

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHESCIENTIFIQUE

جامعة سعد دحلب البليدة 1
UNIVERSITE SAAD DAHLEB BLIDA 1 « USDB »
كلية التكنولوجيا
FACULTE DE TECHNOLOGIE
دائرة الهندسة المدنية
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES مذكرة نهاية التخرج

Pour l'obtention du diplôme en Master2
INGENIEUR EN GENIE CIVIL

Option Matériaux de construction

Thème :
**Etude d'un hôtel multifonctionnel
d'une forme régulière (R+11+Sous
Sol) en béton armé contreventé par
des portiques et des voiles**

Présenté et soutenu en septembre 2019 par :
CHABNI HAYET
NOUAS SAMAH

Promotrice : M^{me} KERBOUA

2018 - 2019

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

*Avant tout nous tenons à remercier ALLAH de nous avoir
Guidé et accordé sa sauvegarde
Pour mener à terme ce modeste travail.*

*Nous adressons nos remerciements à notre promotrice
M^{me} KERBOUAA de nous avoir encadré et aidé.*

*Nous tenons à remercier M^{me} BERDIAF de nous
Avoir aidé.*

*Nous tenons à remercier vivement Mr. BOUDAOUI IBRAHIM
pour sa participation, ses conseils, son aide et ses orientations tout
au long de la réalisation de ce travail.*

*Nous tenons également à remercier les membres de jury, qui
nous feront l'honneur d'estimer et juger ce travail.*

*Nos remerciements vont également à tous les enseignants de
L'Université SAAD DAHLEB BLIDA et particulièrement à ceux
du département de Génie Civil.*

Dédicace

*Avant tout,
Je remercie Dieu le tout puissant,
De m'avoir donné la force, le courage et la patience pour continuer mon parcours...*

Je dédie ce modeste travail à :

À MES CHÈRES PARENTS,

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour mon instruction et mon bien être. Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours. Que ce modeste travail soit l'exaucement de vos vœux tant formulés, le fruit de vos innombrables sacrifices, bien que je ne vous en acquitterai jamais assez.

Puisse Dieu, le Très Haut, vous accorde santé, bonheur et longue vie et faire en sorte que jamais je ne vous déçoive.

*À ma sœur et mon frère **IMENE** et **MOHAMED**,
Vous m'avez remonté le moral lorsque ma détermination flanchait,
J'espère que vous appréciez le fruit de tant d'effort.*

*À toute la famille **CHABNI** et **ROUMANI**,
(Ma grand-mère mes oncles, mes tantes, mes cousins, et mes cousines) :
Vous m'avez soutenue et aidée dans les difficultés de la vie quotidienne.*

*À mon amie ma binôme **NOUAS SAMAH**,
En témoignage de l'amitié qui nous a uni et de souvenirs de tous les moments que nous avons passés ensemble, et à toute sa famille.*

*À Mr **BOUDAOUI IBRAHIM**,
Vous m'avez chaleureusement accueillie dans votre bureau, merci pour votre disponibilité et vos conseils.*

À Tous ceux qui de près ou de loin ont contribué à l'élaboration de ce travail et dont les noms ne figurent malheureusement pas sur ces pages. Qu'ils trouvent ici le témoignage de mon estime et de ma gratitude.

*À vous ... Je dédie ce travail
CHABNI HAYET*

Dédicace

*A Dieu Tout Puissant,
Je tiens à te remercier de m'avoir donné le courage et la volonté de terminer ce
modeste travail.*

*A mes très chers parents,
Ma mère **RATIBA**,
Tu as œuvré pour ma réussite, par ton amour, ton soutien, ton affection, tous les
sacrifices consentis et tes précieux conseils.*

*Mon père **NADJIB**,
Qui peut être fier et trouver ici le résultat de longues années de sacrifices et de
privations pour m'aider à avancer dans la vie.
Autant de phrases aussi expressives soient-elles ne sauraient montrer le degré
d'amour que j'éprouve pour vous. Vous vous êtes dépensés pour moi sans compter.
Merci pour les valeurs nobles, l'éducation et le soutien permanent venu de vous.
Je vous dois ce que je suis aujourd'hui et ce que je serai demain et je ferai toujours de
mon mieux pour rester votre fierté et ne jamais vous décevoir.
Puisse le tout puissant, vous donner santé, bonheur et longue vie afin que je puisse
vous combler à mon tour.*

*A ma petite chère sœur **MANEL**,
En souvenir d'une enfance dont nous avons partagé les meilleurs et les plus agréables
moments. Meilleurs vœux de succès dans tes études. Que dieu te garde et protège.*

*A mon cher fiancé **KAMEL**,
Ton encouragement et ton soutien étaient la bouffée d'oxygène qui me ressourçait
dans les moments pénibles, de solitude et de souffrance. Merci d'être toujours à mes
côtés, par ta présence, par ton amour dévoué, Tu es un grand Homme, tous mes
respects à toi.*

*A toute la famille **NOUAS** et **KENNOUDI**,
A mes grands-parents, oncles, tantes, cousins et cousines,
Vous avez de près ou de loin contribué à ma formation. Affectueuse reconnaissance.*

*A la mémoire de mon grand-père paternel, et ma grand-mère maternelle
Qui ont été toujours dans mon esprit et dans mon cœur, je vous dédie aujourd'hui ma
réussite. Que Dieu, le miséricordieux, vous accueille dans son éternel paradis.*

*A mon amie ma binôme **CHABNI HAYET**,
En témoignage de l'amitié qui nous a uniet des souvenirs de tous les moments que
nous avons passés ensemble. Et à toute sa famille.*

*A **Mr. BOUDAOUI IBRAHIM** et **Mme. LOUIZA**
Vous m'avez chaleureusement accueilli dans votre bureau, merci pour votre
disponibilité et vos conseils.*

*A vous mes amies, mes professeurs et ma petite **MASHA** avec toute mon estime et
tout mon respect.*

*A vous ... Je dédie ce travail
NOUAS SAMAH*

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة فندق ذات طابع متعدد الوظائف، يتألف من طابق ارضي + 11 طابق + طابق تحت الارض، سيتم انجازه بولاية تيبازة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم III حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA99v03). ان مقاومة واستقرار البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمونة بواسطة الروافد، الأعمدة والجدران المشكلة من مادة الخرسانة المسلحة. استعملنا برنامج الي (SAP2000) للدراسة الحركية للبناية، اما بالنسبة لتحديد الأبعاد والتسليح كل العناصر المقاومة للبناية صممناها طبق المعايير والقوانين المعمول بها (RPA99V03, BAEL99) و بواسطة برنامج (SOCOTEC) سلحنا عناصر المقاومة, وفي الأخير دراسة الطوابق تحت أرضية تمت في نهاية هذا المشروع.

Résumé

Le but de cette étude est la conception d'un Hôtel à usage multiple, de RDC + 11 étages + un sous-sol qui sera implanté dans la wilaya de TIPAZA, classé en zone III selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003). La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles. Nous avons utilisé le logiciel (SAP2000) pour l'étude dynamique et l'analyse de ce projet, et par rapport le prédimensionnement et le ferrailage de tous les éléments résistants et non résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur (BAEL91 modifié 99, RPA99 version 2003), et avec le logiciel SOCOTEC le ferrailage des éléments porteurs a été mené. En fin, l'étude des éléments de l'infrastructure ont été traités à la fin de ce projet.

Abstract

The purpose of this study is to design a Hotel for multifunctional use, of R+ 11 floors + one underground which will be implanted in TIPAZA, classified in zone III according to the Algerian seismic code (RPA 99 version 2003). The stability of the structure is provided by the beams, columns and walls. We used the software (SAP2000) to study and analysis of this project. And by contribution the calculation of per dimensions and reinforcement of all the resistance elements and no resistance are consistent with the rules applicable in strengths namely (BAEL91 modified 99, RPA99 2003 version), and with SOCOTEC software the reinforcement of structural elements was done by. In the end, the study of the infrastructure elements were treated at the end of this project.

Sommaire

Remerciements

Dédicace

Résumé

Sommaire

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des symboles

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction	1
I.2. Aperçu général du site	1
I.3. Présentation du projet	2
I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	9
I.5. Hypothèses de calcul aux états limites	15
I.6. Conclusion.....	16

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments résistants

II.1. Introduction.....	17
II.2. Pré dimensionnement du plancher.....	17
II.3. Evaluation des charges et surcharges.....	18
II.4. Pré dimensionnement des poutres	20
II.5. Pré dimensionnement des poteaux	22
II.6. Pré dimensionnement des voiles	44
II.7. Conclusion.....	45

Chapitre III : Prédimensionnement des éléments secondaire

III.1. Introduction.....	46
III.2. Acrotère.....	46
III.3. Plancher dalle pleine.....	53
III.4. Escalier.....	59

III.5.Conclusion.....	65
-----------------------	----

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique

IV.1. Introduction.....	66
IV.2. Etude sismique	66
IV.3. Choix de la méthode de calcul	67
IV.4. Résultats de l'analyse sismique.....	73
IV.5. Conclusion	88

Chapitre V : Calcul des éléments résistants

V.1. Introduction.....	89
V.2. Ferrailage des poteaux.....	89
V.3 Ferrailage des poutres	115
V.4 Ferrailage des voiles.....	130

Chapitre VI : Etude des fondations

VI.1. Introduction.....	159
VI.2. Fonction assurée par les fondations.....	159
VI.3. Classification des fondations	159
VI.4. Choix de type des fondations.....	159
VI.5. Justification pour le choix des fondations.....	160
VI.6. Calcul des fondations (Radier général).....	161
VI.7. Etude du voile périphérique	178

Conclusion générale

Références

Annexes

Listes des tableaux

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Tableau I.1 Limites élastiques	13
Tableau I.2 Les valeurs des contraintes d'acier à l'ELU	14
Tableau I.3 Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés	16

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments résistants

Tableau II.1 Les surfaces des poteaux les plus sollicités	27
Tableau II.2 Dégression des surcharges	28
Tableau II.3 Calcul les charges des poteaux centraux	29
Tableau II.4 Choix des sections des poteaux centraux	30
Tableau II.5 Vérification préliminaire de l'effort normal réduit dans les poteaux centraux..	31
Tableau II.6 Vérification préliminaire de l'effort normal réduit avec augmentation des dimensions des poteaux centraux	32
Tableau II.7 Vérification du critère de résistance des poteaux centraux	33
Tableau II.8 Calcul les charges des poteaux de rive	34
Tableau II.9 Choix des sections des poteaux de rive	35
Tableau II.10 Vérification préliminaire de l'effort normal réduit dans les poteaux de rive.	36
Tableau II.11 Vérification préliminaire de l'effort normal réduit avec augmentation des dimensions des poteaux de rive	37
Tableau II.12 Vérification de critère de résistance des poteaux de rive	38
Tableau II.13 Calcul les charges des poteaux d'angle	39
Tableau II.14 Choix des sections des poteaux d'angle	40
Tableau II.15 Vérification préliminaire de l'effort normal réduit dans les poteaux d'angle	41
Tableau II.16 Vérification préliminaire de l'effort normal réduit avec augmentation des dimensions des poteaux d'angle	42
Tableau II.17 Vérification de critère de résistance des poteaux d'angle	43
Tableau II.18 Choix final des poutres	45
Tableau II.19 Choix final des sections des poteaux	45

Chapitre III : Prédimensionnement des éléments secondaires

Tableau III.1 Ferrailage de la dalle pleine rectangulaire	54
Tableau III.2 Vérification des contraintes à l'ELS	56
Tableau III.3 Récapitulatif du calcul de la flèche	58
Tableau III.4 Charges à l'ELU et à l'ELS	63
Tableau III.5 Ferrailage de l'escalier	64
Tableau III.6 Vérification des contraintes	65

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique

Tableau IV.1 facteur de qualité	72
Tableau IV.2 Périodes et facteurs de participation massique du modèle initial.....	74
Tableau IV.3 Vérification des déplacements inter étages du modèle initial.....	76
Tableau IV.4 Périodes et facteurs de participation massique du 2 ^{ème} modèle.....	78
Tableau IV.5 Vérification des déplacements inter étages du 2 ^{ème} modèle.....	80
Tableau IV.6 Périodes et facteurs de participation massique du modèle final.....	82
Tableau IV.7 Vérification des déplacements inter étages du modèle final.....	84
Tableau IV.8 Vérification de l'effort normal pour les poteaux.....	85
Tableau IV.9 Pourcentages des efforts tranchants dans le sens x	86
Tableau IV.10 Pourcentages des efforts tranchants dans le sens y.....	87

Chapitre V : Calcul des éléments résistants

Tableau V.1 Caractéristiques du béton et du l'acier.....	89
Tableau V.2 Ferrailages des poteaux carrées situation durable (N^{\max} , M^{corr}).....	91
Tableau V.3 Ferrailages des poteaux carrées situation durable ($M3^{\max}$, N^{corr}).....	92
Tableau V.4 Ferrailages des poteaux carrées situation durable (N^{\min} , M^{corr}).....	93
Tableau V.5 Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).....	94
Tableau V.6 Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle ($M3^{\max}$, N^{corr}).....	95
Tableau V.7 Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (N^{\min} , M^{corr}).....	96
Tableau V.8 Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).....	97
Tableau V.9 Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr}).....	98
Tableau V.10 Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (N^{\min} , M^{corr}).....	99

Tableau V.11	Choix des armatures des poteaux.....	100
Tableau V.12	Vérification des contraintes pour les poteaux carrés.....	101
Tableau V.13	Vérification des contraintes pour les poteaux carrés.....	102
Tableau V.14	Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux carrés	104
Tableau V.15	Espacements maximales selon RPA99 pour un poteau carré.....	106
Tableau V.16	Choix des armatures transversales pour les poteaux carrés.....	107
Tableau V.17	Ferraillage des poutres principale.....	116
Tableau V.18	Ferraillage des poutres principales.....	117
Tableau V.19	Ferraillage des poutres principales.....	117
Tableau V.20	Ferraillage des poutres secondaires.....	117
Tableau V.21	Ferraillage des poutres secondaires.....	118
Tableau V.22	Ferraillage des poutres secondaires.....	118
Tableau V.23	Ferraillage de la poutre de chaînage.....	118
Tableau V.24	Ferraillage de la poutre de chaînage.....	119
Tableau V.25	Ferraillage de la poutre de chaînage.....	119
Tableau V.26	Choix des armatures pour les poutres principales.....	119
Tableau V.27	Choix des armatures pour les poutres secondaires.....	120
Tableau V.28	Choix des armatures pour la poutre de chaînage.....	120
Tableau V.29	Vérification de la condition de non fragilité.....	121
Tableau V.30	Vérification des poutres principales à l'ELS.....	122
Tableau V.31	Vérification des poutres secondaires à l'ELS.....	122
Tableau V.32	Vérification de la poutre de chaînage à l'E.LS.....	122
Tableau V.33	Vérification de la contrainte de cisaillement (sens principal).....	123
Tableau V.34	Vérification de la contrainte de cisaillement (sens secondaire).....	123
Tableau V.35	Vérification de la contrainte de cisaillement (poutre de chaînage).....	123
Tableau V.36	Calcul des armatures transversales.....	124
Tableau V.37	Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.....	125
Tableau V.38	Vérification de la flèche.....	126
Tableau V.39	Valeurs de (l_f/l)	134
Tableau V.40	Calcul de $\sigma_{u\ lim}$	135
Tableau V.41	Aciers verticaux et horizontaux	136
Tableau V.42	Aciers transversaux	137
Tableau V.43	Aciers supplémentaires	139
Tableau V.44	Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple (V1)	141

Tableau V.45 Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple (V1)	142
Tableau V.46 Caractéristiques des voiles.	144
Tableau V.47 Calcul des armatures verticales de l'exemple (V1)	144
Tableau V.48 Calcul des armatures verticales de l'exemple (V1')	146
Tableau V.49 Calcul des armatures verticales de l'exemple (V2 et V2').....	148
Tableau V.50 Calcul des armatures verticales de l'exemple (V3)	149
Tableau V.51 Calcul des armatures verticales de l'exemple (V4)	151
Tableau V.52 Calcul des armatures verticales de l'exemple (V5 et V5')	153
Tableau V.53 Calcul des aciers de couture des voiles.....	155
Tableau V.54 Calcul des aciers de compression	156
Tableau V.55 Calcul des aciers horizontaux des voiles.....	157

Chapitre VI : Etude des fondations

Tableau VI.1 Caractéristique géométriques du radier.....	163
Tableau VI.2 Contraintes sous le radier à l'ELU.....	166
Tableau VI.3 Contraintes sous le radier à l'ELS.....	167
Tableau VI.4 Ferrailage des panneaux du radier.....	170
Tableau VI.5 Vérification des contraintes.....	171
Tableau VI.6 Vérification des contraintes (correction).....	171
Tableau VI.7 Ferrailage des nervures.....	173
Tableau VI.8 Vérification de la condition de non fragilité.....	173
Tableau VI.9 Vérification des contraintes.....	174
Tableau VI.10 choix des armatures transversales.....	175
Tableau VI.11 Ferrailage du débord.....	176
Tableau VI.12 Vérifications des contraintes du béton et d'acier.....	177
Tableau VI.13 Ferrailage du Voile Périphérique.....	180
Tableau VI.14 Vérification des Contraintes à l'ELS.....	182

Listes des figures

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Figure I.1 Situation géographique de site du projet	1
Figure I.2 La façade principale	2
Figure I.3 Coupe A-A.....	3
Figure I.4 Plan de sous-sol	4
Figure I.5 La coupe B-B	5
Figure I.6 décomposition du projet en blocs	6
Figure I.7 Plancher à dalle pleine	8
Figure I.8 Les matériaux composant du béton	9
Figure I.9 Essai Brésilien	11
Figure I.10 Diagramme contraintes – déformations du béton à l'ELU	12
Figure I.11 Diagramme contraintes - déformations du béton à l'ELS	13
Figure I.12 Diagramme contraintes – déformations de l'acier à l'ELU	14

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments résistants

Figure II.1 Plancher Terrasse inaccessible	18
Figure II.2 Plancher étage courant	19
Figure II.3 Constituants d'un mur extérieur	19
Figure II.4 Section d'une poutre principale	21
Figure II.5 Section d'une poutre secondaire	22
Figure II.6 Section réduite du poteau	24
Figure II.7 Dimension de la section du poteau	25
Figure II.8 Schéma statique de la descente de charge	26
Figure II.9 Type des poteaux les plus sollicités	26
Figure II.10 Poteau central le plus sollicité	27
Figure II.11 Poteau de rive le plus sollicité	27
Figure II.12 Poteau d'angle le plus sollicité	27
Figure II.13 Section porte par le poteau central	29
Figure II.14 Section porte par le poteau de rive	34
Figure II.15 Section porte par le poteau d'angle	39
Figure II.16 Schéma du voile	44

Figure II.17 Coupe de voile en plan.....	44
---	----

Chapitre III : Prédimensionnement des éléments secondaires

Figure III.1 Schéma statique de l'acrotère	46
Figure III.2 Charges et surcharges agissant sur l'acrotère	47
Figure III.3 Diagrammes des efforts à L'ELU	48
Figure III.4 Section de calcul de l'acrotère.....	48
Figure III.5 Distance de l'axe neutre.....	50
Figure III.6 Disposition des armatures dans l'acrotère	52
Figure III.7 Dimension d'une dalle pleine rectangulaire.....	53
Figure III.8 Ferrailage de la dalle pleine rectangulaire.....	58
Figure III.9 Dimensionnement d'escalier	59
Figure III.10 Schéma d'un escalier 2 volée	60
Figure III.11 Schéma statique de l'escalier à 2 volées.	61
Figure III.12 Schéma statique de la nouvelle conception.....	62
Figure III.13 Représentation du chargement de la nouvelle conception.....	63
Tableau III.14 Ferrailage de la console.....	65

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique

Figure IV.1 Spectre de réponse	69
Figure IV.2 Vue en plan de la disposition des voiles du modèle initial.....	73
Figure IV.3 Schéma des trois premiers modes du modèle initial.....	75
Figure IV.4 Vue en plan de la disposition des voiles du 2 ^{ème} modèle.....	77
Figure IV.5 Schéma des trois premiers modes du 2 ^{ème} modèle.....	79
Figure IV.6 Vue en plan de la disposition des voiles du modèle final.....	81
Figure IV.7 Schéma des trois premiers modes du modèle final.....	83

Chapitre V : Calcul des éléments résistants

Figure V.1 Schéma de ferrailage des poteaux.....	110
Figure V.2 Ferrailage des poutres principales du terrasse.....	126
Figure V.3 Ferrailage des poutres principales d'étages courants + RDC N2.....	127
Figure V.4 Ferrailage des poutres principales du RDC N1	127
Figure V.5 Ferrailage des poutres secondaires du terrasse.....	128

Figure V.6 Ferrailage des poutres secondaires d'étages courants + RDC N2	128
Figure V.7 Ferrailage des poutres secondaires du RDC N1.....	129
Figure V.8 Ferrailage des poutres de chaînage d'étages courants + RDC N2	129
Figure V.9 Ferrailage des poutres de chaînage du RDC N1.....	130
Figure V.10 Disposition des voiles dans la structure.....	131
Figure V.11 Section rectangulaire, soumise à la flexion composée.....	131
Figure V.12 Schéma d'une voile pleine et disposition du ferrailage.....	132
Figure V.13 Définition de l'élément mur.....	133
Figure V.14 Mur encastré.....	133
Figure V.15 Vérification du voile.....	135
Figure V.16 Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.....	138
Figure V.17 Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	139
Figure V.18 Schéma de disposition des voiles.....	143
Figure V.19 Schéma de ferrailage du voile 1 zonz I.....	158

Chapitre VI : Etude des fondations

Figure VI.1 Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.....	161
Figure VI.2 Schéma statique de l'hôtel.....	164
Figure VI.3 Contraintes sous le radier.....	166
Figure VI.4 Panneau de la dalle du radier.....	168
Figure VI.5 Schéma de ferrailage de la dalle du radier	172
Figure VI.6 La poutre nervure dans l'infrastructure.....	172
Figure VI.7 Ferrailage des nervures du sens (x-x).....	175
Figure VI.8 Ferrailage des nervures du sens (y-y).....	176
Figure VI.9 Schéma statique du débord.....	176
Figure VI.10 Diagramme des Moments.....	176
Figure VI.11 Ferrailage de la Dalle du débord.....	177
Figure VI.12 Evaluation des charges.....	178
Figure VI.13 Poussées des terres.....	179
Figure VI.14 Ferrailage du Voile Périphérique sens x.....	182
Figure VI.15 Ferrailage du Voile Périphérique sens y.....	182

Listes des symboles

A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.

A_s : Aire d'une section d'acier.

A_t : Section d'armatures transversales.

B : Aire d'une section de béton.

\emptyset : Diamètre des armatures, mode propre.

ϕ : Angle de frottement.

C : Cohésion.

\bar{q} : Capacité portante admissible.

Q : Charge d'exploitation.

σ_c : Contrainte de consolidation.

C_c : Coefficient de compression.

C_s : Coefficient de sur consolidation.

K_t : Facteur de terrain.

Z_0 : Paramètre de rugosité.

Z_{min} : Hauteur minimale.

C_r : Coefficient de rugosité.

C_t : Coefficient de topographie.

C_d : Coefficient dynamique.

C_e : Coefficient d'exposition.

C_{pe} : Coefficient de pression extérieure.

C_{pi} : Coefficient de pression intérieure.

C_p : Coefficient de pression nette.

q_{dyn} : Pression dynamique.

$q_{réf}$: Pression dynamique de référence.

q_j : Pression dû au vent.

F_{fr} : Force de frottement.

R : Force résultante.

γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.

γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.

σ_s : Contrainte de traction de l'acier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
 $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
 $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
 τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
 τ : Contrainte tangentielle.
 β : Coefficient de pondération.
 σ_{sol} : Contrainte du sol.
 σ_m : Contrainte moyenne.
 G : Charge permanente.
 ξ : Déformation relative.
 V_0 : Effort tranchant a la base.
 $E.L.U$: État limite ultime.
 $E.L.S$: État limite service.
 N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
 N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
 T_u : Effort tranchant ultime.
 T : Effort tranchant, Période.
 S_t : Espacement.
 λ : Élançement.
 e : Épaisseur, Indice des vides.
 N_q, N_γ, N_c : Facteurs de portance.
 F : Force concentrée.
 f : Flèche.
 \bar{f} : Flèche admissible.
 D : Fiche d'ancrage.
 L : Longueur ou portée.
 L_f : Longueur de flambement.
 I_p : Indice de plasticité.
 I_c : Indice de consistance.
 W : Teneur en eau, Poids total de la structure.
 S_r : Degré de saturation.
 γ_d : Poids volumique sèche.
 γ_h : Poids volumique humide.

γ_{sat} : Poids volumique saturé.
 W_{sat} : Teneur en eau saturé.
 W_L : Limite de liquidité.
 W_p : Limite de plasticité.
 d : Hauteur utile.
 F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
 M_u : Moment à l'état limite ultime.
 M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
 M_t : Moment en travée.
 M_a : Moment sur appuis.
 M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment à la base.
 I : Moment d'inertie.
 f_i : Flèche due aux charges instantanées.
 f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
 I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
 I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
 M : Moment, Masse.
 E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
 E_{vj} : Module d'élasticité différé.
 E_s : Module d'élasticité de l'acier.
 P : Rayon moyen.
 f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
 f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
 F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
 K : Coefficient de raideur de sol.
 S_c : Tassement œdométrique.
 S_c^T : Tassement total.
 S_c^{adm} : Tassement admissible.
 δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
 Y, Y_I : Position de l'axe neutre.
 I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.

Introduction générale

Le fait de construire a été toujours un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été depuis toujours, sujet de beaucoup de questions axées principalement sur le choix du type d'ouvrage et la détermination dans chaque cas de la structure la mieux adaptée parmi celles qui existent.

Le calcul de structure vise deux objectifs qui sont : la sécurité et l'économie.

Pour satisfaire les exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés et spécifier des procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de la conception, de la construction et de l'exploitation. Pour ce faire, il faut impérativement respecter les normes et les règles en vigueur.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un hôtel implanté dans une zone de forte sismicité, comportant deux (02) niveaux de RDC, onze (11) étages et un sous-sol, dont le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques.

Pour cela nous avons réparti notre travail comme suit :

Après une introduction générale, le présent travail est divisé en six chapitres : Le premier est consacré à la présentation complète de l'hôtel et le choix des matériaux à utiliser. Le second est consacré au pré dimensionnement des éléments structuraux. Le troisième chapitre a pour objet le calcul des éléments secondaire. Le quatrième consiste à l'étude dynamique en zone sismique. Nous avons ferrailé les éléments résistants dans le cinquième chapitre. Nous finalisons par l'étude de fondation et enfin, une conclusion générale.

I.1. Introduction

Pour qu'une étude génie civil soit bien faite, la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable, c'est ce qui fait l'objet de ce premier chapitre.

I.2. Aperçu général du site

I.2.1. Situation géographique

L'hôtel se situe à la wilaya de Tipaza, en faisant un rond-point et prenant la route de Hadjout.

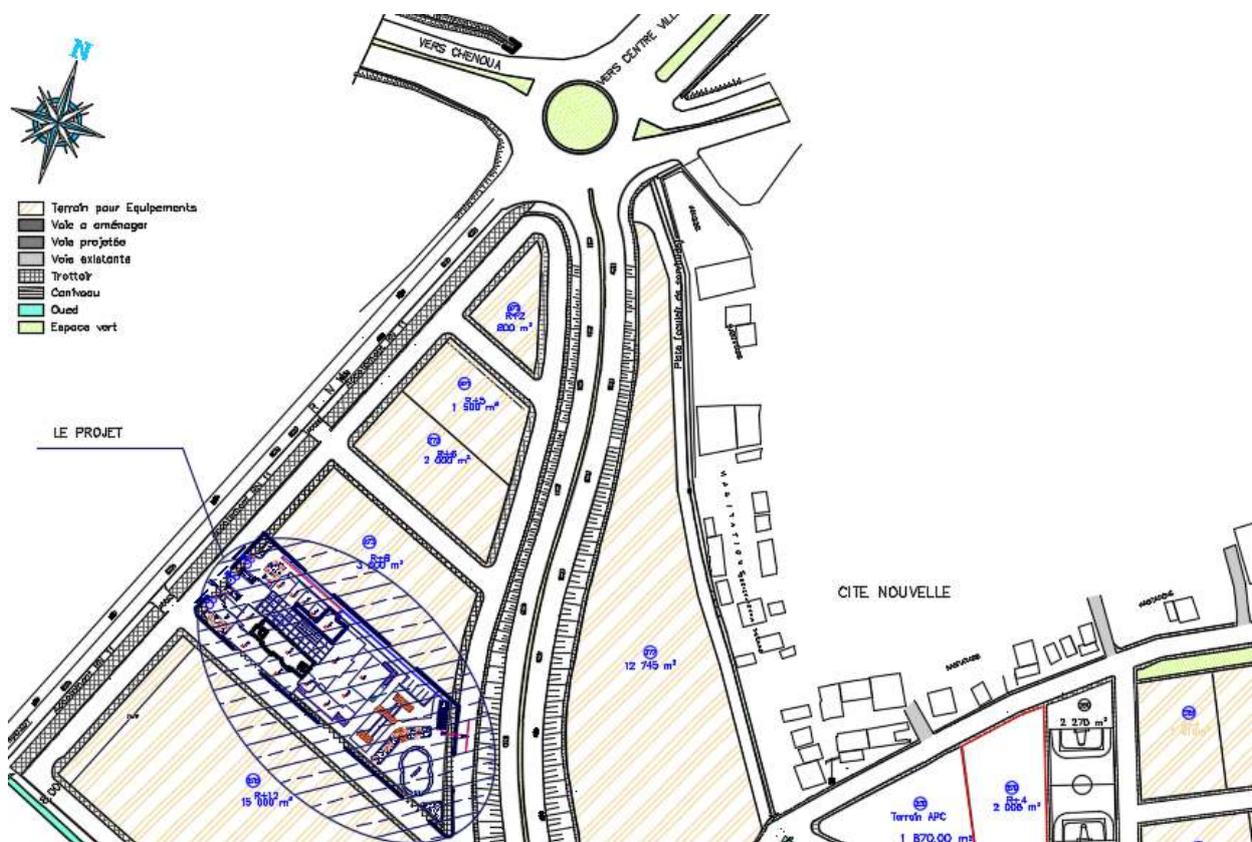


Figure I.1 Situation géographique de site du projet.

I.2.2. Aspect géophysique

Le terrain est situé sur le territoire de la wilaya de Tipaza qui est classé comme une zone de forte sismicité zone III, selon le règlement parasismique Algérien RPA99Version2003.

L'ouvrage projeté est classé dans le groupe B1 (Article 3.2 p25 RPA99V2003) ouvrage de grande importance ($h > 48m$).

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

I.3. Présentation du projet

Le présent travail a pour but d'étudier un hôtel EL YASSER (Un rez de chaussé contient 2 niveaux et 11 étages + un sous-sol) à usage multiple, en tenant compte des règles de construction parasismiques.

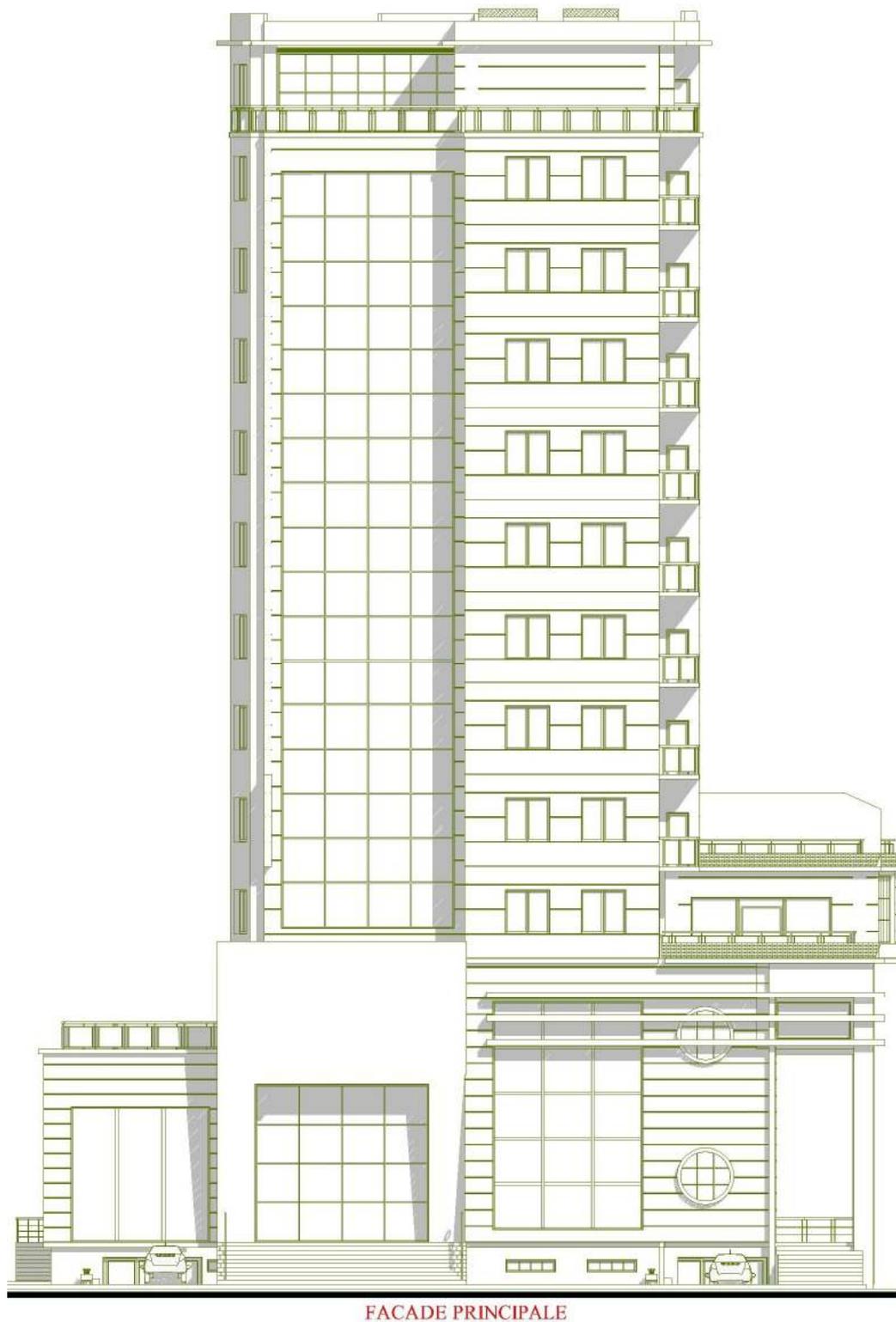


Figure I.2 La façade principale.

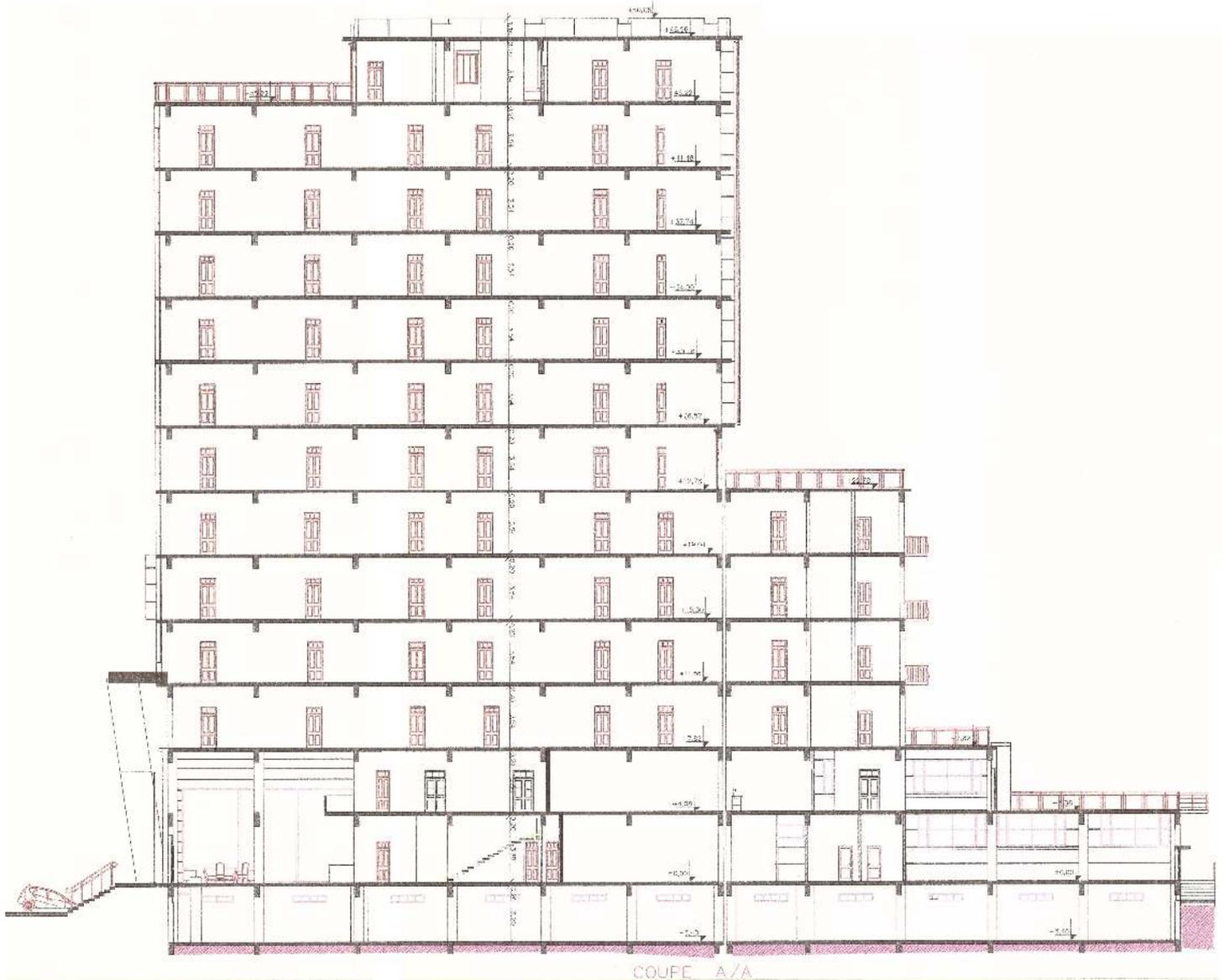


Figure I.3 Coupe A-A

Ce projet a été calculé et suivi par le bureau d'étude BOUDAOU I BRAHIM et réalisé par l'entreprise EURL GAEA CHINA et contrôlé par le bureau de contrôle le CTC. La présentation de notre ouvrage tiendra compte deux aspects :

- Présentation Architecturale
- Présentation Structurelle

I.3.1. Présentation Architecturale

Avant toute conception des états structuraux, on doit tout d'abord comprendre, vérifier et maîtriser les plans architecturaux.

Notre projet est un hôtel de forme régulière, dont les caractéristiques géométriques sont les suivants : Hauteur totale de l'hôtel sans acrotère : 48.96 m.

Longueur totale : 61.23 m.

Largeur totale : 33.28 m.

La structure comporte en :

❖ **Infra structure**

L'hôtel comporte un sous-sol, de dimensions :

- Longueur : 61.23 m
- Largeur : 33.28 m
- Hauteur : 3.40 m

Le sous-sol (-3.40 m) comporte un parking réservé pour les automobiles.

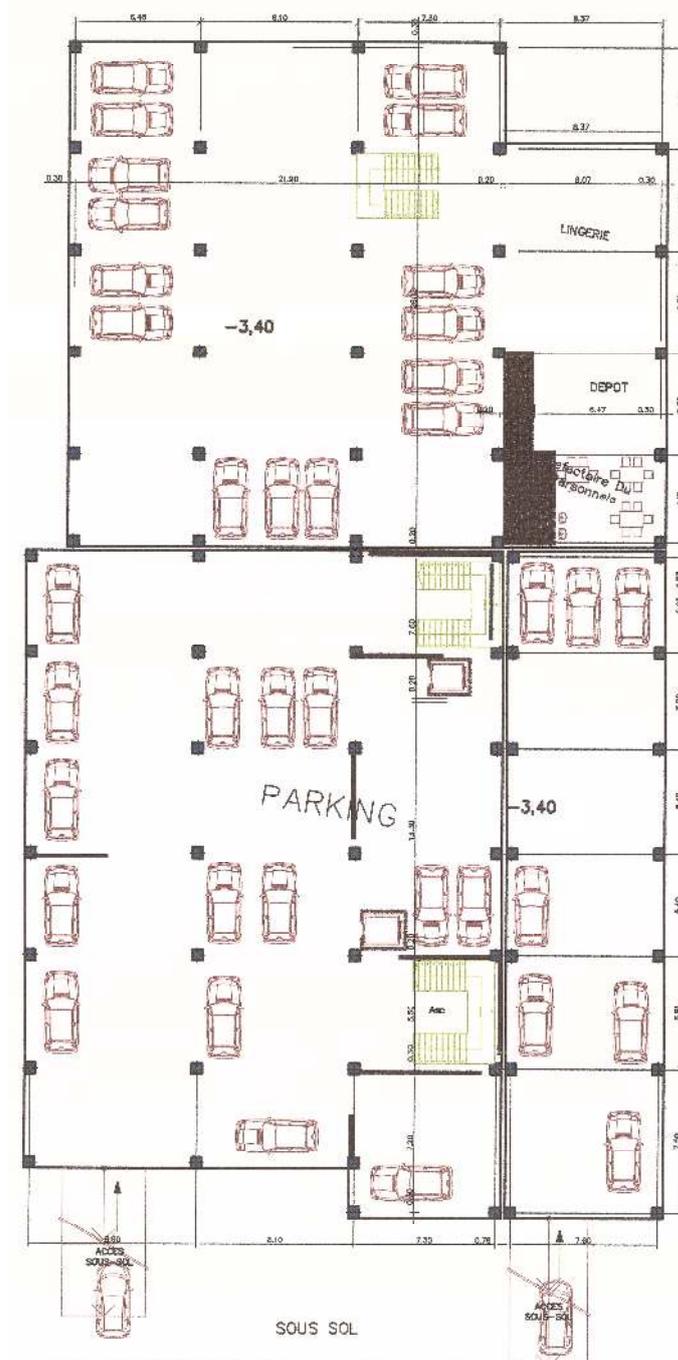


Figure I.4 Plan de sous-sol.

❖ Super structure

L'hôtel étudié contient 12 niveaux à usage multiple et il est divisé en trois blocs séparés par des joints. Les niveaux sont disposés comme suit :

- Un rez de chaussé divisé en deux niveaux : Le premier niveau d'hauteur de 4.08.m.

Le deuxième niveau d'hauteur de 3.74.m.

- Du 1^{er} étage jusqu'au 11^{eme} étage d'hauteur de 3.74m.
- Une terrasse non accessible.

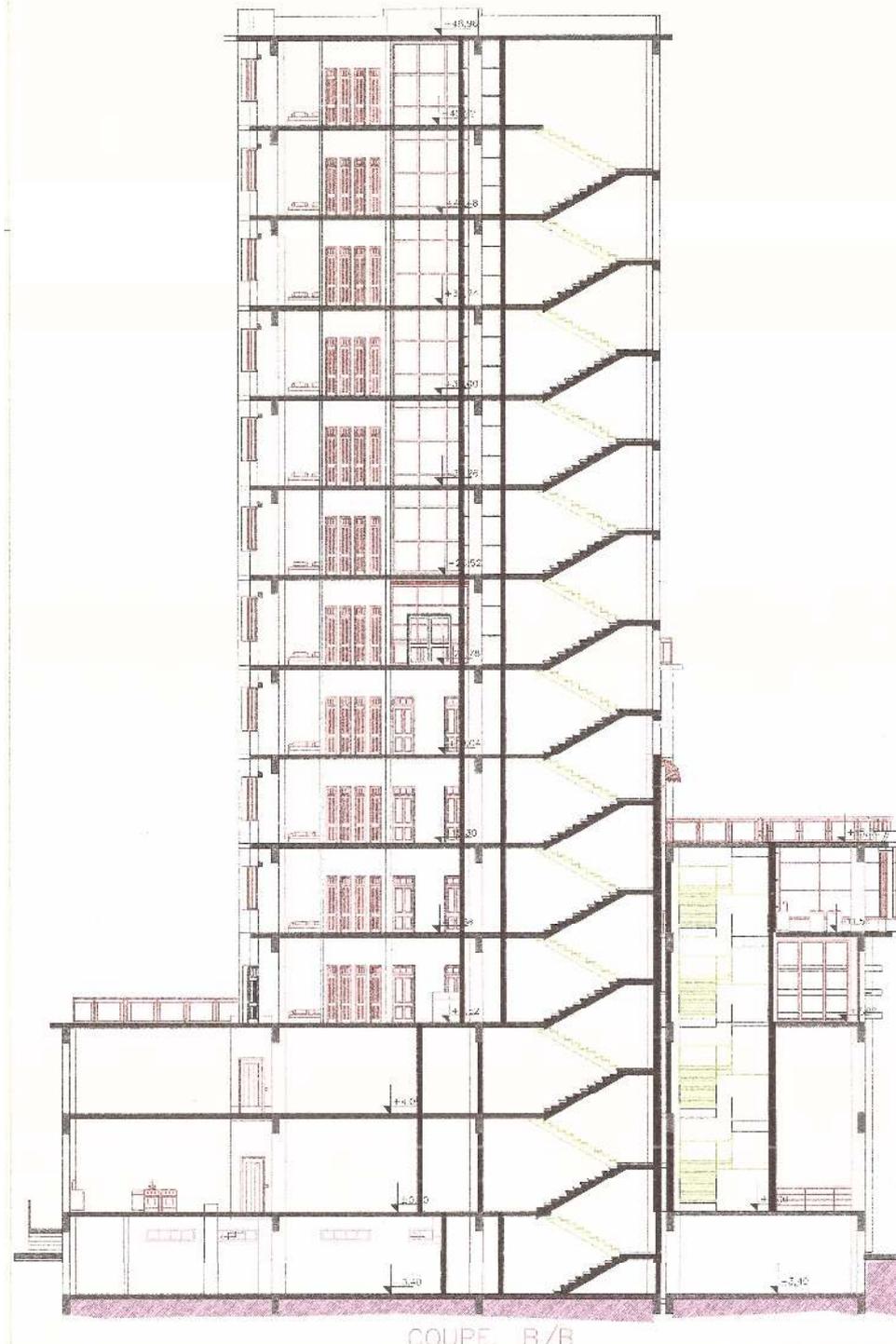


Figure I.5 La coupe B-B

Le projet est décomposé en trois blocs comme suit :

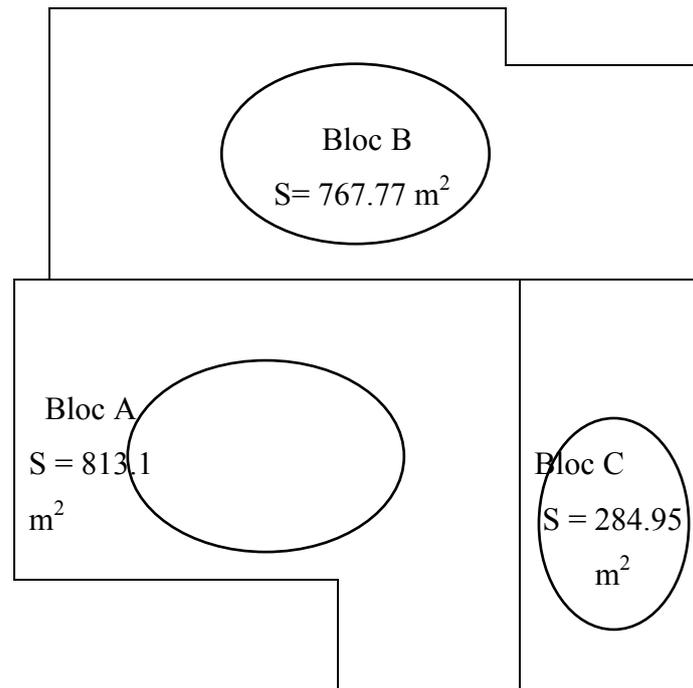


Figure I.6 décomposition du projet en blocs.

I.3.1.1. Description détaillée du projet

Pour faire une description détaillée, il est nécessaire de présenter les trois blocs :

Bloc A :

D'hauteur de 48.96 m (R+11) et de superficie de 813.1 m² au rez de chaussée et à chaque fois qu'on remonte un étage la superficie diminue. Qui a :

- Un rez de chaussée de deux niveaux :

Niveau 1 : contient d'une réception, une cafeteria, des bureaux, une cuisine et une agence de voyage.

Niveau 2 : contient des chambres de services, Restaurant et salon de thé.

- Premier étage : qui contient 7 chambres, une sauna et une terrasse.
- Deuxième étage : qui contient 7 chambres, une crèmerie et une pizzeria.
- Troisième et quatrième étage : qui contient 10 chambres (chaqu'un).
- Du cinquième au dixième étage : qui contient 8 chambres et une suite (chaqu'un).
- Onzième étage : qui contient une suite royale, 2 chambres et une terrasse.

Bloc B :

D'hauteur de 22.78 m (R+4) et de superficie de 767.77 m² au rez de chaussée et à chaque fois qu'on remonte un étage la superficie diminue. Qui a :

- Un rez de chaussée de deux niveaux :

Niveau 1 : contient une salle des fêtes et une terrasse.

Niveau 2 : contient une salle de diner spécial homme et une terrasse.

- Premier étage : qui contient 4 chambres reliées au Bloc A et une terrasse.
- Du deuxième au quatrième étage : qui contient 4 chambres reliées au Bloc A (chaqu'un).
- Cinquième étage : qui contient une terrasse.

Bloc C :

D'hauteur de 15.30m (R+2) et de superficie de 284.95 m² au rez de chaussée et à chaque fois qu'on remonte un étage la superficie diminue. Qui a :

- Un rez de chaussée de deux niveaux :

N1 : contient un coiffeur, un tabac journaux, un fleuriste et une agence de voyage reliée au Bloc A.

N2 : qui est reliée au Bloc A qui contient des chambres de services et un salon de thé.

- Premier étage : qui contient 2 chambres reliées au Bloc A et une salle d'aérobic.
- Deuxième étage : qui contient une crèmerie et une pizzeria qui ont reliée au Bloc A et une terrasse.
- Troisième étage : qui contient une terrasse.

I.3.2. Présentation Structurelle

I.3.2.1. Ossature

L'ouvrage rentre dans le cadre de l'application des RPA99/Version2003. D'après les conditions de l'article 3.4.A pour les structures en béton armé, on a opté à un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques.

I.3.2.2. Planchers

Surfaces horizontales séparant deux niveaux successifs. Pour notre projet nous avons opté pour des dalles pleines.

∅ Plancher à dalle pleine :

La dalle pleine en béton armé a une épaisseur comprise entre 16 cm et 25 cm. Cette dalle est armée afin d'augmenter la résistance mécanique de la structure.

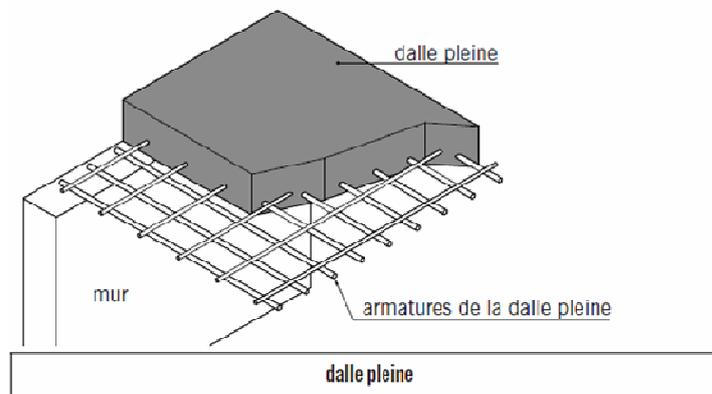


Figure I.7 Plancher à dalle pleine.

I.3.2.3. Maçonnerie

La maçonnerie la plus utilisée en Algérie est en briques creuses. Pour notre ouvrage nous avons deux types de murs :

- **Murs extérieurs (double paroi)** : ils sont constitués d'une double cloison de 30 cm d'épaisseur :
 - Brique creuse de 15 cm d'épaisseur.
 - L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.
 - Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.
- **Murs intérieurs (simple paroi)** : à simple cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

I.3.2.4. Escaliers

Notre bâtiment comporte des escaliers qui servent à relier les différents niveaux afin d'assurer la bonne circulation d'usages.

I.3.2.5. Ascenseurs

Vu la hauteur importante de l'hôtel, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages. Pour cela la structure comporte des cages d'ascenseurs du sous-sol jusqu'au 11^{ème} étage.

I.3.2.6. Terrasse

Il existe deux types de terrasse :

- Terrasse inaccessible (la toiture).
- Terrasse accessible (dans certains étages).

I.3.2.7. Acrotère

C'est un élément encastré dans le plancher terrasse et comme la terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé, d'une hauteur de 1.1 m.

I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA93, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL91 modifié 99, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA99 Version 2003.

I.4.1. Le Béton

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

1.4.1.1. Les matériaux composant du béton

Le béton est un mélange des matériaux (granulats) avec un liant hydraulique (ciment), dosé à 350kg/m^3 , de l'eau et éventuellement des adjuvants.

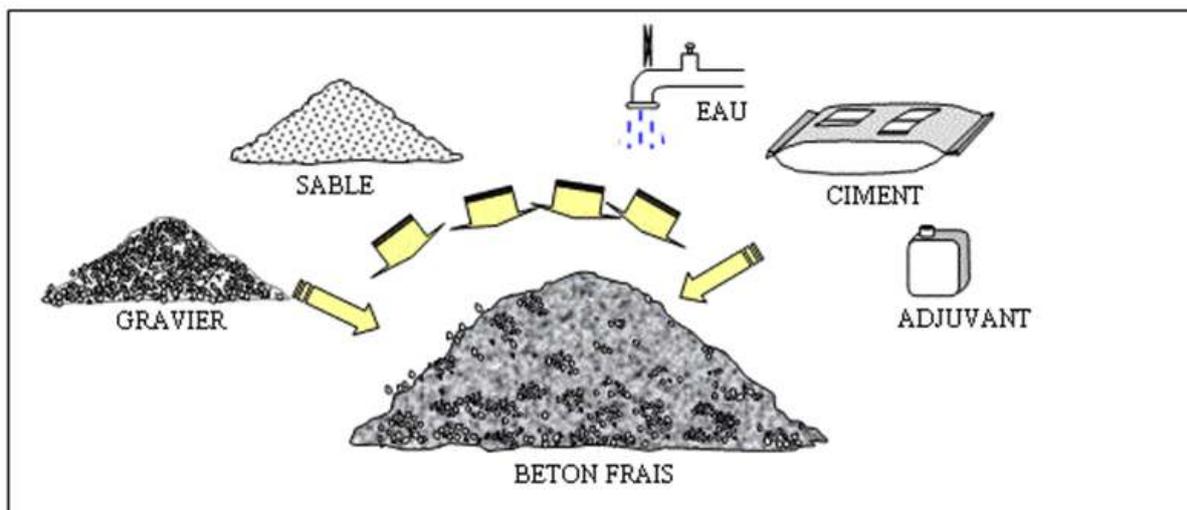


Figure I.8 Les matériaux composant du béton.

1.4.1.1.1. Ciment

Le ciment joue le rôle d'un liant sa qualité et ses particularités dépendant des proportions de calcaire et d'argile, et de la température de cuisson du mélange.

1.4.1.1.2. Sable

Le sable est constitué par des grains provenant de la désagrégation des roches, un bon sable contient des grains de tout calibre.

1.4.1.1.3. Gravier

Sont constituées par des grains rocheux. Elles doivent être dures, propres et non gélives, elles peuvent être extraites du lit de rivières (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

1.4.1.1.4. Eau de gâchage

Est une eau nécessaire à la fabrication du béton, elle doit être propre. Son rôle est triple :

- hydrate le liant.
- mouille les granulats.
- facilite la mise en place du béton ou du mortier.

1.4.1.1.5. Adjuvant

Dans la composition des bétons un adjuvant est utilisé pour améliorer les caractéristiques du matériau à l'état frais ou à l'état durci. Selon la norme EN NF 934-2, un adjuvant est incorporé lors du malaxage du béton à un dosage inférieur à 5 % des éléments fins.

1.4.1.2. Résistances mécaniques du béton

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression, et sa résistance à la traction, mesurée à "j" jours d'âge.

1.4.1.2.1. Résistance à la compression

Désignée par f_{c28} (résistance à la compression à 28 jours), elle est obtenue par écrasement en compression axiale sur des éprouvettes cylindriques normalisées ($16 \leq 32$) cm² dont la hauteur est double du diamètre et leurs sections est de 200 cm². Pour les ouvrages courants, on admet une résistance caractéristique à la compression à 28 jours égale à 25 Mpa ($f_{c28} = 25$ MPa).

1.4.1.2.2. Résistance à la traction

Le béton a un très bon comportement en compression mais résiste très mal aux efforts de traction. C'est pour cette raison que l'on ajoute des aciers dans les zones de béton tendue. La résistance en traction du béton s'obtient par :

- Des essais de traction directe sur des cylindres.

- Des essais par flexion.
- Des essais de fendage : en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai brésilien).

Plateau de la presse cylindre

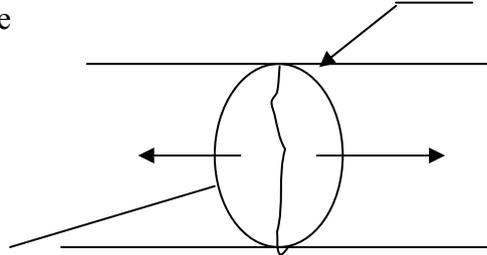


Figure I.9 EssaiBrésilien.

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la relation : $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$ (MPa)

Pour notre ouvrage, on admet une résistance caractéristique à la traction à 28 jours égale à 2.1Mpa ($f_{t28} = 2,1$ MPa).

I.4.1.3. Module de déformation longitudinale

Ce module est connu sous le nom de module de "Young", il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courtedurée d'application.

- **Module de déformation instantané :**

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané E_{ij} du béton âgé de « j » jours est égale à : $E_{ij} = 11\ 000 (f_{cj})^{1/3}$ (MPa)

Pour : $f_{c28} = 25$ MPa on trouve $E_{ij28} = 32164,19$ MPa.

- **Module de déformation différé :**

Il est réservé spécialement pour des charges de durée d'application supérieure à 24 heures ; ce module est défini par $E_{vj} = 3700 \cdot (f_{cj})^{1/3}$ (MPa)

Pour : $f_{c28} = 25$ MPa on trouve $E_{vj28} = 10818,86$ MPa.

I.4.1.4. Coefficient de poisson

Il représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale ; $\nu = \frac{\text{allongement relatif du coté de la section}}{\text{raccourcissement relatif longitudinal}}$.

- $\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états limites de service (béton non fissuré).
- $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états limites ultimes (béton fissuré).

I.4.1.5. Contraintes limites de calcul En se référant au règlement du BAEL 91(modifier 99), on distingue deux états limites :

I.4.1.5.1. Etat limite ultime « ELU »

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

La contrainte limite ultime du béton en compression, notée f_{bu} est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$\gamma_b =$ Coefficient de sécurité $\left\{ \begin{array}{l} 1,5 \text{ en situations durables ou transitoires.} \\ 1,15 \text{ en situations accidentelles.} \end{array} \right.$

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

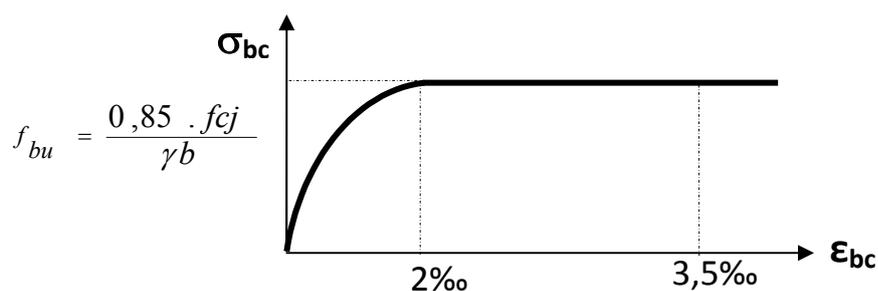


Figure I.10 Diagramme contraintes – déformations du béton à l'ELU

Pour $f_{c28} = 25$ MPa on trouve $f_{bu} = 14.17$ MPa ($\gamma_b = 1,5$) et $f_{bu} = 18.48$ MPa ($\gamma_b = 1,15$).

I.4.1.5.2. Etat limite de service « ELS »

L'état limite de service est un état de chargement au-delà de laquelle la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité. Le bâtiment doit vérifier les trois critères suivants :

- Compression du béton.
- L'ouverture des fissures.
- Déformation des éléments de la construction.

La contrainte limite de service est donnée par $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28}$ (MPa).

Pour $f_{c28} = 25$ MPa on trouve $\sigma_{bc} = 15$ MPa.

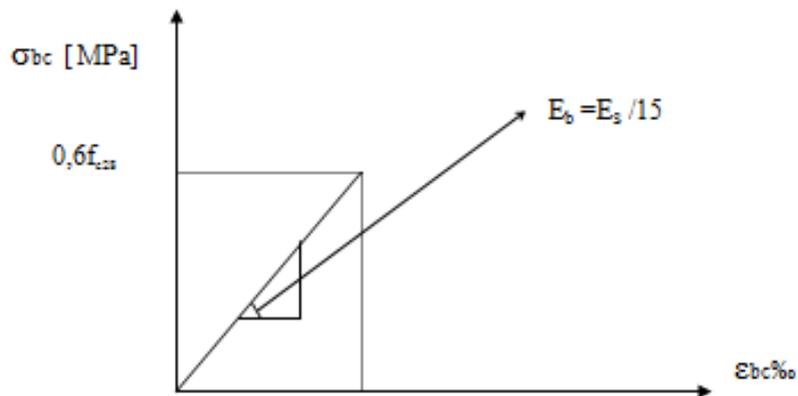


Figure I.11 Diagramme contraintes - déformations du béton à l'ELS

I.4.2. Acier

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction, nous utiliserons les types d'aciers suivants :

Type	Nuance	Limite élastique f_e (MPa)	Utilisation
Ronds lisses (RL)	FeE220	215	Armatures transversales
	FeE240	235	Armatures transversales
Haute adhérence (HA)	FeE400	400	Armatures longitudinales
	FeE 500	500	Armatures longitudinales
Treillis soudés	TLE520	520	Table de compression

Tableau I.1 Limites élastiques.

I.4.2.1. Contraintes limites de calcul

I.4.2.1.1. Contraintes limite à l'état limite ultime «ELU»

Pour les états limites ultimes, les contraintes de calcul des armatures longitudinales sont données en fonction de déformation σ_s par la Figure suivante:

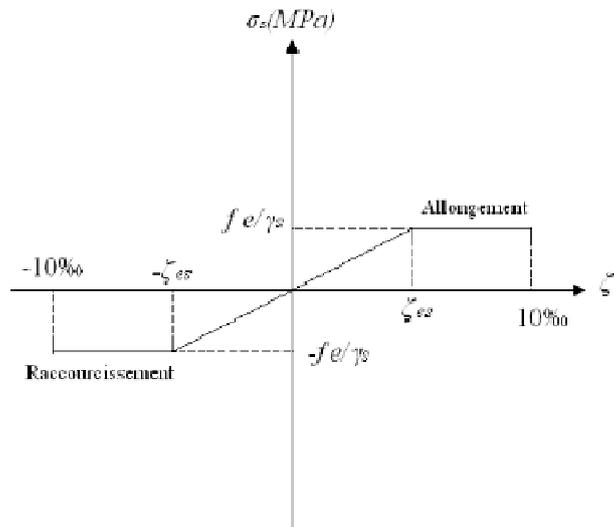


Figure I.12 Diagramme contraintes – déformations de l'acier à l'ELU

ϵ_s : Déformation (allongement) relative de l'acier $\rightarrow \epsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

σ_s = Contrainte de l'acier à l'ELU, elle est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec γ_s : le coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur 1,15 Situation durable ou transitoire

1,0 Situation accidentelle

Relation	f_e (MPa)	γ_s	Situation	σ_s (MPa)
$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$	235 (RL)	1.15	Situation durable ou transitoire	204.35
		1	Situation accidentelle	235
	400 (HA)	1.15	Situation durable ou transitoire	348
		1	Situation accidentelle	400

Tableau I.2 Les valeurs des contraintes d'acier à l'ELU.

I.4.2.1.2. Contraintes limite à l'état limite de service « ELS »

La vérification de la contrainte dans les aciers se fait :

- Pour une fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Pour une fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min \{ \frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}} \}$
- Pour une fissuration très préjudiciable: $\sigma_s = \min \{ \frac{2}{3} f_e, 90\sqrt{\eta f_{tj}} \}$

Avec η = coefficient de fissuration $\left\{ \begin{array}{l} 1,0 \text{ Pour les aciers ronds lisses.} \\ 1,6 \text{ Pour les aciers à haute adhérence.} \end{array} \right.$

I.4.2.2. Allongement de rupture

ϵ_s = Allongement de l'acier à l'ELU égale à 10‰.

I.4.2.3. Module d'élasticité longitudinale

Le module d'élasticité de l'acier est la pente du diagramme contraintes – déformations, il sera pris égale à $E_s = 2,1.10^5$ (MPa).

I.4.2.4. Le coefficient d'équivalence

Le coefficient d'équivalence est le rapport de $n = \frac{E_s}{E_b}$

Avec E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton.

I.5. Hypothèses de calcul aux états limites

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

I.5.1. État limite ultime "ELU"

- Les sections planes restent planes après déformation (Hypothèse de BERNOUILLI).
- Il n'y a pas de glissement entre le béton et les armatures.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de résistance, à cause de sa faible résistance en traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de compression simple.
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.

I.5.2. État limite de service "ELS" : A l'état limite de service, les calculs sont faits en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable, les hypothèses sont les suivantes :

- Conservation des sections planes.
- Par convention, le coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton est : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$
- La résistance du béton à la traction est négligeable.
- pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

I.6. Conclusion

Les caractéristiques mécaniques du béton et de l'acier utilisé sont données dans le tableau suivant :

Matériaux	Caractéristiques mécaniques	Valeurs (MPa)
Béton	Résistance caractéristique à la compression (f_{c28})	25
	Résistance caractéristique à la traction (f_{t28})	2.1
	Contrainte limite à ELU (f_{bu}) : Situation durable	14.17
	Situation accidentelle	18.48
	Contrainte limites à l'ELS (σ_{bc})	15
	Modules de déformation longitudinale instantanée (E_{ij})	32164.19
	Modules de déformation longitudinale différée (E_{vj})	10818.86
Acier	Limite d'élasticité (f_e) : HA(FeE400)	400
	Module d'élasticité (E_s)	2.1×10^5
	Contrainte limite à ELU (σ_s): (HA 400) S. durable	348
	S. accidentelle	400
	Contrainte limites à l'ELS (σ_{bc}) : Fiss. Préjudiciable	156.66
Fiss. très préjudiciable	164.97	

Tableau I.3 Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.

II.1. Introduction

Le pré dimensionnement des éléments résistants (Planchers, poutres, poteaux et voiles) est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales : Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de planchers, poutrelles, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.
- Sollicitations horizontales : Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

Le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles **BAEL91 modifié 99**, **CBA93** et **RPA99V2003**.

⇒ Parmi les trois blocs, nous allons étudier uniquement le bloc A qui est le plus grand. ⇐

II.2. Pré dimensionnement du plancher

Le plancher est une séparation entre deux niveaux qui transmet les charges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs. Le plancher constitue généralement de dalles, poutres principales et secondaires, et des poutrelles.

Pour l'hôtel étudié, un type de plancher va être utilisé qui est plancher à dalle pleine.

II.2.1. Plancher à dalle pleine

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place, elles reposent sur 1, 2, 3, ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé, ce type de plancher est le plus utilisé pour les bâtiments industriels et commerciaux car ils subissent des surcharges d'exploitations importantes ($Q \geq 2,5 \text{ kN/m}^2$), dans notre cas le plancher à dalle pleine est utilisé pour toute la structure.

Le dimensionnement de ce type de plancher dépend des conditions suivantes :

- **Résistance au feu**

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

$e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu.

On opte : $e = 11 \text{ cm}$

- **Isolation phonique**

Selon les règles « **CBA93** », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique.

- **Résistance à la flexion :**

$$\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30} \text{ pour une dalle sur deux appuis.}$$

$$\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40} \text{ pour une dalle sur trois ou quatre appuis.}$$

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

Dans notre cas les dalles reposent sur quatre (04) appuis pour une portée $Lx = 5,8 - 0,3 = 5,5\text{m}$

$$\frac{550}{50} \leq e \leq \frac{550}{40} \Rightarrow 11 \leq e \leq 13,75 \Rightarrow e = 13 \text{ cm}$$

On opte pour une épaisseur de $e = 16 \text{ cm}$.

$$\Rightarrow e = \max(11 ; 13 ; 16) = 16 \text{ cm} \Rightarrow \text{Donc on prend } e = 16 \text{ cm.}$$

II.3 Evaluation des charges et surcharges

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher et ce jusqu'à la fondation.

Les différentes charges et surcharges existantes sont :

- Les charges permanentes (G).
- Les surcharges d'exploitation (Q).

II.3.1. Charges permanentes (G)

II.3.1.1 Plancher Terrasse inaccessible

➤ Dalle pleine (KN/m²)

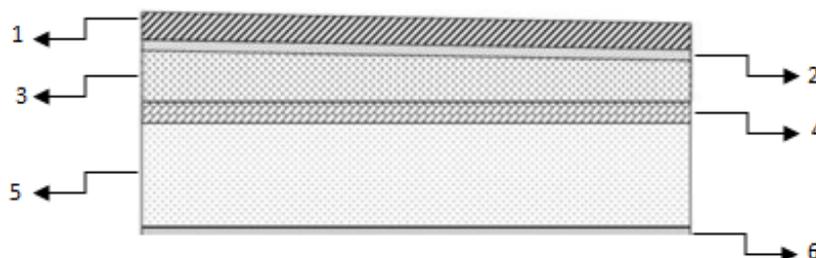


Figure II.1 Plancher Terrasse inaccessible.

- 1.Gravillon de protection (e = 5cm)(0.05)(17) = 0.85
- 2. Etanchéité multicouche 0.12
- 3.Forme de pente (emoy = 10cm) 2.2
- 4.Isolation thermique (e = 4cm) 0.16
- 5.Dalle pleine (e = 16cm, $\rho_b = 25 \text{ KN/m}^3$) (0.16)(25) = 4
- 6.Enduit au plâtre (e = 2cm)0.20

$\Sigma G = 7.53 \text{ kN/m}^2$

II.3.1.2 Plancher étage courant

➤ **Dalle pleine (KN/m^2)**

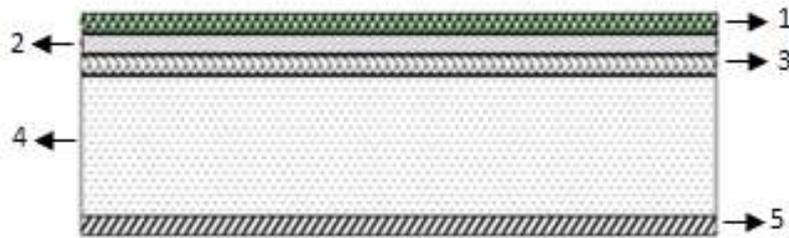


Figure II.2Plancher étage courant

- 1. Carrelage (e = 2cm) (0,02) (20) = 0,4
- 2. Mortier de pose (e = 2cm) (0,02) (20) = 0,4
- 3. Lit de sable (e=3cm) (0,02) (18) = 0,36
- 4. Dalle à épaisseur (16cm) (0,16) (25) = 4
- 5. Enduit au plâtre (2cm) (0,02) (10) = 0,2
- 6. Cloisons légères = 1,00

$\Sigma G = 6,36 \text{ kN/m}^2$

II.3.1.3Maçonnerie (KN/m^2)

➤ **Mur extérieur à double cloison**

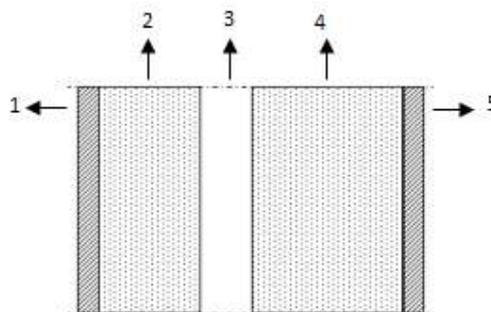


Figure II.3 Constituants d'un mur extérieur

1. Enduit intérieur en plâtre (2cm)	(0.02) (10) = 0.2
2. Cloisons en brique creux (e = 10 cm)	(0.10) (9) = 0.9
3. Lame d'air (e = 5 cm)	0
4. Cloisons en brique creux (e = 15 cm).....	(0.15) (9) = 1.35
5. Enduit extérieur au ciment (e = 2 cm)	(0.02) (18) = 0.36

$$\Sigma G = 2.81 \text{ kN/m}^2$$

II.3.2 Charges d'exploitation (Q)(KN/m²)

Vu la nature des planchers et leur usage, et selon l'utilisation de notre hôtel, on distingue les charges d'exploitation :

- Acrotère.....	Q = 1,0
- Plancher terrasse (inaccessible).....	Q = 1,0
- Plancher a usage habitation	Q = 1,5
- RDC N2 (Restauration)	Q = 2.5
- RDC N1 (Hall de réception)	Q = 2.5
- Plancher sous-sol (parking)	Q = 2.5
- Escaliers	Q = 2,5

II.4. Pré dimensionnement des poutres

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leur pré dimensionnement se base sur les trois étapes suivantes :

- Détermination des dimensions (h, b) à partir des formules empiriques données par le **BAEL 91 modifié 99**.
- Vérification des conditions imposées sur (h,b) par le Règlement Parasismique Algérien (**RPA99V3**)

II.4.1. Pré dimensionnement des poutres principales (poutres porteuses) :

Les poutres principales reçoivent les charges transmises par les solives (Poutrelles) et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

- Elles relient les poteaux.
- Elles Supportent la dalle.

- Selon les règles de **BAEL91 modifié 99** on a :

La hauteur h de la poutre doit être : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

La longueur b de la poutre doit être : $0.3 h \leq b \leq 0.7h$

Avec :

L : portée maximale de la poutre entre nus d'appuis.

h : hauteur de la poutre.

Lb : largeur de la poutre.

On a $L_{\max} = 8.6 - 0.3 = 8.3$ m.

➤ $\frac{830}{15} \leq h \leq \frac{830}{10} \Leftrightarrow 55.33 \leq h \leq 83$ 35 cm

On choisit $h = 65$ cm.

➤ $0.3h \leq b \leq 0.7h \Leftrightarrow 18 \leq b \leq 42$

On choisit $b = 35$ cm.

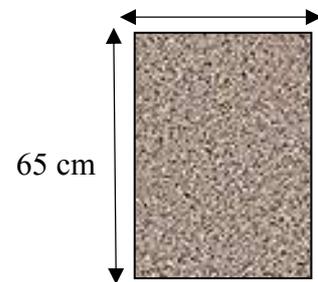


Figure II.4 Section d'une poutre principale

• Selon le **RPA99 Version 2003** on a :

- La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30$ cm $\Leftrightarrow 65 \geq 30$ cm
 - La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20$ cm $\Leftrightarrow 35 \geq 20$ cm
 - Le rapport hauteur largeur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4 \Leftrightarrow 1.86 < 4$ cm
- } les trois conditions sont vérifiées.

• Vérification de la rigidité :

$\frac{h}{L_{\max}} > \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{65}{830} = 0.078 > \frac{1}{16} = 0.06 \Rightarrow$ condition vérifiée.

II.4.2. Pré dimensionnement des poutres secondaires(poutres non porteuses)

Les poutres secondaires reliant les portiques entre eux pour ne pas basculées.

• Selon les règles de **BAEL91 modifié 99** on a :

La hauteur h de la poutre doit être : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$.

La longueur b de la poutre doit être : $0.3 h \leq b \leq 0.7h$.

Avec :

L : portée maximale de la poutre entre nus d'appuis.

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

On a $L_{\max} = 7.5 - 0.3 = 7.2$ m.

$$\triangleright \frac{720}{15} \leq h \leq \frac{720}{10} \Leftrightarrow 48 \leq h \leq 72$$

On choisit $h = 55$ cm. 55 cm

$$\triangleright 0.3h \leq b \leq 0.7h \Leftrightarrow 16.5 \leq b \leq 38.5.$$

On choisit $b = 35$ cm.

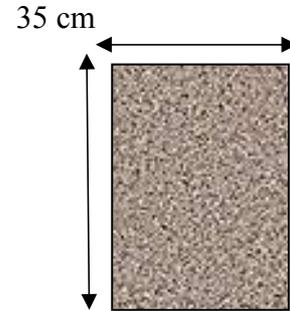


Figure II.5 Section d'une poutre secondaire

• Selon le **RPA99 Version 2003** on a :

-La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30$ cm $\Leftrightarrow 55 \geq 30$ cm

-La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20$ cm $\Leftrightarrow 35 \geq 20$ cm

-Le rapport hauteur largeur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4 \Leftrightarrow 1.57 < 4$ cm

les trois conditions sont vérifiées.

• Vérification de la rigidité :

$$\frac{h}{L_{\max}} > \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{55}{720} = 0.069 > \frac{1}{16} = 0.06 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

II.5. Pré dimensionnement des poteaux

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

II.5.1 Principe de pré dimensionnement

Le pré dimensionnement des poteaux se fait en considérant que ces derniers travaillent à la compression simple centrée, on procédera par la descente de charge puis par la loi de dégression de la surcharge d'exploitation en choisissant les poteaux les plus sollicités (un poteau central, un poteau derive et un poteau d'angle).

II.5.2. Procédure de calcul

Le pré dimensionnement des poteaux s'effectue par les étapes suivantes :

- 1- Calcul de la surface reprise par chaque poteau, et on tiendra que le poteau le plus sollicité pour chaque type de poteau (central, rive et angle).
- 2- Détermination des charges et surcharges qui reviennent à chaque type de poteau.
- 3- La section du poteau est calculée à ELU vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- 4- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par **RPA99 version 2003**, et nous choisirons la section la plus grande entre les deux.
- 5- Vérification préliminaire de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile du béton.
- 6- Vérification de critère de résistance.

➤ **Loi de dégression :**

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment, Q_1, Q_2, Q_3 et Q_n , les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2, 3 ... n, numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

Sous toit ou terrasse	Q_0
Sous dernier étage (étage 1)	$Q_0 + Q_1$
(étage 2)	$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$
(étage 3)	$Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
(étage 4).....	$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
(étage n).....	$Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$

Lorsque le nombre d'étage est supérieur à cinq ($n \geq 5$) on applique la loi suivante :

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n) \text{ selon le DTR B.C.2.2.}$$

Avec :

n : nombre d'étage.

Q_0 : la charge d'exploitation sur la terrasse.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

➤ **D'après l'article B.8.4.1 du CBA93 :**

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple suivant la formule :

$$N_u = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$$

N_u : Effort normal ultime (compression) = $1,35(G + N_{\text{poteau}}) + 1,5Q$.

N_{poteau} : poids propre du poteau pré dimensionné.

α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,50$) Situation durable.

γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,15$) Situation durable.

f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e = 400$ MPa).

f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25$ MPa).

A_s : Section d'acier comprimée.

B_r : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie [$B_r = (a-2)(b-2)$] cm^2 .

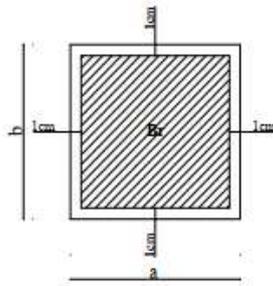


Figure II .6 Section réduite du poteau.

➤ Selon le BAEL91 modifié 99 : $0,2\% \leq A_s/B \leq 5\%$. On cherche à dimensionner le poteau de

telle sorte que : $\frac{A_s}{B_r} = 0,9\%$

- $\alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$, si $\lambda = 50$
- $\alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$, si $50 < \lambda < 100$

λ : Elancement d'EULER ($\lambda = l_f/i$)

l_f : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration ($i = \sqrt{I/B}$)

I : Moment d'inertie de la section ($I = hb^3/12$)

B : Surface de la section du béton.

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$ pour reste toujours dans les compressions centrées.

On tire de l'équation la valeur de Br : $Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right)} = 0,66N_u$

➤ **Selon RPA 99 :**

Après la détermination de la section du poteau, on la compare avec les conditions minimales données par le **RPA 99** pour la zone III.

Poteaux rectangulaires :

- $\text{Min}(b, h) \geq 30\text{cm}$
- $\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$
- $1/4 < b/h < 4$

(h ; b) dimensions de la section.

h_e : hauteur libre de l'étage.

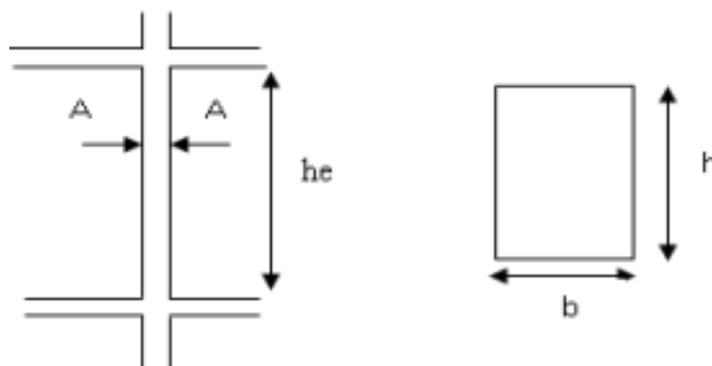


Figure II.7 Dimension de la section du poteau

II.5.3. Détermination des charges et surcharges

La descente de charge a pour but la détermination des charges et surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

N11	
N10	
N9	
N8	
N7	
N6	
N5	
N4	
N3	
N2	
N1	
RDC N2	
RDC N1	

Figure II.8 Schéma statique de la descente de charge.

II.5.3.1. Calcul les surfaces les plus sollicitées revenant à chaque poteau

Les poteaux les plus sollicités sont :

- Le poteau central [B – 4].
- Le poteau d'angle [D – 1].
- Le poteau de rive [D – 3].

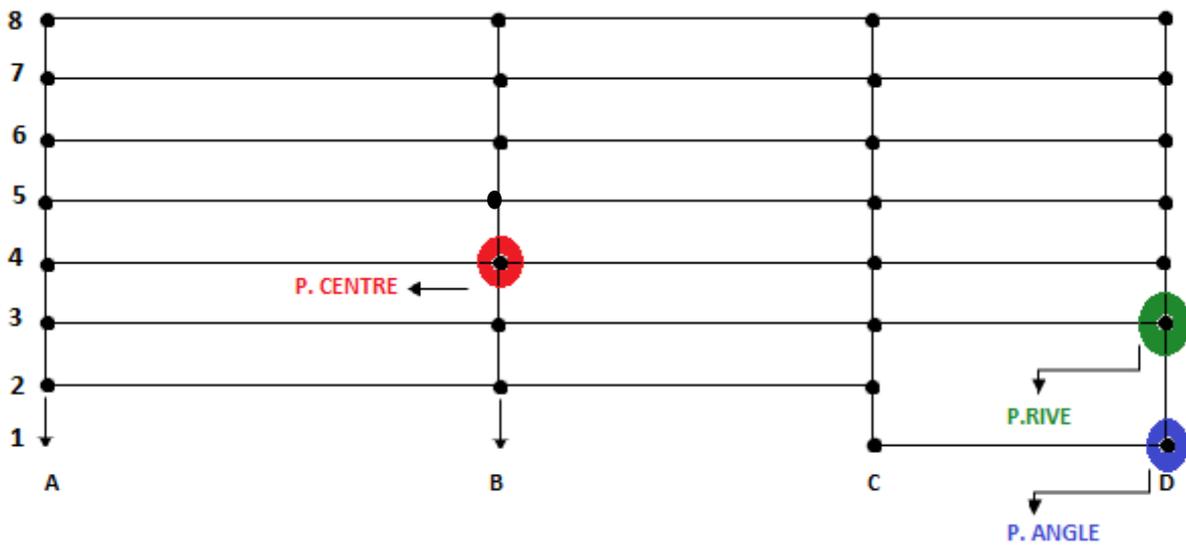


Figure II.9 Type des poteaux les plus sollicités.

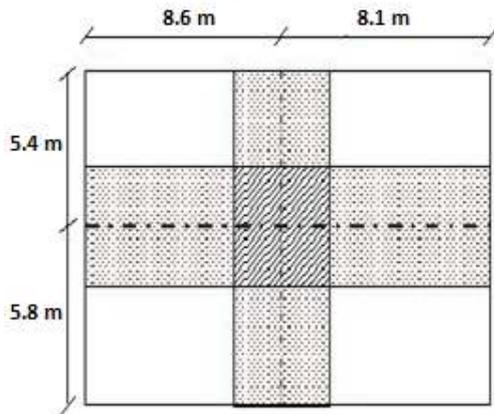


Figure II.10 Poteau central le plus sollicité

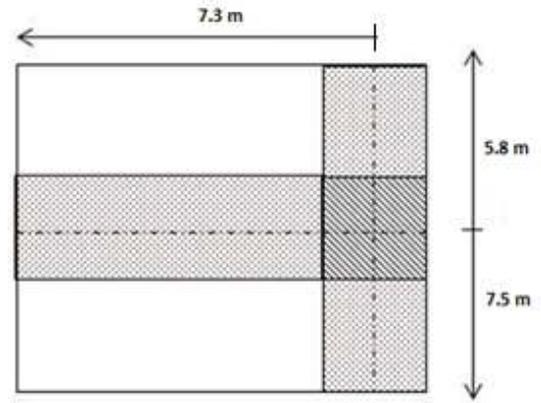


Figure II.11 Poteau de rive le plus sollicité

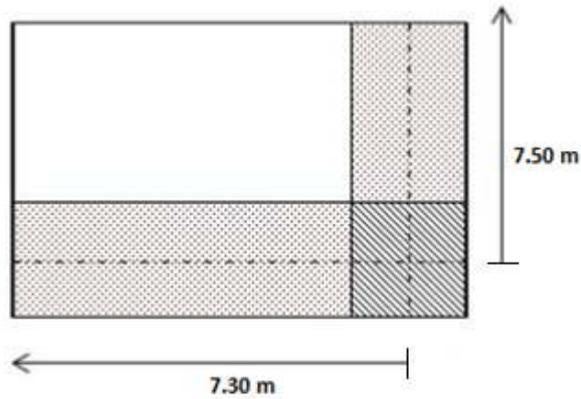


Figure II.12 Poteau d'angle le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité	La surface
Central	$\left(\frac{8.3}{2} + \frac{7.8}{2}\right) \times \left(\frac{5.5}{2} + \frac{5.1}{2}\right) = 42.67 \text{ m}^2$
Rive	$\left(\frac{5.5}{2} + \frac{7.2}{2}\right) \times \left(\frac{7}{2}\right) = 22,22\text{m}^2$
Angle	$\left(\frac{7.2}{2} \times \frac{7}{2}\right) = 12,6 \text{ m}^2$

Tableau II.1 Les surfaces des poteaux les plus sollicités

II.5.3.2. Dégression des surcharges

Etage	Q_i	Σ charge d'exploitation	ΣQ (kN/m ²)
Terrasse	$Q_0=1$	$\Sigma_0=Q_0$	1,00
Etage 10	$Q_1= 1.5$	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	2,5
Etage 9	$Q_2= 1.5$	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	3,85
Etage 8	$Q_3= 1.5$	$\Sigma_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	5,05
Etage7	$Q_4= 1.5$	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6,1
Etage6	$Q_5= 1.5$	$\Sigma_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7
Etage 5	$Q_6= 1.5$	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	7,75
Etage 4	$Q_7= 1.5$	$\Sigma_7=Q_0+0,714 (Q_1+\dots\dots\dots+Q_7)$	8,50
Etage 3	$Q_8= 1.5$	$\Sigma_8=Q_0+0,687(Q_1+\dots\dots\dots+Q_8)$	9,25
Etage 2	$Q_9= 1.5$	$\Sigma_9=Q_0+0,667(Q_1+\dots\dots\dots+Q_9)$	10
Etage 1	$Q_{10}= 1.5$	$\Sigma_{10}=Q_0+0,65(Q_1+\dots\dots\dots+Q_{10})$	10,75
RDC N2	$Q_{11}= 2.5$	$\Sigma_{11}=Q_0+0,636(Q_1+\dots\dots\dots+Q_{11})$	12,13
RDC N1	$Q_{12}= 2.5$	$\Sigma_{12}=Q_0+0,625(Q_1+\dots\dots\dots+Q_{12})$	13.5
Sous-sol	$Q_{13}= 2.5$	$\Sigma_{13}=Q_0+0,615(Q_1+\dots\dots\dots+Q_{13})$	14,84

Tableau II.2 Dégression des surcharges

II.5.3.3. Poteau central

II.5.3.3.1. Calcul des charges : Le poteau central le plus sollicité [B – 4]. Soit S la surface reprise par le poteau : $S = 42.67 \text{ m}^2$, avec une poutre principale de $(65 \times 35) \text{ m}^2$ et une poutre secondaire de $(55 \times 35) \text{ m}^2$.

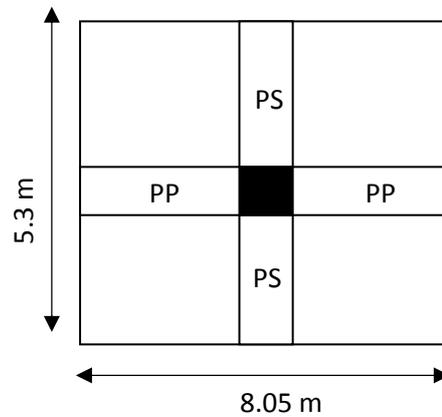


Figure II.13 Section porte par le poteau central.

Niveau	Élément		G (kN)		Total
Niveau 11 ^{ème}	Plancher terrasse		$7.53 \times 42.67 = 321.31$		399.55
	X1	Poutre principale	X1	$0,65 \times 0,35 \times 8.05 \times 25 = 45.78$	
		Poutre secondaire		$0,55 \times 0,35 \times 5.3 \times 25 = 25.51$	
	Poteau		$0,30 \times 0,30 \times (3.74 - 0,65) \times 25 = 6.95$		
10 ^{ème} – RDC N2	Plancher étage courant		$6.36 \times 42.67 = 271.38$		349.62
	X1	Poutre principale	X1	45.78	
		Poutre secondaire		25.51	
	Poteau		$0,30 \times 0,3 \times (3.74 - 0,65) \times 25 = 6.95$		
RDC N1	Plancher étage courant		$6.36 \times 42.67 = 271.38$		350.39
	X1	Poutre Principale	X1	45.78	
		Poutre secondaire		25.51	
	Poteau		$0,30 \times 0,30 \times (4.08 - 0,65) \times 25 = 7.72$		
Sous-sol	Plancher Sous-sol		$6.36 \times 42.67 = 271.38$		348.86
	X1	Poutre principale	X1	45.78	
		Poutre secondaire		25.51	
	Poteau		$0,3 \times 0,3 \times (3.4 - 0,65) \times 25 = 6.19$		

➤ Les résultats des charges sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau II.3 Calculles charges des poteaux centraux.

II.5.3.3.2. Choix des sections des poteaux centraux

➤ Les résultats des choix des sections des poteaux centraux sont regroupés dans le tabsuivant

Niveaux	N_G (KN)	N_Q (KN)	N_u (KN)	Br (Cm ²)	$a=b$ (Cm)	RPA (Cm)	Choix (Cm)
11 ^{ème} Etage	399.55	42.67	603.4	398.244	19.96	30×30	30×30
10 ^{ème} Etage	749.17	106.68	1171.4	773.124	27.81	30×30	30×30
9 ^{ème} Etage	1098.79	164.28	1729.79	1141.661	33.79	30×30	35×35
8 ^{ème} Etage	1448.41	215.48	2278.57	1503.856	38.78	30×30	40×40
7 ^{ème} Etage	1798.03	260.29	2817.78	1859.735	43.13	30×30	45×45
6 ^{ème} Etage	2147.65	298.69	3347.36	2209.258	47.0	30×30	50×50
5 ^{ème} Etage	2497.27	330.69	3867.35	2552.451	50.52	30×30	55×55
4 ^{ème} Etage	2846.89	362.70	4387.35	2895.651	53.81	30×30	55×55
3 ^{ème} Etage	3196.51	394.70	4907.34	3238.844	56.91	30×30	60×60
2 ^{ème} Etage	3546.13	426.7	5427.33	3582.035	59.85	30×30	60×60
1 ^{ème} Etage	3895.75	458.70	5947.31	3925.224	62.65	30×30	65×65
RDC N2	4245.37	517.59	6507.63	4295.036	65.54	30×30	70×70
RDC N1	4595.76	576.05	7068.35	4665.111	68.30	30×30	70×70

Sous-sol	4944.62	633.22	7625.07	5032.546	70.94	30×30	75×75
----------	---------	--------	---------	----------	-------	-------	-------

Tableau II.4 Choix des sections des poteaux centraux.

II.5.3.3. Vérification préliminaire du critère de l'effort normal réduit

Outre les vérifications prescrites par le CBA et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec : B_c : section de poteau et N_d : G+Q

➤ Les résultats de la vérification sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveaux	N_d (KN)	B_c (Cm ²)	V	Condition
11 ^{ème} Etage	442.22	900	0.1965	Vérifié
10 ^{ème} Etage	558.85	900	0.2484	Vérifié
9 ^{ème} Etage	1263.07	1141.76	0.4424	Non vérifié
8 ^{ème} Etage	1663.89	1503.89	0.4425	Non vérifié
7 ^{ème} Etage	2058.32	1860.2	0.4426	Non vérifié
6 ^{ème} Etage	2446.34	2209	0.4429	Non vérifié
5 ^{ème} Etage	2827.96	2552.27	0.4432	Non vérifié
4 ^{ème} Etage	3209.59	2895.52	0.4433	Non vérifié
3 ^{ème} Etage	3591.21	3238.75	0.4435	Non vérifié
2 ^{ème} Etage	3972.83	3582.02	0.4436	Non vérifié
1 ^{ème} Etage	4354.45	3925.02	0.4438	Non vérifié
RDC N2	4762.96	4295.49	0.4435	Non vérifié

RDC N1	5171.81	4664.89	0.4434	Non vérifié
Sous-sol	5577.84	5032.48	0.4433	Non vérifié

Tableau II.5 Vérification préliminaire de l'effort normal réduit dans les poteaux centraux.

Niveaux	N_d (KN)	$h \times b$ (Cm^2)	B_c (Cm^2)	V	Condition
11 ^{ème} Etage	442.22	35×35	1225	0.144	Vérifié

10 ^{ème} Etage	558.85	35×35	1225	0.1825	Vérifié
9 ^{ème} Etage	1263.07	45×45	2025	0.249	Vérifié
8 ^{ème} Etage	1663.89	55×55	2500	0.266	Vérifié
7 ^{ème} Etage	2058.32	55×55	3025	0.272	Vérifié
6 ^{ème} Etage	2446.34	65×65	3600	0.2718	Vérifié
5 ^{ème} Etage	2827.96	65×65	4225	0.268	Vérifié
4 ^{ème} Etage	3209.59	65×65	4225	0.30	Vérifié
3 ^{ème} Etage	3591.21	75×75	4900	0.29	Vérifié
2 ^{ème} Etage	3972.83	75×75	5625	0.283	Vérifié
1 ^{ème} Etage	4354.45	75×75	5625	0.30	Vérifié
RDC N2	4762.96	85×85	6400	0.298	Vérifié
RDC N1	5171.81	85×85	7225	0.286	Vérifié
Sous-sol	5577.84	85×85	7225	0.30	Vérifié

Tableau II.6 Vérification préliminaire de l'effort normal réduit avec augmentation des dimensions des poteaux centraux.

II.5.3.3.4. Vérification du critère de résistance : $\frac{N_u}{B} \leq f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$

➤ Les résultats de la vérification sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveaux	N_u (KN)	B_c (Cm ²)	N_u/B (MPa)	Observation
---------	------------	--------------------------	---------------	-------------

11 ^{ème} Etage	603.4	1225	4.92	Vérifié
10 ^{ème} Etage	1171.4	1225	9.56	Vérifié
9 ^{ème} Etage	1729.79	2025	8.54	Vérifié
8 ^{ème} Etage	2278.57	2500	9.11	Vérifié
7 ^{ème} Etage	2817.78	3025	9.31	Vérifié
6 ^{ème} Etage	3347.36	3600	9.29	Vérifié
5 ^{ème} Etage	3867.35	4225	9.15	Vérifié
4 ^{ème} Etage	4387.35	4225	10.38	Vérifié
3 ^{ème} Etage	4907.34	4900	10.01	Vérifié
2 ^{ème} Etage	5427.33	5625	9.65	Vérifié
1 ^{ème} Etage	5947.31	5625	10.57	Vérifié
RDC N2	6507.63	6400	10.17	Vérifié
RDC N1	7068.35	7225	9.78	Vérifié
Sous-sol	7625.07	7225	10.55	Vérifié

Tableau II.7 Vérification du critère de résistance des poteaux centraux.

II.5.3.3.5. Vérification des conditions de RPA : D'après l'article 7.5.1 du RPA :

- $\min(b, h) \geq 30 \text{ cm} \Leftrightarrow \min(35, 35) \geq 30 \text{ cm} \Leftrightarrow 35 > 30 \text{ cm} \Leftrightarrow \text{C. Vérifiée.}$
- $\min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \Leftrightarrow \min(35, 35) \geq \frac{4.08 - 0.35}{20} \Leftrightarrow 35 > 18.65 \text{ cm} \Leftrightarrow \text{C. Vérifiée.}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \Leftrightarrow \frac{1}{4} \leq \frac{35}{35} \leq 4 \Leftrightarrow 0,25 \leq 1 \leq 4 \Leftrightarrow \text{C. Vérifiée.}$

Remarque : b et h sont pris dans le cas le plus défavorable.

II.5.3.4. Poteau de rive

II.5.3.4.1. Calcul des charges : Le poteau le plus sollicité [D – 3]. Soit S la surface reprise par le poteau : $S = 22.22 \text{ m}^2$, avec une poutre principale de $(65 \times 35) \text{ m}^2$ et une poutre secondaire de $(55 \times 35) \text{ m}^2$.

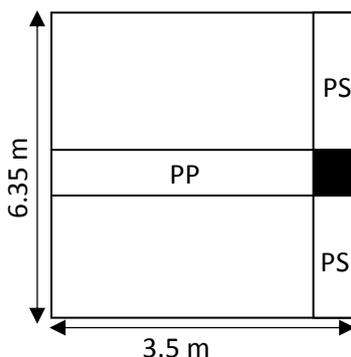


Figure II.14 Section porte par le poteau de rive

➤ Les résultats des charges sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveau	Élément		G (kN)		Total
Niveau 11 ^{ème}	Plancher terrasse		$7.53 \times 22.22 = 167.32$		224,74
	X1	Poutre principale	X1	$0,65 \times 0,35 \times 3.5 \times 25 = 19.91$	
		Poutre secondaire		$0,55 \times 0,35 \times 6.35 \times 25 = 30.56$	
	Poteau		$0,30 \times 0,30 \times (3.74 - 0,65) \times 25 = 6.95$		
10 ^{ème} – RDC N2	Plancher étage courant		$6.36 \times 22.22 = 141.32$		198,74
	X1	Poutre principale	X1	19.91	
		Poutre secondaire		30.56	
	Poteau		$0,30 \times 0,3 \times (3.74 - 0,65) \times 25 = 6.95$		
RDC N1	Plancher étage courant		$6.36 \times 22.22 = 141.32$		199,51
	X1	Poutre Principale	X1	19.91	
		Poutre secondaire		30.56	
	Poteau		$0,30 \times 0,30 \times (4.08 - 0,65) \times 25 = 7.72$		
Sous-sol	Plancher Sous-sol		$6.36 \times 22.22 = 141.32$		197,98
	X1	Poutre principale	X1	19.91	
		Poutre secondaire		30.56	
	Poteau		$0,3 \times 0,3 \times (3.4 - 0,65) \times 25 = 6.19$		

Tableau II.8 Calcul les charges des poteaux de rive

➤ **II.5.3.4.2. Choix des sections des poteaux de rive :** Les résultats des choix des sections des poteaux de rive sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveaux	N_G (KN)	N_Q (KN)	N_u (KN)	Br (Cm^2)	$a=b$ (Cm)	RPA (Cm)	Choix (Cm)
11 ^{ème} Etage	224.74	22.22	336.73	222.242	14.91	30×30	30×30
10 ^{ème} Etage	423.48	55.55	655.02	432.313	20.79	30×30	30×30
9 ^{ème} Etage	622.22	85.55	968.32	639.091	25.28	30×30	30×30
8 ^{ème} Etage	820.96	112.21	1276.61	842.263	29.02	30×30	30×30
7 ^{ème} Etage	1019.7	135.54	1579.91	1042.74	32.29	30×30	35×35
6 ^{ème} Etage	1218.44	155.54	1878.20	1239.612	35.21	30×30	40×40
5 ^{ème} Etage	1417.18	172.21	2171.51	1433.197	37.86	30×00	40×40
4 ^{ème} Etage	1615.92	188.87	2464.8	1626.768	40.33	30×30	45×45
3 ^{ème} Etage	1814.66	205.54	2758.1	1820.346	42.67	30×30	45×45
2 ^{ème} Etage	2013.4	222.2	3051.39	2013.917	44.88	30×30	45×45
1 ^{ème} Etage	2212.14	238.87	3344.69	2207.495	46.98	30×30	50×50
RDC N2	2410.88	269.53	3658.98	2414.927	49.14	30×30	50×50
RDC N1	2610.39	299.97	3973.98	2622.827	51.21	30×30	55×55
Sous-sol	2808.37	329.74	4285.91	2828.7	53.19	30×30	55×55

Tableau II.9 Choix des sections des poteaux de rive.**II.5.3.4.3. Vérification préliminaire du critère de l'effort normal réduit**

Outre les vérifications prescrites par le **CBA** et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3.$$

➤ Les résultats de la vérification sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveaux	N _d (KN)	B _c (Cm ²)	V	Condition
11 ^{ème} Etage	246.96	900	0.109	Vérifié
10 ^{ème} Etage	479.03	900	0.213	Vérifié
9 ^{ème} Etage	707.77	900	0.315	Non vérifié
8 ^{ème} Etage	933.17	900	0.415	Non vérifié
7 ^{ème} Etage	1155.24	1042.644	0.4431	Non vérifié
6 ^{ème} Etage	1373.98	1239.744	0.4433	Non vérifié
5 ^{ème} Etage	1589.39	1433.379	0.4435	Non vérifié
4 ^{ème} Etage	1804.79	1626.509	0.4438	Non vérifié
3 ^{ème} Etage	2023.2	1820.729	0.4445	Non vérifié
2 ^{ème} Etage	2235.6	2014.214	0.4439	Non vérifié
1 ^{ème} Etage	2451.01	2207.120	0.4442	Non vérifié
RDC N2	2680.41	2414.739	0.4440	Non vérifié
RDC N1	2910.36	2622.464	0.4439	Non vérifié
Sous-sol	3138.11	2829.176	0.4437	Non vérifié

Tableau II.10 Vérification préliminaire de l'effort normal réduit dans les poteaux de rive.

Il faut donc, augmenter les dimensions des poteaux déjà existants.

Niveaux	N_d (KN)	$h \times b$ (Cm ²)	B_c (Cm ²)	V	Condition
11 ^{ème} Etage	246.96	30×30	900	0.1097	Vérifié
10 ^{ème} Etage	479.03	30×30	900	0.2129	Vérifié
9 ^{ème} Etage	707.77	35×35	1225	0.2311	Vérifié
8 ^{ème} Etage	933.17	35×35	1225	0.3047	Vérifié
7 ^{ème} Etage	1155.24	40×40	1600	0.2888	Vérifié
6 ^{ème} Etage	1373.98	45×45	2025	0.2714	Vérifié
5 ^{ème} Etage	1589.39	50×50	2500	0.2543	Vérifié
4 ^{ème} Etage	1804.79	50×50	2500	0.2887	Vérifié
3 ^{ème} Etage	2023.2	55×55	3025	0.2675	Vérifié
2 ^{ème} Etage	2235.6	55×55	3025	0.2956	Vérifié
1 ^{ème} Etage	2451.01	60×60	3600	0.2723	Vérifié
RDC N2	2680.41	60×60	3600	0.2978	Vérifié
RDC N1	2910.36	65×65	4225	0.2755	Vérifié
Sous-sol	3138.11	65×65	4225	0.2970	Vérifié

Tableau II.11 Vérification préliminaire de l'effort normal réduit avec augmentation des dimensions des poteaux de rive.

II.5.3.4.4. Vérification du critère de résistance : $\frac{N_u}{B} \leq f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$

➤ Les résultats de la vérification sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveaux	N_u (KN)	B_c (Cm ²)	N_u/B (MPa)	Condition
11 ^{ème} Etage	336.73	900	3.74	Vérifié
10 ^{ème} Etage	655.02	900	7.27	Vérifié
9 ^{ème} Etage	968.32	1225	7.90	Vérifié
8 ^{ème} Etage	1276.61	1225	10.42	Vérifié
7 ^{ème} Etage	1579.91	1600	9.87	Vérifié
6 ^{ème} Etage	1878.20	2025	9.27	Vérifié
5 ^{ème} Etage	2171.51	2500	8.69	Vérifié
4 ^{ème} Etage	2464.8	2500	9.86	Vérifié
3 ^{ème} Etage	2758.1	3025	9.12	Vérifié
2 ^{ème} Etage	3051.39	3025	10.08	Vérifié
1 ^{ème} Etage	3344.69	3600	9.29	Vérifié
RDC N2	3658.98	3600	10.16	Vérifié
RDC N1	3973.98	4225	9.41	Vérifié
Sous-sol	4285.91	4225	10.14	Vérifié

Tableau II.12 Vérification de critère de résistance des poteaux de rive.

II.5.3.4.5. Vérification des conditions de RPA

D'après l'article 7.5.1 du RPA :

- $\min(b,h) \geq 30 \text{ cm} \Leftrightarrow \min(30,30) \geq 30 \text{ cm} \Leftrightarrow 30 = 30 \text{ cm} \Leftrightarrow \text{C. Vérifiée}$

- $\min(b,h) \geq \frac{h_e}{20} \Leftrightarrow \min(30,30) \geq \frac{4.08-0,30}{20} \Leftrightarrow 30 > 18.9 \text{ cm} \Leftrightarrow \text{C. Vérifiée.}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \Leftrightarrow \frac{1}{4} \leq \frac{30}{30} \leq 4 \Leftrightarrow 0,25 \leq 1 \leq 4 \Leftrightarrow \text{C. Vérifiée.}$

II.5.3.5. Poteau d'angle

II.5.3.5.1. Calcul des charges : Le poteau d'angle le plus sollicité [D -1]. Soit S la surface reprise par le poteau : $S = 12.6 \text{ m}^2$, avec une poutre principale de $(65 \times 35) \text{ m}^2$ et une poutre secondaire de $(55 \times 35) \text{ m}^2$.

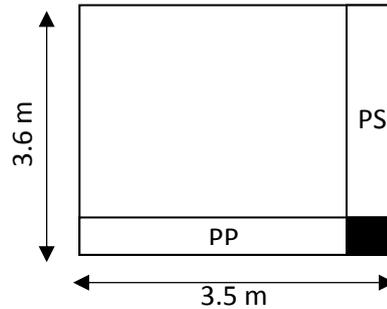


Figure II.15 Section porte par le poteau d'angle

Niveau	Élément		G (kN)		Total
Niveau 11 ^{ème}	Plancher terrasse		$7.53 \times 12.6 = 94.88$		139.07
	X1	Poutre principale	X1	$0,65 \times 0,35 \times 3.5 \times 25 = 19.91$	
		Poutre secondaire		$0,55 \times 0,35 \times 3.6 \times 25 = 17.33$	
	Poteau		$0,3 \times 0,3 \times (3.74 - 0,65) \times 25 = 6.95$		
10 ^{ème} - RDC N2	Plancher étage courant		$6.36 \times 12.6 = 80.14$		124.33
	X1	Poutre principale	X1	19.91	
		Poutre secondaire		17.33	
	Poteau		$0,3 \times 0,3 \times (3.74 - 0,65) \times 25 = 6.95$		
RDC N1	Plancher étage courant		$6.36 \times 12.6 = 80.14$		125.1
	X1	Poutre Principale	X1	19.91	
		Poutre secondaire		17.33	
	Poteau		$0,3 \times 0,3 \times (4.08 - 0,65) \times 25 = 7.72$		
Sous-sol	Plancher Sous-sol		$6.36 \times 12.6 = 80.14$		123.57
	X1	Poutre principale	X1	19.91	
		Poutre secondaire		17.33	

	Poteau	$0,3 \times 0,3 \times (3,4 - 0,65) \times 25 = 6,19$	
--	--------	---	--

➤ Les résultats des charges sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau II.13 Calcul les charges des poteaux d'angle

II.5.3.5.2. Choix des sections des poteaux d'angle

➤ Les résultats des choix des sections des poteaux d'angle sont regroupés dans le tab suivant:

Niveaux	N_G (KN)	N_Q (KN)	N_u (KN)	Br (Cm ²)	a=b (Cm)	RPA (Cm)	Choix (Cm)
11 ^{ème} Etage	139.07	12.6	206.64	136.39	11.68	30×30	30×30
10 ^{ème} Etage	263.4	31.5	402.84	265.87	16.31	30×30	30×30
9 ^{ème} Etage	387.73	48.51	596.20	393.49	19.84	30×30	30×30
8 ^{ème} Etage	512.06	63.63	786.73	519.24	22.79	30×30	30×30
7 ^{ème} Etage	636.39	76.86	974.42	643.11	25.36	30×30	30×30
6 ^{ème} Etage	760.72	88.2	1159.27	765.12	27.66	30×30	30×30
5 ^{ème} Etage	885.05	97.65	1341.29	885.23	29.75	30×30	30×30
4 ^{ème} Etage	1009.38	107.1	1523.31	1005.39	31.71	30×30	35×35
3 ^{ème} Etage	1133.71	116.55	1705.33	1125.52	33.55	30×30	35×35
2 ^{ème} Etage	1258.04	126	1887.35	1245.65	35.29	30×30	40×40
1 ^{ème} Etage	1382.37	135.45	2069.37	1365.79	36.97	30×30	40×40

RDC N2	1506.7	152.84	2263.31	1493.78	38.65	30×30	40×40
RDC N1	1631.8	170.1	2458.08	1622.33	40.28	30×30	45×45
Sous-sol	1755.37	186.98	2650.22	1749.14	41.82	30×30	45×45

Tableau II.14 Choix des sections des poteaux d'angle.

II.5.3.5.3. Vérification préliminaire du critère de l'effort normal réduit

Outre les vérifications prescrites par le CBA et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3.$$

➤ Les résultats de la vérification sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveaux	N _d (KN)	B _c (Cm ²)	V	Condition
11 ^{ème} Etage	151.67	900	0.0674	Vérifié
10 ^{ème} Etage	294.9	900	0.1310	Vérifié
9 ^{ème} Etage	436.24	900	0.1938	Vérifié
8 ^{ème} Etage	575.69	900	0.2558	Vérifié
7 ^{ème} Etage	713.25	900	0.3170	Non vérifié
6 ^{ème} Etage	848.92	900	0.3772	Non vérifié
5 ^{ème} Etage	982.7	900	0.4367	Non vérifié
4 ^{ème} Etage	1116.48	1005.52	0.4441	Non vérifié
3 ^{ème} Etage	1250.26	1125.60	0.4442	Non vérifié
2 ^{ème} Etage	1384.04	1245.38	0.4445	Non vérifié

1 ^{ème} Etage	1517.82	1366.78	0.4442	Non vérifié
RDC N2	1659.54	1493.82	0.4443	Non vérifié
RDC N1	1801.9	1622.48	0.4442	Non vérifié
Sous-sol	1942.35	1748.91	0.4442	Non vérifié

Tableau II.15 Vérification préliminaire de l'effort normal réduit dans les poteaux d'angle

Il faut donc, augmenter les dimensions des poteaux déjà existants.

Niveaux	N_d (KN)	$h \times b$ (Cm^2)	B_c (Cm^2)	V	Condition
11 ^{ème} Etage	151.67	30×30	900	0.0674	Vérifié

10 ^{ème} Etage	294.9	30×30	900	0.1310	Vérifié
9 ^{ème} Etage	436.24	30×30	900	0.1938	Vérifié
8 ^{ème} Etage	575.69	30×30	900	0.2558	Vérifié
7 ^{ème} Etage	713.25	35×35	1225	0.2328	Vérifié
6 ^{ème} Etage	848.92	35×35	1225	0.2771	Vérifié
5 ^{ème} Etage	982.7	40×40	1600	0.2456	Vérifié
4 ^{ème} Etage	1116.48	40×40	1600	0.2791	Vérifié
3 ^{ème} Etage	1250.26	45×45	2025	0.2469	Vérifié
2 ^{ème} Etage	1384.04	45×45	2025	0.2733	Vérifié
1 ^{ème} Etage	1517.82	45×45	2025	0.2998	Vérifié
RDC N2	1659.54	50×50	2500	0.2655	Vérifié
RDC N1	1801.9	50×50	2500	0.2883	Vérifié
Sous-sol	1942.35	55×55	3025	0.2568	Vérifié

Tableau II.16 Vérification préliminaire de l'effort normal réduit avec augmentation des dimensions des poteaux d'angle

II.5.3.5.4. Vérification du critère de résistance : $\frac{N_u}{B} \leq f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$

➤ Les résultats de la vérification sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveaux	N _u (KN)	B _c (Cm ²)	Nu/B (MPa)	Condition
11 ^{ème} Etage	206.64	900	2.29	Vérifié
10 ^{ème} Etage	402.84	900	4.47	Vérifié
9 ^{ème} Etage	596.20	900	6.62	Vérifié
8 ^{ème} Etage	786.73	900	8.74	Vérifié
7 ^{ème} Etage	974.42	1225	7.95	Vérifié
6 ^{ème} Etage	1159.27	1225	9.46	Vérifié
5 ^{ème} Etage	1341.29	1600	8.38	Vérifié
4 ^{ème} Etage	1523.31	1600	9.52	Vérifié
3 ^{ème} Etage	1705.33	2025	8.42	Vérifié
2 ^{ème} Etage	1887.35	2025	9.32	Vérifié
1 ^{ème} Etage	2069.37	2025	10.21	Vérifié
RDC N2	2263.31	2500	9.05	Vérifié
RDC N1	2458.08	2500	9.83	Vérifié
Sous-sol	2650.22	3025	8.76	Vérifié

Tableau II.17 Vérification de critère de résistance des poteaux d'angle

II.5.3.5.5. Vérification des conditions de RPA

D'après l'article 7.5.1 du RPA :

- $\min(b, h) \geq 30 \text{ cm} \Leftrightarrow \min(30, 30) \geq 30 \text{ cm} \Leftrightarrow 30 = 30 \text{ cm} \Leftrightarrow \text{C. Vérifiée.}$
- $\min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \Leftrightarrow \min(30, 30) \geq \frac{4.08 - 0.30}{20} \Leftrightarrow 30 > 18.9 \text{ cm} \Leftrightarrow \text{C. Vérifiée.}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \Leftrightarrow \frac{1}{4} \leq \frac{30}{30} \leq 4 \Leftrightarrow 0.25 \leq 1 \leq 4 \Rightarrow \text{C. Vérifiée.}$

Remarque : b et h sont pris dans le cas le plus défavorable.

II.6. Pré dimensionnement des voiles

On appelle voiles, les murs réalisés en béton armé, ils sont conçus de façon à reprendre les

charges et surcharges verticales, et assure la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales (séisme). Pour leur pré dimensionnement, nous avons basés sur les recommandations du **le RPA99 version 2003**.

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.

Les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisants à la condition $L \geq 4a$.

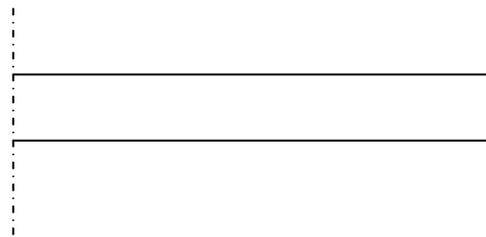
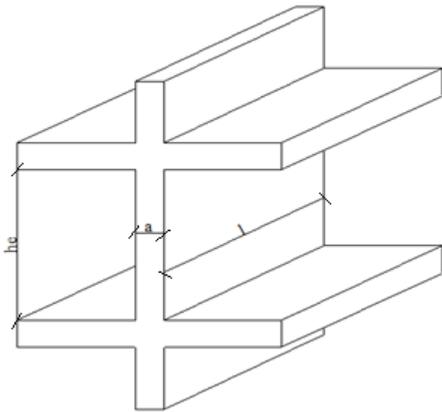


Figure II.16 Schéma du voile **Figure II.17** Coupe de voile en plan

Avec :

l : Longueur du voile.

a : Epaisseur du voile.

h_e : hauteur libre d'étage.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

II.6.1. L'épaisseur

Dans notre cas : $e \geq \max [15 \text{ cm} ; h_e / 20]$

➤ Pour le sous-sol : $h_e = (3.40 - 0.6) = 2.8 \text{ m}$

$e \geq \max [15 \text{ cm} ; 14 \text{ cm}] \Leftrightarrow e \geq 15 \text{ cm}$

➤ Pour le RDC N1 : $h_e = (4.08 - 0.6) = 3.48 \text{ m}$

$e \geq \max [15 \text{ cm} ; 17.4 \text{ cm}] \Leftrightarrow e \geq 17.4 \text{ cm}$

➤ Pour le RDC N2 jusqu'au le 11eme étage : $h_e = (3.74 - 0.6) = 3.14 \text{ m}$

$e \geq \max [15 \text{ cm} ; 15.7 \text{ cm}] \Leftrightarrow e \geq 15.7 \text{ cm}$

On adopte des voiles de 20 cm pour toute la structure

II.7. Conclusion

A l'issus de ce chapitre, tous les éléments sont dimensionnés selon les différentes recommandations.

➤ **Les plancher**

On a adopté des dalles pleines pour toute la structure avec une épaisseur de 16 cm.

➤ **Les poutres :** Le tableau suivant montre le choix final des poutres :

Poutre principale (porteuse)	(65×35) cm ²
Poutre secondaire (non porteuse)	(55×35) cm ²
Poutre de chaînage	(50×30) cm ²

Tableau II.18 Choix final des poutres.

➤ **Les poteaux :** Le choix final des sections des poteaux carrés(a×a) est représenté dans le tableau ci-dessous :

Etages	Poteaux
11 ^{ème} Etage	35×35
10 ^{ème} Etage	35×35
9 ^{ème} Etage	45×45
8 ^{ème} Etage	55×55
7 ^{ème} Etage	55×55
6 ^{ème} Etage	65×65
5 ^{ème} Etage	65×65
4 ^{ème} Etage	65×65
3 ^{ème} Etage	75×75
2 ^{ème} Etage	75×75
1 ^{ème} Etage	75×75
RDC N2	85×85
RDC N1	85×85
Sous-sol	85×85

Tableau II.19 Choix final des sections des poteaux

➤ **Les voiles**

On a adopté des voiles avec des épaisseurs de 20 cm, et des longueurs de 80 cm pour toute la structure.

III.1. Introduction

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement à la résistance de l'ossature.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement à la résistance de l'ossature.

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments secondaires que comportent notre bâtiment. Nous citons entre autres l'acrotère, les planchers et les escaliers, qui sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Le calcul de ces éléments s'effectue suivant le règlement **CBA 93** en respectant le règlement parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**).

III.2. Acrotère

III.2.1. Introduction

L'acrotère est un élément non structural, il est une construction complémentaire sur la plancher terrasse ayant pour objectif d'étanchéité et destinée essentiellement à protéger les personnes contre la chute.

L'acrotère est un système isostatique assimilable à une console encadrée au plancher terrasse, la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

D'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante $Q=1$ kN/ml

Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur $b = 100$ cm
- Hauteur $h = 110$ cm
- Epaisseur $e = 10$ cm

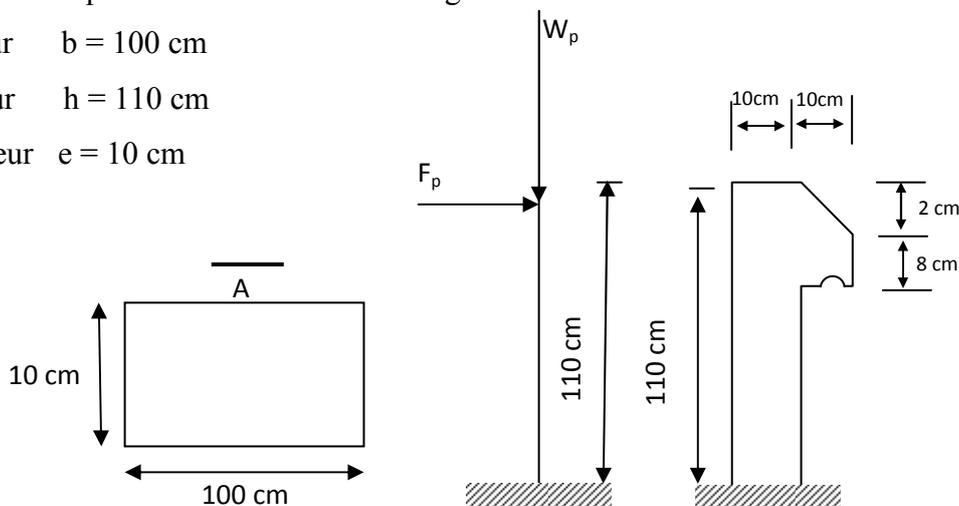


Figure III.1 Schéma statique de l'acrotère

III.2.2. Evaluation des charges

III.2.2.1. Charges permanentes

Le poids propre de l'acrotère pour 1 ml est de $G1 = \rho b \times S$

ρb : Le poids volumique du béton tel que $\rho b = 25 \text{ kN/m}^3$

S : La surface transversale totale.

$$S = [(1,1 \times 0,1) + (0,08 \times 0,1) + ((0,1 \times 0,02) / 2)] = 0,12 \text{ m}^2$$

D'où le poids propre de l'acrotère : $G1 = [25 \times 0,12] = 3 \text{ kN/m}$

Le poids des enduits au ciment ($ep=2\text{cm}$, $\rho b = 18 \text{ kN/m}^3$) :

$$G2 = [0,02 \times (2 \times (0,1 + 1,1)) \times 18] = 0,86 \text{ kN/m}$$

Le poids total de l'acrotère : $G = G1 + G2 = 3,86 \text{ kN/m}$

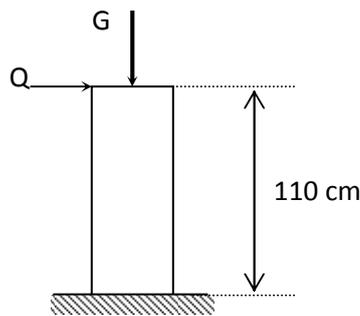


Figure III.2 Charges et surcharges agissant sur l'acrotère

III.2.2.2. Charge d'exploitation $Q = 1,00 \text{ kN/ml}$

III.2.2.3. L'action des forces horizontales $Q_h : (F_p)$

L'action des forces horizontales est donnée par : $F_p = 4AC_p W_p$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) RPA99 V2003 (zone III, groupe d'usage BI) [$A=0,3$].

C_p : Facteur de force horizontale donnée par le tableau (6-1) RPA99 V2003 (élément console) [$C_p=0,8$].

W_p : Poids de l'acrotère = $3,86 \text{ kN/ml}$.

$$\Rightarrow F_p = 4 \times 0,3 \times 0,8 \times 3,86 = 3,705 \text{ kN.}$$

$$Q_u = \text{Max} (1,5Q ; F_p) \Rightarrow (1,5 \text{ kN} ; 3,705 \text{ kN})$$

$$\Rightarrow Q_u = F_p = 3,705 \text{ kN.}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur : $G = 3.86 \text{ KN/ml}$ et $Q = 3.705 \text{ KN/ml}$

III.2.3. Calcul des efforts

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

- **État limite ultime :**

- $N_u = 1,35G = 5.211 \text{ kN}$
- $M_u = 1,5F_p.h = 6.113 \text{ KN.m}$
- $T_u = 1,5F_p = 5.558 \text{ kN}$

- **État limite service :**

- $N_{ser} = G = 3.86 \text{ kN}$
- $M_{ser} = F_p.h = 4.076 \text{ KN.m}$
- $T_{ser} = F_p = 3.706 \text{ kN}$

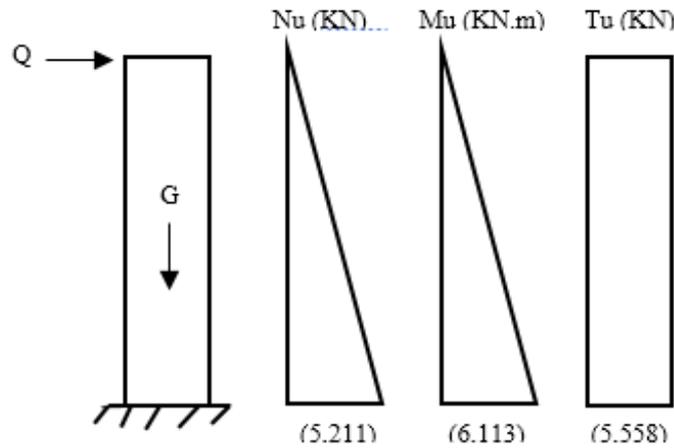


Figure III.3 Diagrammes des efforts à L'ELU

III.2.4. Ferrailage de la section de l'acrotère

L'acrotère est sollicité en flexion composée le calcul s'effectuera à l'ELU. Données :

$h = 10 \text{ cm}$; $b = 100\text{cm}$; $d = 0.9h = 9 \text{ cm}$; $c = c' = 0.1h = 1 \text{ cm}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $M_u = 6.113\text{kN.m}$; $N_u = 5.211 \text{ kN}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $F_e = 400 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$; $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

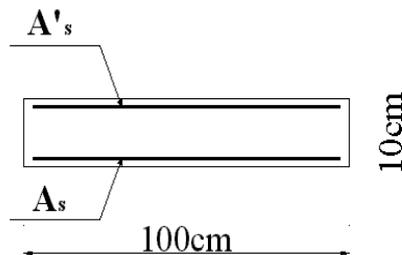


Figure III.4 Section de calcul de l'acrotère

- Calcul de l'excentricité:

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{6.369}{5.211} \times 10^2 = 122.22 \text{ cm} \Rightarrow e_0 > \frac{h}{2} - c$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 1 = 4 \text{ cm} \Rightarrow (\text{SPC}) \text{ section partiellement comprimée.}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif M_f .

- Calcul du moment fictif M_f

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 6.32 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{6.32 \times 10^6}{1000 \times 90^2 \times 14.17} = 0.055$$

$\mu < \mu_R = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$, Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0708$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 8.75 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow A_{sf} = f(M_f)$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = \frac{6.32 \times 10^6}{87.5 \times 348} = 207.55 \text{ mm}^2$$

$$A_{s1} = A'_s = 0$$

$$A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 207.55 - \frac{5.211 \times 10^3}{348} = 192.58 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } \left[\begin{array}{l} A_{s1} = 0 \\ A_{s2} = 193 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

III.2.5. Vérification de la section d'acier selon le BAEL91

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \Rightarrow A_s^{\min} \geq \text{Max} \{ 1 \text{ cm}^2; 1,09 \text{ cm}^2 \} = 1,09 \text{ cm}^2$$

Donc :

On opte finalement pour $6T6 = 1,70 \text{ cm}^2$.

L'espacement des armatures principales doit vérifier la condition suivante :

$$S \leq \min \{ 2h ; 25 \}$$

$$S \leq \min \{ 20 ; 25 \}$$

→ On prend: $S=20\text{cm}$.

- Armatures de Répartitions :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,43 \text{ cm}^2$$

On choisit 4T6 = $1,13 \text{ cm}^2$ avec un espacement : $S_t \leq \frac{110-4}{3} = 35.33 \text{ cm}$

$\Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$.

III.2.6. Vérification à l'ELS

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$.

III.2.6.1. Détermination de l'axe neutre

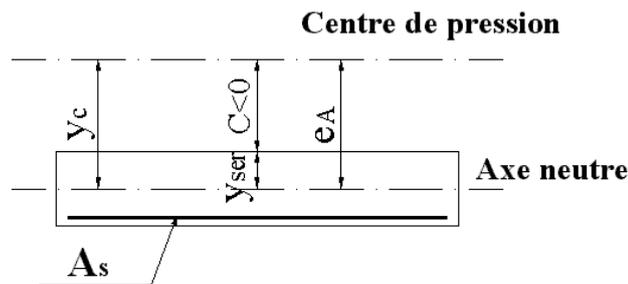


Figure III.5 Distance de l'axe neutre

La fissuration est considérée comme préjudiciable

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 105.6 \text{ cm.}$$

On a :

$$e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée (SPC).}$$

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$C = d - e_A$$

Avec :

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 109.62 \text{ cm}$$

$$d'ou C = -100.62 \text{ cm} \Rightarrow C < 0$$

D'après le **BAEL 91 modifié 99**, on doit résoudre l'équation suivante :

$$y_c^3 + py_c + q = 0$$

y_c : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec :

$$n = 15 : \begin{cases} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A_s'}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = -30205.43 \\ \text{et} \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A_s'}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 2019045.80 \end{cases}$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27} \right) = -1.273 \times 10^{10}$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{29} \sqrt{-\frac{3}{p}} = -0.99 \Rightarrow \varphi = 171.89^\circ$$

$$\alpha = 2 \sqrt{-\frac{p}{3}} = 200.68$$

$$y_1 = \alpha \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120 \right) = -200.46 \text{ cm}$$

$$y_2 = \alpha \cos \left(\frac{\varphi}{3} \right) = 108.43 \text{ cm}$$

$$y_3 = \alpha \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240 \right) = 92.03 \text{ cm}$$

La solution qui convient est : $y_c = 108.43 \text{ cm}$

Donc : $y_{ser} = (y_c + c) = 7.81 \text{ cm} < d$

III.2.6.2. Calcul du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n(A_s(d - y_{ser})^2 + A_s'(y_{ser} - c')^2) ; n = 15.$$

Avec : $A_s' = 0$

$$\Rightarrow I = 15879.32 + 36.11 = 15915.43 \text{ cm}^4$$

III.2.7. Vérification des contraintes

III.2.7.1. Contrainte du béton

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{3.86 \times 10^3}{15915.43 \times 10^4} \times 108.43 \times 10 \right) \times 7.81 \times 10 = 2.051 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.051 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{ vérifiée}$$

III.2.7.2. Contrainte d'acier

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e ; \text{Max} \left(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right) = 250 \text{ MPa}$$

Avec : ($\eta = 1.6$ pour les HA).

$$\bar{\sigma}_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \dots \text{ Acier tendu} \Rightarrow \sigma_s = 4.69 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \text{ vérifiée}$$

$$\left[\sigma'_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s \dots \text{ Acier comprimé} \Rightarrow \sigma'_s = 26.86 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \text{ vérifiée} \right.$$

III.2.8. Vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \{0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,06 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \text{ vérifiée}$$

III.2.9. Schéma de ferrailage

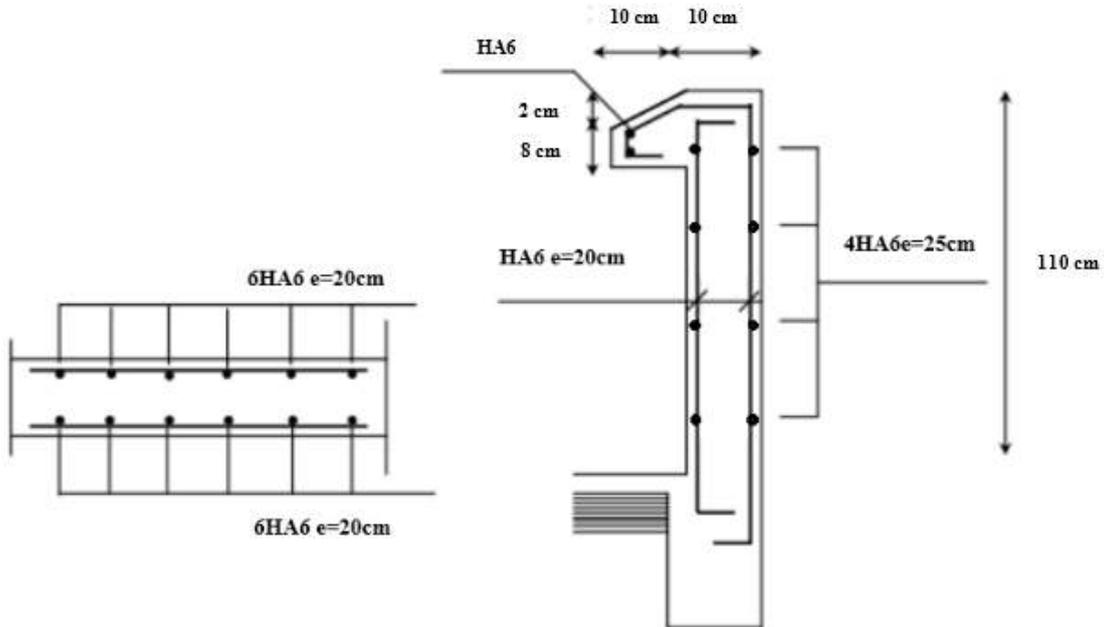


Figure III.6 Disposition des armatures dans l'acrotère

III.3. Plancher dalle pleine

III.3.1. Introduction

Les dalles pleines sont des éléments d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, chargée perpendiculairement à leur plan moyen reposant sur deux, trois ou quatre appuis.

Dans notre structure, les différentes dalles pleines rectangulaires reposent sur 04 appuis. Pour le calcul on a choisi la dalle la plus sollicitée.

III.3.2. Plancher dalle pleine rectangulaire

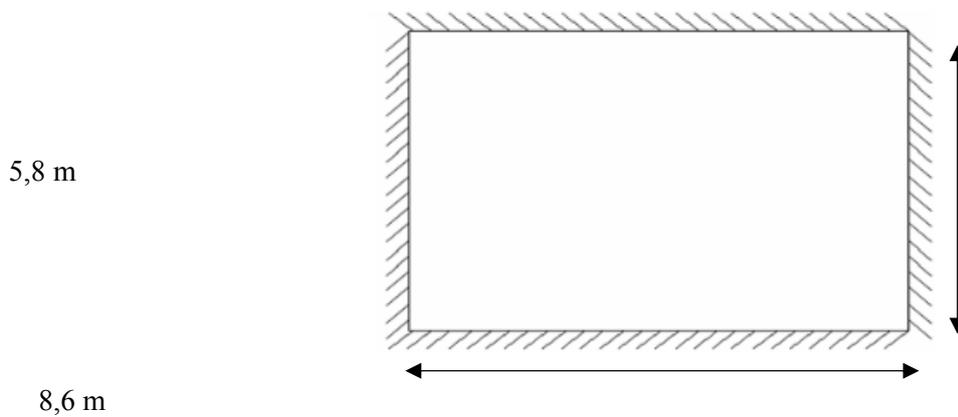


Figure III.7 Dimension d'une dalle pleine rectangulaire

III.3.2.1. Evaluation des charges

$G=6,36 \text{ kN/m}^2$, $Q=2,5\text{kN/m}^2$.

- **ELU** : $q_u = 1,35G + 1,5Q=12.34\text{kN/m}^2$.
- **ELS** : $q_{ser}= G + Q=8.86\text{kN/m}^2$.

III.3.2.2. Calcul les moments

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de ρ et de ν .

Avec ν : Coefficient de poisson $\begin{cases} 0 & ELU \\ 0,2 & ELS \end{cases}$

μ_x et μ_y Sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires **BAEL91 modifié 99**.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5,5}{8,3} = 0,66 > 0,4 \text{ la dalle travaille dans les deux sens } \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0733 \\ \mu_y = 0,382 \end{cases}$$

Donc : $M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 27,36 \text{ kNm}$
 $M_y = \mu_y M_x = 10,45 \text{ kNm}$

- Moment en travées :

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 23,26 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 8,88 \text{ kN.m}$$

- Moment sur appuis :

$$M_{ax} \approx M_{ay} = 0,5 M_x = 13,68 \text{ kN.m}$$

III.3.2.3. Ferrailage de la dalle

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 16 \text{ cm}$; $d = 14,4 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$;
 $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Sens	M_u (KN.m)	μ	A'_S (Cm ²)	α	Z (Cm)	A_S^{cal} (Cm ²)	Choix	A_S^{adp} (Cm ²)	Esp (Cm)
Travée	x - x	23,26	0,079	0	0,103	13,80	4,84	5T12	5,65	20
	y - y	8,88	0,030	0	0,038	14,18	2,12	4T10	3,14	20
Appui	x - x	13,68	0,046	0	0,059	14,06	2,79	4T10	3,14	20
	y - y									

Tableau III.1 Ferrailage de la dalle pleine rectangulaire

III.3.2.3.1. Espacement

- Travée :

$$\text{Sens x-x : esp} = \frac{100 - (5 \times 1,2)}{4} = 22 \text{ cm} < \text{Min} (3h ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \dots \text{Vérifiée}$$

$$\text{Sens y-y : esp} = \frac{100 - (5 \times 1,2)}{4} = 22 \text{ cm} < \text{Min} (3h ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \dots \text{Vérifiée}$$

- Appui :

$$\text{Sens x-x : esp} = \frac{100 - (4 \times 1)}{4} = 24 \text{ cm} < \text{Min} (3h ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \dots \text{Vérifiée}$$

$$\text{Sens y-y : esp} = \frac{100 - (4 \times 1)}{4} = 24 \text{ cm} < \text{Min} (4h ; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm} \dots \text{Vérifiée}$$

III.3.2.3.2. Condition de non fragilité

Nous avons : $12 \text{ cm} \leq e \leq 30 \text{ cm}$; $h=e=16\text{cm}$; $b=100\text{cm}$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3 - \rho)}{2} bh = 1,49 \text{ cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1,28 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} \rho_0 = 0,8 \text{ ‰} , \text{ pour les barres à haute adhérence.} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,66 \end{cases}$

➤ Travée :

Sens x-x : $A_x = 5,65 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1,49 \text{ cm}^2 \dots$ Vérifiée

Sens y-y : $A_y = 3,14 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1,28 \text{ cm}^2 \dots$ Vérifiée

➤ Appui :

Sens x-x = sens y-y : $A_x = A_y = 3,14 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1,49 \text{ cm}^2 \dots$ Vérifiée

III.3.2.4. Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\bullet \quad T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{12,34 \times 5,5 \times 8,3}{(2 \times 5,5) + 8,3} = 29,19 \text{ kN}$$

$$\bullet \quad T_y = \frac{q_u L_x}{3} = \frac{12,34 \times 5,5}{3} = 22,62 \text{ kN}$$

Donc : $T_u^{\max}(T_x; T_y) = 29,19 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{29,19 \times 10^3}{1000 \times 144} = 0,20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \dots$$
 Vérifiée

III.3.2.5. Vérification à l'ELS**III.3.2.5.1. Evaluation des sollicitations à l'ELS**

$$\rho = 0,66 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0789 \\ \mu_y = 0,541 \end{cases}$$

Donc : $M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 21,15 \text{ kN.m}$

$$M_y = \mu_y M_x = 11,44 \text{ kN.m}$$

- Moment en travées :

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 17,98 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 9,72 \text{ kN.m}$$

- Moment sur appuis :

$$M_{ax} \approx M_{ay} = 0,5 M_x = 10,58 \text{ kN.m}$$

III.3.2.5.2. Vérification des contraintes

D'après le BAEL99 modifié 99, on doit vérifier que :

- Béton : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- Acier : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

$$= \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left(\frac{f_e}{2} ; 110 \sqrt{\eta F_{tj}} \right) \right\} = 201,63 \text{ MPa.}$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

Avec : $F_{tj} = 2,10 \text{ MPa}$; $\eta = 1,6$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = 14,4 \text{ cm}$; $c' = 1,6 \text{ cm}$; $A'_s = 0$.

- Détermination de la valeur de "y" :

$$\frac{b}{2} y^2 + n A'_s (y - c') - n A_s (d - y) = 0, \text{ avec } n = 15.$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + n A'_s (d - c')^2 + n A_s (d - y)^2.$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

	Sens	M_{ser} (KN.m)	A_s (Cm ²)	Y (Cm)	I (Cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	σ_s (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Travée	x - x	17,98	5,65	4,32	12075,82	6,43	Vérifié	24,01	Vérifié
	y - y	9,72	3,14	3,24	36062,5	8,73	Vérifié	30,07	Vérifié
Appui	x - x	10,58	3,14	3,24	6999,84	4,90	Vérifié	26,99	Vérifié
	y - y								

Tableau III.2 Vérification des contraintes à l'ELS

III.3.2.5.3. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20 M_x} \\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} 0,029 > 0,042 \dots \dots \dots \text{Non vérifiée} \\ 0,029 > 0,028 \text{ à } 0,037 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ 4,28 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

On remarque que la première condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est nécessaire, La flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$.

Avec :
$$\begin{cases} f_i = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{1000} + 0,5 \text{ cm} \end{cases}$$

et
$$\begin{cases} E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPA} \\ E_v = \frac{11000}{3} \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10721,4 \text{ MPA} \end{cases}$$

• Moment d'inertie de la section homogène I_0 :

$$I_0 = \frac{b \cdot h^3}{3} + 15 [A_s (h/2 - d)^2 + A'_s (h/2 - d')^2]$$

Moment d'inertie fictive :
$$\begin{cases} I_{fi} = 1,1 \times \frac{I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} \\ I_{fv} = 1,1 \times \frac{I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} \end{cases}$$

Avec :
$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} \end{cases}$$

et
$$\begin{cases} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

	Sens	M _{ser} (KN.m)	A _s (Cm ²)	δ	σ _s (MPa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (Cm ⁴)	I _{fi} (Cm ⁴)	I _{fv} (Cm ⁴)
Travée	x-x	17,98	5,65	4,27 × 10 ⁻³	203	1,40	0,56	0,74	140318,04	20440	29451,1
	y-y	9,72	3,14	1,4 × 10 ⁻³	300,74	2,75	1,10	0,57	138462,5	15350,2	24281,6

Tableau III.3Récapitulatif du calcul de la flèche

Donc :

- Sens x - x : $\begin{cases} f_i = 2,02 \text{ cm} \\ f_v = 4,17 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 2,15 \text{ cm}$

$$\bar{f} = 2,15 + \frac{830}{1000} = 2,98 \text{ cm} \Rightarrow \Delta f_T = 2,98 \text{ cm} \leq \bar{f} = 3,03 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- Sens y - y : $\begin{cases} f_i = 1,45 \text{ cm} \\ f_v = 2,73 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 1,28 \text{ cm}$

$$\bar{f} = 1,28 + \frac{830}{1000} = 2,11 \text{ cm} \Rightarrow \Delta f_T = 2,11 \text{ cm} \leq \bar{f} = 2,53 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

III.3.3 Schéma de ferrailage

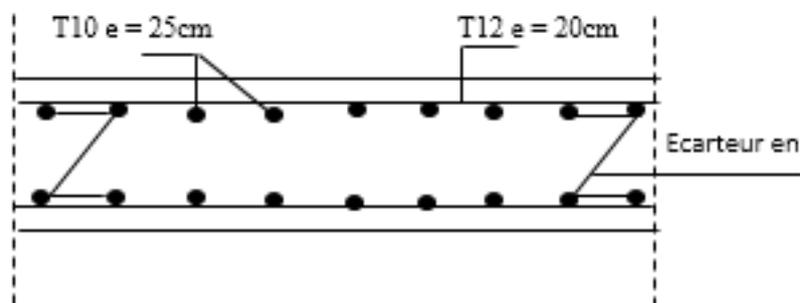


Figure III.8Ferrailage de la dalle pleine rectangulaire.

III.4. Escalier

III.4.1. Introduction

L'escalier est un élément d'ouvrage permettant de passer à pied d'un niveau de bâtiment à un autre. Il est composé d'une succession régulière des plans horizontaux consistant en des marches et des paliers. Ces ouvrages peuvent être en acier, en bois, mais généralement en béton armé.

Dans notre cas nous avons 03 types d'escaliers et on a étudié l'escalier le plus sollicité : escalier à deux volées.

III.4.2. Composition D'un Escalier

Il est caractérisé par :

- La marche : la partie horizontale des gradins constituant l'escalier (M).
- Le contre marche : la partie verticale des gradins (CM).
- La montée ou la hauteur d'escalier (H).
- La hauteur d'une marche (h).
- Le giron : la largeur de la marche (g).
- L'embranchement : la largeur de la volée (b).
- La volée : suite ininterrompue des marches.
- La paillasse : le support des marches.
- Le palier : la partie horizontale entre deux volées.

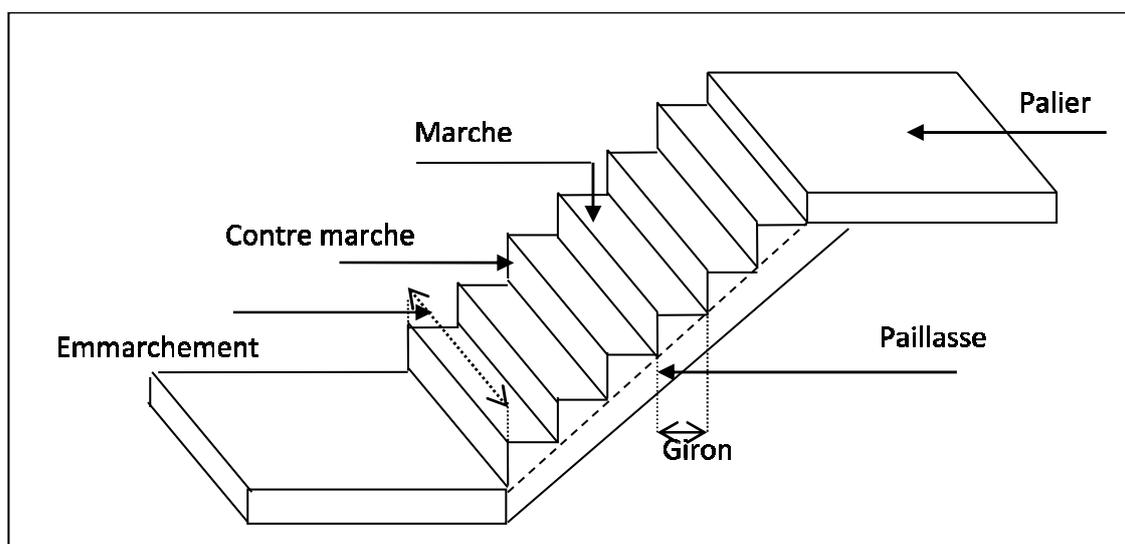


Figure III.9 Dimensionnement d'escalier

III.4.3. Pré dimensionnement des escaliers

L'étude d'un escalier nécessite le respect de certains facteurs :

- Il doit être agréable à l'œil.
- Facilité de gravir sans fatigue.

Pour cela on utilise généralement la formule de (**BLONDEL**) qui permet le pré dimensionnement convenable des escaliers : $59 \leq 2h+g < 66\text{cm}$

h : hauteur du contre marche.

g : giron ou la longueur de la marche.

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir $2h+g=64$. On obtient, le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

- $2h+g=64$ (1)
- $n \times h = H$ (2)
- $(n-1)g=L$ (3)

H : hauteur d'un demi-étage.

n : nombre de contre marches.

$(n-1)$: nombre de marches.

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

En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient : $64n^2-n(64+2H+L)+2H=0$... (4)

Tel que n : La racine de l'équation.

III.4.3.1. Pré dimensionnement de l'escalier à deux volées

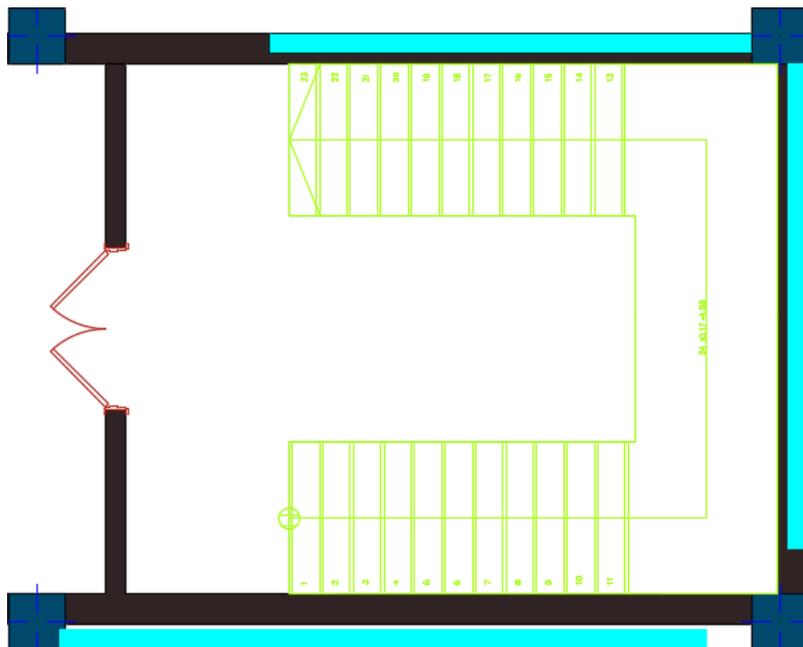


Figure III.10 Schéma d'un escalier 2 volée

Pour des valeurs de $H=204$ cm et $L=270$ cm l'équation (4) devient : $64n^2-810n+408=0$

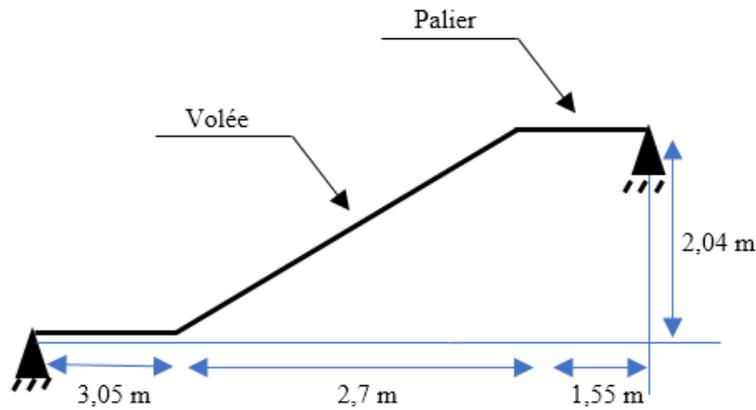


Figure III.11 Schémastatique de l'escalier à 2 volée.

Les solutions de l'équation sont :

- $n_1=0,52$ refusée.
- $n_2=11,01$ accepté.

Donc on prend :

- Le nombre de contre marche $n=12$
- Le nombre des marches $(n-1) = 11$

Alors :

$$h = \frac{H}{n} = \frac{204}{12} = 17 \text{ cm}, \text{ et } g = \frac{L}{n-1} = \frac{338}{11} = 30,7 \text{ cm}$$

III.4.3.1.1. Vérification de l'équation de « BLONDEL »

$$\begin{cases} (59 \leq (g + 2h) \leq 66) \text{ cm} \\ (16 \leq h \leq 18) \text{ cm} \\ (22 \leq g \leq 33) \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} g + 2h = 64,7 \\ h = 17 \text{ cm} \\ g = 30,7 \text{ cm} \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

a. Détermination de l'épaisseur de la pailasse : $\frac{1}{30} \leq e \leq \frac{1}{20}$

Avec : $l = \sqrt{L^2 + H^2} + L_p = \sqrt{(2,70)^2 + (2,04)^2} + (1,55 + 3,05) = 7,98 \text{ m}$

Avec L_p : la longueur de la pailasse

Donc : $28,46 \leq e \leq 42,7 \text{ cm}$, On prend une épaisseur de 27 cm.

b. Angle d'inclinaison de la pailasse

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{2,04}{3,38} \Rightarrow \alpha = 37,07^\circ$$

Puisque l'économie est importante dans notre construction, et on a trouvé une épaisseur assez grande donc on a choisi de faire une autre conception.

La nouvelle conception :

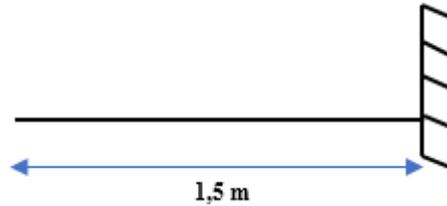


Figure III.12 Schémastatique de la nouvelle conception.

On suppose une épaisseur de 16 cm.

III.4.3.1.2. Evaluation des charges

1. Palier

1. a. Charges permanentes (kN/m²)

Carrelage (e = 2 cm).....	(0,02) (20) = 0,40
Mortier de pose (e = 2cm).....	(0,02) (20) = 0,40
Lit de sable (e = 3cm).....	(0,03) (18) = 0,54
Paillasse 18 cm.....	(0,18) (25) = 4,50
Enduit au ciment (2cm).....	(0,02) (18) = 0,36

$\Sigma G = 6,20 \text{ kN/m}^2$

1. b. Charges d'exploitation Q = 2,5 KN/m²

2. La volée

2. a. Charges permanentes (kN/m²)

Carrelage (e = 2 cm).....	(0,02) (20) = 0,40
Mortier de pose (e = 2cm).....	(0,02) (20) = 0,40
Poids propre de la paillasse $\left(\frac{25 \times 0,16}{\cos 37,07}\right)$	= 5,01
Poids propre de la marche $\left(\frac{25 \times 0,16}{2}\right)$	= 2
Lit de sable (e = 3cm).....	(0,03) (18) = 0,54
Garde-corps	= 0,60
Enduit au ciment (2cm).....	(0,02) (18) = 0,36

$\Sigma G = 9,31 \text{ kN/m}^2$

2. b. Charges d'exploitation Q = 2,5 KN/m²

III.4.3.1.3. Calcul des sollicitations

- **E.L.U :**

$$q_{u1} = 1,35G_1 + 1,5Q_1$$

$$q_{u2} = 1,35G_2 + 1,5Q_2$$

- **E.L.S :**

$$q_{ser1} = G_1 + Q_1$$

$$q_{ser2} = G_2 + Q_2$$

Combinaison	La volée (KN/ml)	Le palier (KN/ml)
ELU	16,31	12,12
ELS	11,81	8,7

Tableau III.4 Charges à l'ELU et à l'ELS

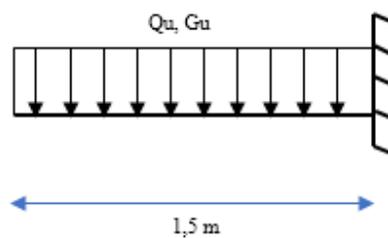


Figure III.13 Représentation du chargement de la nouvelle conception.

III.4.3.1.4. Ferrailage

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h), tel que : b = 100 cm ; h = 16 cm.

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur (organigramme I, voir annexe).

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,10 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; d = 0,9h = 14,4 \text{ cm} ;$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15 ; f_e = 400 \text{ MPa}.$$

➤ **ELU :**

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

M_u (KN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal}/ml (Cm ²)	Choix	A_s^{adp}/ml (Cm ²)
9,27	0,0316	Oui	0	0,0401	14,17	1,88	6T10	4,74

Tableau III.5 Ferrailage de l'escalier

Espacements :

- **Armatures principales**

$$esp \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm.}$$

On prend : esp=25cm

- **Armature de répartition**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,18 \text{ cm}^2/ml \leq A_r \leq 2,37 \text{ cm}^2/ml$$

Le choix est de 4T8=2cm² avec S_i=25cm.

III.4.3.1.5. Vérification

- a. Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,73 \text{ cm}^2.$$

- $A_s = 4,74 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 1,73 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ Vérifiée.

- b. Effort tranchant**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{12,36 \times 10^3}{1000 \times 144} = 0,085 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots$$
 Vérifiée.

- **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage)**

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.
- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante : $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = -52,01 \text{ KN} < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

• **Vérification des armatures transversales**

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = 0,085 \text{ MPa} < 0,05f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

c. Vérification à l'ELS

b. 1. Vérification des contraintes du béton

Position de l'axe neutre : $\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$

Moment d'inertie : $I = \frac{b}{3}y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$

Avec : $n = 15$; $d = 14,4 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $A'_s = 0$

On doit vérifier que: $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$

$M_{ser}(\text{KN.m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc} \text{ (MPa)}$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
6,71	4,74	3,86	37045,6	0,70	Vérifiée

Tableau III.6 Vérification des contraintes

a. 2. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \geq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,10 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ 0,0033 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ 0,10 > 0,085 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont satisfaites, nous sommes donc dispensés pour l'évaluation de la flèche.

III.4.4 Schéma de ferrailage

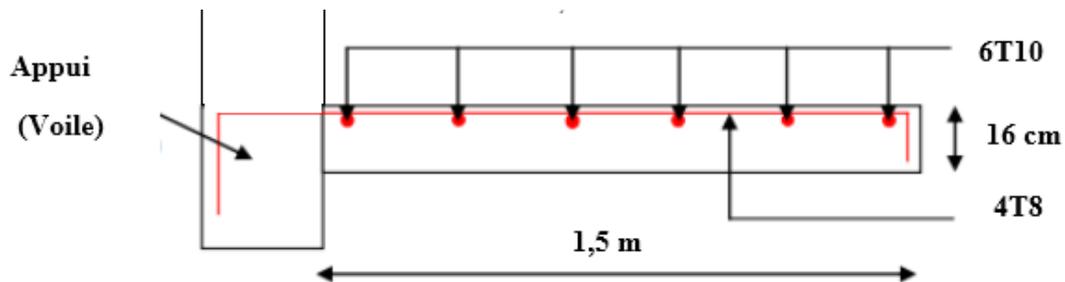


Tableau III.14 Ferrailage de la console.

III.5. Conclusion

Les éléments secondaires sont ainsi calculés, on passe à la modélisation de la structure et l'étude des différents paramètres sismiques correspondants.

IV.1. Introduction

L'étude dynamique consiste à déterminer les réponses de la structure sous les charges sismiques. A l'aide de cette étude nous pouvons connaître le comportement de la structure vis-à-vis l'excitation sismique.

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement, effort et période...) sous l'effet du séisme.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurités imposées par les règles parasismiques Algériennes **RPA99/version 2003**.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **SAP2000 V14.2.2** qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

IV.2. Etude sismique

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit ensuite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propres de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

IV.2.1 Modélisation de rigidité

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisée par un élément surfacique type Shell à quatre nœuds.
- A tous les planchers nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

IV.2.2. Modélisation de la masse

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G + \beta Q)$ imposée par le **RPA99 version2003** avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage **multiple**. (Mass source).
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir 25 KN/m^3 .
- La charge de l'acrotère des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).
- La charge des escaliers a été répartie au niveau des planchers délimitant la cage d'escalier (par plancher)

IV.3. Choix de la méthode de calcul

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.3.1. La méthode statique équivalente

a. Principe

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

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

b. Conditions d'applications

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

-Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III

-Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes :

Zone III : ●groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m

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

●groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre hôtel car la structure est en zone **III** de groupe d'usage 1B et sa hauteur dépasse les 10 m.

IV.3.2. La méthode modale spectrale

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

Dans notre projet, une étude dynamique de la structure s'impose du fait que les conditions de régularité en plan et en élévation ne sont pas satisfaites.

a. Principe

Il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égales 90%.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la repense totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_K \leq 0.20\text{sec}$ (4-14)

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et T_K la période du mode K.

b. Analyse spectrale

➤ **Utilisation des spectres de réponse** : La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse.

- toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω).

Donc pour des accélérogramme données si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

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

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

Avec :

g : Accélération de la pesanteur

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement.

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

Q : Facteur de qualité.

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, (T1 =0.15sec, T2 =0.50sec)

➤ **Représentation graphique du spectre de réponse**

Sa/g

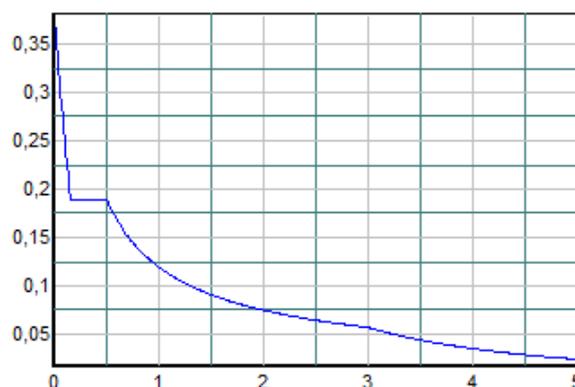


Figure IV.1 Spectre de réponse T (sec)

➤ **Résultante des forces sismiques de calcul**

L'une des premières vérifications préconisées par le **RPA99 version 2003** est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base " V_t " obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente " V " pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

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

➤ **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente**

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone.

Groupe d'usage : 1B }
 Zone sismique : III } $A=0.3$ zone sismique III

- D : facteur d'amplification dynamique moyen

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

- T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site est donnée dans le tableau 4.7 de **RPA99/version 2003**.

Catégorie S_3 → site meuble } $T_1 = 0.15$ sec.

$$T_2 = 0.50 \text{ sec.}$$

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0,7$$

$$\text{avec } \xi = 7\% \rightarrow \eta = 0,8819$$

➤ Estimation de la période fondamentale de la structure (T)

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

- Les formules empiriques à utiliser selon le **RPA99/version 2003** sont :

$$T = \min \left(T = C_T \times h_N^{3/4}, T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right) \text{ avec : } C_T = 0,05$$

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

$$h_N = 48,96 \text{ m}$$

D : est la dimension de l'hôtel mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré.

$$D_x = 24,3 \text{ m}$$

$$D_y = 34,45 \text{ m}$$

$$\Rightarrow T = C_T \times h_N^{3/4} = 0.05(48,96)^{3/4} = 0,93 \text{ sec}, \text{ dans les deux directions.}$$

$$\text{Suivant la direction (x-x)} \quad T_x = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D_x}} = 0,89 \text{ sec}$$

$$\text{Suivant la direction (y-y)} \quad T_y = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D_y}} = 0,75 \text{ sec}$$

$$\text{-sens (x-x) : } T_x = \min(0,93; 0,89) = 0,89 \text{ sec.}$$

$$\text{-sens (y-y) : } T_y = \min(0,93; 0,75) = 0,75 \text{ sec.}$$

- On calcule le facteur D suivant les deux directions par les formules suivantes :

$$\text{Or } \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} & (\text{site 3}) \\ T_2 = 0,50 \text{ s} & (\text{site 3}) \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne : } T_2 \leq (T_x \text{ et } T_y) \leq 3,0 \text{ s} \Rightarrow D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$\text{Avec : } \eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0,7$$

Et avec $\xi = 7\% \rightarrow \eta = 0,8819$

$$\begin{cases} D_x = 2.5\eta \left(\frac{0,50}{0,89} \right)^{2/3} = 1,56 \\ D_y = 2.5\eta \left(\frac{0,50}{0,75} \right)^{2/3} = 2,07 \end{cases}$$

➤ **R : coefficient de comportement**

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'un coefficient de comportement R qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement.

Pour le cas de notre bâtiment, le système de contreventement choisi est un système portiques contreventés par des voiles avec interaction (**R=5**).

➤ **Q : facteur de qualité**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité de contrôle de la construction.

La valeur de **Q** déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

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

P_q

Sa valeur est donnée par le tableau 4.4(RPA 99/version 2003).

Critère q	Suivant x		Suivant y	
	Observé (o/n)	Pq	Observé	Pq
1- condition minimale sur les files de contreventement	Non	0,05	Oui	0
2-Redondances en plan	Oui	0	Non	0,05
3- Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
4- Régularité en élévation	Non	0,05	Non	0.05
5-Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
Totale		1,15		1,15

Tableau IV.1 Valeurs de pénalité Pq.

$$Q//xx=1+(0.05+0+0.05+0,05+ 0 +0)=1.15$$

$$Q//yy=1+(0+0.05+0.05+0,05+0+0)=1.15$$

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W$$

$$\Rightarrow V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W$$

IV.4. Résultats de l'analyse sismique

IV.4.1. Modèle initial

La structure initiale comportant uniquement les voiles de la cage d'escalier.

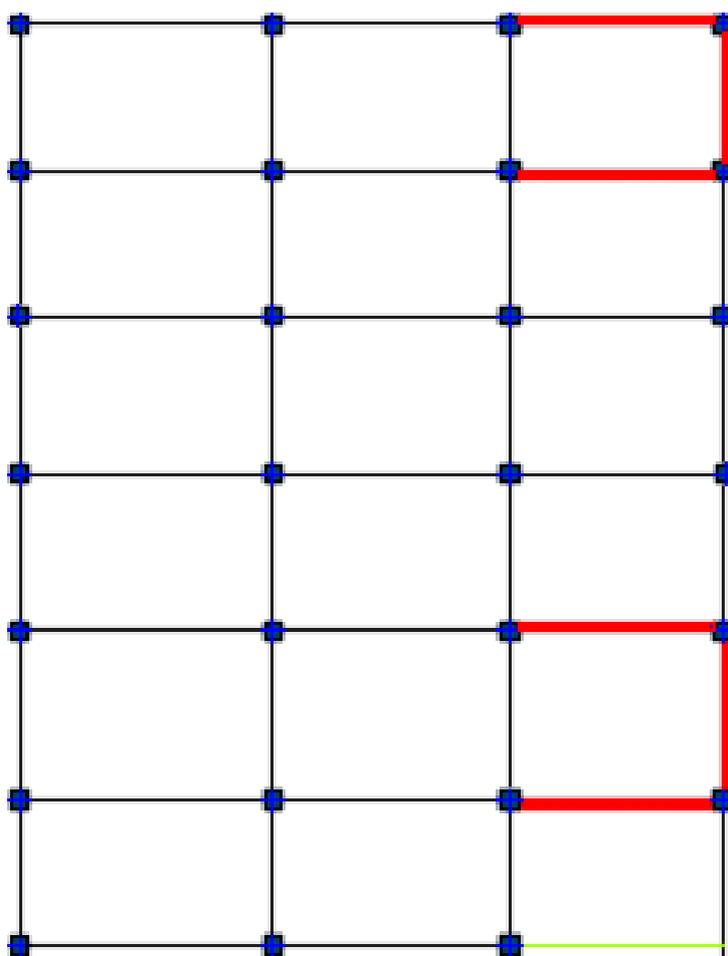


Figure IV.2 Vue en plan de la disposition des voiles du modèle initial.

a. Caractéristiques dynamique propres du modèle initial

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : **T = 1,29 sec.**
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **17^{ème}** mode.

Mode	Période	Facteur de participation massique (%)			
		U_x	U_y	$\sum U_x$	$\sum U_y$
1	1,294819	0,01435	0,49617	0,01435	0,49617
2	0,962663	0,5687	0,02311	0,58305	0,51928
3	0,731817	0,00834	0,10568	0,59139	0,62496
4	0,370755	0,00323	0,18386	0,59462	0,80882
5	0,237376	0,20984	0,00882	0,80446	0,81764
6	0,192524	0,00883	0,00298	0,81329	0,82062
7	0,18968	0,01069	0,0924	0,82398	0,91302
8	0,164685	0,00035	5,019E-07	0,82433	0,91302
9	0,143367	0,00005616	7,064E-07	0,82439	0,91302

10	0,138685	0,00004427	0,00017	0,82443	0,91319
11	0,133936	0,00002969	0,000005845	0,82446	0,91319
12	0,129834	0,00001001	0,00013	0,82447	0,91333
13	0,125021	0,00021	0,000009298	0,82468	0,91334
14	0,120344	0,00462	0,01828	0,82931	0,93162
15	0,117962	0,000004048	0,00003965	0,82931	0,93166
16	0,116423	0,00001125	1,657E-07	0,82932	0,93166
17	0,114455	0,07146	0,00672	0,90078	0,93838

Tableau IV.2 Périodes et facteurs de participation massique dumodèle initial.

- Le 1^{er} mode est un mode de translation couplé parallèlement à Y-Y
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement X-X
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

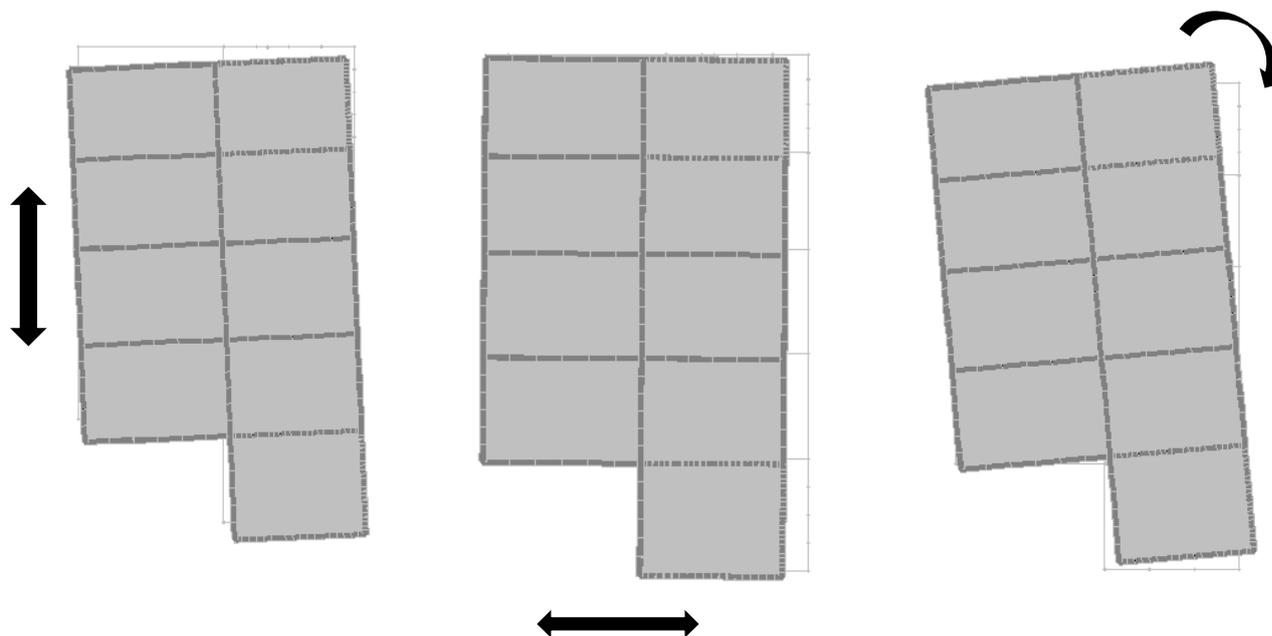


Figure IV.3 Schéma des trois premiers modes du modèle initial.

b. Résultantes des forces sismiques :

D'après le fichier des résultats de **SAP 2000** on a :

$$W = 118724,2 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W = 12779,47 \text{ KN} \\ V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W = 17694,65 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,8V_x = 10223,6 \text{ KN} \\ 0,8V_y = 14155,7 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Et : } \left\{ \begin{array}{l} F1 = V_t^x = 9167,239 \text{ KN} \\ F2 = V_t^y = 10930,61 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Ce qui donne : } \left\{ \begin{array}{l} V_t^x = 9167,239 \text{ KN} < 0,8V_x = 10223,6 \text{ KN} \\ V_t^y = 10930,61 \text{ KN} < 0,8V_y = 14155,7 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Les rapports : } \left\{ \begin{array}{l} r_x = \frac{0,8V_x}{V_t^x} = 1,12 \\ r_y = \frac{0,8V_y}{V_t^y} = 1,30 \end{array} \right.$$

c. Vérification des déplacements inter étage :

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99**, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon l'article 5.10 du **RPA99 version 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$, avec : $\bar{\Delta} = 0,01h_e$

Où : h_e représente la hauteur de l'étage.

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} \delta_K^x = Rr_x \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = Rr_y \delta_{eK}^y \\ \Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y \end{array} \right.$$

Δ_K^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ dans le sens $x-x$ (idem dans le sens $y-y$, Δ_K^y).

δ_{eK}^x : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens $x-x$ (idem dans le sens $y-y$, δ_{eK}^y).

	δ_{eK}^x	δ_{eK}^y	$\delta_K^x (cm)$	$\delta_K^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	$\Delta_K^y (cm)$	$\bar{\Delta} (cm)$	Observation	
								X-X	Y-Y

RDC1	0,13	0,15	0,64	0,74	0,71	0,96	4,08	Vérifié	Vérifié
RDC2	0,36	0,67	1,78	3,35	1,28	3,39	3,74	Vérifié	Vérifié
1	0,66	1,21	3,28	6,05	1,69	3,51	3,74	Vérifié	Vérifié
2	1,05	1,52	5,25	7,60	2,20	2,02	3,74	Vérifié	Vérifié
3	1,15	2,14	5,75	10,70	0,56	4,03	3,74	Vérifié	N.V
4	2,02	2,82	10,10	14,10	4,87	4,42	3,74	N.V	N.V
5	2,57	3,54	12,85	17,70	3,08	4,68	3,74	Vérifié	N.V
6	3,14	4,28	15,70	21,40	3,19	4,81	3,74	Vérifié	N.V
7	3,73	5,05	18,65	25,25	3,304	5,005	3,74	Vérifié	N.V
8	4,33	5,82	21,65	29,1	3,36	5,005	3,74	Vérifié	N.V
9	4,94	6,61	24,7	33,05	3,416	5,135	3,74	Vérifié	N.V
10	5,55	7,40	27,75	37	3,416	5,135	3,74	Vérifié	N.V
11	5,06	8,18	25,3	40,9	2,744	5,07	3,74	Vérifié	N.V

Tableau IV.3 Vérification des déplacements inter étages du modèle initial.

Constatation :

Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure. Pour cela on peut soit :

- Augmenter les dimensions des poteaux déjà existants.
- Rajouter des voiles dans la structure.

Donc dans ce qui suit il faudra déterminer ; le nombre de voiles nécessaires à rajouter et la position des voiles rajoutés.

IV.4.2. Deuxième modèle

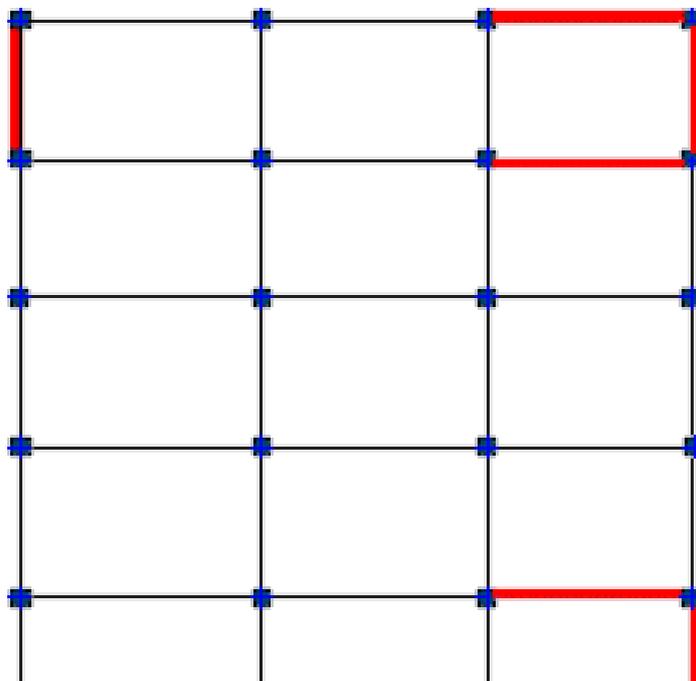


Figure IV.4 Vue en plan de la disposition des voiles du 2^{ème} modèle

a. Caractéristiques dynamique propres du 2^{ème} modèle

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : **T = 1,19 sec.**
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **17^{ème}** mode.

Mode	Période	Facteur de participation massique (%)			
		U_x	U_y	$\sum U_x$	$\sum U_y$
1	1,190564	0,01728	0,46493	0,01728	0,46493
2	0,962471	0,56289	0,02612	0,58017	0,49105
3	0,72703	0,00823	0,09676	0,5884	0,58781
4	0,326034	0,00291	0,17332	0,59132	0,76114
5	0,237404	0,21165	0,0083	0,80297	0,76943
6	0,190405	0,0185	0,04137	0,82147	0,8108

7	0,166687	0,00004623	0,07131	0,82152	0,88211
8	0,164558	0,00031	0,00411	0,82183	0,88622
9	0,143367	0,00005688	4,261E-07	0,82188	0,88622
10	0,138632	0,0000374	0,00029	0,82192	0,88651
11	0,133915	0,0000248	0,00001565	0,82194	0,88653
12	0,129794	0,000003178	0,00011	0,82195	0,88664
13	0,12502	0,00023	0,000006429	0,82218	0,88664
14	0,117967	0,00006302	0,00000366	0,82224	0,88665
15	0,116435	0,00007775	0,00012	0,82232	0,88677
16	0,114947	0,07859	0,000005998	0,90091	0,88677
17	0,112919	0,00018	0,02343	0,90109	0,9102

Tableau IV.4 Périodes et facteurs de participation massique du 2^{ème} modèle

- Le 1^{er} mode est un mode de translation couplé parallèlement à Y-Y
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement X-X
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

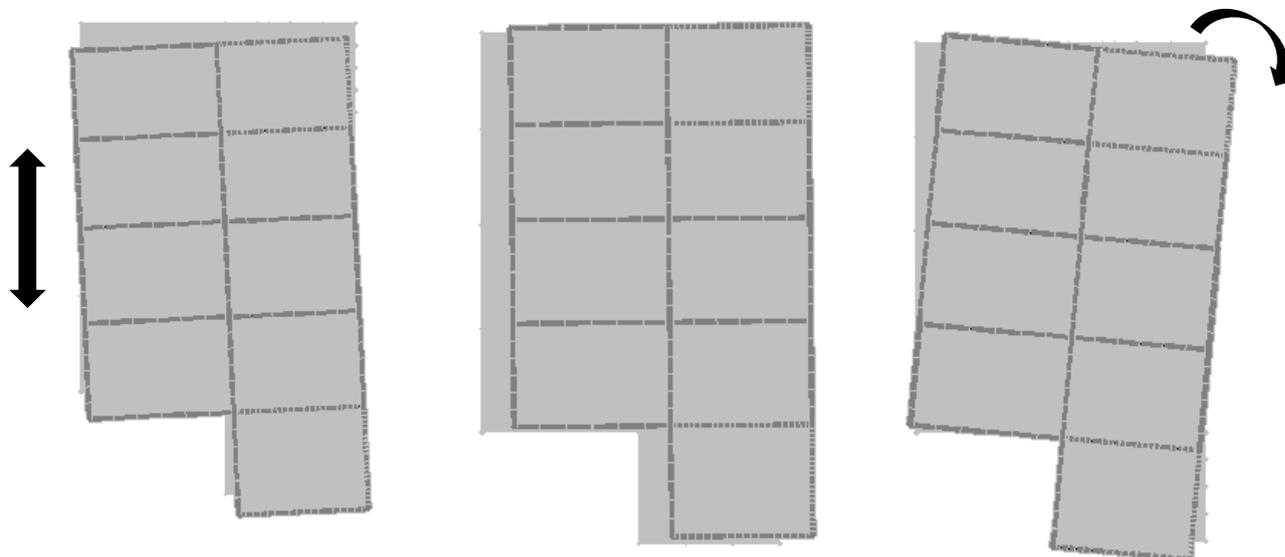




Figure IV.5 Schéma des trois premiers modes du 2^{ème} modèle.

b. Résultantes des forces sismiques :

D'après le fichier des résultats de **SAP 2000** on a :

$$W = 119305,1 \text{ KN}$$

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W = 12842 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W = 17781,23 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,8V_x = 10273,6 \text{ KN} \\ 0,8V_y = 14225 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Et : } \left\{ \begin{array}{l} F1 = V_t^x = 10985,33 \text{ KN} \\ F2 = V_t^y = 9129,76 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Ce qui donne : } \left\{ \begin{array}{l} V_t^x = 10985,33 \text{ KN} > 0,8V_x = 10273,6 \text{ KN} \\ V_t^y = 9129,76 \text{ KN} < 0,8V_y = 14225 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Les rapports : } \left\{ \begin{array}{l} r_x = \frac{0,8V_x}{V_t^x} = 1 \\ r_y = \frac{0,8V_y}{V_t^y} = 1,56 \end{array} \right.$$

c. Vérification des déplacements inter étage

	δ_{eK}^x	δ_{eK}^y	$\delta_K^x (cm)$	$\delta_K^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	$\Delta_K^y (cm)$	$\bar{\Delta} (cm)$	Observation	
								X-X	Y-Y
RDC1	0,12	0,11	0,60	0,55	0,60	0,86	4,08	Vérifié	Vérifié
RDC2	0,32	0,30	1,60	1,52	1,00	1,51	3,74	Vérifié	Vérifié
1	0,59	0,56	2,95	2,80	1,35	2,00	3,74	Vérifié	Vérifié
2	0,93	0,95	4,65	4,75	1,70	3,04	3,74	Vérifié	Vérifié
3	1,32	1,51	6,60	7,55	1,95	4,37	3,74	Vérifié	N.V
4	1,76	2,15	8,80	10,75	2,20	4,99	3,74	Vérifié	N.V

5	2,24	2,83	11,20	14,15	2,40	5,30	3,74	Vérifié	N.V
6	2,73	3,54	13,65	17,70	2,45	5,54	3,74	Vérifié	N.V
7	3,40	4,55	17	22,75	2,58	7,87	3,74	Vérifié	N.V
8	3,77	5,00	18,85	25	2,6	3,51	3,74	Vérifié	Vérifié
9	4,30	5,80	21,5	29	2,65	6,24	3,74	Vérifié	N.V
10	4,82	6,57	24,1	32,85	2,6	6,006	3,74	Vérifié	N.V
11	5,05	7,33	25,25	36,65	1,15	5,928	3,74	Vérifié	N.V

Tableau IV.5 Vérification des déplacements inter étages du 2^{ème} modèle.

Constatation

Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure. Pour cela on peut soit :

- Augmenter les dimensions des poteaux déjà existants.
- Rajouter des voiles dans la structure.

Donc dans ce qui suit il faudra déterminer ; le nombre de voiles nécessaires à rajouter et la position des voiles rajoutés. Afin d'obtenir :

1 / deux premiers modes de translations.

2 // Les déplacement inters étages soient inférieures à la limite imposée par le « RPA99/version 2003 ».

IV.4.3. Modèle final

Après plusieurs essais pour bien disposer les voiles, nous retenons ce model final représenté ci-après :

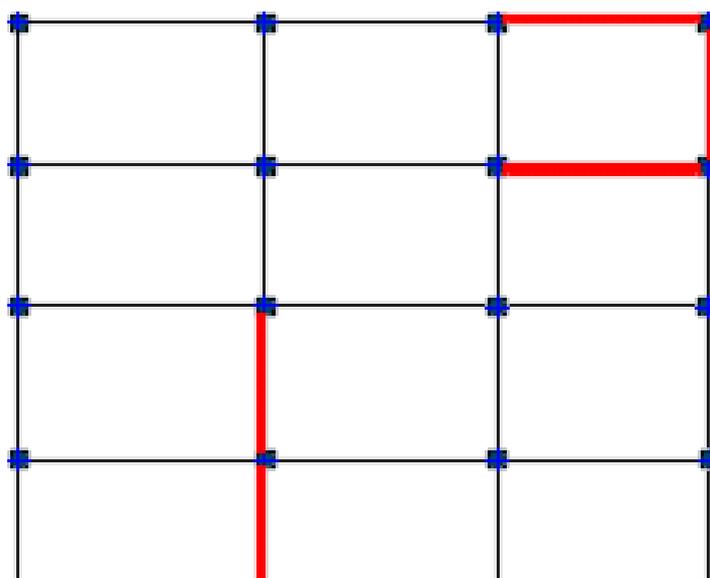


Figure IV.6 Vue en plan de la disposition des voiles du modèle final.

a. Caractéristiques dynamique propres du modèle final

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : **T = 0,97 sec.**
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **14^{ème}** mode.

		Facteur de participation massique (%)			
Mode	Période	U_x	U_y	$\sum U_x$	$\sum U_y$
1	0,979181	0,56615	0,01443	0,56615	0,01443
2	0,899118	0,01928	0,57172	0,58543	0,58615
3	0,720279	0,00718	0,02581	0,59261	0,61196

4	0,2456	0,08575	0,13158	0,67836	0,74354
5	0,237235	0,12905	0,09555	0,8074	0,83908
6	0,189326	0,01543	0,00153	0,82283	0,84061
7	0,163337	0,00022	0,00002015	0,82305	0,84063
8	0,137401	0,000003021	0,00042	0,82306	0,84105
9	0,129814	0,00006185	0,00073	0,82312	0,84179
10	0,12519	0,0018	0,00697	0,82492	0,84876
11	0,122808	0,01149	0,06091	0,83641	0,90967
12	0,119916	0,00055	0,00001527	0,83696	0,90968
13	0,118047	0,00001035	9,939E-08	0,83697	0,90968
14	0,114899	0,06747	0,01571	0,90445	0,92539

Tableau IV.6 Périodes et facteurs de participation massique du modèle final.

- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à X-X
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement Y-Y
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

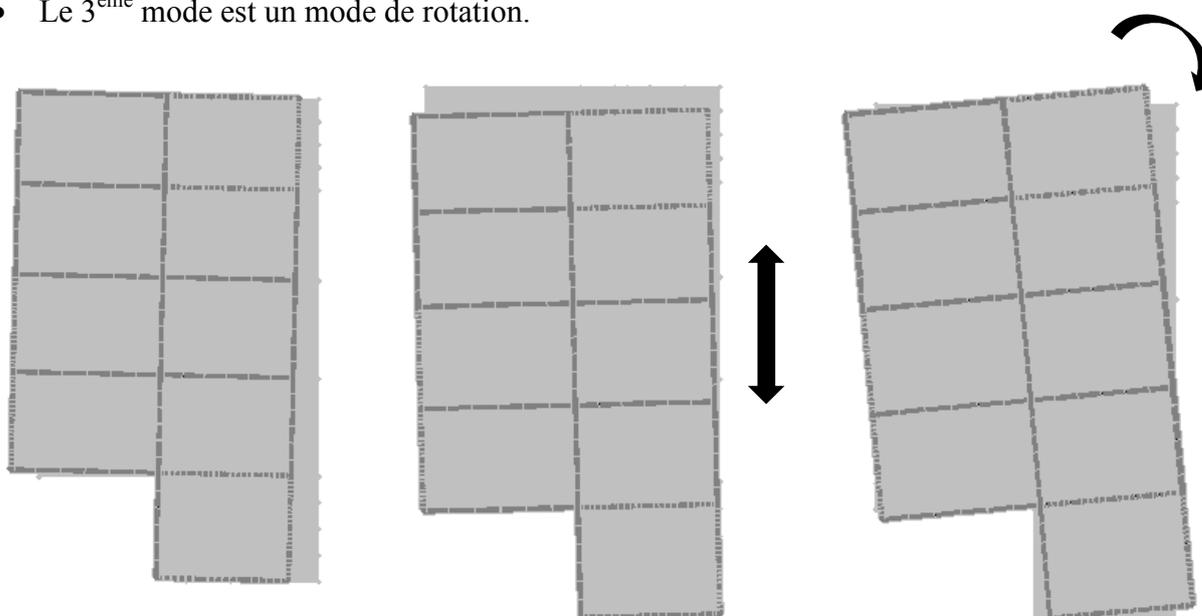




Figure IV.7 Schéma des trois premiers modes du modèle final.

b. Résultantes des forces sismiques

D'après le fichier des résultats de **SAP 2000** on a :

$$W = 121370,5 \text{ KN}$$

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W = 13064,32 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W = 18089,05 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,8V_x = 10451,5 \text{ KN} \\ 0,8V_y = 14471,2 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Et : } \left\{ \begin{array}{l} F1 = V_t^x = 10872,84 \text{ KN} \\ F2 = V_t^y = 12273,06 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Ce qui donne : } \left\{ \begin{array}{l} V_t^x = 10872,82 \text{ KN} > 0,8V_x = 10451,5 \text{ KN} \\ V_t^y = 12273,06 \text{ KN} < 0,8V_y = 14471,2 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Les rapports : } \left\{ r_y = \frac{0,8V_y}{V_t^y} = 1,18 \right.$$

c. Vérification des déplacements inter étage :

	δ_{eK}^x	δ_{eK}^y	$\delta_K^x (cm)$	$\delta_K^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	$\Delta_K^y (cm)$	$\bar{\Delta} (cm)$	Observation	
RDC1	0,12	0,13	0,60	0,66	0,58	0,78	4,08	Vérifiée	Vérifiée
RDC2	0,34	0,35	1,70	1,75	1,06	1,29	3,74	Vérifiée	Vérifiée
1	0,63	0,64	3,15	3,20	1,39	1,71	3,74	Vérifiée	Vérifiée

2	1,00	0,90	5,00	4,50	1,78	1,53	3,74	Vérifiée	Vérifiée
3	1,43	1,27	7,15	6,35	2,06	2,18	3,74	Vérifiée	Vérifiée
4	1,90	1,68	9,50	8,40	2,26	2,42	3,74	Vérifiée	Vérifiée
5	2,41	2,13	12,05	10,65	2,45	2,66	3,74	Vérifiée	Vérifiée
6	2,95	2,59	14,75	12,95	2,59	2,71	3,74	Vérifiée	Vérifiée
7	3,50	3,05	17,5	15,25	2,64	2,714	3,74	Vérifiée	Vérifiée
8	4,07	3,55	20,35	17,75	2,736	2,95	3,74	Vérifiée	Vérifiée
9	4,64	4,04	23,2	20,21	2,736	2,9028	3,74	Vérifiée	Vérifiée
10	5,20	4,53	26	22,65	2,688	2,8792	3,74	Vérifiée	Vérifiée
11	5,50	5,00	27,5	25	1,44	2,773	3,74	Vérifiée	Vérifiée

Tableau IV.7 Vérification des déplacements inter étages du modèle final.

Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le “*RPA99 version 2003*”.

d. Vérification du critère de l’effort normal réduit

$$\bullet \quad v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30$$

Avec :

B_c : section de poteau

N_d : effort normal

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveaux	N_d (KN)	B_c (Cm ²)	v	Obs	Section corrigée (Cm ²)	v	Obs
P11	677,46	35×35	0,22	Vérifiée	45×45	0,13	Vérifiée
P10	1291,31	35×35	0,42	N. V	45×45	0,26	Vérifiée

P9	1917,84	45×45	0,38	N. V	55×55	0,25	Vérifiée
P8	2545,62	55×55	0,34	N. V	65×65	0,24	Vérifiée
P7	3182,59	55×55	0,42	N. V	75×75	0,23	Vérifiée
P6	3847,67	65×65	0,36	N. V	85×85	0,21	Vérifiée
P5	4523,97	65×65	0,43	N. V	90×90	0,22	Vérifiée
P4	5220,72	65×65	0,49	N. V	90×90	0,26	Vérifiée
P3	5953,65	75×75	0,42	N. V	100×100	0,24	Vérifiée
P2	6702,42	75×75	0,48	N. V	100×100	0,27	Vérifiée
P1	7471,86	75×75	0,53	N. V	110×110	0,25	Vérifiée
R.D.C N2	8343,57	85×85	0,46	N. V	115×115	0,25	Vérifiée
R.D.C N1	9241,11	85×85	0,51	N. V	115×115	0,28	Vérifiée

Tableau IV.8 Vérification de l'effort normal pour les poteaux

e. Justification du choix du coefficient de comportement

Dans le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles (système 4.a) ainsi définie par l'RPA99 v2003, Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 25% des sollicitations dues aux charges verticales, et ils reprennent conjointement avec les portiques les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

a) pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales reprises par les voiles

L'effort normal total à la base de la structure $P_{Tot} = 139053.81\text{KN}$.

L'effort normal à la base repris par les voiles $P_{voiles} = 25627.62\text{kN}$.

$P_{voiles} / P_{Tot} = 18,43\% > 20\%$.

b) pourcentage des efforts tranchants dus aux charges horizontales repris pas les portiques

Sens x : Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Etage	V _{Tot} (kN)	V _{port} (kN)	(%)	V _{port} (%)	Observation
11 ^{ème}	1631.58	1326.80	81.32	25	Vérifiée
10 ^{ème}	2540.88	1876.44	73.85	25	Vérifiée
9 ^{ème}	4393.39	3182.12	72.43	25	Vérifiée
8 ^{ème}	5793.87	3710.39	64.04	25	Vérifiée
7 ^{ème}	6877.24	4217.12	61.32	25	Vérifiée
6 ^{ème}	7021.24	3190.45	45.44	25	Vérifiée
5 ^{ème}	7421.13	3943.59	53.14	25	Vérifiée
4 ^{ème}	7897.08	3974.60	50.33	25	Vérifiée
3 ^{ème}	8178.40	2879.61	35.21	25	Vérifiée
2 ^{ème}	8832.86	3369.73	38.15	25	Vérifiée
1 ^{er}	9426.01	3196.36	33.91	25	Vérifiée
R.D.C N1	10114.94	2973.79	29.40	25	Vérifiée
R.D.C N2	10372.84	3598.91	34.70	25	Vérifiée

Tableau IV.9 : Pourcentages des efforts tranchants dans le sens x.

Sens-y :

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Etage	V _{Tot} (kN)	V _{port} (kN)	(%)	V _{port} (%)	Observation
11 ^{ème}	1996	1400.19	70.15	25	Vérifiée
10 ^{ème}	4057.67	2175.72	53.62	25	Vérifiée
9 ^{ème}	5656.30	2852.47	50.43	25	Vérifiée

8 ^{ème}	6937.91	2832.75	40.83	25	Vérifiée
7 ^{ème}	8034.64	3455.70	43.01	25	Vérifiée
6 ^{ème}	9069.52	3271.38	36.07	25	Vérifiée
5 ^{ème}	10021.02	3147.60	31.43	25	Vérifiée
4 ^{ème}	10895.26	3527.89	32.38	25	Vérifiée
3 ^{ème}	11670.61	3370.47	28.88	25	Vérifiée
2 ^{ème}	12364.41	3093.58	25.02	25	Vérifiée
1 ^{er}	13172.13	2820.15	21.41	25	Vérifiée
R.D.C N1	14035.47	4268.19	30.41	25	Vérifiée
R.D.C N2	14183.13	4937.29	34.81	25	Vérifiée

Tableau IV.10 : Pourcentages des efforts tranchants dans le sens y.

IV.5 Conclusion

➤ Etant donné que :

- ✓ Les voiles de contreventement reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- ✓ Les portiques prennent, outre les sollicitations dues aux charges verticales, plus de 25 % de l'effort tranchant dans chaque étage.
- ✓ Alors, le choix du coefficient de comportement global de la structure (R=5) est justifié

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude qui consiste l'étude d'un hôtel (RDC +11 étages + un sous-sol) à usage multiple, nous a permis de récapituler et de lier les différentes connaissances théoriques générales acquises durant l'ensemble des années d'études, de les approfondir en nous basons sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les logiciels de calcul récents, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être pris en compte dans la conception et le calcul des structures en béton armé en zone sismique.

Cette étude nous a permis de constater que:

- Le pré dimensionnement est une étape préliminaire qui a pour but de choisir des sections pour les éléments structuraux afin de les modéliser, un pré dimensionnement bien réfléchi facilitera énormément l'étude dynamique de la structure.
- Le séisme, un des effets à considérer dans le cadre de la conception des structures, reste le plus dangereux, ainsi la modélisation des structures nécessite une bonne maîtrise de la méthode des éléments finis et des logiciels qui l'utilise.
- L'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. La bonne disposition des voiles assurera le comportement idéal de la structure.
- Le calcul de ferrailage des éléments résistants (poteaux, poutres) a été fait par le logiciel SOCOTEC/BAEL-R basé sur le règlement BAEL 91 modifié 99 à ELU vis-à-vis des déformations et à ELS vis-à-vis des contraintes. et pour le ferrailage des voiles on l'a calculé manuellement en utilisant la méthode de contraintes.
- Pour l'infrastructure, le radier est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure.

Il est important d'évoquer qu'il reste beaucoup à faire pour enrichir nos connaissances, à force le travail continu nous espérons atteindre un niveau de savoir qui nous permettra une meilleure compréhension des différents phénomènes régissant le comportement des structures. Cette expérience nous a permis de conclure que, dans le domaine de la construction, le savoir et développement est très vaste sans limite.

V.1. Introduction

Le Ferrailage des éléments résistants devrait être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le B.A.E.L. 91 modifié 99 et le RPA99 (version 2003).

Notre structure se compose des éléments résistants suivants :

- Poteaux.
- Poutres.
- Voiles.

V.2. Ferrailage des poteaux

V.2.1 Introduction

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations. Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N), compression " N ", et à un moment fléchissant " M ".

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC.
- Section partiellement comprimée SPC.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	γ_s	f_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)
Durable	1,5	25	14,17	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

Tableau V.1 Caractéristiques du béton et du l'acier

V.2.2. Combinaison d'action

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

a. Selon BAEL 91 :

Situation durable →ELU : $1,35G+1,5Q$.

→ELS : $G+Q$.

b. Selon RPA 99 :

Situation accidentelle : $G+Q+E$ et $0,8G\pm E$.

Avec :

G : Charges permanentes.

Q : Surcharge d'exploitation.

E : Action du séisme.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

- 1- Effort normal maximal et le moment correspondant ($N_{\max}, M_{\text{corr}}$).
- 2- Effort normal minimal et le moment correspondant ($N_{\min}, M_{\text{corr}}$).
- 3- Le moment maximum et l'effort normal correspondant ($M_{\max}, N_{\text{corr}}$).

V.2.3. Recommandation selon RPA99 version 2003

D'après le **RPA99 version 2003**, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par :

$$0,9 < \frac{A_s}{B} < 3\% \dots \dots \dots \text{Zone courante (Z.C).}$$

$$0,9 < \frac{A_s}{B} < 3\% \dots \dots \dots \text{Zone de recouvrement (Z.R).}$$

Avec :

As : La section d'acier.

B : Section du béton [Cm^2].

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de $50\emptyset$ en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armature calculée en utilisant les différentes combinaisons :

N.B : On utilise Le logiciel de **SOCOTEC** pour le ferrailage des sections.

1. Situation durable :

•Combinaison : 1,35G+1,5Q

a) (N^{\max} , M^{corr}) :

Niveaux	Section (Cm ²)	N^{\max} (KN)	M^{corr} (KN.m)	Sollicitation	A's (Cm ²)	As (Cm ²)	A_{sminRPA}
R.D.C N1	115 × 115	-10446,93	75.12	SEC	0	0	119,03
R.D.C N2	115 × 115	-10138,93	70.30	SEC	0	0	119,03
1 ^{er}	110 × 110	-9258.69	120,08	SEC	0	0	108,9
2 ^{ème}	100 × 100	-8378.45	117,06	SEC	0	0	90
3 ^{ème}	100 × 100	-7611,67	141.55	SEC	0	0	90
4 ^{ème}	95 × 95	-6844.89	122,85	SEC	0	0	81,23
5 ^{ème}	90 × 90	-5125,56	124,46	SEC	0	0	72,9
6 ^{ème}	85 × 85	-4336,25	127,11	SEC	0	0	65,03
7 ^{ème}	75 × 75	-3566,93	117,34	SEC	0	0	50,63
8 ^{ème}	65 × 65	-2826,35	111,62	SEC	0	0	38,03
9 ^{ème}	55 × 55	-2111,17	99,56	SEC	0	0	27,23

10 ^{ème}	45 × 45	-1413,63	73,21	SEC	0	0	18,23
11 ^{ème}	45 × 45	-716.09	96,21	SEC	0	0	18,23

Tableau V.2 Ferrillages des poteaux carrées situation durable (N^{\max} , M^{corr}).b) (M^{\max} , N^{corr}) :

Niveaux	Section (Cm ²)	M3 ^{max} (KN.m)	N ^{corr} (KN)	Sollicitation	A's (Cm ²)	As (Cm ²)	A _{smin} RPA
R.D.C N1	115 × 115	-193,48	-4458,87	SEC	0	0	119,03
R.D.C N2	115 × 115	-198.12	-4219.06	SEC	0	0	119,03
1 ^{er}	110 × 110	161,68	-3468,89	SEC	0	0	108,9
2 ^{ème}	100 × 100	156,91	-3038,53	SEC	0	0	90
3 ^{ème}	100 × 100	-175.20	-2895.35	SEC	0	0	90
4 ^{ème}	95 × 95	-143,84	-2600,63	SEC	0	0	81,23
5 ^{ème}	90 × 90	-158.90	-2177,73	SEC	0	0	72,9
6 ^{ème}	85 × 85	--144,19	-1769,03	SEC	0	0	65,03
7 ^{ème}	75 × 75	-131,75	-1373,80	SEC	0	0	50,63
8 ^{ème}	65 × 65	-128,72	-1001,35	SEC	0	0	38,03
9 ^{ème}	55 × 55	-166.23	-649,26	SEC	0	0	27,23

10 ^{ème}	45 × 45	-117,18	-314,36	SEC	0	0	18,23
11 ^{ème}	45 × 45	-124.15	-193.56	SEC	0	0	18,23

Tableau V.3 Ferrillages des poteaux carrés situation durable ($M3^{max}$, N^{corr}).

c) (N^{min} , M^{corr}) :

Niveaux	Section (Cm ²)	N^{min} (KN)	M^{corr} (KN.m)	Sollicitation	A's (Cm ²)	As (Cm ²)	A_{smin} RPA
R.D.C N1	115 × 115	-683,81	78.09	SEC	0	0	119,03
R.D.C N2	115 × 115	-601.31	-97,67	SEC	0	0	119,03
1 ^{er}	110 × 110	-487.63	-83.69	SEC	0	0	108,9
2 ^{ème}	100 × 100	-272.24	-32,68	SEC	0	0	90
3 ^{ème}	100 × 100	-182,69	-18.40	SEC	0	0	90
4 ^{ème}	95 × 95	-201.11	-25,05	SEC	0	0	81,23
5 ^{ème}	90 × 90	-373.08	-34.14	SEC	0	0	72,9
6 ^{ème}	85 × 85	-561,37	-42.30	SEC	0	0	65,03
7 ^{ème}	75 × 75	-570,27	-47.06	SEC	0	0	50,63
8 ^{ème}	65 × 65	-338,83	-31.19	SEC	0	0	38,03
9 ^{ème}	55 × 55	-173,12	-16.95	SEC	0	0	27,23

10 ^{ème}	45 × 45	50.67	13.60	SPC	0	1,78	18,23
11 ^{ème}	45 × 45	39,98	12.79	SPC	0	1.49	18,23

Tableau V.4 Ferrailages des poteaux carrés situation durable (N^{\min} , M^{corr}).

2. Situation accidentelle :

• Combinaison : $G+Q \pm E$

a) (N^{\max} , M^{corr}) :

Niveaux	Section (Cm ²)	N^{\max} (KN)	M^{corr} (KN.m)	Sollicitation	A's (Cm ²)	As (Cm ²)	A _{smin} RPA
R.D.C N1	115 × 115	-9435.36	-1313,17	SET	23.49	45.01	119,03
R.D.C N2	115 × 115	-8537.82	-1020.94	SET	17.28	35.52	119,03
1 ^{er}	110 × 110	-7666.11	-747.22	SET	11.03	26.11	108,9
2 ^{ème}	100 × 100	-6896.67	-475,23	SET	4.38	17.41	90
3 ^{ème}	100 × 100	-6147.90	-421.39	SEC	0	0	90
4 ^{ème}	95 × 95	-5414.97	-373,58	SEC	0	0	81,23
5 ^{ème}	90 × 90	-4718.22	-328,53	SEC	0	0	72,9
6 ^{ème}	85 × 85	4041.92	-288,22	SEC	0	0	65,03
7 ^{ème}	75 × 75	-3376.84	-226,43	SEC	0	0	50,63
8 ^{ème}	65 × 65	-2739.87	253,93	SEC	0	0	38,03

9 ^{ème}	55 × 55	-2112.09	-178,69	SEC	0	0	27,23
10 ^{ème}	45 × 45	-1485.5	-117,56	SEC	.0	0	18,23
11 ^{ème}	45 × 45	-871.71	-101.67	SEC	0	0	18,23

Tableau V.5 Ferrillages des poteaux carrés situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).

b) (M^{\max} , N^{corr}) : G+Q ± E

Niveaux	Section (Cm ²)	M3 ^{max} (KN.m)	N ^{corr} (KN)	Sollicitation	A's (Cm ²)	As (Cm ²)	A _{min} RPA
R.D.C N1	115 × 115	-1248,4	3599.30	SET	0	0	119,03
R.D.C N2	115 × 115	-949.63	3798.60	SET	0	0	119,03
1 ^{er}	110 × 110	-494,95	2943.20	SET	0	0	108,9
2 ^{ème}	100 × 100	-475,23	3002.30	SET	0	0	90
3 ^{ème}	100 × 100	-378.41	2888.37	SET	0	0	90
4 ^{ème}	95 × 95	-373,57	1433.04	SET	0	0	81,23
5 ^{ème}	90 × 90	-328,53	1431.42	SET	0	0	72,9
6 ^{ème}	85 × 85	-310,66	922.82	SET	0	0	65,03
7 ^{ème}	75 × 75	277,90	915.48	SET	0	0	50,63
8 ^{ème}	65 × 65	253,93	856.60	SET	0	0	38,03

9 ^{ème}	55 × 55	-214,95	796.33	SET	0	0	27,23
10 ^{ème}	45 × 45	-179,57	599.15	SPT	0	0.58	18,23
11 ^{ème}	45 × 45	-161.88	402.09	SPT	0	0.13	18,23

Tableau V.6 Ferrillages des poteaux carrés situation accidentelle (M_3^{\max} , N^{corr}).

c) (N^{\min} , M^{corr}) :

Niveaux	Section (Cm ²)	N^{\min} (KN)	M^{corr} (KN.m)	Sollicitation	A's (Cm ²)	A_s (Cm ²)	$A_{s\text{min}}^{\text{RPA}}$
R.D.C N1	115 × 115	566.31	113.56	SET	4.47	9.68	119,03
R.D.C N2	115 × 115	500.78	98.63	SET	4.82	9.34	119,03
1 ^{er}	110 × 110	497.33	112.98	SET	3.49	8.95	108,9
2 ^{ème}	100 × 100	461.25	79.25	SET	3.66	7.87	90
3 ^{ème}	100 × 100	412.63	103.64	SET	2.40	7.91	90
4 ^{ème}	95 × 95	388.66	105.63	SET	1.89	7.83	81,23
5 ^{ème}	90 × 90	361.79	61.60	SET	2.69	6.36	72,9
6 ^{ème}	85 × 85	268.47	39.44	SET	2.11	4.60	65,03
7 ^{ème}	75 × 75	205.09	26.79	SET	1.59	3.53	50,63
8 ^{ème}	65 × 65	183.43	15.74	SET	1.63	2.96	38,03

9 ^{ème}	55 × 55	157.94	25.99	SPC	0	3.30	27,23
10 ^{ème}	45 × 45	103.90	41.30	SPC	0	3.64	18,23
11 ^{ème}	45 × 45	98.02	70.89	SPC	0	3,06	18,23

Tableau V.7 Ferrillages des poteaux carrés situation accidentelle (N^{\min} , M^{corr}).

- Combinaison : **0,8G ± E**

a) (N^{\max} , M^{corr}) :

Niveaux	Section (Cm ²)	N^{\max} (KN)	M^{corr} (KN.m)	Sollicitation	$A's$ (Cm ²)	A_s (Cm ²)	A_{minRPA}
R.D.C N1	115 × 115	7696.33	-898.39	SET	0	0	119,03
R.D.C N2	115 × 115	7121.25	-715.23	SET	0	0	119,03
1 ^{er}	110 × 110	6415.20	-467,25	SET	0	0	108,9
2 ^{ème}	100 × 100	5588.37	-462,84	SET	0	0	90
3 ^{ème}	100 × 100	4987.33	-407,02	SET	0	0	90
4 ^{ème}	95 × 95	4008.19	-330,46	SET	0	0	81,23
5 ^{ème}	90 × 90	3671.51	-306,89	SET	0	0	72,9
6 ^{ème}	85 × 85	2643.04	-269,49	SET	0	0	65,03
7 ^{ème}	75 × 75	1737.08	-211,75	SET	0	0	50,63
8 ^{ème}	65 × 65	1235.89	-161,08	SET	0	0	38,03

9 ^{ème}	55 × 55	837.44	-144,39	SET	0	0	27,23
10 ^{ème}	45 × 45	-731.02	-114,03	SET	0	0	18,23
11 ^{ème}	45 × 45	-648.55	-86,03	SET	0	0	18,23

Tableau V.8 Ferrillages des poteaux carrés situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).

b) (M^{\max} , N^{corr}) :

Niveaux	Section (Cm ²)	M^{\max} (KN.m)	N^{corr} (KN)	Sollicitation	$A's$ (Cm ²)	A_s (Cm ²)	$A_{s\text{minRPA}}$
R.D.C N1	115 × 115	-2563.76	-675.02	SPC	0	49.36	119,03
R.D.C N2	115 × 115	-2985.61	-681.49	SPC	0	47.67	119,03
1 ^{er}	110 × 110	-1946.38	-592.33	SPC	0	40.31	108,9
2 ^{ème}	100 × 100	-1002.19	-600.20	SPC	0	32.33	90
3 ^{ème}	100 × 100	-943.40	-499.27	SPC	0	25.98	90
4 ^{ème}	95 × 95	-966.47	-454.43	SPC	0	21.57	81,23
5 ^{ème}	90 × 90	-844.66	-271.33	SPC	0	21.05	72,9
6 ^{ème}	85 × 85	-735.14	-192.97	SPC	0	20.8	65,03
7 ^{ème}	75 × 75	-697.72	-132.00	SPC	0	19.24	50,63
8 ^{ème}	65 × 65	-444.58	98.66	SPC	0	16.43	38,03

9 ^{ème}	55 × 55	-193,41	84.09	SPC	0	7.04	27,23
10 ^{ème}	45 × 45	-173.11	67.80	SPC	0	5.41	18,23
11 ^{ème}	45 × 45	-166,81	-30,46	SPC	0	3.15	18,23

Tableau V.9 Ferrillages des poteaux carrés situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr}).

c) (N^{\min} , M^{corr}) :

Niveaux	Section (Cm ²)	N^{\min} (KN)	M^{corr} (KN.m)	Sollicitation	A's (Cm ²)	A_s	$A_{s\text{minRPA}}$
R.D.C N1	115 × 115	408.63	129.35	SET	2.14	8.07	119,03
R.D.C N2	115 × 115	379.41	111.49	SET	2.12	7.30	119,03
1 ^{er}	110 × 110	303.11	98.65	SET	1.42	6.16	108,9
2 ^{ème}	100 × 100	273.38	92.12	SET	0.97	5.87	90
3 ^{ème}	100 × 100	189.94	86.13	SPC	0	4.66	90
4 ^{ème}	95 × 95	116.37	71.82	SEC	0	0	81,23
5 ^{ème}	90 × 90	98.48	63.29	SEC	0	0	72,9

6 ^{ème}	85 × 85	77.90	19.78	SEC	0	0	65,03
7 ^{ème}	75 × 75	61.43	18.08	SEC	0	0	50,63
8 ^{ème}	65 × 65	53.27	16.86	SEC	0	0	38,03
9 ^{ème}	55 × 55	30.55	20.43	SPC	0	10.11	27,23
10 ^{ème}	45 × 45	25.57	40.12	SPC	0	8.56	18,23
11 ^{ème}	45 × 45	11.72	38.90	SPC	0	7.43	18,23

Tableau V.10 Ferrillages des poteaux carrés situation accidentelle (N^{\min} , M^{corr}).

V.2.4. Choix des armatures

Niv	Section	As cal Cm ²	AS min	As ZC	AS ZR	Choix	AS adop Cm ²	St (cm)
RDC1	115*115	49.36	119.03	396.75	793.5	40T25	196.40	8
RDC2	115*115	47.67	119.03	396.75	793.5	40T25	196.40	8
1	110*110	40.31	108.90	363	726	36T25	176.76	8
2	100*100	32.33	90	300	600	36T20	113	8
3	100*100	25.98	90	300	600	36T20	113	8
4	95*95	21.57	81.23	270.75	541.5	28T20	88	8
5	90*90	21.05	72.90	243	486	24T20	75	11
6	85*85	20.80	65.03	216.75	433.5	36T16	72	7
7	75*75	19.24	50.63	168.75	337.5	28T16	56	8
8	65*65	16.43	38.03	126.75	253.5	28T14	43.10	6
9	55*55	10.11	27.23	90.75	181.5	20T14	30.80	8
10	45*45	8.56	18.23	60.75	121.5	12T14	18.50	11
11	45*45	7.47	18.23	60.75	121.5	12T14	18.50	11

Tableau V.11 Choix des armatures des poteaux

V.2.5. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}) (annexe, organigramme), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

- **Béton** : On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M^{Ser}}{I} \cdot y \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

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

- **Acier** : Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

$$\text{Fissuration préjudiciable..... } \bar{\sigma}_s = \zeta_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}})\right)$$

$$\text{Fissuration très préjudiciable..... } \bar{\sigma}_s = 0,8\zeta_s$$

Avec : $\eta = 1,6$ pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s = 201.63$ MPa.

a. ($N_{ser}^{max}, M_{ser}^{corr}$) :

Niveaux	Sections (Cm ²)	N_{ser}^{max} (kN)	M_{ser}^{corr} (kN.m)	A_s^{adp} (cm ²)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa) Sup	$\bar{\sigma}_{br}$ (MPa)	Vérif
RDC N1	115×115	-54,12	-7651,04	196.40	78,3	201,63	5,23	15	OK
RDC N2	115× 115	-54,12	-7651,04	196.40	78,3	201,63	5,23	15	OK
1 er	110× 110	-87,37	-6225,26	176.76	71,6	201,63	4,79	15	OK
2 ème	100× 100	-85,61	-5579,74	113	78,7	201,63	5,27	15	OK
3 ème	100× 100	-85,61	-5579,74	113	78,7	201,63	5,27	15	OK
4 ème	95×95	-87,77	-4351,4	88	69,7	201,63	4,67	15	OK

5 éme	90×90	-90,95	-3757,12	75	68,9	201,63	4,63	15	OK
6 éme	85×85	-92,89	-3178,58	72	67,2	201,63	4,53	15	OK
7 éme	75×75	-85,76	-2614,77	56	72,6	201,63	4,91	15	OK
8 éme	65×65	-81,58	-2072,18	43.10	80,9	201,63	5,51	15	OK
9 éme	55×55	-72,78	-1548,32	30.80	93,4	201,63	6,44	15	OK
10 éme	45×45	-53,52	-1037,52	18.50	97,3	201,63	6,82	15	OK
11 éme	45 × 45	-53,25	-1037,52	18.50	97,3	201,63	6,82	15	OK

Tableau V.12 Vérification des contraintes pour les poteaux carrés

b. ($M_{\max}^{\text{ser}}, N_{\text{corr}}^{\text{ser}}$) :

Niveaux	Sections (Cm ²)	$M_{\text{ser}}^{\text{cor}}$ (kN)	$N_{\text{ser}}^{\text{max}}$ (kN.m)	A_s^{adp} (cm ²)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa) Sup	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérif
RDC N1	115×115	-160,14	-5673,2	196.40	63	201,6	4,22	15	OK
RDC N2	115× 115	-160,14	-5673,2	196.40	63	201,6	4,22	15	OK
1 er	110× 110	-122,98	-4477,1	176.76	54,3	201,6	3,64	15	OK
2 éme	100× 100	-114,30	-3856,8	113	57,8	201,6	3,88	15	OK
3 éme	100× 100	-114,30	-3856,8	113	57,8	201,6	3,24	15	OK

4 éme	95×95	-92,75	-2853,3	88	48,1	201,6	4,63	15	OK
5 éme	90×90	-90,95	-3757,1	75	68,9	201,6	4,63	15	OK
6 éme	85×85	-92,89	-3176,5	72	67,2	201,6	4,53	15	OK
7 éme	75×75	-85,76	-2614,77	56	72,6	201,6	4,91	15	OK
8 éme	65×65	-81,58	-2072,18	43.10	81	201,6	5,52	15	OK
9 éme	55×55	-78	-836,56	30.80	64,4	201,6	4,52	15	OK
10 éme	45×45	-62,5	-32,70	18.50	46,6	201,6	3,96	15	OK
11 éme	45 × 45	-62,5	-32,70	18.50	46,6	201,6	3,96	15	OK

Tableau V.13 Vérification des contraintes pour les poteaux carrés

V.2.6. Vérification de l'effort tranchant

a. Vérification de la contrainte de cisaillement

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre. La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limite ultime par :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$ Poteau carré.

$\tau_u = \frac{T_u}{R^2 \sqrt{2}} \leq \bar{\tau}_u$ Poteau circulaire.

Où τ_u : contrainte de cisaillement

T_u : effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée.

b: la largeur de la section étudiée.

d : la hauteur utile.

R : Rayon de la section du poteau.

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible $\bar{\tau}_u$ égale à :

Selon le BAEL 91 :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,13 f_{c28}, 5\text{MPa}) \dots\dots\dots \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10 f_{c28}, 4\text{MPa}) \dots\dots\dots \text{Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

Selon RPA99V03:

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = 0,075 \dots\dots\dots \text{si l'élancement } \lambda \geq 5$$

$$\rho_d = 0,040 \dots\dots\dots \text{si l'élancement } \lambda < 5$$

Avec :

λ : L'élancement du poteau.

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Niveaux	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérif.
RDC N1	115×115	228.33	0.19	8.60	0.075	1.875	2.5	OK
RDC N2	115× 115	228.33	0.19	7.88	0.075	1.875	2.5	OK
1 ér	110× 110	168.02	0.15	8.24	0.075	1.875	2.5	OK
2 éme	100× 100	150.79	0.17	9.06	0.075	1.875	2.5	OK
3 éme	100× 100	150.79	0.17	9.06	0.075	1.875	2.5	OK
4 éme		129.36						OK

	95×95		0.16	9.54	0.075	1.875	2.5	
5 éme	90×90	121.76	0.17	10.07	0.075	1.875	2.5	OK
6 éme	85×85	118.44	0.18	10.66	0.075	1.875	2.5	OK
7 éme	75×75	112.70	0.22	12.09	0.075	1.875	2.5	OK
8 éme	65×65	108.76	0.29	13.95	0.075	1.875	2.5	OK
9 éme	55×55	102.15	0.38	16.48	0.075	1.875	2.5	OK
10 éme	45×45	75.57	0.41	20.15	0.075	1.875	2.5	OK
11 éme	45 × 45	75.57	0.41	20.15	0.075	1.875	2.5	OK

Tableau V.14 Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux carrés

V.2.7 Ferrailage transversal des poteaux

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **CBA 93** et celles des **RPA99 version 2003**, elles sont données comme suit :

- Selon **CBA 93** :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

\varnothing_t : Diamètre des armatures transversales.

\varnothing_l : Diamètre des armatures longitudinales.

- Selon les **RPA99 version 2003** : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$

Avec : A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\rho_a = 2,5 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5$$

λ_g : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t \leq 10 \text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale (zone III).}$$

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l \right) \dots \dots \dots \text{Zone courante (zone III).}$$

\emptyset_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e = 400 \text{MPa}$ (FeE400).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	\emptyset_l (mm)	S_t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC N1	115×115	40T25	25	10	25
RDC N2	115× 115	40T25	25	10	25
1 ér	110× 110	36T25	25	10	25
2 éme					20

	100×100	36T20	20	10	
3 ^{ème}	100×100	36T20	20	10	20
4 ^{ème}	95×95	28T20	20	10	20
5 ^{ème}	90×90	24T20	20	10	20
6 ^{ème}	85×85	36T16	16	10	16
7 ^{ème}	75×75	28T16	16	10	16
8 ^{ème}	65×65	28T14	14	10	14
9 ^{ème}	55×55	20T14	14	10	14
10 ^{ème}	45×45	12T14	14	10	14
11 ^{ème}	45×45	12T14	14	10	14

Tableau V.15 Espacements maximaux selon RPA99 pour un poteau carré

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Poteaux carrés :

Niv	Section	Lf	λ_g (%)	ρ_a	T_u^{\max} (kN)	Zone	ST	A_t^{cal}	Choix	A_s^{adp}
RDC1	115	2.86	2.28	3.75	228.33	ZN	10	1.86	12T8	6.03
						ZC	25	4.65		
RDC2	115	2.62	2.28	3.75	228.33	ZN	10	1.86	12T8	6.03
						ZC	25	4.65		
1 ^{er}	110	2.62	2.38	3.75	168.02	ZN	10	1.43	10T8	5
						ZC	25	3.58		
2 ^{ème}	100	2.62	2.62	3.75	150.79	ZN	10	1.41	10T8	5
						ZC	20	2.83		

3 ^{ème}	100	2.62	2.62	3.75	150.79	ZN	10	1.41	10T8	5
						ZC	20	2.83		
4 ^{ème}	95	2.62	2.76	3.75	129.36	ZN	10	1.28	8T8	4
						ZC	20	2.55		
5 ^{ème}	90	2.62	2.91	3.75	121.76	ZN	10	1.27	8T8	4
						ZC	20	2.54		
6 ^{ème}	85	2.62	3.08	3.75	118.44	ZN	10	1.31	10T8	5
						ZC	16	2.09		
7 ^{ème}	75	2.62	3.49	3.75	112.70	ZN	10	1.41	8T8	4
						ZC	16	2.25		
8 ^{ème}	65	2.62	4.03	3.75	108.76	ZN	10	1.57	8T8	4
						ZC	14	2.20		
9 ^{ème}	55	2.62	4.76	3.75	102.15	ZN	10	1.74	6T8	3
						ZC	14	2.44		
10 ^{ème}	45	2.62	5.82	2.5	75.57	ZN	10	1.05	4T8	2
						ZC	14	1.47		
11 ^{ème}	45	2.62	5.82	2.5	75.57	ZN	10	1.05	4T8	2
						ZC	14	1.47		

Tableau V.16 Choix des armatures transversales pour les poteaux carrés

V.2.8 Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50\phi_1$ en zone III.

Pour :

- $\phi = 20\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 100\text{cm}$
- $\phi = 16\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 80\text{cm}$
- $\phi = 14\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 70\text{cm}$
- $\phi = 12\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 60\text{cm}$

V.2.9 Ferrailage des poteaux de sous-sol

Les poteaux de l'infrastructure sont supposés travailler à la compression simple, la section d'armature longitudinale sera donnée par :

$$A_s \geq \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right] \cdot \frac{\gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots [1]$$

Avec :

- N_u : Effort normal de compression simple pondéré.
- γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que $\Rightarrow \gamma_b = 1,5$ situation durable ou transitoire
- γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que $\Rightarrow \gamma_s = 1,15$ situation durable ou transitoire
- α : Coefficient de réduction en fonction de λ

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

- Poteau carré $\lambda = \frac{L_f}{i}$
- L_f : longueur de flambement, on prend $L_f = 0,7L_0$
- i : rayon de giration de la section du béton seul avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$
- f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours, $f_{c28} = 25$ MPa
- f_e : contrainte limite élastique des aciers, $f_e = 400$ MPa
- B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout sa périphérie tel que :
- Poteau carré..... $B_r = (a - 0,02)^2$ [m²].

a. Calcul de l'effort normal pondéré

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal est :

$N_u(\text{RDC}) = 10446,93$ KN

- Poids du plancher..... $6,29 \times 42,67 = 271,38$ KN.
- Poids du poteau..... $(1,15)^2 \times (3,4 - 0,65) \times 25 = 90,92$ KN.

- Poids de la poutre principale..... $G_{PP} = 0,65 \times 0,35 \times 8,05 \times 25 = 45,78 \text{ kN}$.
- Poids de la poutre secondaire..... $G_{PNP} = 0,55 \times 0,35 \times 5,3 \times 25 = 25,51 \text{ kN}$.

G= 433,59 KN

Surcharge d'exploitation : $Q = 2,5 \times 42,67 = 106,68 \text{ KN}$

$N_{u1} = 1,35G + 1,5Q$

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de s-sol : $N_{u(ss)} = N_{u(RDC)} + N_{u1} = 11192,30 \text{ KN}$

b. Calcul du ferrailage

Le sous-sol est de section carré $B = 115 \times 115 \text{ cm}^2$

- $i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 33,20 \text{ cm}$
- $\lambda = \frac{0,7 \times 3,4 \cdot 10^2}{33,20} = 7,17 < 50$
- $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,842$
- $Br = (115 - 2)^2 = 12769 \text{ cm}^2$

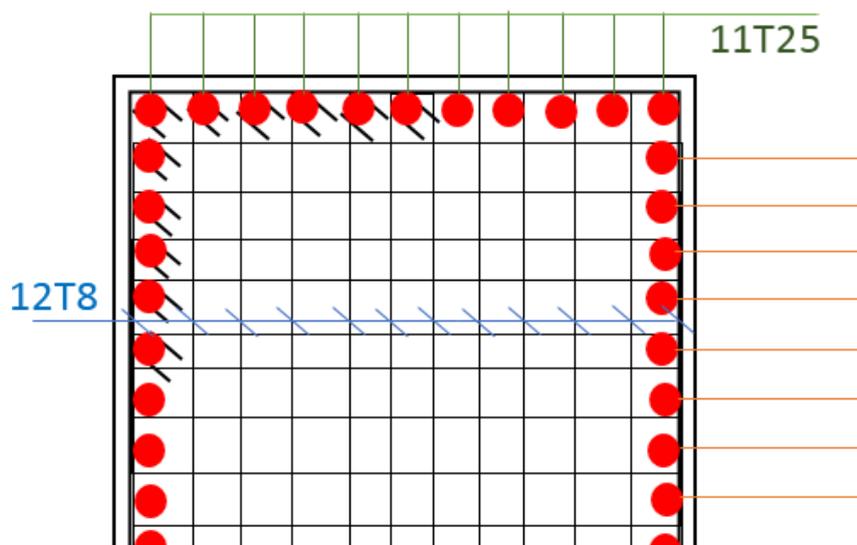
$$\text{D'où : } A_s \geq \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right] \cdot \frac{\gamma_s}{f_e} \rightarrow A_s \geq - 297,67 \text{ cm}^2$$

Le calcul en compression simple du poteau le plus sollicité au niveau du sous-sol sous un effort normal à la base égal à **11192,3 kN** a donné une section inférieure à celle exigée par les **RPA99 ver2003** ($A_{smin} = 0,9\% B$); donc **$A_s = A_{smin} = 119,03 \text{ cm}^2$**

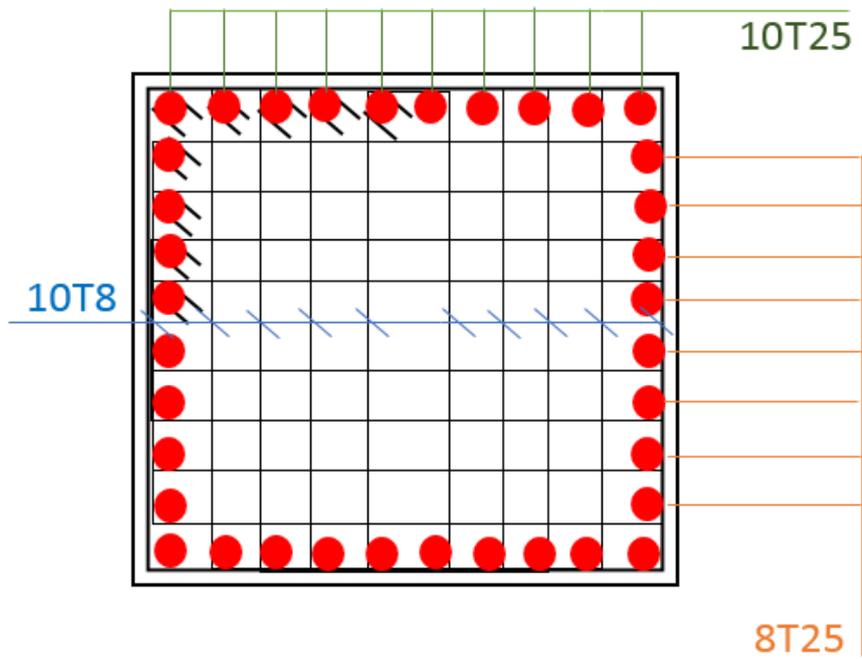
On prend : $16T25 + 12T20 + 4T12 = 120,82 \text{ cm}^2$

V.2.10 Schéma de ferrailage des poteaux

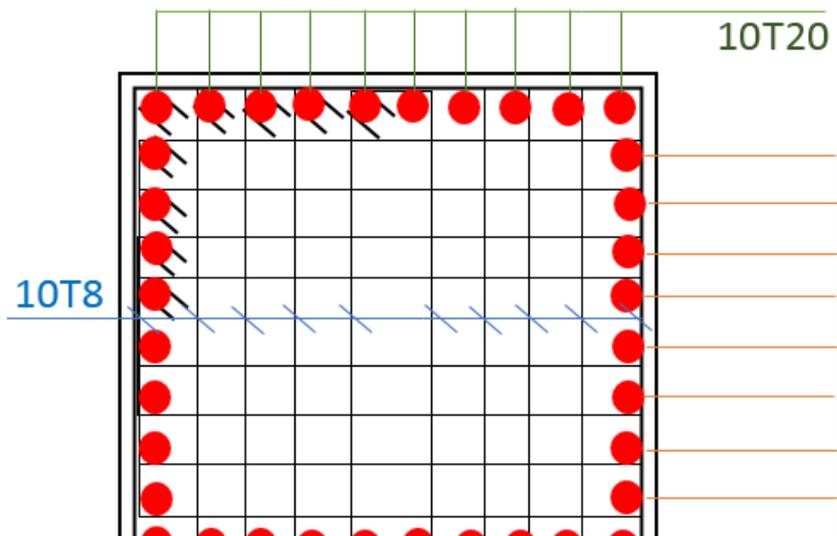
- **RDC N1 et RDC N2** : $(115 \times 115 \text{ cm}^2)$ (40T25)



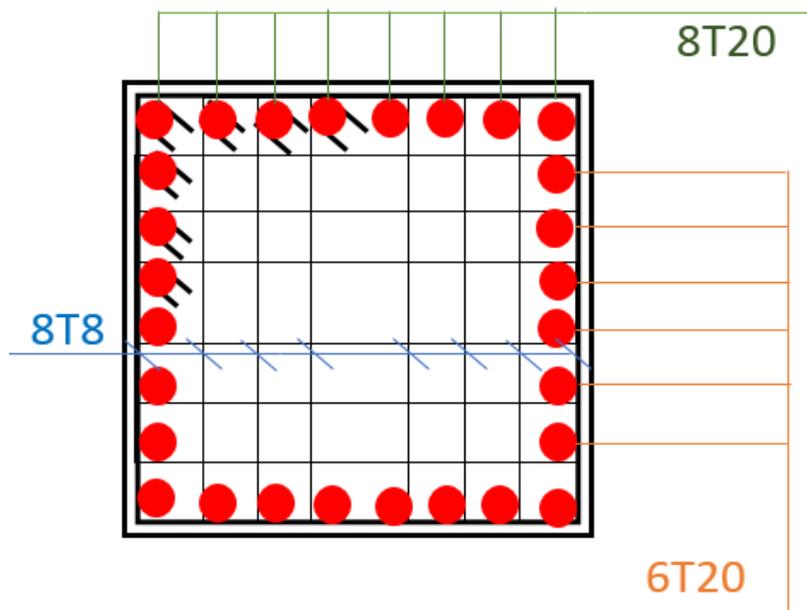
- Etage N1 : (110*110cm²)(36T25)



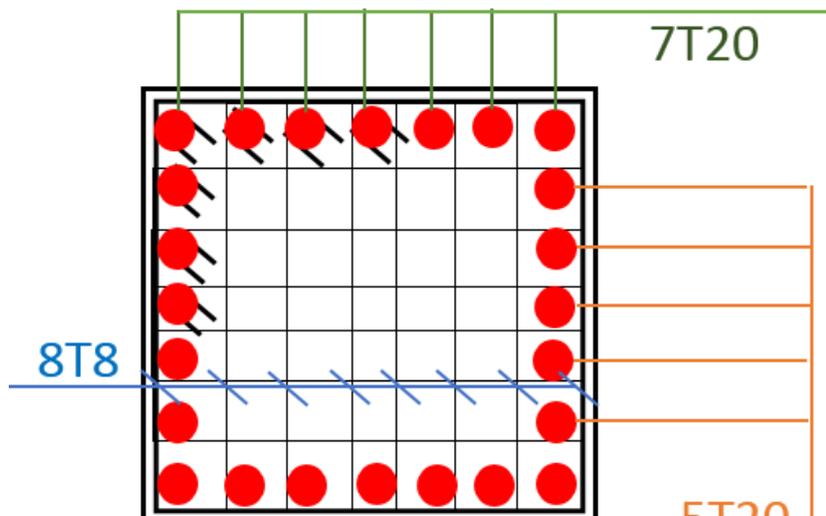
- Etage N2 et N3 : (100*100cm²)(36T20)



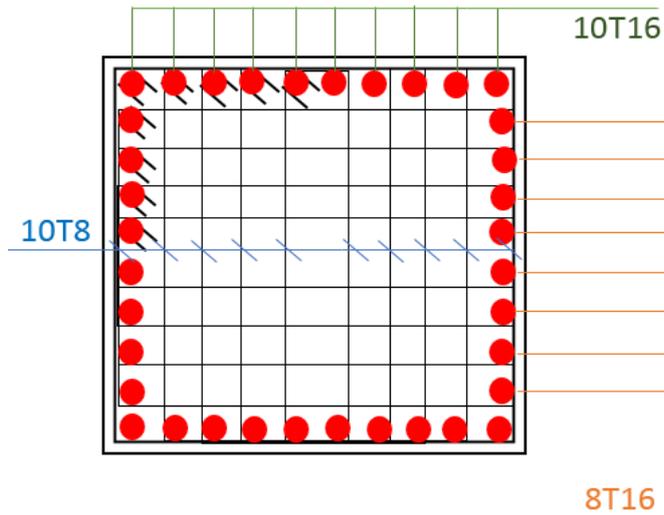
- Etage N4 : $(95 \times 95 \text{cm}^2)$ (28T20)



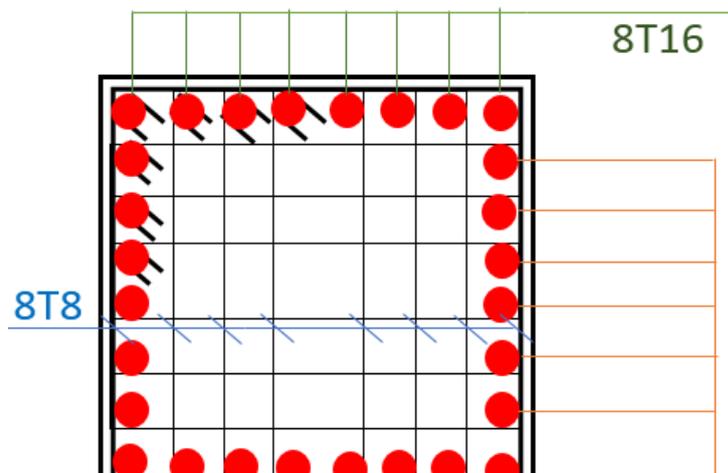
- Etage N5 : $(90 \times 90 \text{cm}^2)$ (24T20)



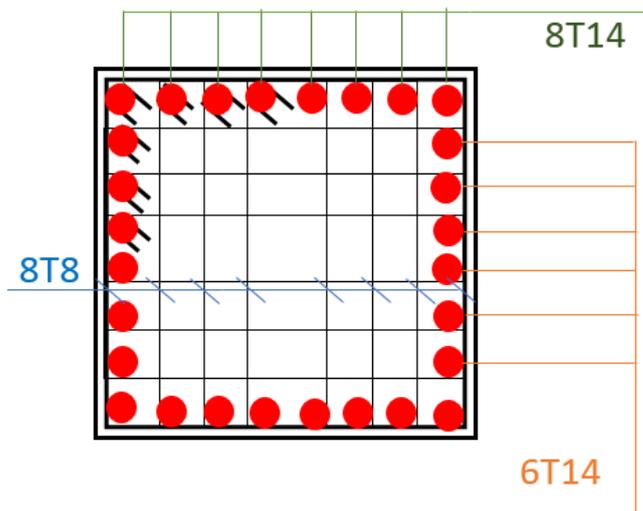
- **Etage N6 : (85*85cm²) (36T16)**



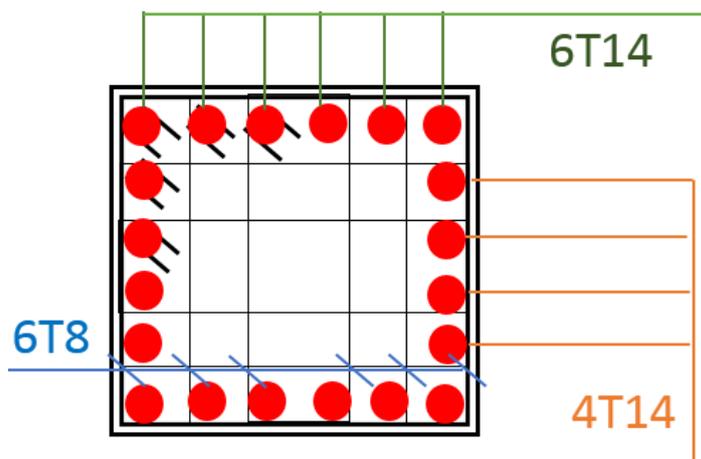
- **Etage N7 : (75*75cm²) (28T16)**



- Etage N8 : (65*65cm²) (28T14)



- Etage N9 : (55*55cm²)(20T14)



- Etage N10 et N11 : (45*45cm²) (12T14)

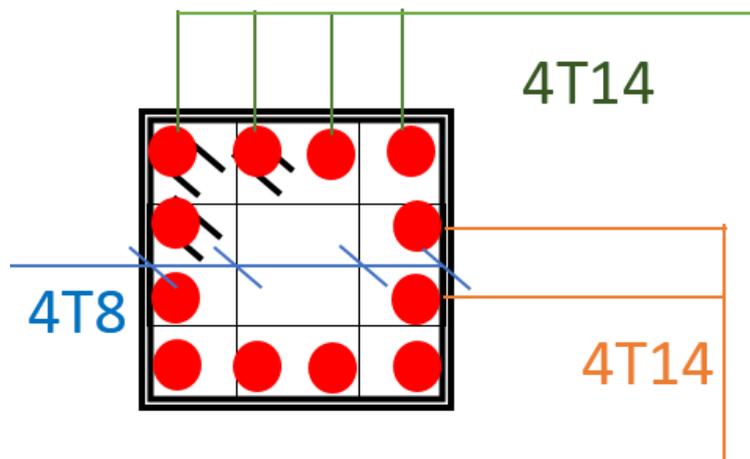


Figure V.1 Schéma de ferrailage des poteaux.

V.3 Ferrailage des poutres

V.3.1 Introduction

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple (voir annexe).

V.3.2 Les Combinaisons de Charges

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

a. Selon CBA 93 :

Situation durable

- E.L.U: $1.35 G + 1.5 Q$
- E.L.S: $G + Q$

b. Selon RPA 99 :

Situation accidentelle

- $0.8 G \pm E$
- $G + Q \pm E$

Avec :G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : charge sismique.

V.3.3 Recommandations selon RPA99 version 2003

- 1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- 2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- 3- La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en zone III.
- 4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

La quantité d'armatures " A_t ", est donnée par : $A_t = 0.003 St L$

L: longueur de la poutre.

S_t : espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par:

- $S_t \leq \text{Min} \left[\frac{h}{4}; 12 \phi \right]$ (Zone nodale).
- $S_t \leq \frac{h}{2}$ (Zone courante).

h : hauteur de la poutre.

ϕ : Le plus grand diamètre d'acier.

Les armatures longitudinales sont déterminées en tenant compte des deux situations suivantes :

Situation durable :

-Béton : $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$.

-Acier : $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$.

Situation accidentelle :

-Béton : $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.48$ MPa.

-Acier : $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

V.3.4 Calcul du ferrailage

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre porteuse).
- Sens non porteur (poutre secondaire).

- **Poutres principales :**

a- Situation durable : 1.35G+1.5Q

Étage	Section	Position	Mmax (KN.m)	As (Cm ²)	As' (Cm ²)	AsminRPA
Terrasse	65×35	Travée	82.630	3.91	0	11.38
		Appuis	-139.355	6.68	0	11.38
Étage courant	65×35	Travée	137.339	6.58	0	11.38
		Appuis	-170.891	8.26	0	11.38
RDC	65×35	Travée	112.684	5.37	0	11.38
		Appuis	-208.867	10.20	0	11.38

Tableau V.17 Ferrailage des poutres principale.

b- Situation accidentelle : G+Q+E

Étage	Section	Position	Mmax (KN.m)	As (Cm ²)	As' (Cm ²)	AsminRPA
Terrasse	65×35	Travée	227.028	9.69	0	11.38
		Appuis	-254.064	10.92	0	11.38
Étage courant	65×35	Travée	317.838	13.92	0	11.38
		Appuis	-375.316	16.72	0	11.38
RDC	65×35	Travée	118.667	4.92	0	11.38
		Appuis	-207.121	8.79	0	11.38

Tableau V.18 Ferrailage des poutres principales.**c-** Situation accidentelle : $0.8 G \pm E$

Étage	Section	Position	Mmax (KN.m)	As (Cm ²)	As' (Cm ²)	AsminRPA
Terrasse	65×35	Travée	221.012	9.42	0	11.38
		Appuis	-234.792	10.04	0	11.38
Étage courant	65×35	Travée	309.912	13.54	0	11.38
		Appuis	-355.139	15.73	0	11.38
RDC	65×35	Travée	121.752	5.05	0	11.38
		Appuis	-171.164	7.2	0	11.38

Tableau V.19 Ferrailage des poutres principales.

- **Poutres secondaires :**

a- Situation durable : $1.35G+1.5Q$

Étage	Section	Position	Mmax (KN.m)	As (Cm ²)	As' (Cm ²)	AsminRPA
Terrasse	55×35	Travée	58.53	3.3	0	9.63
		Appuis	-96.661	5.52	0	9.63
Étage courant	55×35	Travée	204.167	12.16	0	9.63
		Appuis	-246	14.91	0	9.63
RDC	55×35	Travée	165.443	9.7	0	9.63
		Appuis	-266.713	16.32	0	9.63

Tableau V.20 Ferrailage des poutres secondaires.**b-** Situation accidentelle : $G+Q+E$

Étage	Section	Position	Mmax (KN.m)	As (Cm ²)	As' (Cm ²)	AsminRPA
Terrasse	55×35	Travée	192.790	9.94	0	9.63
		Appuis	-382.30	21.52	0	9.63
Étage courant	55×35	Travée	336.383	18.49	0	9.63
		Appuis	-373.728	20.94	0	9.63
RDC	55×35	Travée	154.092	7.82	0	9.63
		Appuis	-260.748	13.83	0	9.63

Tableau V.21 Ferrailage des poutres secondaires.c- Situation accidentelle : $0.8 G \pm E$

Étage	Section	Position	Mmax (KN.m)	As (Cm ²)	As' (Cm ²)	AsminRPA
Terrasse	55×35	Travée	185.063	9.51	0	9.63
		Appuis	-267.912	14.26	0	9.63
Étage courant	55×35	Travée	332.164	18.22	0	9.63
		Appuis	-382.281	21.52	0	9.63
RDC	55×35	Travée	151.029	7.66	0	9.63
		Appuis	-197.862	10.22	0	9.63

Tableau V.22 Ferrailage des poutres secondaires.

- **Poutre de chaînage:**

a-Situation durable : $1.35G+1.5Q$

Étage	Section	Position	Mmax (KN.m)	As (Cm ²)	As' (Cm ²)	AsminRpa
Étage courant	50×30	Travée	14.469	0.89	0	7.50
		Appuis	-55.609	3.49	0	7.50
RDC	50×30	Travée	12.547	0.77	0	7.50
		Appuis	-49.509	3.1	0	7.50

Tableau V.23 Ferrailage de la poutre de chaînage.a-Situation accidentelle : $G+Q+E$

Étage	Section	Position	Mmax (KN.m)	As (Cm ²)	As' (Cm ²)	AsminRPA
Étage courant	50×30	Travée	26.936	1.45	0	7.50
		Appuis	-91.880	5.12	0	7.50
RDC	50×30	Travée	13.79	0.74	0	7.50
		Appuis	-64.61	3.55	0	7.50

Tableau V.24 Ferrailage de la poutre de chaînage.

c-Situation accidentelle : 0.8 G ± E

Étage	Section	Position	Mmax (KN.m)	As (Cm ²)	As' (Cm ²)	AsminRPA
Étage courant	50×30	Travée	25.969	1.4	0	7.50
		Appuis	-82.186	4.55	0	7.50
RDC	50×30	Travée	13.568	0.73	0	7.50
		Appuis	-55.421	3.03	0	7.50

Tableau V.25 Ferrailage de la poutre de chaînage.

V.3.5 Choix des armatures

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

Niveau	Section (Cm ²)	Position	M ^{max} (KNm)	A _s ^{max} (ZC) (Cm ²)	A _s ^{max} (ZR) (Cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (Cm ²)	A _s ^{cal} (Cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (Cm ²)
Terrasse	35×65	Travée	227.028	91	136.5	11.38	9.69	6T16	12.1
		Appuis	-254.064				10.92	6T16	12.1
Étage courant	35×65	Travée	317.838	91	136.5	11.38	13.92	8T16	16.1
		Appuis	-375.316				16.72	6T20	18.8
RDC	35×65	Travée	121.752	91	136.5	11.38	5.05	6T16	12.1
		Appuis	-171.164				7.2	6T16	12.1

1. Sens principal 35×65:

Tableau V.26 Choix des armatures pour les poutres principales.

2. Sens secondaire 35×55 :

Niveau	Section (Cm ²)	Position	M ^{max} (KNm)	A _s ^{max} (ZC) (Cm ²)	A _s ^{max} (ZR) (Cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (Cm ²)	A _s ^{cal} (Cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (Cm ²)
Terrasse	35×55	Travée	192.790	77	115.50	9.63	9.94	6T16	12.1
		Appuis	-382.30				21.52	8T20	25.1

Étage courant	35×55	Travée	336.383	77	115.50	9.63	18.49	6T20	18.8
		Appuis	-373.72				20.94	8T20	25.1
RDC	35×55	Travée	165.443	77	115.50	9.63	9.7	8T16	16.1
		Appuis	-266.71				16.32	8T20	25.1

Tableau V.27 Choix des armatures pour les poutres secondaires.

3. Poutre de chaînage 30×50:

Niveau	Section (Cm ²)	Position	M ^{max} (KN.m)	A _s ^{max} (ZC) (Cm ²)	A _s ^{max} (ZR) (Cm ²)	A _s ^{min} (Cm ²)	A _s ^{cal} (Cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (Cm ²)
Étage Courant	30×50	Travée	26.936	60	90	7.50	1.45	8T12	9.04
		Appuis	-91.88				5.12	8T12	9.04
RDC	30×50	Travée	13.79	60	90	7.50	0.74	8T12	9.04
		Appuis	-64.61				3.55	8T12	9.04

Tableau V.28 Choix des armatures pour la poutre de chaînage.

V.3.6 Condition de non fragilité

Dans toute poutre comportant une zone tendue, qu'elle soit soumise à la flexion simple ou composée, les armatures longitudinales de traction doivent présenter une section au moins égale à 0,001 de la section droite de la poutre.

On peut se dispenser de la vérification de la condition de non-fragilité dans les sections doit satisfis la condition suivante : $A_s \geq A_s^{min} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e}$

Avec : $f_{t28}=2.1\text{MPa}$; $F_e=400\text{MPa}$

Section	As min choisie	As min	Vérification
65×35	18.80	2.75	Ok
55×35	25.10	2.32	Ok
50×30	9.04	1.81	Ok

Tableau V.29 Vérification de la condition de non fragilité

V.3.7 Vérification vis à vis de l'ELS (G + Q)

Le règlement **CBA93** exige une vérification par une étude thermique pour toute structure ayant des dimensions en plan supérieures à 25m.

Sous l'effet de la variation de la température, l'allongement ou le rétrécissement de l'élément est donné par la formule suivante :

$$\Delta L = \alpha l_0 \Delta T \dots\dots\dots(1)$$

$$\zeta = \frac{\Delta L}{l_0} \dots\dots\dots(2)$$

On substitue l'équation (2) dans l'équation (1), on obtient :

$$\zeta = \alpha \Delta T \dots\dots\dots(3)$$

La contrainte est évaluée par la loi de Hooke qui est valable que dans le domaine élastique, son expression est :

$$\sigma = E \cdot \zeta \dots\dots\dots(4)$$

On remplace les paramètres de l'équation (3) dans l'équation (4) on obtient :

$$\sigma = E \cdot \alpha \cdot \Delta T \dots\dots\dots(5)$$

Avec :

L : Variation de la longueur de l'élément.

ΔT : Variation de la température ($\Delta T=20c^\circ$).

α : Coefficient de dilatation thermique ($\alpha=10^{-5}$)

l_0 : Longueur de la poutre.

σ : Contrainte thermique.

E : Module de Young (E= E=10818,87MPa).

Donc : $\sigma = E=10818,87 \cdot 10^{-5} \cdot 20 = 2,16 \text{MPa}$

-La fissuration est considérée préjudiciable.

$$\text{On doit vérifier que : } \begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y + \sigma < \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201,6 \text{MPa} \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Niveaux	Position	M_{ser} (KN.m)	AS adp	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif.
Terrasse	Travée	60.203	12.1	3.32	15	95.98	201.63	OK
	Appui	-102.268	12.1	5.64		163.04		

Étage courant	Travée	100.440	16.1	5.03	15	122.20	201.63	OK
	Appui	-125.119	18.8	5.96		131.51		
RDC	Travée	81.933	12,10	5.23	15	192.79	201.63	OK
	Appui	-152.386	12,10	7.64		185.39		

1. Sens principal :65×35**Tableau V.30** Vérification des poutres principales à l'ELS.**2. Sens secondaire :55×35**

Niveaux	Position	M _{ser} (KN.m)	As adp	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif.
Terrasse	Travée	42.755	12.1	3.11	15	81.27	201.63	OK
	Appui	-70.964	25.1	4.13		67.91		
Étage courant	Travée	149.430	18.8	9.45	15	187.48	201.63	OK
	Appui	-180.227	25.1	10.48		172.47		
RDC	Travée	120.250	16.1	7.98	15	174.55	201.63	OK
	Appui	-194.208	25.1	11.29		185.85		

Tableau V.31 Vérification des poutres secondaires à l'ELS.**3. Poutre de chaînage :50×30**

Niveaux	Position	M _{ser} (KN.m)	As adp	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif.
Étage courant	Travée	10.695	9,04	1.98	15	126.86	201.63	OK
	Appui	-40.972	9,04	4.88		164.71		
RDC	Travée	9.3	9,04	1.72	15	110.31	201.63	OK
	Appui	-36.408	9,04	4.87		196.75		

Tableau V.32 Vérification de la poutre de chaînage à l'ELS.**V.3.8 Vérification vis à vis de l'Effort tranchant****V.3.8.1. Vérification de la contrainte de cisaillement**

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$ (Fissuration préjudiciable).

- **Sens principal 35×65 :**

Niveaux	Section (cm ²)	T_u^{max} (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
RDC	35x65	-186.508	0.91	2.5	OK
Étage courant	35x65	-186.512	0.91	2.5	OK
Terrasse	35x65	-60.97	0.30	2.5	OK

Tableau V.33Vérification de la contrainte de cisaillement (sens principal).

- **Sens secondaire 35×55 :**

Niveaux	Section (cm ²)	T_u^{max} (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
RDC	35x55	-91.804	0.53	2.5	OK
Étage courant	35x55	-105.22	0.61	2.5	OK
Terrasse	35x55	-51.542	0.30	2.5	OK

Tableau V.34Vérification de la contrainte de cisaillement (sens secondaire).

- **Poutre de chaînage 30×50 :**

Niveaux	Section (cm ²)	T_u^{max} (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
RDC	30*50	-25.068	0.19	2.5	OK
Étage courant	30*50	-26.609	0.20	2.5	OK

Tableau V.35Vérification de la contrainte de cisaillement (poutre de chaînage).

V.3.9 Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haut adhérence et nuance FeE400 ($f_e=400 \text{ MPa}$).

Selon le BAEL 91 modifié 99:

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

Selon le RPA 99 modifié en 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right. \quad \text{Avec : } \phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$$

Sens	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL 91	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t (Cm ²)	Choix
				S _t (cm)	S _t (cm) ZC	S _t (cm) ZN	ZC	ZN		
Principal	35*65	186.512	0.91	40	32.5	16,25	30	12	3.15	4T10
Secondaire	35*55	105.22	0.61	40	27.5	13.75	20	12	2.1	4T10
P. Chainage	30*50	26.609	0.20	40	25	9,60	20	10	1,8	4T10

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.36 Calcul des armatures transversales.

V.3.10 Recouvrement des armatures longitudinales

L_r = 50Ø (zone III) : Longueur de recouvrement

On a :

- Ø=20mm L_r=100cm
- Ø=16mm L_r=80cm
- Ø=14mm.....L_r=70cm
- Ø=12mm.....L_r=60cm

V.3.11 Vérification de la flèche

$h=50\text{cm}$; $b_0=35\text{cm}$; $d=45\text{cm}$; $L=5,9\text{ m}$; $f_e=400\text{MPa}$.

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq f_{adm}$.

$$f_{adm} = 0.5 \text{ (cm)} + \frac{L}{1000} \text{ si } L > 5\text{m}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{500} \text{ Si } L < 5\text{m}$$

Tel que :

- Poutre principale (35x65) : $f_{adm} = 0.5 \text{ (cm)} + \frac{830}{1000} = 1.33\text{cm}$
- Poutre secondaire (35x55) : $f_{adm} = 0.5 \text{ (cm)} + \frac{720}{1000} = 1.22\text{cm}$
- Poutre de chaînage (30x5) : $= 0.5 \text{ (cm)} + \frac{735}{1000} = 1.235 \text{ cm}$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Cas	Section (cm ²)	M _{ser} (KN.m)	A _s (Cm ²)	δ	σ _s (MPa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)
Poutre Porteuse	35x65	100.440	16.1	0.012	166.360	1.712	0.685	0.642	807027.0
Poutre non Porteuse	35x55	149.430	18.8	0.014	211.957	1.466	0.586	0.742	513460.4
Poutre de chaînage	30×50	10.695	9,04	0.002	142.600	11.81 3	4.725	-0.18	317187.5

Tableau V.37 Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.

I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	Vérificatio n
422946.066	616664.089	5.086	10.371	0.528	1.330	OK
270522.140	393556.249	8.903	18.193	0.929	1.220	OK
-309349.197	2343992.561	-0.581	0.228	0.081	1.235	Ok

Tableau V.38 Vérification de la flèche.

Armatures de peau :

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir des armatures de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration. En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures. Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

→ Pour les hôtes courants on a $3 \text{ cm}^2 / \text{m}$ pour les armatures de peau

- Poutre principale : $3 \times 0.65 = 1.95 \text{ cm}^2$. On opte : 4 T 12 = $4,52 \text{ cm}^2$
- Poutre secondaire : $3 \times 0.55 = 1.65 \text{ cm}^2$. On opte : 4 T 12 = $4,52 \text{ cm}^2$
- Poutre chaînage : $3 \times 0.50 = 1.50 \text{ cm}^2$. On opte : 4 T 12 = $4,52 \text{ cm}^2$

V.3.12 Schéma de ferrailage des poutres

A). Poutres porteuses (65*35) :

Travée Appui

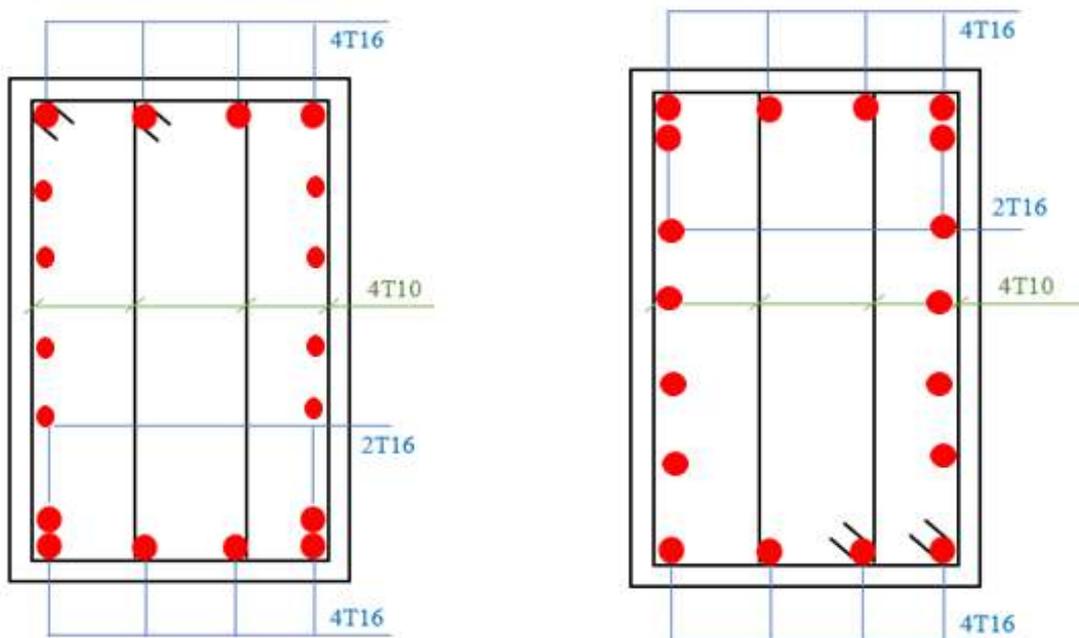


Figure V.2 Ferrailage des poutres principales du terrasse

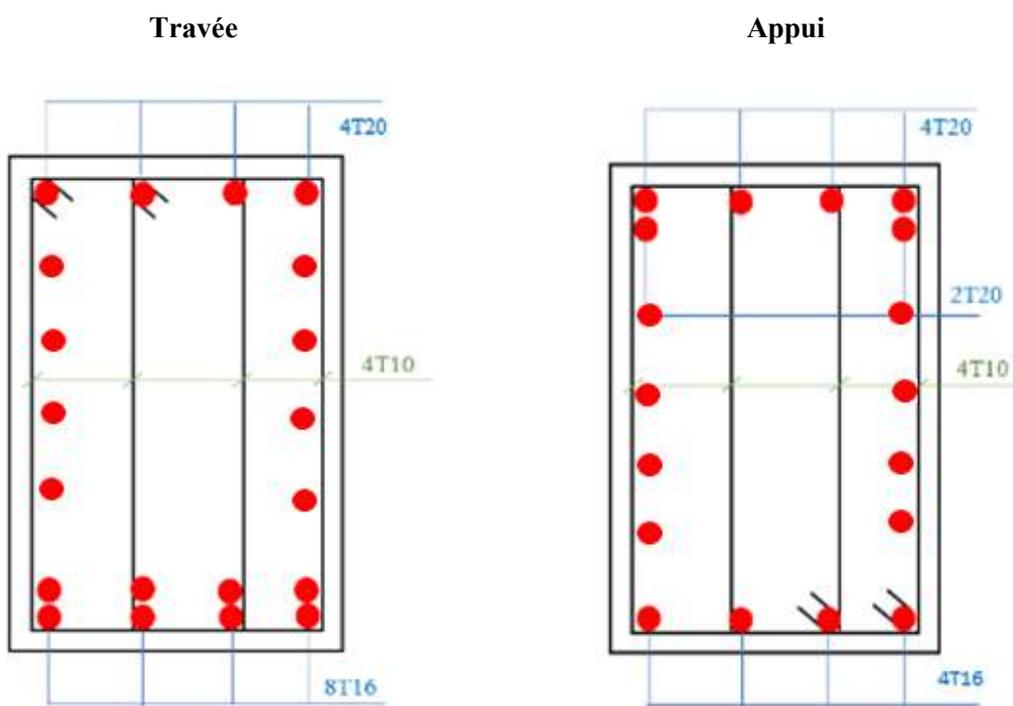


Figure V.3 Ferrailage des poutres principales d'étages courants + RDC N2

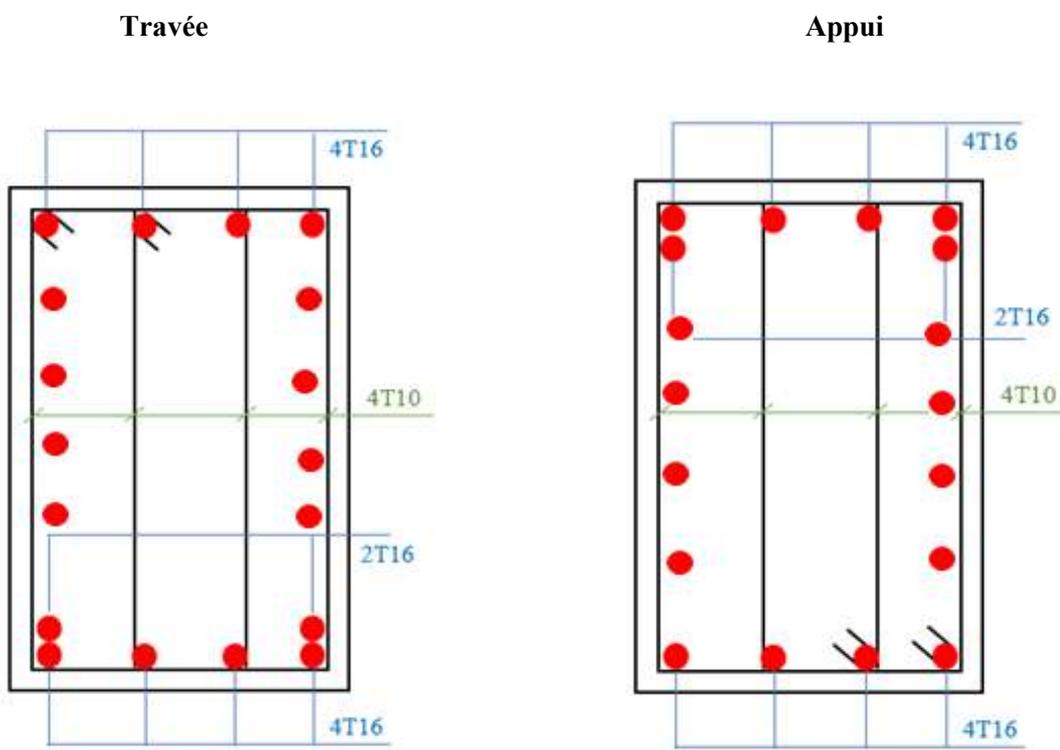


Figure V.4 Ferrailage des poutres principales du RDC N1

B). Poutres non porteuses (55*35) :

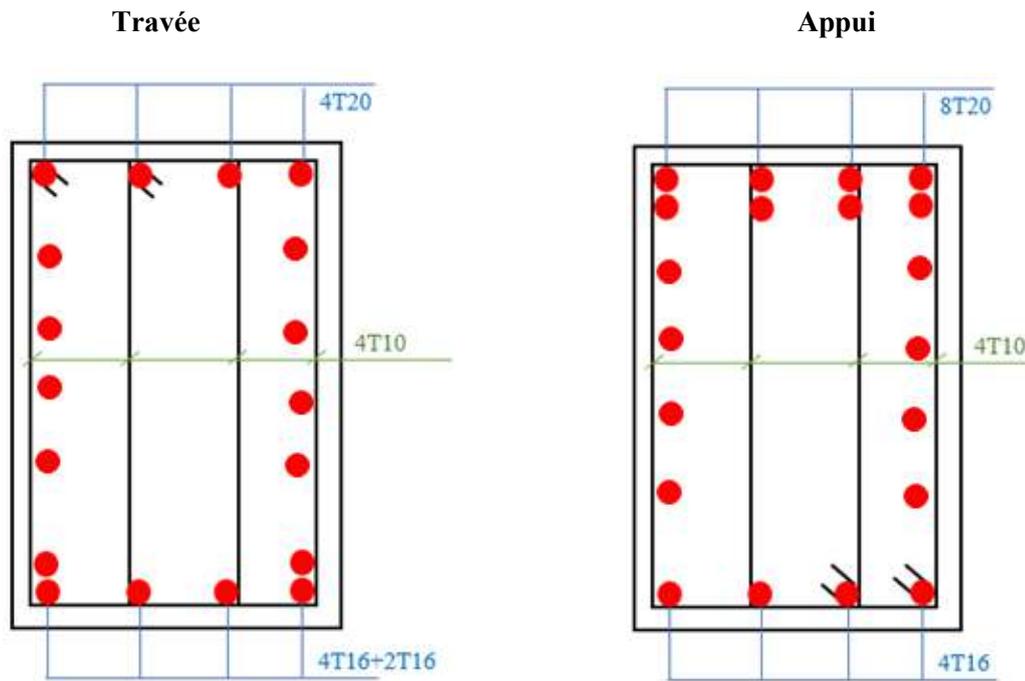


Figure V.5 Ferrailage des poutres secondaires du terrasse

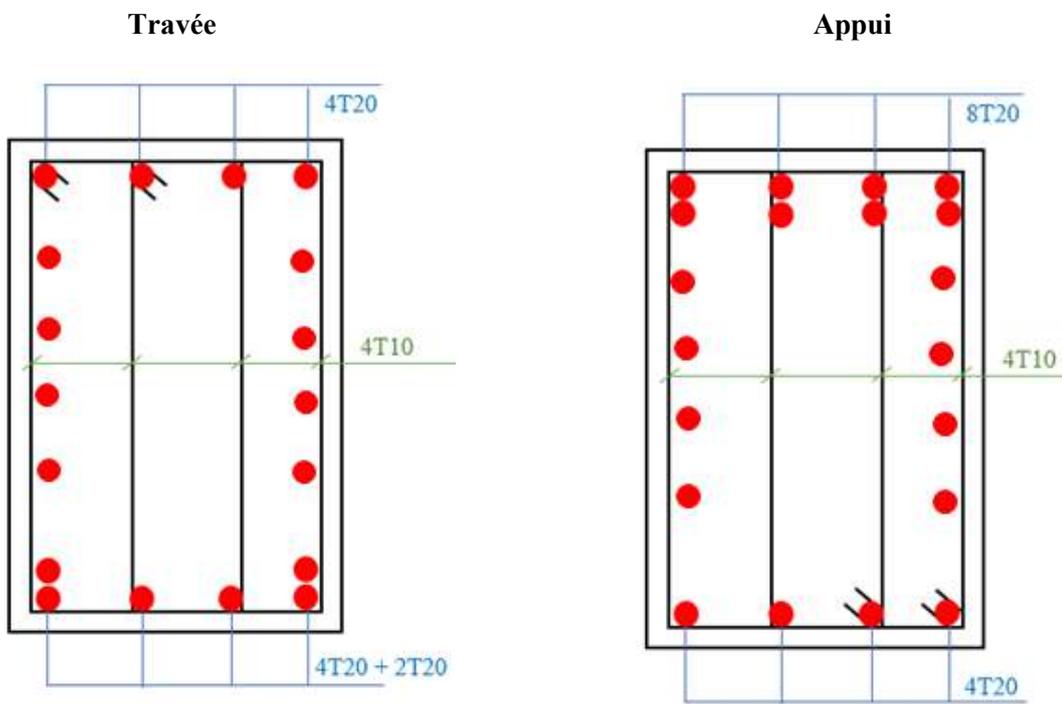


Figure V.6 Ferrailage des poutres secondaires d'étages courants + RDC N2

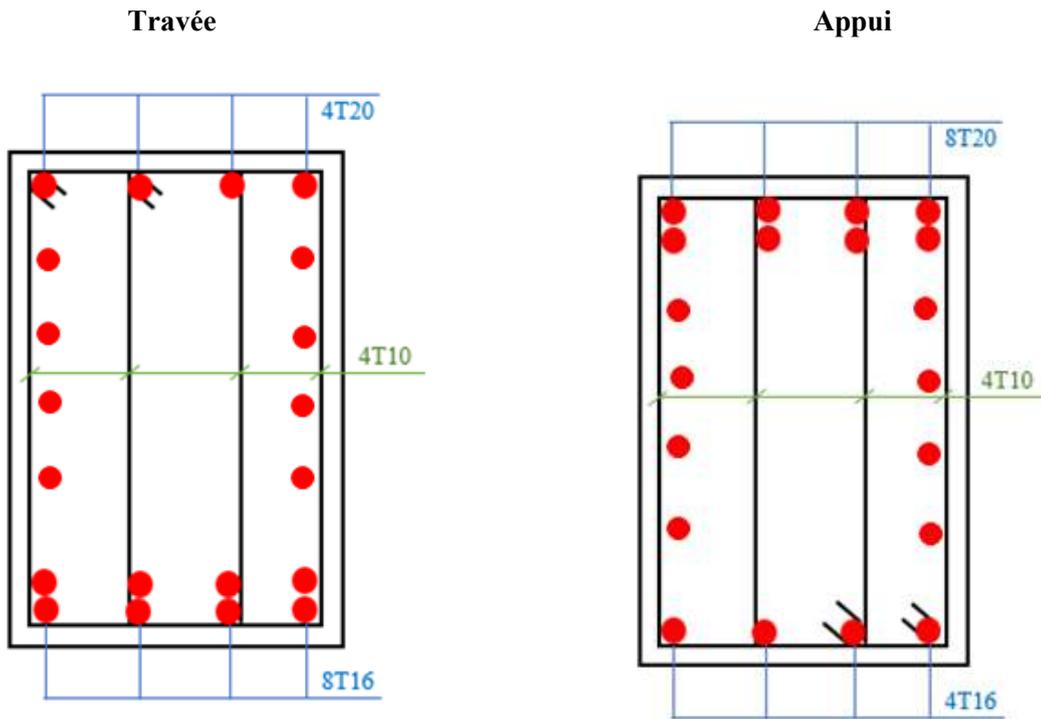


Figure V.7 Ferrailage des poutres secondaires du RDC N1

C). Poutres de chaînage (50*30) :

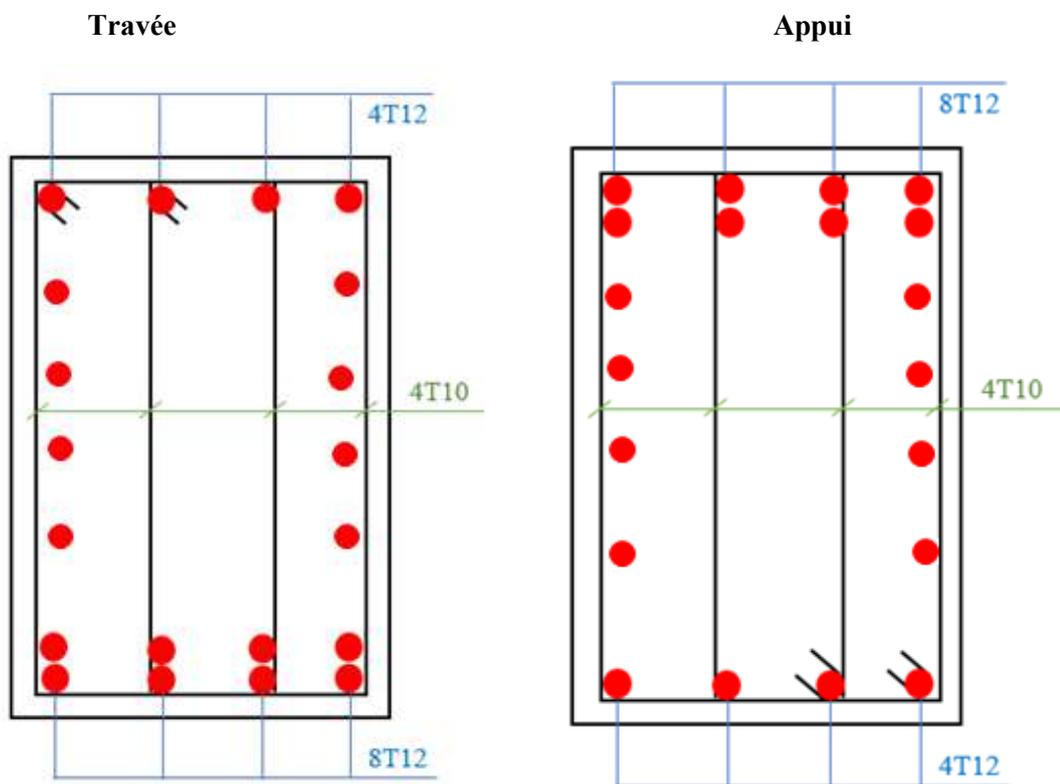


Figure V.8 Ferrailage des poutres de chaînage d'étages courants + RDC N2

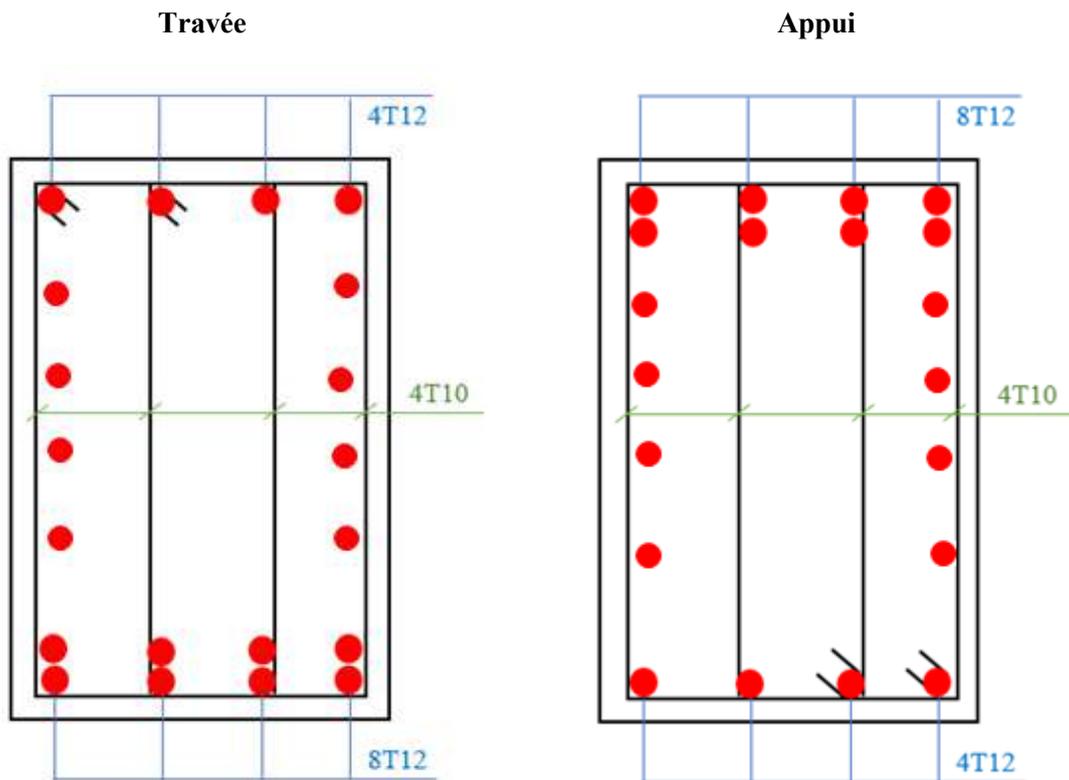


Figure V.9 Ferrailage des poutres de chaînage du RDC N1

V.4 Ferrailage des voiles

V.4.1 Généralités

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Ces éléments peuvent être :

- En maçonnerie non armée ou armée auxquels on réservera le nom de murs.
- En béton armé ou non armé et appelés voiles.

On utilise aussi l'expression murs en béton banché pour désigner les voiles en béton non armé. Une banche est un outil de coffrage de grande surface.

On va traiter l'étude des voiles par la méthode des contraintes :

Pour le ferrailage des trumeaux, le calcul et la disposition des aciers verticaux et les aciers horizontaux est conformément aux règlements **B.A.E.L 91** et **RPA 99**.

V.4.2 Ferrailage des voiles

Le ferrailage de ces voiles est déterminé par la méthode des contraintes.

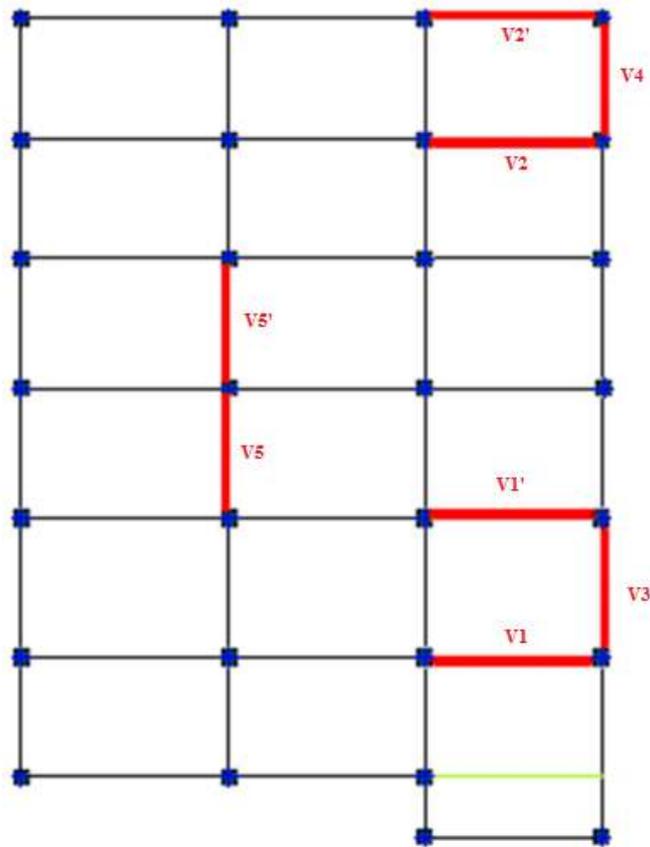


Figure V.10 Disposition des voiles dans la structure

➤ **Procédure de ferrailage des trumeaux :**

- **Introduction** : Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base. La figure suivante montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.

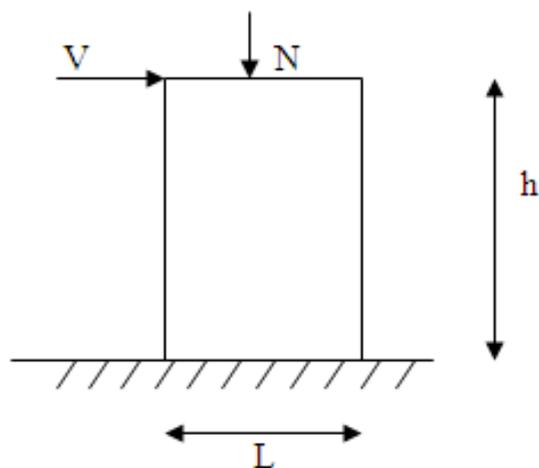


Figure V.11 Section rectangulaire, soumise à la flexion composée

Le voile est donc sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

- 1- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage ρ_{V0}) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage ρ_V).
- 2- D'armatures horizontales, parallèles aux faces des murs, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage ρ_H .
- 3- Les armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile).

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l'âme horizontales et verticales ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

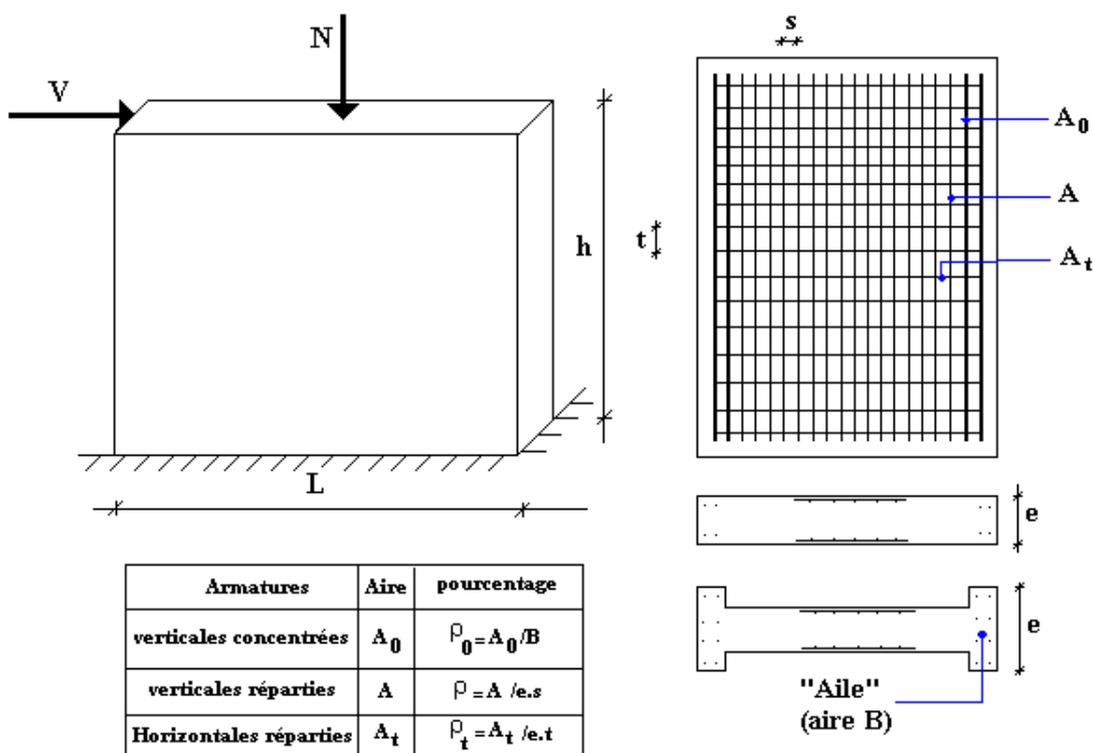


Figure V.12 Schéma d'une voile pleine et disposition du ferrailage

➤ **Préconisation du BAEL91 :**

• **Justifications sous sollicitations normales**

a. Conditions d'application

La longueur d du mur : $d \geq 5a$

L'épaisseur a du mur :

- $a \geq 10\text{cm}$ Pour les murs intérieurs.
- $a \geq 12\text{cm}$ Pour les murs extérieurs comportant une protection.
- $a \geq 15\text{cm}$ Pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.
- L'élançement mécanique λ : $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité r : $r \geq 3a$
-

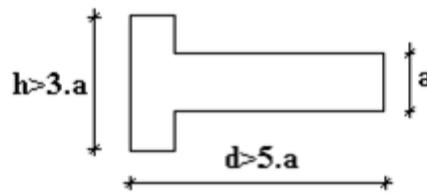


Figure V.13 Définition de l'élément mur.

b. Longueur de flambement: (murs non raidi latéralement)

Soit :

l : La hauteur libre du mur.

l_f : La longueur libre de flambement d'un mur non raidi.

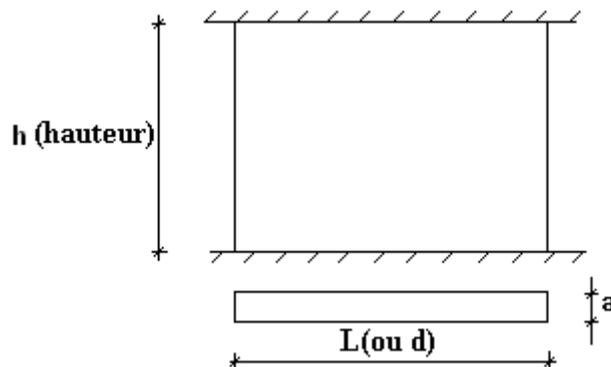


Figure V.14 Mur encasturé

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement de l_f déduit de la hauteur libre du mur l , en fonction de ses liaisons avec le plancher. Les valeurs du rapport $\left(\frac{l_f}{l}\right)$ sont données par le tableau suivant :

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encastré en tête et en pied	Il existe un plancher de part et d'autre	0,80	0,85
	Il existe un plancher d'un seul côté	0,85	0,90
Mur articulé en tête et en pied		1,00	1,00

Tableau V.39 Valeurs de (l_f/l)

L'élancement mécanique λ se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

Effort de compression en ELU :

Soient :

l_f : longueur de flambement calculée en (b)

a : épaisseur du voile

d : longueur du voile

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à 28 jours

f_e : limite élastique de l'acier

$\gamma_b = 1,5$ (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_b = 1,15$)

$\gamma_s = 1,15$ (sauf pour combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_s = 1$)

Nota :

Les valeurs de α données par le tableau ci dessous sont valables dans le cas où plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours.

	Notation	Unités	Voile armé verticalement	Voile non armé verticalement
Elancement	λ		$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
Section réduite	B_r	M^2	$d(a-0,02)$	
Pour $\lambda \leq 50$ Pour $50 \leq \lambda \leq 80$	α	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$ $0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30} \right)^2}$
Effort limite ELU	$N_{u \text{ lim}}$	KN	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right]$
Contraintes Limites	σ	kPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$

Tableau V.40 Calcul de $\sigma_{u \text{ lim}}$

Remarque : La contrainte limite vaut $\sigma_{u \text{ lim}} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$ que nous appelons σ_{bna} ou σ_{ba} suivant que le béton est non armé ou armé.

c. Niveaux de vérification :

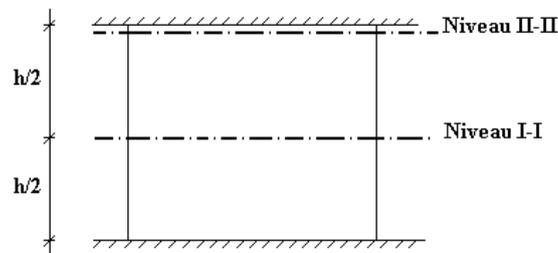


Figure V.15 Vérification du voile

On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau I-I à mi- hauteur d'étage : $\sigma_u \leq \sigma_{u \text{ lim}}$

- Niveau **II-II** sous le plancher haut : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u\text{lim}}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.

d. Aciers minimaux

Si $\sigma_u^c < \sigma_{bna}$ on n'a pas besoin d'armatures comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : (σ_u^c est la contrainte de compression ultime calculée).

L'épaisseur du voile est désignée par la lettre a

1. Aciers verticaux, aciers horizontaux

	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Espacement maximal entre axes	$S_t \leq \min(0,33m ; 2a)$	$S_t \leq 0,33m$
Acier minimal	$A_{sv} \geq \rho_v d a$ par	
Pourcentage minimal	$\rho_v = \text{Max} \left[0,001 ; 0,0015 \frac{400\theta}{f_e} \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{u\text{lim}}} - 1 \right) \right]$ moitié sur chaque face Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire	$\rho_H = \frac{A_H}{100a} \geq \text{Max} \left[\frac{2\rho_{v\text{Max}}}{3} ; 0,001 \right]$ $\rho_{v\text{Max}}$ = le pourcentage vertical de la bande la plus armée

Tableau V.41 Aciers verticaux et horizontaux

- La section d'armatures correspondant au pourcentage ρ_v doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée.
- La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

2. Aciers transversaux : (perpendiculaire aux parements)

Seuls les aciers verticaux (de diamètre \emptyset_1) pris en compte dans le calcul de $N_{u\text{lim}}$ sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre \emptyset_t)

	Nombres d'armatures transversales	Diamètre ϕ_t
$\phi_l \leq 12\text{mm}$	4 épingles par m^2 de voile	6mm
$12\text{ mm} < \phi_l \leq 20\text{mm}$	Reprendre toutes les barres verticales Espacement $\leq 15 \phi_l$	6mm
$20\text{mm} < \phi_l$		8mm

Tableau V.42 Aciers transversaux

e. Cisaillement

Aucune vérification à l'effort tranchant ultime n'est exigée en compression si le cisaillement est inférieur à $0,05f_{c28}$ (il faudra donc vérifier que $S_{12} \leq 0,05f_{c28}$)

- **Méthode simplifiée basée sur les contraintes : (calcul des aciers verticaux)**

Comme déjà dit, les voiles du Bâtiment sont sollicités en flexion composée. Les contraintes normales engendrées (σ) peuvent être soit des contraintes de compression ou de traction.

1 - Zone comprimée

Si $\sigma < 0 \rightarrow$ compression

Dans ce cas le Voile n'est pas armé à la compression, on prend :

$$A_s = \text{Max} (\text{Min BAEL} ; \text{Min RPA}).$$

2 - Zone tendue

Si $\sigma > 0 \rightarrow$ traction

Lorsqu'une partie (zone) du voile est tendue, la contrainte de traction (moyenne) σ_m vaut :

$$\sigma_m = \frac{F_T}{(e \times l_m)}$$

Avec :

F_T : force de traction.

e : épaisseur du voile.

l_m : longueur de la section considérée (ici maille).

Cette contrainte entraîne une section d'acier A_s tel que : $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$

Cette quantité d'acier sera répartie en deux nappes (une sur chaque face du voile).

Rappelons que les voiles ont été modélisés par des éléments Shell à 4 nœuds.

Un maillage horizontal et vertical (voir figure ci-après) de chaque voile est nécessaire pour approcher les valeurs réelles des contraintes.

Le rapport (a/b) des dimensions de la maille est choisi proche de l'unité

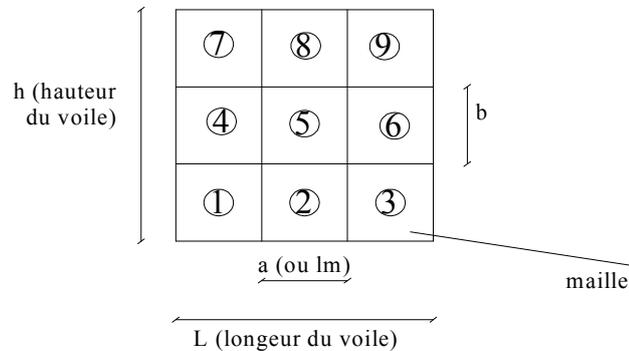


Figure V.16 Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.

La lecture des contraintes moyennes (de traction ou de compression) se fait directement au milieu de chaque maille dont le ferrailage est calculé par l'équation (1) dans le cas de la traction.

- **Aciers horizontaux**

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v, \quad (A_v = A_s \text{ précédemment définie})$$

$$A_{h2} = \frac{\bar{\tau}_u b_0 S_t}{0,8(0,8f_e)} = \frac{1,4 \tau_u a S_t}{0,8f_e} 1,25,$$

$\tau_u = S_{12}$ Est donnée par les résultats du logiciel **SAP2000**,

S_t : Espacement maximal trouvé pour A_v ,

$b_0 = a$ (épaisseur du trumeau),

$$A_h \geq \text{Max} (A_{h1}, A_{h2}).$$

- **Aciers supplémentaires et dispositions constructives**

Aciers de peau : pour limiter les effets hygrothermiques (voir le tableau ci-dessous)

Aciers de peau	Unité	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Section minimale	Cm ²	$0,6 \frac{400}{f_e}$	$1,2 \frac{400}{f_e}$
Espacement maximal	m	0,5	0,33

Tableau V.43 Aciers supplémentaires

- **Préconisation du règlement parasismique algérien (RPA 99/VER2003)**

Aciers verticaux :

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.2%.
 - Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
 - Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
 - Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
 - Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).
1. A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

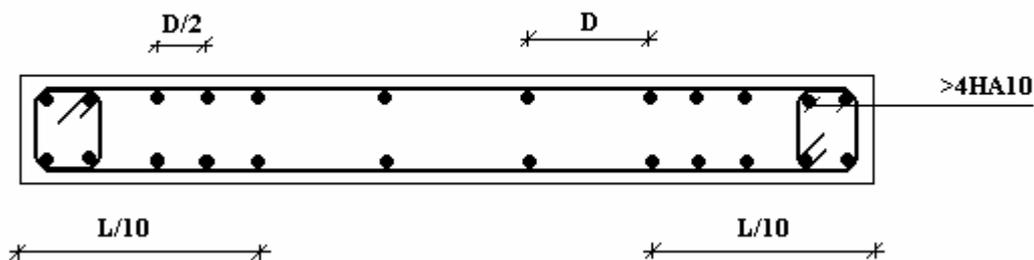


Figure V.17 Disposition des armatures verticales dans les voiles.

Aciers horizontaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

c) Règles communes :

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

Globalement dans la section du voile 0,15%

En zone courante 0,10%

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des

deux valeurs suivantes : $S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30cm \end{cases}$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de

couture dont la section doit être calculée avec la formule : $A = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$

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

V.4.3 Exemple de calcul (V₁)

Soit le voile de longueur

$L = 7$ m.

$a = 0,2$ m (épaisseur)

$h_e = 3,74$ m (hauteur d'étage)

Le voile est découpé en 7 mailles horizontales de même longueur $L^i=1$ m et de section $S_i = L^i \cdot (a)$.

- **Contraintes limites**

Pour une hauteur d'étage de 3,06 d'où la hauteur libre est égale à :

$$h_e = 3,74 - 0,65 = 3,09 \text{ m} \quad (0,65 \text{ m : hauteur de la poutre}).$$

- **Résultats de L'exemple :**

	Unités	Béton non armé	Béton armé
Longueur de flambement l_f	m	$3.09 \times 0,85 = 2,626$	$3.09 \times 0,8 = 2,472$
Élancement λ		$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,2} = 45.484$	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,2} = 42.816$
Coefficient α		0,635	0,654
Section réduite B_r (par ml) Avec $d = 0,77 \text{ m}$	M^2	$(a-0,02) = (0,2-0,02) = 0,14$	$(a-0,02) \times 0,77 = (0,20-0,02) \times 0,77 = 0,14$
Effort limite ELU $\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	kN	$0,635 \left[\frac{0,14 \times 25}{0,9 \times 1,15} \right] = 2,147$	$0,654 \left(\frac{0,14 \times 25}{0,9 \times 1,15} + A_s \times 400 / 1 \right) = 2,252$
Contraintes limites $\sigma_{ba} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$	kPa	$\frac{2,147}{0,2 \times 0,77} = 13,94$	$\frac{2,252}{0,2 \times 0,77} = 14,62$

Tableau V.44 Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple (V1)

Remarque :

$\sigma_{ba} = 14,62 \text{ MPa}$ correspondant à $A_s = 0,1\%$ de B_{et}

$$B_{et} = (0,2) (0,77) = 0,154 \text{ m}^2$$

$$A_s = 1,54 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Maile (Ou élément de voile)	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Dimensions (m ²) (a*1 ^l) = S _j	0.154	0.154	0.154	0.154	0.154	0.154	0.154	0.154	0.154
Contrainte moyenne par bande σ _j (MPa)	2.88	1.11	0.14	-1.32	-2.35	-2.40	-1.18	1.14	2.34
Force de traction F _t (MN) = σ _j S _j	0.443	0.170	/	/	/	/	/	0.176	0.360
Section d'acier (cm ²) $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$ (Situation accidentelle γ _s = 1)	11.08	4.25	/	/	/	/	/	4.4	9
Aciers minimaux (cm ²) 1. Selon BAEL: 0,1%S _{béton} 2. Selon RPA99: 0,15 %S _{béton}	1.54 2.31								
Choix (Sur deux faces en cm ²)	2(5T12)	2(5T8)	/	/	/	/	/	2(5T8)	2(5T12)
A _v adopté (cm ²)	11.30	5	/	/	/	/	/	5	9.04
S _i : espacement (Cm)	15	15	/	/	/	/	/	15	19
S ≤ (1.5 a, 30cm) S ≤ 30 cm	Vérif.								

Tableau V.45 Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple (V1)**Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture)**

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad ; \quad \bar{V} = 1,4 V_u^{cal} \quad ; \quad \bar{V} = S_{12} . a . Li$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{2,50 (200)(770)}{400} 1,4 = 1482,25 . mm^2$$

$$A_{vj} = 14,82 cm^2$$

Cette quantité d'acier sera ajoutée le long des joints de reprise de coulage.

• **Aciers horizontaux :**

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \cdot a \cdot S_t}{(0,8 f_e) 0,8}$$

$$\bar{\tau}_u = 1,4 \tau_u = 1,4 S_{12}$$

$$S_{t \min} = 300 \text{ mm}$$

$$A_{h1} = \frac{1,4 (2.50) (200) (300)}{(0,8) (400) (0,8)} = 8.20 .cm^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v ; A_v = \{ \text{section d'acier vertical de la Maille la plus armé} \}$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (11.30) = 7.53 .cm^2$$

$$A_{h \min} = (0,15\%) a.l = \frac{0,15}{100} (20)(77) = 2.31 .cm^2$$

D'où :

$$A_h = \text{Max}(A_{h1}, A_{h2}, A_h^{\min}) = 14.82 .cm^2$$

Soit :

$$2 \times 5T14 = 15.4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } S_t = \frac{770}{5} = 154 \text{ mm}$$

On prend : $S_t = 154 \text{ mm} < S_{t \min} = 300 \text{ mm}$... vérifié

Présentation des résultats pour le reste des voiles d'hôtel étudié :

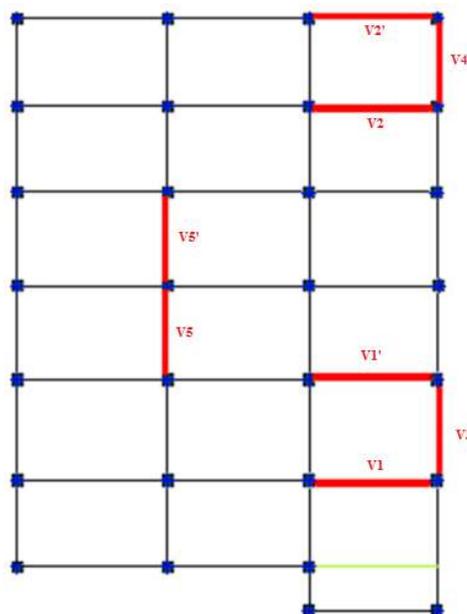


Figure V.18 Schema de disposition des voiles

	e (cm)	L _i (m)	L _{voile} (m)
Voile 1	20	0.77	7
Voile 1'	20	0,875	7
Voile 2 Voile 2'	20	0.875	7
Voile 3	20	0.687	5.50
Voile 4	20	0.593	4.75
Voile 5 Voile 5'	20	0.637	5.10

Tableau V.46 Caractéristiques des voiles.

Nota :

Les valeurs des contraintes dans les voiles données dans les tableaux ci-après correspondent à la combinaison de charge G + Q±E.

Zone I ⇒ RDC Niv 1 – RDC Niv 2

Zone II ⇒ 1ere-2eme

Zone III ⇒ 3eme-4eme -5eme

Zone IV ⇒ 6eme -7eme – 8eme

Zone VI ⇒ 9eme-10eme-11eme

V.4.3.1 Armatures verticales de traction : (Voile 1)

Hauteur (m)	Maille	S _i (m ²)	σ _j (MPa)	F _t (MN)	A _s (Cm ²)	As/B (%)	Le choix	A _{vadopté} (Cm ²)	St
Zone I	1	0.154	2.88	0.443	11.08	0.72	2(5T12)	11.30	14
	2	0.154	1.11	0.170	4.25	0.28	2(5T8)	5	14
	3	0.154	-0.14	/	/	/	/	/	/
	4	0.154	-1.32	/	/	/	/	/	/
	5	0.154	-2.35	/	/	/	/	/	/
	6	0.154	-2.40	/	/	/	/	/	/
	7	0.154	-1.18	/	/	/	/	/	/

	8	0.154	1.14		4.4	0.29	2(5T8)	5	14
	9	0.154	2.34	0.360	9	0.58	2(4T12)	9.04	18
Zone II	1	0.154	1.92	0.295	7.38	0.48	2(5T10)	7.9	14
	2	0.154	0.93	0.143	3.58	0.23	2(4T8)	4	18
	3	0.154	-0.091	/	/	/	/	/	/
	4	0.154	-1.02	/	/	/	/	/	/
	5	0.154	-1.95	/	/	/	/	/	/
	6	0.154	-2	/	/	/	/	/	/
	7	0.154	-0.98	/	/	/	/	/	/
	8	0.154	1.04	0.160	4	0.26	2(4T8)	4	18
	9	0.154	1.73	0.266	6.65	0.43	2(5T10)	7.9	14
Zone III	1	0.154	1.10	0.170	4.25	0.28	2(5T8)	5	14
	2	0.154	0.67	0.103	2.58	0.17	2(4T8)	4	18
	3	0.154	-0.48	/	/	/	/	/	/
	4	0.154	-1	/	/	/	/	/	/
	5	0.154	-1.60	/	/	/	/	/	/
	6	0.154	-1.65	/	/	/	/	/	/
	7	0.154	-0.9	/	/	/	/	/	/
	8	0.154	0.70	0.108	2.7	0.18	2(4T8)	4	18
	9	0.154	1.50	0.231	5.78	0.38	2(5T10)	7.9	14
Zone IV	1	0.154	-0.061	/	/	/	/	/	/
	2	0.154	-0.35	/	/	/	/	/	/
	3	0.154	-0.57	/	/	/	/	/	/
	4	0.154	-0.83	/	/	/	/	/	/
	5	0.154	-1.10	/	/	/	/	/	/
	6	0.154	-1.15	/	/	/	/	/	/

	7	0.154	-0.80	/	/	/	/	/	/
	8	0.154	-0.26	/	/	/	/	/	/
	9	0.154	0.65	0.100	2.5	0.16	2(4T8)	4	18
Zone VI	1	0.154	0.65	0.100	2.5	0.16	2(4T8)	4	18
	2	0.154	-0.10	/	/	/	/	/	/
	3	0.154	-0.07	/	/	/	/	/	/
	4	0.154	-0.09	/	/	/	/	//	/
	5	0.154	-0.08	/	/	/	/	/	/
	6	0.154	-0.06	/	/	/	/	/	/
	7	0.154	-0.19	/	/	/	/	/	/
	8	0.154	-0.05	/	/	/	/	/	/
	9	0.154	-0.03	/	/	/	/	/	/

Tableau V.47 Calcul des armatures verticales de l'exemple (V1)

Voile 1' :

Hauteur (m)	Maille	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (Cm ²)	A_s/B (%)	Le choix	$A_{v\text{adopté}}$ (Cm ²)	St (Cm)
Zone I	1	0.175	1.70	0.298	7.45	0.43	2(5T10)	7.90	16
	2	0.175	0.77	0.135	3.38	0.19	2(4T8)	4	20
	3	0.175	-1.45	/	/	/	/	/	/
	4	0.175	-2.56	/	/	/	/	/	/
	5	0.175	-0.76	/	/	/	/	/	/
	6	0.175	-0.83	/	/	/	/	/	/
	7	0.175	1.01	0.177	4.43	0.25	2(5T8)	5	16
	8	0.175	3.02	0.529	13.23	0.76	2(6T12)	13.60	12
Zone II	1	0.175	1.13	0.198	4.95	0.28	2(5T8)	5	16

	2	0.175	0.86	0.151	3.78	0.22	2(4T8)	4	20
	3	0.175	-1.16	/	/	/	/	/	/
	4	0.175	-2.11	/	/	/	/	/	/
	5	0.175	-2.04	/	/	/	/	/	/
	6	0.175	-0.70	/	/	/	/	/	/
	7	0.175	1.19	0.208	5.2	0.30	2(4T10)	6.32	20
	8	0.175	2.55	0.446	11.15	0.64	2(4T14)	12.3	20
Zone III	1	0.175	0.65	0.114	2.85	0.16	2(3T8)	3	25
	2	0.175	-0.26	/	/	/	/	/	/
	3	0.175	-1.20	/	/	/	/	/	/
	4	0.175	-2.04	/	/	/	/	/	/
	5	0.175	-1.95	/	/	/	/	/	/
	6	0.175	-0.68	/	/	/	/	/	/
	7	0.175	1.12	0.196	4.9	0.28	2(5T8)	5	16
	8	0.175	1.68	0.294	7.35	0.42	2(5T10)	7.9	16
Zone IV	1	0.175	-0.4	/	/	/	/	/	/
	2	0.175	-0.83	/	/	/	/	/	/
	3	0.175	-1.06	/	/	/	/	/	/
	4	0.175	-1.38	/	/	/	/	/	/
	5	0.175	-1.31	/	/	/	/	/	/
	6	0.175	-0.75	/	/	/	/	/	/
	7	0.175	0.70	0.123	3.08	0.18	2(4T8)	4	20
	8	0.175	1.03	0.180	4.5	0.26	2(5T8)	5	16
Zone IV	1	0.175	0.96	0.168	4.2	0.24	2(5T8)	5	16
	2	0.175	-0.08	/	/	/	/	/	/
	3	0.175	-0.04	/	/	/	/	/	/

	4	0.175	-0.06	/	/	/	/	/	/
	5	0.175	-0.15	/	/	/	/	/	/
	6	0.175	-0.18	/	/	/	/	/	/
	7	0.175	0.60	0.105	2.63	0.15	2(3T8)	3	25
	8	0.175	0.80	0.14	3.5	0.20	2(4T8)	4	20

Tableau V.48 Calcul des armatures verticales de l'exemple (V1')

Voile 2 et 2' :

Hauteur (m)	Maille	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (Cm ²)	A_s/B (%)	Le choix	$A_{vadopté}$ (Cm ²)	St Cm
Zone I	1	0.175	1.03	0.180	4.5	0.26	2(5T8)	5	16
	2	0.175	-0.32	/	/	/	/	/	/
	3	0.175	-1.23	/	/	/	/	/	/
	4	0.175	-1.88	/	/	/	/	/	/
	5	0.175	-1.70	/	/	/	/	/	/
	6	0.175	-0.70	/	/	/	/	/	/
	7	0.175	-0.52	/	/	/	/	/	/
	8	0.175	1.11	0.194	4.85	0.28	2(5T8)	5	16
Zone II	1	0.175	0.85	0.149	3.73	0.21	2(4T8)	4	20
	2	0.175	-0.45	/	/	/	/	/	/
	3	0.175	-1.04	/	/	/	/	/	/
	4	0.175	-1.53	/	/	/	/	/	/
	5	0.175	-1.40	/	/	/	/	/	/
	6	0.175	-0.63	/	/	/	/	/	/
	7	0.175	-0.18	/	/	/	/	/	/
	8	0.175	1.11	0.194	4.85	0.28	2(5T8)	5	16

Zone III	1	0.175	0.76	0.133	3.33	0.19	2(4T8)	4	20
	2	0.175	-0.61	/	/	/	/	/	/
	3	0.175	-0.98	/	/	/	/	/	/
	4	0.175	-1.35	/	/	/	/	/	/
	5	0.175	-1.25	/	/	/	/	/	/
	6	0.175	-0.60	/	/	/	/	/	/
	7	0.175	-0.30	/	/	/	/	/	/
	8	0.175	0.82	0.144	3.6	0.21	2(4T8)	4	20
Zone IV	1	0.175	-0.58	/	/	/	/	/	/
	2	0.175	-0.72	/	/	/	/	/	/
	3	0.175	-0.86	/	/	/	/	/	/
	4	0.175	-1.01	/	/	/	/	/	/
	5	0.175	-0.92	/	/	/	/	/	/
	6	0.175	-0.60	/	/	/	/	/	/
	7	0.175	-0.85	/	/	/	/	/	/
	8	0.175	0.74	0.130	3.25	0.19	2(4T8)	4	20
Zone IV	1	0.175	1.70	0.30	7.5	0.43	2(5T10)	7.9	16
	2	0.175	-0.87	/	/	/	/	/	/
	3	0.175	-0.60	/	/	/	/	/	/
	4	0.175	0.70	0.123	3.08	0.18	2(4T8)	4	20
	5	0.175	0.94	0.165	4.13	0.24	2(5T8)	5	16
	6	0.175	-0.55	/	/	/	/	/	/
	7	0.175	-0.63	/	/	/	/	/	/
	8	0.175	0.82	0.144	3.6	0.21	2(4T8)	4	20

Tableau V.49 Calcul des armatures verticales de l'exemple (V2 et V2')

Voile 3 :

Hauteur (m)	Maille	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (Cm ²)	As/B (%)	Le choix	$A_{vadopté}$ (Cm ²)	St Cm
Zone I	1	0.138	4.10	0.565	14.13	1.02	2(5T14)	15.4	12
	2	0.138	3.74	0.516	12.9	0.93	2(6T12)	13.60	10
	3	0.138	3.66	0.505	12.63	0.92	2(6T12)	13.60	10
	4	0.138	3.70	0.511	12.78	0.93	2(6T12)	13.60	10
	5	0.138	3.76	0.519	12.98	0.94	2(6T12)	13.60	10
	6	0.138	3.92	0.540	13.5	0.98	2(6T12)	13.60	10
	7	0.138	4.18	0.577	14.43	1.04	2(5T14)	15.4	12
	8	0.138	4.65	0.642	16.05	1.16	2(5T14)	15.4	12
Zone II	1	0.138	2.45	0.338	8.45	0.61	2(3T14)	9.24	20
	2	0.138	2.35	0.324	8.1	0.58	2(3T14)	9.24	20
	3	0.138	2.45	0.338	8.45	0.61	2(3T14)	9.24	20
	4	0.138	2.50	0.345	8.63	0.63	2(3T14)	9.24	20
	5	0.138	2.60	0.359	8.98	0.65	2(3T14)	9.24	20
	6	0.138	2.58	0.356	8.9	0.64	2(3T14)	9.24	20
	7	0.138	2.63	0.363	9.08	0.66	2(3T14)	9.24	20
	8	0.138	2.93	0.404	10.1	0.73	2(5T10) 2(4T8)	11.90	12 16
Zone III	1	0.138	1.93	0.266	6.65	0.48	2(3T12)	6.68	20
	2	0.138	1.93	0.266	6.65	0.48	2(3T12)	6.68	20
	3	0.138	2.04	0.282	7.05	0.51	2(4T8) 2(2T10)	7.16	16 30
	4	0.138	2.10	0.290	7.25	0.53	2(5T10)	7.9	12
	5	0.138	2.15	0.297	7.43	0.54	2(5T10)	7.9	12
	6	0.138	2.20	0.304	7.60	0.55	2(5T10)	7.9	12
	7	0.138	2.20	0.304	7.60	0.55	2(5T10)	7.9	12

	8	0.138	2.30	0.317	7.90	0.57	2(5T10)	7.9	12
Zone IV	1	0.138	0.73	0.100	2.5	0.18	2(3T8)	3	20
	2	0.138	0.70	0.097	2.43	0.17	2(3T8)	3	20
	3	0.138	0.64	0.088	2.2	0.16	2(3T8)	3	20
	4	0.138	0.74	0.102	2.55	0.18	2(3T8)	3	20
	5	0.138	0.77	0.106	2.65	0.19	2(3T8)	3	20
	6	0.138	0.80	0.111	2.78	0.20	2(3T8)	3	20
	7	0.138	0.84	0.116	2.9	0.21	2(3T8)	3	20
	8	0.138	0.90	0.124	3.1	0.23	2(3T8)	3	20
Zone VI	1	0.138	-1.12	/	/	/	/	/	/
	2	0.138	-0.94	/	/	/	/	/	/
	3	0.138	-0.78	/	/	/	/	/	/
	4	0.138	-0.63	/	/	/	/	/	/
	5	0.138	-0.54	/	/	/	/	/	/
	6	0.138	-0.41	/	/	/	/	/	/
	7	0.138	0.70	0.097	2.43	0.17	2(3T8)	3	20
	8	0.138	0.80	0.110	2.75	0.20	2(3T8)	3	20

Tableau V.50 Calcul des armatures verticales de l'exemple (V3)

Voile 4 :

Hauteur (m)	Maille	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (Cm ²)	A_s/B (%)	Le choix	$A_{v\text{adopté}}$ (Cm ²)	St Cm
Zone I	1	0.119	2.40	0.286	7.15	0.60	2(4T8)	7.16	14
							2(2T10)		25
	2	0.119	2.28	0.271	6.78	0.57	2(3T12)	6.78	19
	3	0.119	2.28	0.271	6.78	0.57	2(3T12)	6.78	19

	4	0.119	2.35	0.280	7	0.59	2(4T8) 2(2T10)	7.16	14 25
	5	0.119	2.45	0.292	7.3	0.61	2(2T12) 2(2T10)	7.68	25 25
	6	0.119	2.57	0.306	7.65	0.64	2(2T12) 2(2T10)	7.68	25 25
	7	0.119	2.78	0.331	8.28	0.70	2(4T8) 2(5T8)	9	14 10
	8	0.119	3.04	0.362	9.05	0.76	2(3T14)	9.24	19
Zone II	1	0.119	1.51	0.180	4.5	0.38	2(2T12)	4.52	25
	2	0.119	1.47	0.175	4.38	0.37	2(2T12)	4.52	25
	3	0.119	1.55	0.185	4.63	0.39	2(5T8)	5	10
	4	0.119	1.62	0.193	4.83	0.41	2(5T8)	5	10
	5	0.119	1.70	0.203	5.08	0.43	2(2T14)	6.16	25
	6	0.119	1.75	0.208	5.20	0.44	2(2T14)	6.16	25
	7	0.119	1.83	0.218	5.45	0.46	2(2T14)	6.16	25
	8	0.119	1.96	0.233	5.83	0.50	2(2T14)	6.16	25
Zone III	1	0.119	1.20	0.143	3.58	0.30	2(4T8)	4	14
	2	0.119	1.23	0.146	3.65	0.31	2(4T8)	4	14
	3	0.119	1.31	0.156	3.9	0.33	2(4T8)	4	14
	4	0.119	1.40	0.167	4.18	0.35	2(2T12)	4.52	25
	5	0.119	1.44	0.171	4.28	0.36	2(2T12)	4.52	25
	6	0.119	1.50	0.179	4.48	0.38	2(2T12)	4.52	25
	7	0.119	1.54	0.183	4.58	0.38	2(5T8)	5	10
	8	0.119	1.61	0.192	4.8	0.40	2(5T8)	5	10
Zone IV	1	0.119	0.65	0.077	1.98	0.17	2(2T8)	2	25
	2	0.119	0.67	0.080	2	0.16	2(2T8)	2	25

	3	0.119	0.69	0.082	2.05	0.18	2(3T8)	3	19	
	4	0.119	0.71	0.085	2.13	0.18	2(3T8)	3	19	
	5	0.119	0.75	0.089	2.23	0.19	2(3T8)	3	19	
	6	0.119	0.79	0.094	2.35	0.20	2(3T8)	3	19	
	7	0.119	0.85	0.101	2.53	0.21	2(3T8)	3	19	
	8	0.119	0.90	0.107	2.68	0.23	2(3T8)	3	19	
	Zone VI	1	0.119	-0.98	/	/	/	/	/	/
		2	0.119	-0.80	/	/	/	/	/	/
3		0.119	-0.75	/	/	/	/	/	/	
4		0.119	-0.80	/	/	/	/	/	/	
5		0.119	-0.72	/	/	/	/	/	/	
6		0.119	-0.61	/	/	/	/	/	/	
7		0.119	-0.54	/	/	/	/	/	/	
8		0.119	0.85	0.101	2.53	0.21	2(3T8)	3	19	

Tableau V.51 Calcul des armatures verticales de l'exemple (V4)

Voile 5 voile 5' :

Hauteur (m)	Maille	S_i (m²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (Cm²)	As/B (%)	Le choix	A_vadopté (Cm²)	St Cm
Zone I	1	0.127	-0.10	/	/	/	/	/	/
	2	0.127	-0.22	/	/	/	/	/	/
	3	0.127	-0.33	/	/	/	/	/	/
	4	0.127	-0.43	/	/	/	/	/	/
	5	0.127	-0.51	/	/	/	/	/	/
	6	0.127	-0.56	/	/	/	/	/	/
	7	0.127	-0.57	/	/	/	/	/	/

	8	0.127	-0.51	/	/	/	/	/	/
Zone II	1	0.127	-0.21	/	/	/	/	/	/
	2	0.127	-0.3	/	/	/	/	/	/
	3	0.127	-0.34	/	/	/	/	/	/
	4	0.127	-0.38	/	/	/	/	/	/
	5	0.127	-0.43	///	/	/	/	/	/
	6	0.127	0.46	/	/	/	/	/	/
	7	0.127	-0.48	/	/	/	/	/	/
	8	0.127	-0.50	/	/	/	/	/	/
Zone III	1	0.127	-0.13	/	/	/	/	/	/
	2	0.127	-0.22	/	/	/	/	/	/
	3	0.127	-0.27	/	/	/	/	/	/
	4	0.127	-0.32	/	/	/	/	/	/
	5	0.127	-0.36	/	/	/	/	/	/
	6	0.127	-0.40	/	/	/	/	/	/
	7	0.127	-0.43	/	/	/	/	/	/
	8	0.127	-0.46	//	/	/	/	/	/
Zone IV	1	0.127	0.67	0.085	2.13	0.17	2(3T8)	3	20
	2	0.127	-0.06	/	/	/	/	/	/
	3	0.127	-0.13	/	/	/	/	/	/
	4	0.127	-0.18	/	/	/	/	/	/
	5	0.127	-0.20	/	/	/	/	/	/
	6	0.127	-0.21	/	/	/	/	/	/
	7	0.127	-0.23	/	/	/	/	/	/
	8	0.127	-0.13	/	/	/	/	/	/
Zone VI	1	0.127	3.41	0.433	10.83	0.85	2(5T12)	11.30	12

2	0.127	1.33	0.169	4.23	0.33	2(5T8)	5	12
3	0.127	0.75	0.095	2.38	0.19	2(3T8)	3	20
4	0.127	0.60	0.076	1.9	0.15	2(3T8)	3	20
5	0.127	0.63	0.080	2	0.16	2(3T8)	3	20
6	0.127	0.67	0.085	2.13	0.17	2(3T8)	3	20
7	0.127	0.83	0.105	2.63	0.21	2(3T8)	3	20
8	0.127	2.03	0.258	6.45	0.51	2(3T12)	6.78	20

Tableau V.52 Calcul des armatures verticales de l'exemple (V5 et V5')

- Armature de joint de bétonnage (acier de couture)

Voile Hauteur (m)	Zone	τ_u (MPa)	A_{vj}^{cal} (cm ²)	Le choix	$A_{adopté}$ (cm ²)
V1 $L_i=0.77$	RDC1-RDC2	2.50	14.82	2x5T14	15.40
	1 ^{ree} -2 ^{ème}	2.12	12.36	2x6T12	13,57
	3 ^{ème} -5 ^{ème}	1.57	9.30	2x5T12	11.30
	6 ^{ème} -8 ^{ème}	1.36	8.06	2x4T12	9,04
	9 ^{ème} -11 ^{ème}	0.85	5.03	2x4T10	6.32
V1' $L_i=0,875$	RDC1-RDC2	0.96	6.46	2x5T10	7.9
	1 ^{ree} -2 ^{ème}	1.30	8.75	2x4T12	9,04
	3 ^{ème} -5 ^{ème}	1.27	8.55	2x4T12	9,04
	6 ^{ème} -8 ^{ème}	0.95	6.40	2x4T12	9,04
	9 ^{ème} -11 ^{ème}	0.71	4.78	2x4T10	6.32
V2 et V2' $L_i=0.875$	RDC1-RDC2	0.65	4.37	2x4T10	6.32
	1 ^{ree} -2 ^{ème}	1,09	7.34	2x4T12	9,04
	3 ^{ème} -5 ^{ème}	1.05	7.07	2x4T12	9,04
	6 ^{ème} -8 ^{ème}	0.85	5.72	2x4T10	6.32
	9 ^{ème} -11 ^{ème}	0.70	4.71	2x4T10	6.32
	RDC1-RDC2	0.45	2.38	2x4T10	6.32
	1 ^{ree} -2 ^{ème}	0.59	3.12	2x4T10	6.32

V3 L_i=0.687	3 ^{ème} -5 ^{ème}	0.64	3.38	2×4T10	6.32
	6 ^{ème} -8 ^{ème}	0.64	3.38	2×4T10	6.32
	9 ^{ème} -11 ^{ème}	0.35	1.85	2×4T10	6.32
V4 L_i=0.593	RDC1-RDC2	0.30	1.36	2×4T8	4
	1 ^{ree} -2 ^{ème}	0.51	2.32	2×4T8	4
	3 ^{ème} -5 ^{ème}	0.55	2.51	2×4T8	4
	6 ^{ème} -8 ^{ème}	0.44	2	2×4T8	4
	9 ^{ème} -11 ^{ème}	0.42	1.91	2×4T8	4
V5 et V5' L_i=0.637	RDC1-RDC2	0.13	0.63	2×4T8	4
	1 ^{ree} -2 ^{ème}	0.43	2.10	2×4T8	4
	3 ^{ème} -5 ^{ème}	0.42	2.06	2×4T8	4
	6 ^{ème} -8 ^{ème}	0.25	1.22	2×4T8	4
	9 ^{ème} -11 ^{ème}	0.36	1.76	2×4T8	4

Tableau V.53 Calcul des aciers de couture des voiles

- **Armature verticale de compression**

$$\sigma^{\max} = 0.6 \text{ MPa} < \sigma_{ba} = 15.16 \text{ MPa}$$

=> Le voile n'est pas armé à la compression, on prend la section minimale

$$\rho_v = \text{Max} \{ \text{min BAEL} ; \text{min RPA 99} \}$$

Selon le BAEL : $\rho_v = 0,10\%$

Selon le RPA 99: $\rho_v = 0,15\%$

$$A_{v \text{ cal}} = \text{Max}(A_{v \text{ RPA}} , A_{v \text{ BAEL}})$$

Hauteur (m)	Li (m)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _{adopté} (cm ²)
V1	0.77	2.31	2x4T8	4
V1'	0,875	2.625	2x4T8	4
V2 V2'	0.875	2.625	2x4T8	4
V3	0.687	2.061	2x4T8	4
V4	0.593	1.779	2x4T8	4
V5 V5'	0.637	1.911	2x4T8	4

Tableau V.54 Calcul des aciers de compression

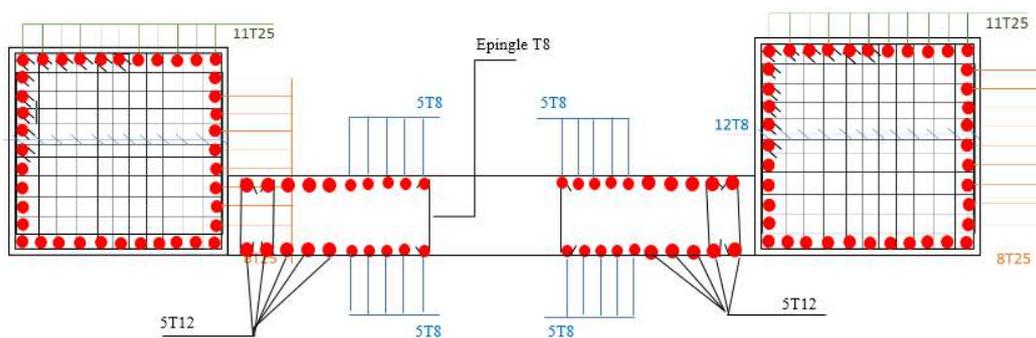
Aciers horizontaux :

Voile	Niveaux	τ_u (Mpa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	A_h (cm ²)	Choix	A_h adopté (cm ²)	S_t (cm)
V1 $L_i=0.77m$	RDC1- RDC2	2.50	8.20	7.5	2.31	8.20	2x4T8	4	19
	1 ^{ree} -2 ^{ème}	2.12	6.95	5.26	2.31	6.95	2x5T10	7,85	16
	3 ^{ème} -5 ^{ème}	1.57	5.15	4.11	2.31	5.15	2x3T10	6.78	25
	6 ^{ème} -8 ^{ème}	1.36	4.46	2.11	2.31	4.46	2*5T8	5	16
	9 ^{ème} 11 ^{ème}	0.85	2.78	2.11	2.31	2.78	2x4T8	4	19
V1' $L_i=0.875m$	RDC1- RDC2	0.96	3.15	9.06	2,625	9.06	2x5T12	11.30	16
	1 ^{ree} -2 ^{ème}	1.30	4.26	8.2	2,625	8.2	2x5T12	11.30	16
	3 ^{ème} -5 ^{ème}	1.27	4.16	5.26	2,625	5.26	2x3T10	6.78	25
	6 ^{ème} -8 ^{ème}	0.95	3.12	3.33	2.625	3.33	2x4T8	4	19
	9 ^{ème} 11 ^{ème}	0.71	2.33	3.33	2.625	3.33	2x4T8	4	19
V2 V2' $L_i=0.875m$	RDC1- RDC2	0.65	2.13	3.33	2.625	3.33	2x4T8	4	21
	1 ^{ree} -2 ^{ème}	1.09	3.57	3.33	2.625	3.57	2x4T8	4	21
	3 ^{ème} -5 ^{ème}	1.05	3.44	2.66	2.625	3.44	2x4T8	4	21
	6 ^{ème} -8 ^{ème}	0.85	2.78	2.66	2.625	2.78	2x4T8	4	21
	9 ^{ème} 11 ^{ème}	0.70	2.30	5.26	2.625	5.26	2x5T12	11.30	14
V3 $L_i=0.687m$	RDC1- RDC2	0.45	1.48	10.26	2.061	10.26	2x5T12	11.30	14
	1 ^{ree} -2 ^{ème}	0.59	1.94	7.93	2.061	7.93	2x5T12	11.30	14
	3 ^{ème} -5 ^{ème}	0.64	2.10	5.26	2.061	5.26	2x5T12	11.30	14
	6 ^{ème} -8 ^{ème}	0.64	2.10	2	2.061	2.10	2 x 4T8	4	16
	9 ^{ème} 11 ^{ème}	0.35	1.15	2	2.061	2.06	2 x4T8	4	16

V4 $L_i=0.593m$	RDC1- RDC2	0.30	0.98	6.16	1.779	6.16	2x3T10	6.78	19
	1 ^{re} -2 ^{ème}	0.51	1.67	4.10	1.779	4.10	2x5T8	5	11
	3 ^{ème} -5 ^{ème}	0.55	1.80	3.33	1.779	3.33	2x4T8	4	14
	6 ^{ème} -8 ^{ème}	0.44	1.44	2	1.779	2	2x4T8	4	14
	9 ^{ème} 11 ^{ème}	0.42	1.38	2	1.779	2	2x4T8	4	14
V5 V5' $L_i=0.637m$	RDC1- RDC2	0.13	0.43	/	1.911	1.911	2x4T8	4	15
	1 ^{re} -2 ^{ème}	0.43	1.41	/	1.911	1.911	2x4T8	4	15
	3 ^{ème} -5 ^{ème}	0.42	1.38	/	1.911	1.911	2x4T8	4	15
	6 ^{ème} -8 ^{ème}	0.25	0.82	2	1.911	2	2x4T8	4	15
	9 ^{ème} 11 ^{ème}	0.36	1.18	2	1.911	2	2x4T8	4	15

Tableau V.55 Calcul des aciers horizontaux des voiles

V.4.4. Schéma de ferrailages des voiles



VI.1. Introduction

Les fondations sont la partie essentielle de l'ouvrage qui est en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure au bon sol, leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Le calcul des fondations se fait en fonction de la charge totale transmise aux fondations ainsi que les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

VI.2. Fonction assurée par les fondations

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, dû à l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

VI.3. Classification des fondations

Fonder un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes ou radier général).
- Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits ou pieux).

VI.4. Choix de type des fondations

Le choix de type de fondation se fait suivent trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible = 2,00 bars = 200KN/m²) sur le quel est implanté notre ouvrage et la proximité du bon sol par rapport à la surface, nous a conduit dans un premier temps à considérer les semelles filantes comme solution.

Le choix de la fondation doit satisfaire aussi les -critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- Facilite d'exécution (coffrage).
- Économie (ferraillage).

VI.5. Justification pour le choix des fondations

Si nous proposons en premier lieu des semelles filantes, la surface minimale nécessaire pour que celles-ci transmettent au sol une contrainte inférieure à la contrainte admissible : $S_s \geq \frac{N}{\sigma_s}$

Avec :

S_s : la surface des semelles.

σ_s : contrainte admissible du sol (2 bars).

- La somme des efforts normaux apportés par les poteaux et les voiles à la base sans S-Sol : $N=139053.81\text{KN}$
- L'effort normal revenant aux poteaux S-Sol : $N_{u(ss)}=N_{u(RDC)}+N_{u1}=11192,30\text{ KN}$ (déjà calculé au chapitre précédant Page 109)

→ Donc : $N=150246.11\text{KN}$

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_s} = \frac{150246.11}{200} = 751.23\text{m}^2.$$

Le rapport entre S_s et S_t (Surface total d'hôtel) est déterminant pour le choix du type de fondation : $\frac{S_s}{S_t} = \frac{751.23}{813,1} = 0,9239 = 92.39\% > 50\%$, Donc il serait plus intéressant d'orienter notre choix sur un radier général.

➤ Critères de choix

Le radier est justifié si la surface des semelles isolées ou continues est très importante (supérieure ou égale à 50 % de l'emprise du bâtiment) Ce qui est le cas lorsque :

- Le sol a une faible capacité portante mais il est relativement homogène.
- Les charges du bâtiment sont élevées (immeuble de grande hauteur).
- L'ossature a une trame serrée (poteaux rapprochés).
- La profondeur à atteindre pour fonder sur un sol résistant est importante.
- Il est difficile de réaliser des pieux (coût - vibrations nuisibles).

Eventuellement, dans le cas de sous-sols utilisables (parking, garages, caves ...) ou en vue d'obtenir un sous-sol étanche (cuvelage).

➤ Radier nervuré

Lorsque les charges sont importantes, pour que l'épaisseur du radier ne devienne pas excessive, on dispose des travures de poutres (nervures) pour rigidifier la dalle ; elles peuvent être disposées dans un seul sens ou dans deux ; cela dépend de la portée, de la disposition des murs ou des poteaux.

VI.6. Calcul des fondations (Radier général)

La conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure. Compte tenu les charges appliquées sur notre fondation et le poids de la structure, nous avons constaté que le type de fondation superficielles approprié a notre bâtiment et un radier général.

VI.6.1. Radier général

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée, dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique) renversé. L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

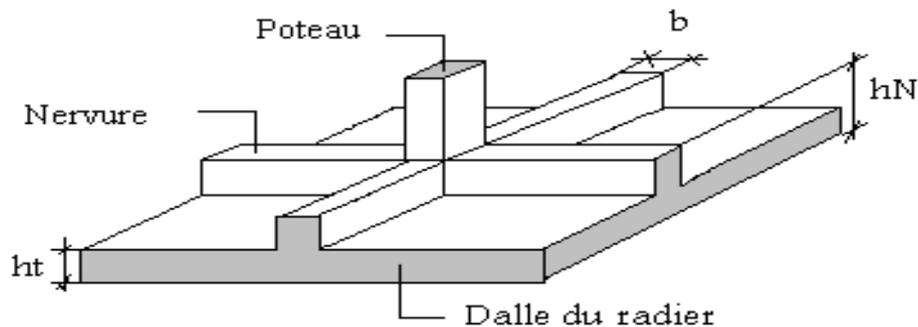


Figure VI.1 Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

VI.6.1.1. Surface nécessaire

Pour déterminer la surface du radier il faut que: $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

N : La somme des efforts normaux apportés par les poteaux et les voiles à la base.

Pour: N = 150246.11 kN et $\sigma_{sol} = 2,00$ bars.

On a trouvé : $S_{nec} \geq 751.23 \text{ m}^2$

D'où la surface nécessaire est inférieure à celle de l'hôtel $S_b = 813,1 \text{ m}^2$, avec un débord de 0,5 m de chaque côté, la surface totale du radier devient **908,61 m²**.

VI.6.1.2. Pré dimensionnement du Radier

VI.6.1.2.1. La dalle

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

a. Condition forfaitaire

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec :

L_{\max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 8,60 \text{ m} \Rightarrow h_1 \geq 43 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{h_1 = 45 \text{ cm.}}$$

b. Condition de cisaillement

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa.}$$

Avec :

$$T_u = \frac{ql}{2} \quad q = \frac{N_u 1ml}{S_{\text{rad}}}$$

$$N_u = 141809,628 \text{ KN}; L = 8,60 \text{ m}; b = 1 \text{ m.}$$

$$T_u = \frac{ql}{2bd} = \frac{N_u L 1ml}{2 S_{\text{rad}} bd} = \frac{N_u L}{2 S_{\text{rad}} b(0,9h)} \leq \bar{\tau}_u$$

$$h \geq \frac{N_u L 1ml}{2 S_{\text{rad}} b(0,9\bar{\tau}_u)} = 29,83 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{h_2 \geq 30 \text{ cm.}}$$

➤ **Le choix final** : $h \geq \text{Max}(h_1; h_2) = 45 \text{ cm.}$

VI.6.1.2.2. Les nervures

a. Condition de coffrage (largeur de la nervure)

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10}, \text{ donc on opte } b = 100 \text{ cm.}$$

b. La hauteur de nervure

b.1 Condition de la flèche

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_N \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

On a:

$$L_{\max} = 8,60 \text{ m} \Rightarrow 57,33 \text{ cm} < h_{n1} < 86 \text{ cm}$$

On prend: $h_{n1} = 80 \text{ cm}$.

b.2 Condition de la raideur

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante:

$$L_e = \sqrt{\frac{4 \cdot EI}{K \cdot b}} > \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Avec:

L_e : Longueur élastique.

L_{\max} : Longueur de travée max (entre nœuds du poteau).

E: Module de Young ($E=20000 \text{ MPa}$).

b : Largeur de radier ($b=100 \text{ cm}$).

I: Inertie de la section transversale du radier ($I = bh^3/12$).

K: Coefficient de raideur du sol ($0,5 \text{ kg/cm}^3 \leq K \leq 12 \text{ kg/cm}^3$).

Pour un sol de densité moyenne on a $K=40 \text{ MPa}$.

On aura donc :

$$h_{n2} \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2L_{\max}}{\pi}\right)^4 \cdot \frac{3K}{E}} = 175,34 \text{ cm}.$$

On prend: $h_{n2} = 180 \text{ cm}$.

➤ **Le choix final** : $h_{n2} \geq \text{Max}(h_{n1}; h_{n2}) = 180 \text{ cm}$.

Résumé :

- Epaisseur de la dalle du radier : $h=45 \text{ cm}$.
- Les dimensions de la nervure : $\begin{cases} h = 180 \text{ cm}. \\ b = 100 \text{ cm}. \end{cases}$

VI.6.1.3. Caractéristiques Géométriques du Radier

Position de centre de gravité (m)		Moment d'inertie (m^4)	
X_G	Y_G	I_{XX}	I_{YY}
13,67	18,64	84506,99	54868,48

Tableau VI.1 Caractéristique géométriques du radier.

VI.6.1.4. Vérifications Nécessaires

VI.6.1.4.1 Vérification de la Stabilité du Radier

Selon **RPA99/version 2003(Art.10.1.5)**, quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) nous devons vérifier que l'excentrement des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié de la centrale de la base des éléments de fondation résistant au reversement.

$$e_0 = \frac{M_r}{N_r} \leq \frac{B}{4}$$

Avec :

e_0 : La plus grande valeur de l'excentricité due aux charges sismiques.

M_r : Moment de renversement dû aux forces sismique.

N_r : effort normal de la structure.

B : la largeur du radier.

$$M_r = M_0 + V_0 \cdot h$$

M_0 : moment à la base de la structure.

V_0 : effort tranchant à la base de la structure.

h : profondeur de l'ancrage de la structure.

M_0 , V_0 sont tirés à partir du fichier **SAP2000V14**.

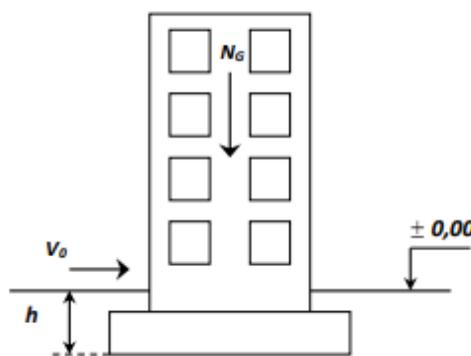


Figure VI.2 Schéma statique de l'hôtel

Sens x-x :

$$M_0 = 2573851,96 \text{ kN.m}; V_0 = 10872,84 \text{ kN}; h = 5,2 \text{ m.}$$

$$\text{Donc : } M_r = 2641432,43 \text{ kN.m}$$

On a: $N_{\text{ser}} = N_{G1}(\text{structure}) + N_{G2}(\text{poids propre de radier nervuré})$.

$$N_{G1} = 150246,11 \text{ kN} \text{ et } N_{G2} = \rho_b \cdot S \cdot h = 25 \times 908,61 \times 1,8 = 182697,08 \text{ kN.}$$

Donc: $N_{ser}=182697,08$ kN.

$$e_0 = \frac{M_r}{N_r} = 1,53 \text{ m} \geq \frac{B}{4} = 1,50 \text{ m} \dots \text{Vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$M_0 = 2169034.50 \text{ kN.m} ; V_0 = 12273,06 \text{ kN} ; h = 5,23 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } M_r = 291911,48 \text{ kN.m}$$

On a : $N_{ser}=182697,08$ KN

$$e_0 = \frac{M_r}{N_r} = 11,66 \text{ m} \geq \frac{B}{4} = 1,50 \text{ m} \dots \text{Vérifiée}$$

Conclusion :

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5 ; donc notre structure est stable dans les deux sens.

VI.6.1.4.2 Vérification des contraintes sous le Radier

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol, déterminée par les différents essais in-situ et au laboratoire : $\sigma_{sol}=2$ bars.

Les contraintes du sol sont données par :

a. Sollicitation du premier genre

On doit vérifier que : $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{150246.11}{908,61} = 165,35 \text{ KN/m}^2 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots \text{Vérifiée.}$$

b. Sollicitation du second genre

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

Avec :

σ_1 : Contrainte maximale du sol.

σ_2 : Contrainte minimale du sol.

- Si $\sigma_2 > 0$: la Répartition est trapézoïdale; La contrainte au quart de la largeur de la semelle, ne doit pas dépasser la contrainte admissible σ_{sol} ($\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$).

- Si $\sigma_2 = 0$: la Répartition est triangulaire ; La contrainte σ_1 ne doit pas dépasser 1,33 fois la contrainte admissible.

On vérifie que :

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$.

σ_2 : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33 \sigma_{sol}.$$

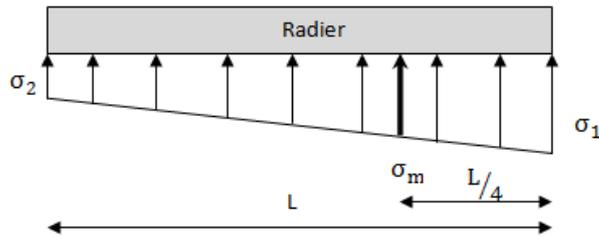


Figure VI.3 Contraintes sous le radier

➤ **ELU:**

$$\Rightarrow N_u = 193280,73 \text{ KN}$$

M : le moment de renversement.

◆ $M_x = 2641432,43 \text{ kN.m}$

◆ $M_y = 291911,48 \text{ kN.m}$

$$I_{xx} = 84506,99 \text{ m}^4$$

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m(L/4) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	243,98	181,46	228,35
Sens y-y	218,04	208,40	215,63
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol} = 266$

$$I_{yy} = 54868,48 \text{ m}^4$$

Tableau VI.2 Contraintes sous le radier à l'ELU

Conclusion :

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

➤ **ELS:**

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m(L/4) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	187,32	124,82	171,70
Sens y-y	161,39	150,75	158,73
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{\text{sol}} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{\text{sol}} = 266$

$N_{\text{ser}} = 141809,63 \text{ kN}$

Tableau VI.3 Contraintes sous le radier à l'ELS

Conclusion :

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

c. Détermination des sollicitations les plus défavorables

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

$$\text{ELU} : \sigma_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 228,35 \text{ kN/m}^2.$$

$$\text{ELS} : \sigma_{\text{ser}} = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 171,70 \text{ kN/m}^2.$$

VI.6.1.5. Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

La fissuration est considérée préjudiciable.

VI.6.1.5.1. Ferrailage de la dalle du radier**1. Valeur de la pression sous radier**

$$\text{ELU} : q_u = \sigma_u^u \cdot 1\text{m} = 228,35 \text{ kN/m}$$

ELS: $q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 171,70 \text{ kN/m}$

2. Calcul des efforts

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposant sur 04 cotés.

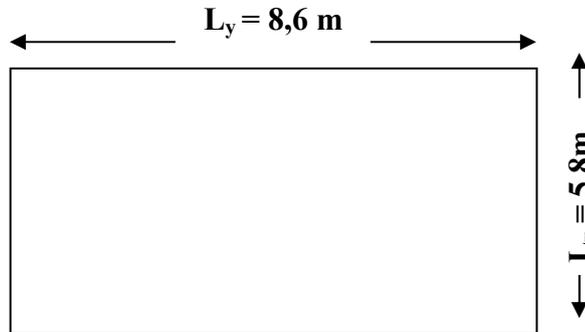


Figure VI.4 Panneau de la dalle du radier

- Si $0.4 < \frac{L_x}{L_y} < 1.0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$M_x = \mu_x q L_x^2$sens de la petite portée.

$M_y = \mu_y M_x$sens de la grande portée.

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastrés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

Panneau de rive:

- Moment en travée : $\begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_x \\ M_{ty} = 0.85 M_y \end{cases}$
- Moment sur appuis: $\begin{cases} M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_x \text{ (appui de rive).} \\ M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x \text{ (autre appui).} \end{cases}$

Panneau intermédiaire :

- Moment en travée : $\begin{cases} M_{tx} = 0.75 M_x \\ M_{ty} = 0.75 M_y \end{cases}$
- Moment sur appuis: $M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x$.

- Si $\frac{L_x}{L_y} < 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée: $M_t = 0.85M_0$.

- Moment sur appuis: $M_a = 0.5M_0$.

Avec: $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

On a le rapport des panneaux : $0,4 < \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.80}{8.60} = 0.675 \leq 1,0 \Rightarrow$ **la dalle travaille dans les**

deux sens.

3. Calcul des moments en travée et sur appuis à l'ELU ($\nu=0$)

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

n: Coefficient de poisson $\begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires **BAEL91 modifié 99**.

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0720 \\ \mu_y = 0,395 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 553,08 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 218,47 \text{ kNm}$$

A. Moments en travées :

$$M_{tx} = M_{ty} = 0,85M_x = 470,12 \text{ kN.m}$$

B. Moments sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 185,70 \text{ kN.m}$$

4. Calcul des moments en travée et sur appuis à l'ELU ($\nu=0,2$)

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0777 \\ \mu_y = 0,552 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 448,80 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 247,74 \text{ kNm}$$

C. Moments en travées :

$$M_{tx} = M_{ty} = 0,85M_x = 381,48 \text{ kN.m}$$

D. Moments sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 210,58 \text{ kN.m}$$

5. Calcul du ferrailage

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis. On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

$b=100\text{cm}$; $h=45\text{cm}$; $d=0,9h = 40,5\text{cm}$; $f_c=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1 \text{ MPa}$
 $;\sigma_s=348\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Sens	$M_u(\text{kNm})$	μ	α	$Z(\text{mm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	x-x	470,12	0,2023	0,2855	35,87	37,66	9T25	44,20
	y-y	185,70	0,0799	0,1042	38,81	13,75	8T16	16,12
Appui	x-x	276,54	0,119	0,1589	37,93	20,95	8T20	25,10
	y-y							

Tableau VI.4 Ferrailage des panneaux du radier

Espacement :

$$\text{Esp} \leq \text{Min} (3h ; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min} (135\text{cm} ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm.}$$

En travée :

Sens x-x :

$$S_t = \frac{100}{9} = 11,11 \text{ cm} < 33 \text{ cm.}$$

On opte $S_t=10\text{cm}$.

Sens y-y :

$$\text{Esp} \leq \text{Min} (4h ; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min} (180\text{cm} ; 40\text{cm}) = 40 \text{ cm.}$$

$$S_t = \frac{100}{8} = 12,5 \text{ cm} < 40 \text{ cm.}$$

On prend $S_t=12\text{cm}$.

Sur appuis :

$$S_t = \frac{1000}{8} = 12.50 \text{ cm} < 33 \text{ cm.}$$

On prend $S_t=12 \text{ cm}$.

6. Vérifications nécessaires

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.890 \text{ cm}^2 < 14,07 \text{ cm}^2 \dots \text{Vérifié.}$$

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif.
Trav	x-x	381.48	44.20	17.47	974187	6.842	15	213	240	Oui
	y-y	210.58	16.12	11.78	837718	2.954	15	322	240	Non
App	x-x									
	y-y	224.40	25.10	14.10	881361	3.589	15	221	240	Oui

Tableau VI.5 Vérification des contraintes.

Remarque : Les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section d'armature.

	Sens	M_{ser} (KNm)	Choix	A_s (Cm^2)	Esp (Cm)	Y (Cm)	I (Cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif.
Trav	x-x	381.48	9T25	44.20	10	17.47	974187	6.842	15	213	240	Oui
	y-y	210.58	8T20	25.10	12	14.10	881361	3.369	15	207	240	Oui

App	x-x	224.40	8T20	25.10	12	14.10	881361	3.589	15	221	240	Oui
	y-y											

Tableau VI.6 Vérification des contraintes (correction).

VI.6.1.5.2. Schéma du Ferrailage de la dalle du radier

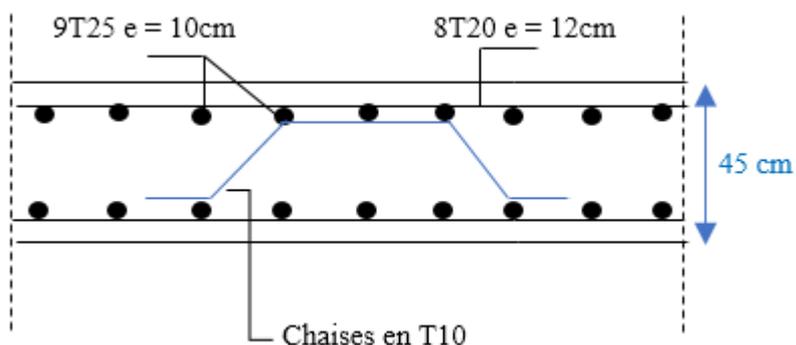


Figure VI.5 Schéma de ferrailage de la dalle du radier

VI.6.1.5.3. Ferrailage des nervures (poutre de rigidité)

On suppose que la fondation est suffisamment rigide pour assurer que les contraintes varient linéairement le long de la fondation.

Dans ce cas, on considère que les nervures sont appuyées au niveau des éléments porteurs de la superstructure et chargées en dessous par les réactions du sol.

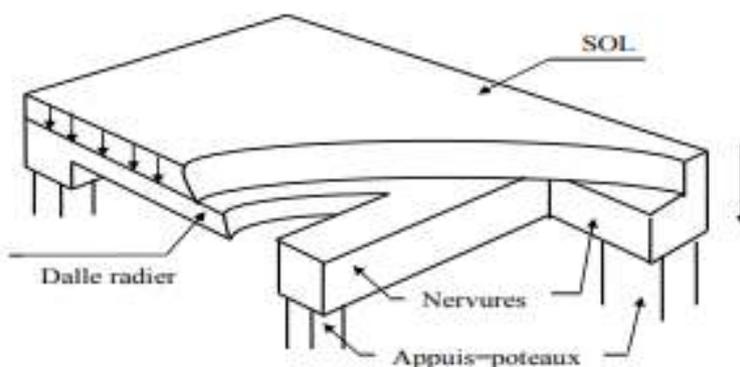


Figure VI.6 La poutre nervure dans l'infrastructure.

1. Calcul des efforts

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire.

$$\text{On a : } M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

En travée : $M_t = 0.85M_0$.

Sur appuis : $M_a = 0.50M_0$.

2. Calcul des armatures

$b=100\text{cm}$; $h=180\text{cm}$; $d=162\text{cm}$.

• Sens (x-x) et (y-y) :

$L_x=5.80\text{m}$; $L_y=8.60\text{m}$; $q_u=228.35\text{kN/ml}$.

		$M_u(\text{kNm})$	μ	α	$Z(\text{cm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	x-x	816.18	0.0220	0.0277	160.20	14.64	10T16	20.1
	y-y	1794.43	0.0483	0.0619	157.99	32.64	10T20	49,1
Appuis	x-x	480.11	0.0129	0.0162	160.95	8.57	10T16	20.1
	y-y	1055.55	0.0284	0.0360	159.67	19.00	10T16	20,1

Tableau VI.7 Ferrailage des nervures

3. Vérifications nécessaires

➤ Condition de non fragilité

$$A_s^{\text{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_c} = 19.56\text{cm}^2$$

		$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$	A_s^{min}	Vérification
Sens X	Travée	20.1	19.56	Oui
	Appuis	49.1	19.56	Oui

Sens Y	Travée	20.1	19.56	Oui
	Appuis	20,1	19.56	Oui

Tableau VI.8 Vérification de la condition de non fragilité

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS**

- **Sens (x-x) et (y-y) :** $L_x=5.80$ m ; $L_y=8.60$ m ; $q_s=171.70$ kN/ml.

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (Cm ²)	Y (Cm)	I (Cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ̄_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	σ̄_s (MPa)	Vérif
Travée	x-x	613.70	20.1	28.384	5×10^7	0.347	15	188	240	Oui
	y-y	1349.26	49.1	42.036	5.2×10^7	1.111	15	170	240	Oui
Appuis	x-x	361	20.1	28.348	5×10^7	0.204	15	111	240	Oui
	y-y	793.68	20,1	31.361	5.1×10^7	0.492	15	195	240	Oui

Tableau VI.9 Vérification des contraintes

Remarque :

Les contraintes dans les aciers sont vérifiées.

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton**

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{228.35 \times 8.60}{2} = 981.91\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{981.91 \cdot 10^3}{1000 \cdot 1620} = 0.66\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{MPa} \dots \text{Vérifier}$$

➤ **Armatures transversales**

- **Selon BAEL 91 modifié 99 :**

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}).$$

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

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{MPa} \right) = 0.40 \text{MPa}.$$

• Selon RPA99 version 2003 :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0$$

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12\phi_1 \right) = 45 \text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 90 \text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$$

Avec : $\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10} \right) = 5.14 \text{ cm}.$

$f_e=400 \text{MPa}$; $\tau_u=0.66 \text{MPa}$; $f_{t28}=2,1 \text{MPa}$; $b=100 \text{cm}$; $d=162 \text{cm}.$

On trouve :

$S_t=15 \text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$

$S_t=30 \text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$

	Section	Zone	St(cm)	At calculée (Cm ²)	Choix des armatures	At (Cm ²)
Nervures	100*180	Courante	30	9	12T10	9,48
		Nodale	15	4,5	6T10	4,74

Tableau VI.10 choix des armatures transversales.

➤ Armatures de peau

Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties sur les parements des poutres de grande hauteur, leur section est au moins 3 cm² /ml par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

H =180 cm.

$$A_p = 3 \times 180 = 5,4 \text{ cm}^2.$$

On choisit AP= 4T14=6,16 cm².

VI.6.1.5.4. Schéma du ferrailage des nervures (poutre de rigidité)

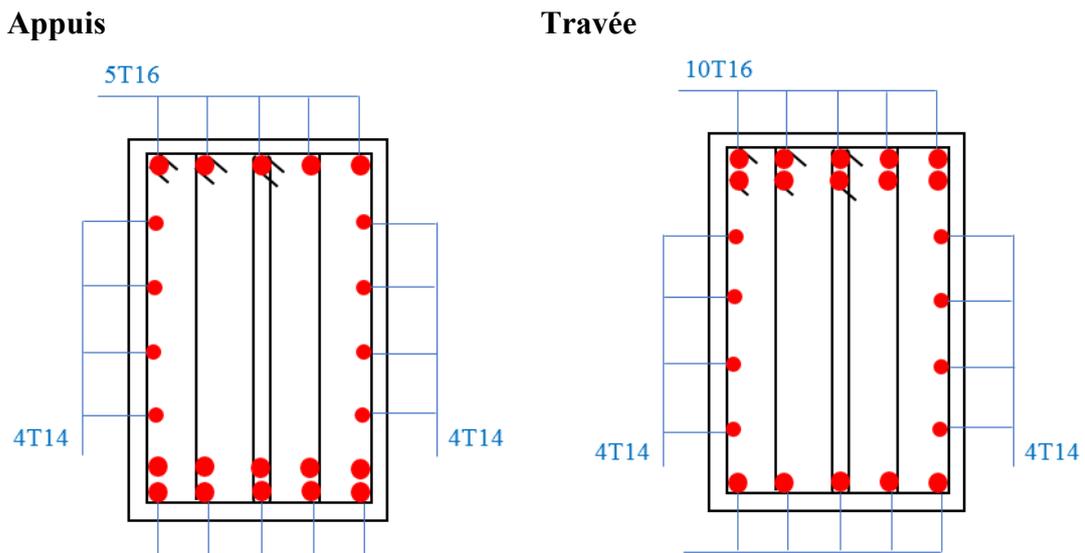


Figure VI.7 Ferrailage des nervures du sens (x-x)

Appui Travée

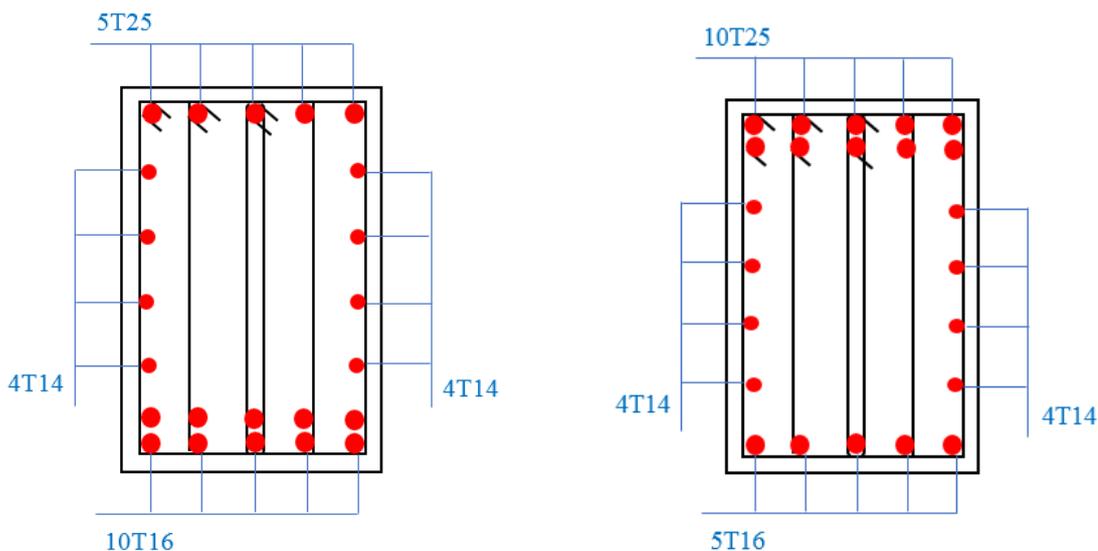


Figure VI.8 Ferrailage des nervures du sens (y-y)

VI.6.1.5.3. Ferrailage des débords

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur L=1.50m, le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de 1m à l'ELU.

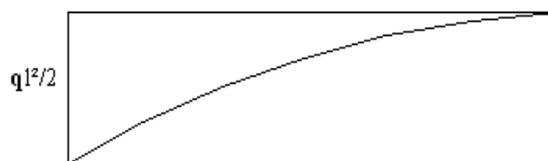
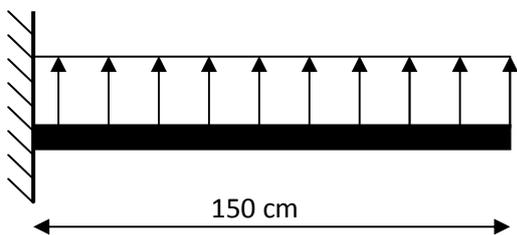


Figure VI.9 Schéma statique du débord.

Figure VI.10 Diagramme des Moments.

➤ Calcul de ferrailage

$q_u=228.35 \text{ kN/ml}$, $b=100\text{cm}$, $h=45\text{cm}$, $f_{c28}=25\text{MPa}$, $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$.

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = 193.16 \text{ kNm}$$

M_u (kNm)	μ	A	Z(cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	St (cm)
256.89	0.1106	0.1468	38.12	19.36	8T20	25.10	12

Tableau VI.11 Ferrailage du débord

➤ **Armature de répartition**

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow 6.27 \text{ cm}^2.$$

On adopte 6T12=6.78cm²

Avec : $S_t=16\text{cm}$.

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS**

$$q_{ser}=171.70\text{kN/ml}$$

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

$$= 193.16 \text{ kNm}$$

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
193.16	25.10	3.090	15	190	240	OK

Tableau VI.12 Vérifications des contraintes du béton et d'acier.

VI.6.1.5.4. Schéma de ferrailage du débord

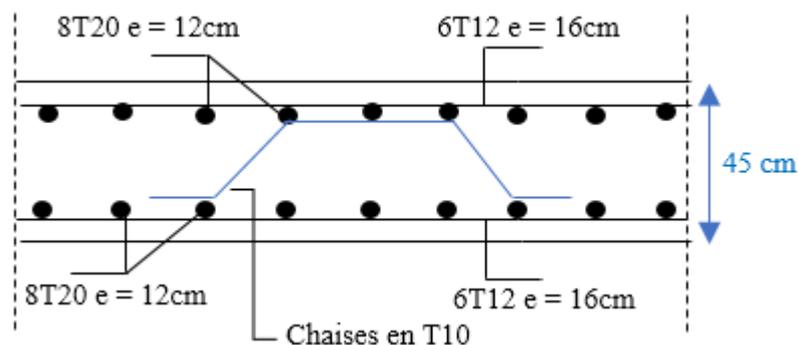


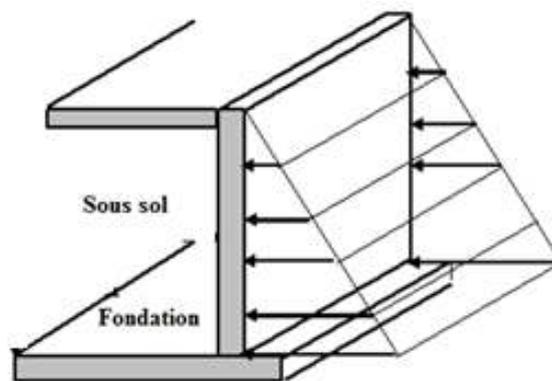
Figure VI.11 Ferrailage de la Dalle du débord.

VI.7. Etude du voile périphérique

VI.7.1. Introduction

Notre structure comporte un voile périphérique de soutènement qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC et les fondations.

**Figure VI.12** Evaluation des charges.

VI.2.2. Pré dimensionnement

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du RPA99 version 2003, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base.
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous : épaisseur $e \geq 20\text{cm}$.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec : $B=20$ cm (Section du voile).

VI.2.3. Évaluation des Charges

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

$L_x=5.80$ m ; $L_y=8.60$ m ; $e=20$ cm.



Figure VI.13 Poussées des terres.

La charge de poussées des terres est donnée par: $Q=A \times \gamma \times h$

Avec :

Q : Contrainte sur une bande de 1m.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma=21$ KN/m³).

h : Hauteur du voile.

A : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\phi = 26^\circ \Rightarrow A = f(\phi) = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) = 0,39$$

$$Q = A \cdot \gamma \cdot H = 0,39 \times 3,40 \times 21 \text{ kN/ml} \Rightarrow Q_u = 1,35 \times 27,85 = 37,60 \text{ kN/ml}$$

Effort dans la Dalle :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,674 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x=0,0720 ; \mu_y=0,395$$

$$M_x = \mu_x Q_u L_x^2 = 91,07 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 35,97 \text{ kNm}$$

- **Moment en travée**

$$M_{tx}=0,85M_x=77.41 \text{ kNm}$$

$$M_{ty}=0,85M_y=30.57\text{kNm}$$

- **Moment sur appuis**

$$\text{Max } \{M_{ax}, M_{ay}\} = 0,5M_x=45.54 \text{ kNm}$$

VI .2.4. Calcul du Ferrailage

B=100cm ; h=20cm ; d=18cm ; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$.

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

	Sens	M_u (KNm)	μ	A_s' (Cm ²)	α	Z (Cm)	A_s^{cal} (Cm ²)	Choix	A_s^{adp} (Cm ²)	Esp (Cm)
Travée	x-x	77.41	0.1686	0	0.2324	16.33	13.62	9T14	2x13.90	10
	y-y	30.57	0.066	0	0.086	17.38	5.05	5T12	2x5,65	20
Appuis	x-x	45.54	0.099	0	0.130	17.06	7.67	5T14	2x7.70	20
	y-y									

Tableau VI.13 Ferrailage du Voile Périphérique

VI.2.5. Condition de Non Fragilité

Pour les dalles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est comptée entre 12 et 30cm ($12 \leq h \leq 30$) (cm).

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0=0,0008$ pour les barres FeE400

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 0,0008 \left(3 - \frac{5.80}{8.60} \right) \frac{100 \times 20}{2} = 1.86 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

En travée :

$$\begin{cases} A_x = 13.90 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,86 \text{ cm}^2 \\ A_y = 5,65 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Sur appuis :

$$\begin{cases} A_x = 7.70 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,79 \text{ cm}^2 \\ A_y = 7.70 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

VI.2.6. Vérification de l'Effort Tranchant

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 92,85 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 72.69 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max(T_x; T_y)}$$

$$\tau_u = \frac{92,85 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,51 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa} \dots \text{Vérifier}$$

VI.2.7. Vérification à l'ELS

a. Evaluation des sollicitations à l'ELS

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,674 > 0,4; \Rightarrow \mu_x = 0.0720 \mu_y = 0,395$$

$$Q_{\text{ser}} = 27.85 \text{ kN/ml}$$

$$M_x = \mu_x Q_{\text{ser}} L_x^2 = 67.45 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 26.64 \text{ kNm}$$

- **Moment en travée :**

$$M_{\text{tx}} = 0,85 M_x = 57.33 \text{ kNm}$$

$M_{ly}=0,85M_y=22.64\text{kNm}$

- **Moment sur appuis :**

$M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x=28.67\text{ kNm}$

b. Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{ MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

	Sens	$M_{ser}(\text{kNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérifier
Travée	x-x	57.33	13.90	4.891	15	229	240	Oui
	y-y	22.64	5,65	1.488	15	223	240	Oui
Appuis	x-x	28.67	7.70	2.088	15	207	240	Oui
	y-y							

Tableau VI.14 Vérification des Contraintes à l'ELS

VI.6.1.5.4. Schéma de ferrailage du voile périphérique

Sens X-X :

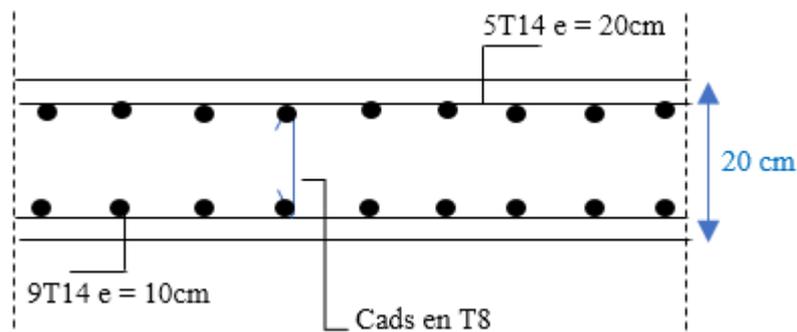


Figure VI.14 Ferrailage du Voile Périphérique sens x

Sens Y-Y :

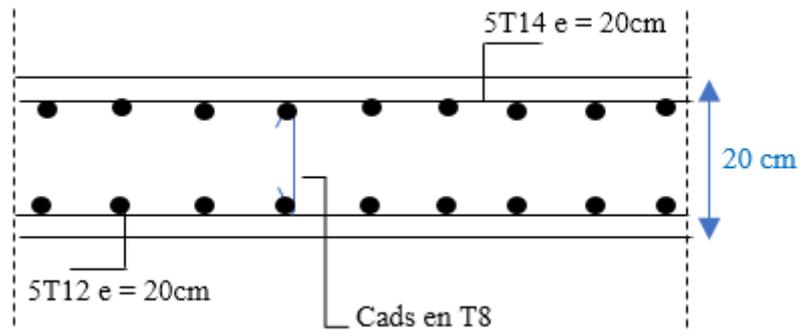


Figure VI.15 Ferrailage du Voile Périphérique sens y

CHAPITRE I

Présentation de l'ouvrage

CHAPITRE II
Prédimensionnement

CHAPITRE III
Calcul des éléments
secondaires

CHAPITRE IV
Etude dynamique en
zone sismique

CHAPITRE V
Calcul des éléments
résistants

CHAPITRE VI

Etude des fondations

*Conclusion
générale*

Annexe

Bibliographie

*Introduction
générale*

Bibliographie

REGLEMENTS

- Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93.
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91/99.
- Document technique réglementaire (DTR B.C.2.2).
- Formulaire de VICTOR DAVIDOVICCI.

LOGICIELS

- Logiciel de SAP2000 Version 14.
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC.
- EXCEL 2016.
- WORD 2016.
- AUTOCAD 2016.

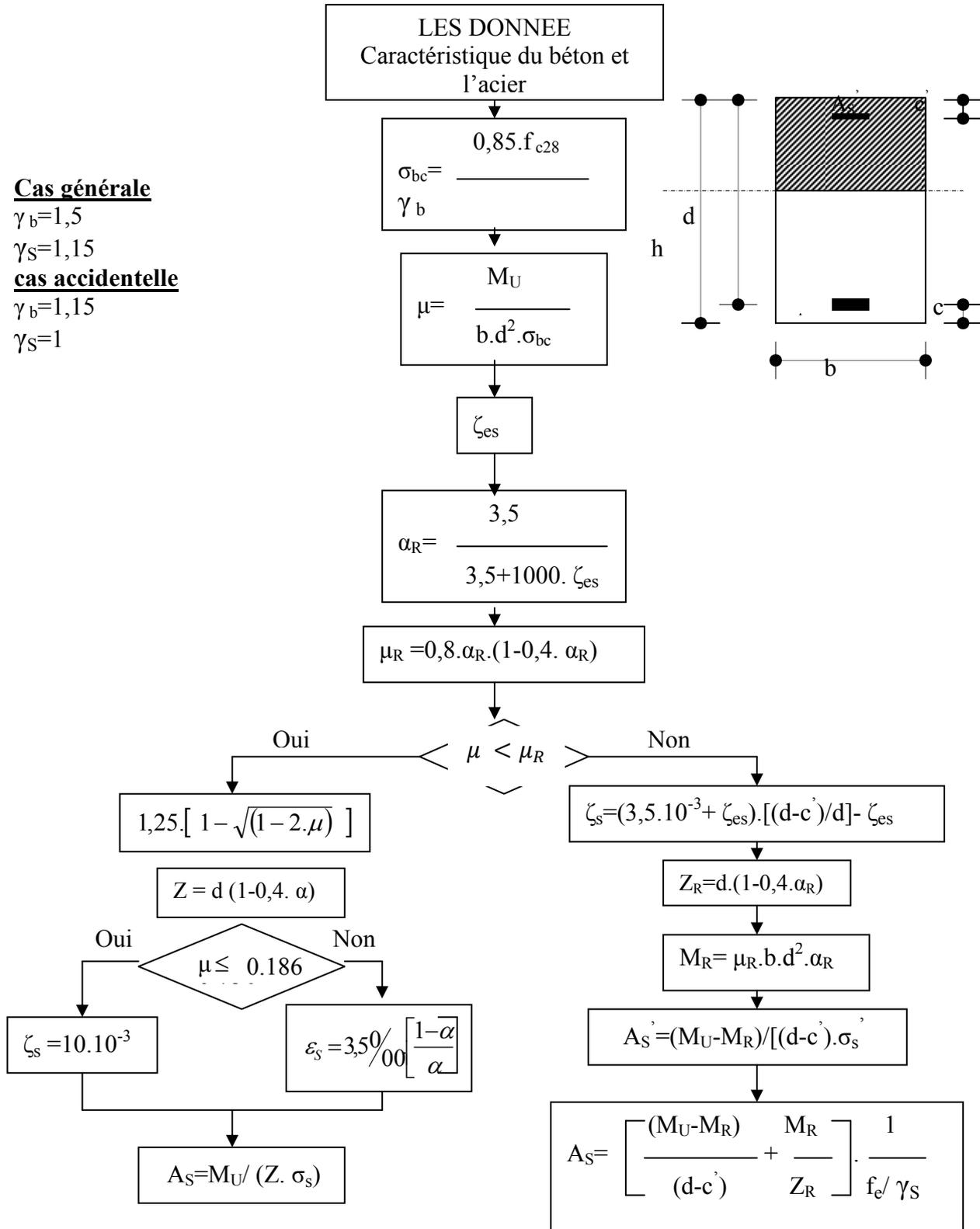
MOTEURS DE RECHERCHE

- Site internet Google.
- Site internet le bon maitre (correcteur d'orthographe et grammaire).
- Dictionnaire numérique français-français (LAROUSSE).

ORGANIGRAMME -1-

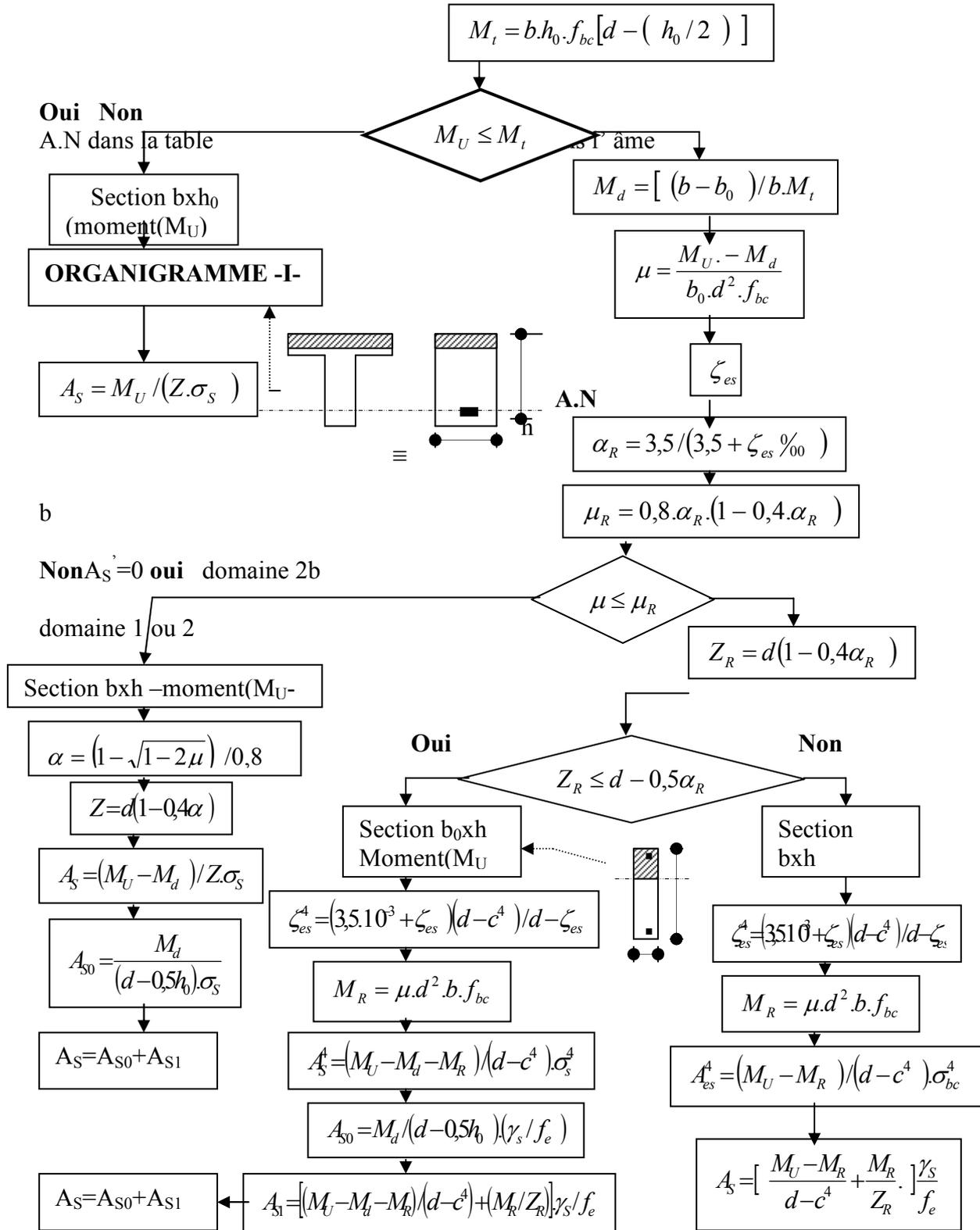
SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

Cas générale
 $\gamma_b = 1,5$
 $\gamma_s = 1,15$
cas accidentelle
 $\gamma_b = 1,15$
 $\gamma_s = 1$



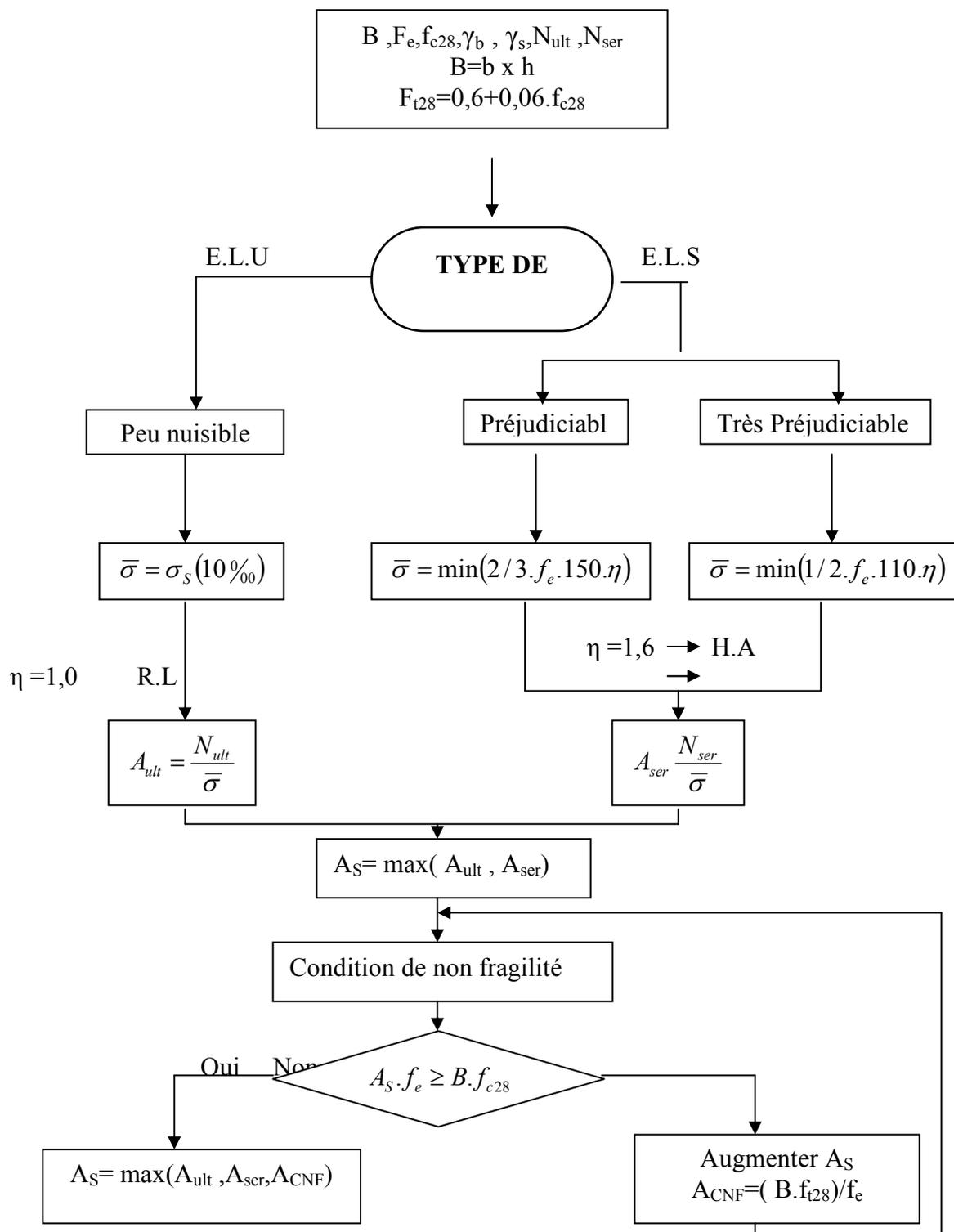
ORGANIGRAMME -2-

CALCUL D'UNE SECTION EN -TE-A L'E.LU EN FLEXION SIMPLE



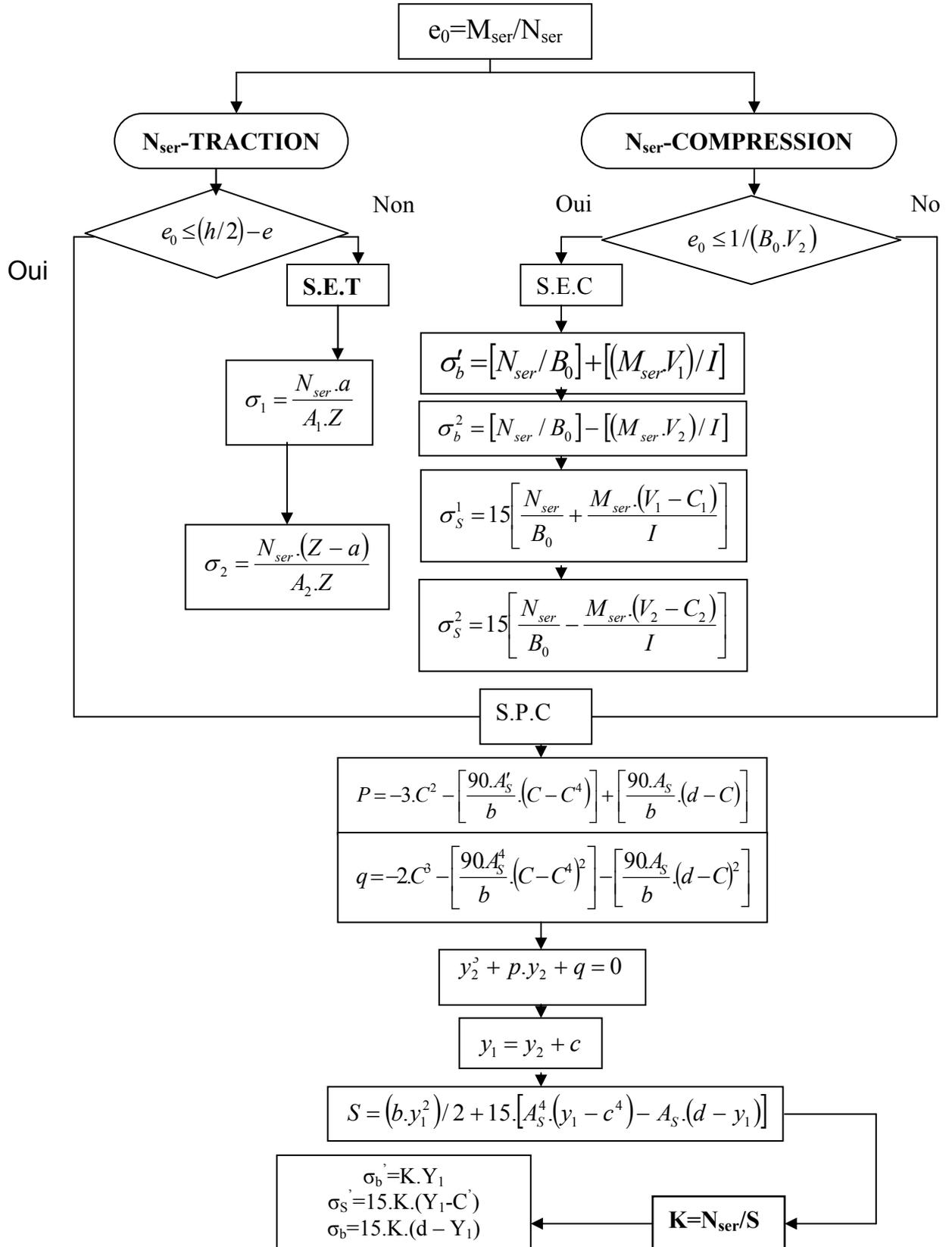
ORGANIGRAMME -3-

TRACTION SIMPLE



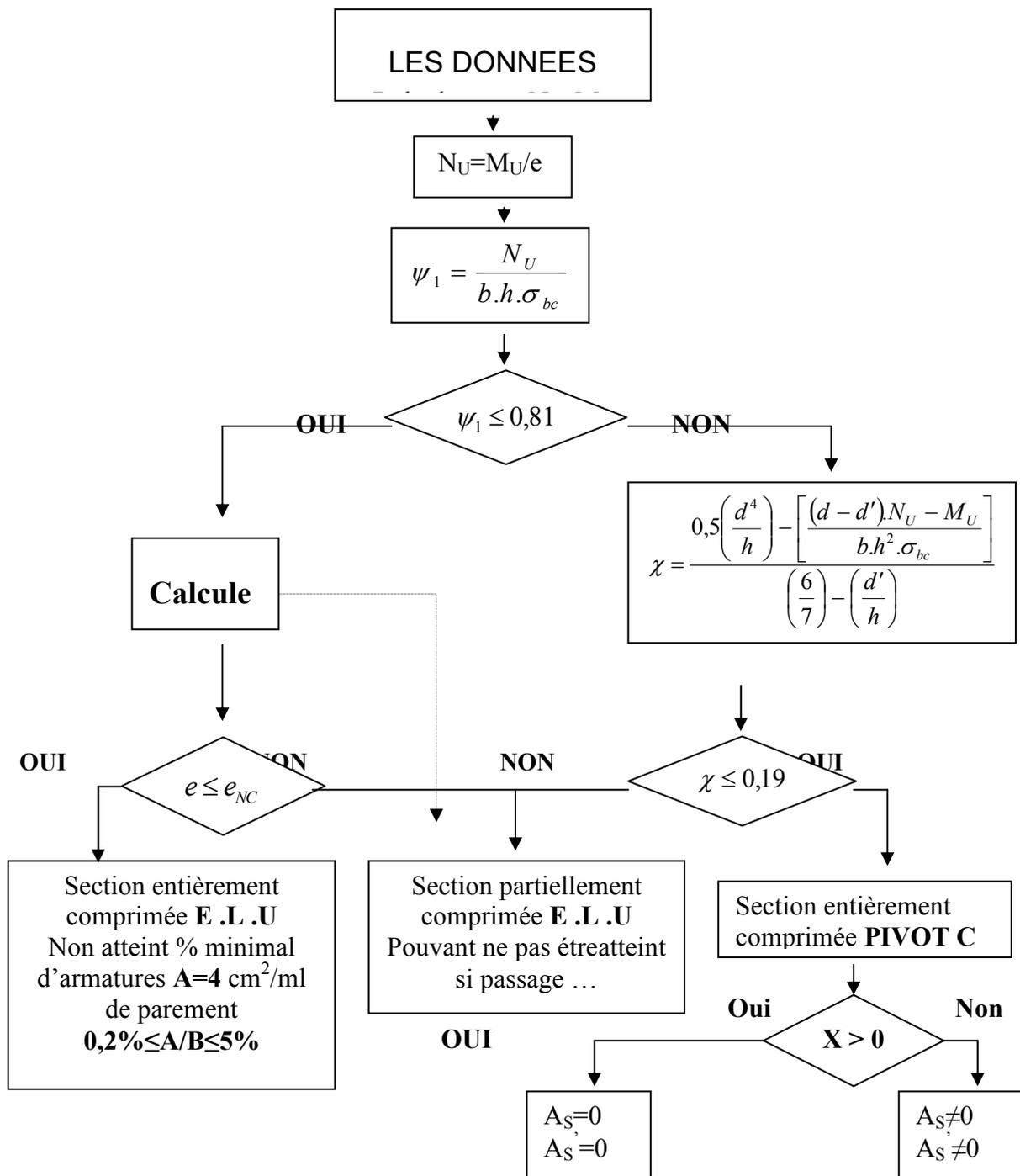
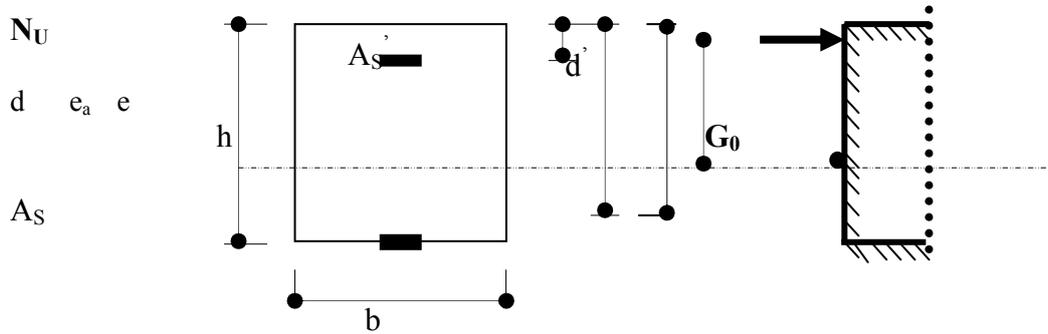
ORGANIGRAMME-4-

FLEXION COMPOSEE A E.L.S



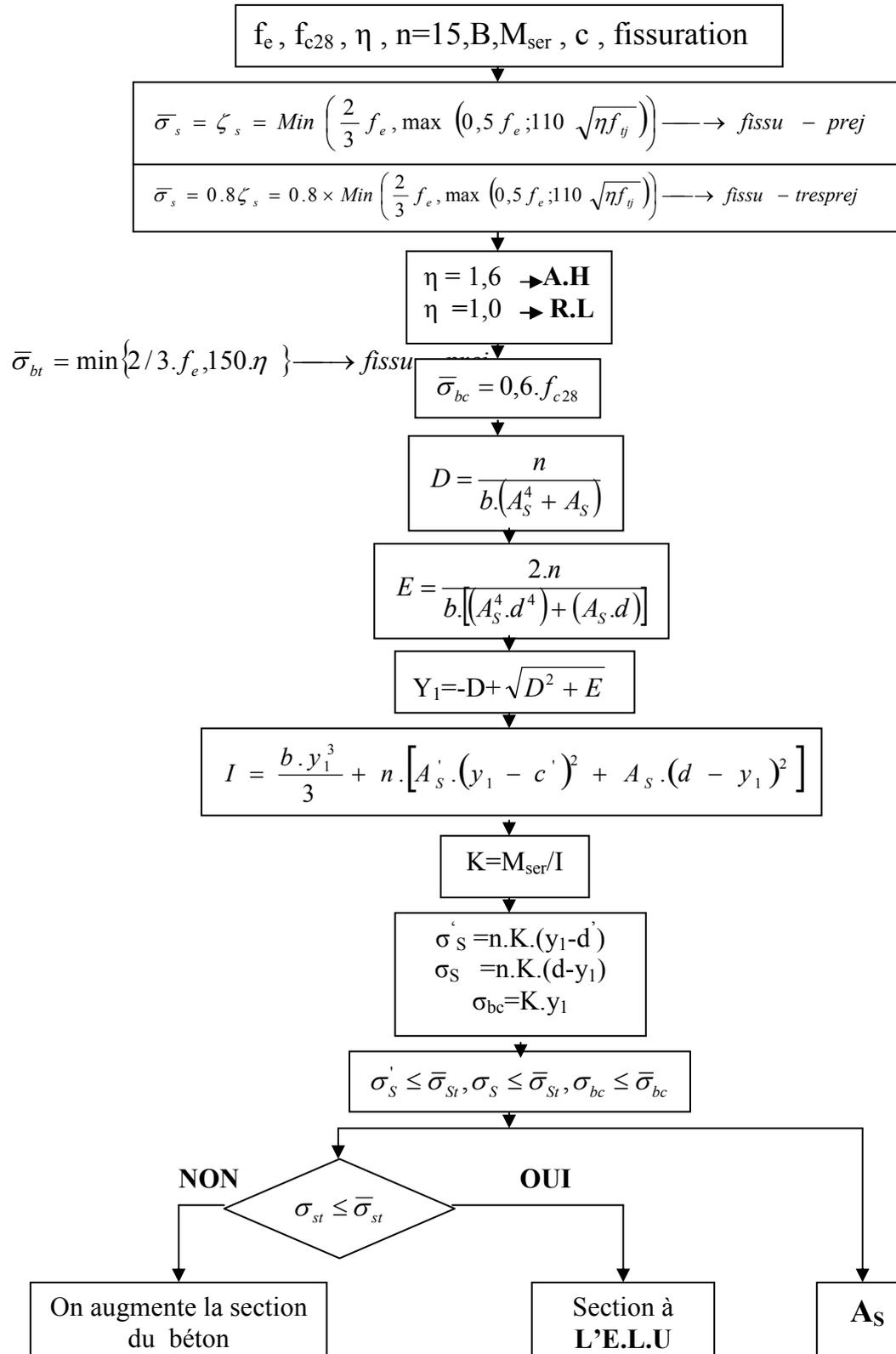
ORGANIGRAMME -5-

CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE



ORGANIGRAMME -6-

VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A -L'E.L.U-



ORGANIGRAMME -7-

CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE A L'EFFORT TRANCHANT

