

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي



UNIVERSITE BLIDA-1-

جامعة-البليدة-1-

FACULTE DETECHNOLOGIE

كلية التكنولوجيا

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

دائرة الهندسة المدنية



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

مذكرة نهاية التخرج

Pour l'Obtention du diplôme

de master 2 en génie civil

Option : STRUCTURES ET MATERIAUX

THÈME

ETUDE DE DEUX BATIMENTS (R+10 et R+7+2S-SOL)
CONTREVENTE PAR DES VOILES ET
AVEC UN JOINT SEISMIQUE
SITUE A BLIDA

Réalisé par :

❖ CHARIF HOUDHAIFA

❖ GATHAL KADOUR

Encadré par :

❖ Promoteur : M^r O. AMELAL

PROMOTION : 2017 - 2018

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier tout d'abord Dieu qui m'a donné la force, le courage et la patience durant cette étude pour enfin arriver à Ce jour-là.

Je remercie MR AMELAL pour son encadrement, ces Nombreux conseils, et surtout sa disponibilité le long de ce travail.

Je remercie les membres du jury qui ont acceptés d'examiner ce travail.

Mes remerciements vont également à tous les enseignants de L'Université SAAD DAHLEB BLIDA, particulièrement les Enseignants du département de Génie civil.

Enfin, j'adresse aussi mes remerciements à tous ceux qui ont contribué à ma formation de près ou de loin, depuis les

Premières lettres de l'alphabet.

Dédicace

Je tiens à dédier ce Projet :

- ✚ *A mes très chère **parents** En témoignage et en gratitude de leurs dévouement, de leur soutien Toutes mes années d'études, leurs sacrifices illimités, leurs réconfort moral Eux qui ont consenti tant d'effort pour mon éducation, mon instruction et Pour me voir atteindre ce but, pour tout cela et pour ce qui ne peut être dit, Mon affection sans limite.*
- ✚ *A ma petite famille (**mes frères** WLID ,ABDOU,MONDHER, **ma sœur** SARAH)*
- ✚ *A tt ma famille et A mon cousin MOHAMED BOUZINA*
- ✚ *A mes chères ami(e)s*
- ✚ *mon binôme KADOUR et sa famille*
- ✚ *A mes meilleure amis :*
HOCIN,AHMED,WALID,SOFIAN,FODIL,
YACINE,KAMEL ,RAHIM,OUSSAMA ET NESSRO

Je tiens à dédier ce Projet :

*A ma très chère Mère Dallila et à mon cher Père Toufik, en témoignage
et en gratitude de leurs dévouement, de leurs soutien permanent durant
Toutes mes années d'études, leurs sacrifices illimités, leurs réconfort moral,
Eux qui ont consenti tant d'effort pour mon éducation, mon instruction et
Pour me voir atteindre ce but, pour tout cela et pour ce qui ne peut être dit,
Mon affection sans limite.*

✚ *A ma chèresœur Nassima et son marie hamza.*

✚ *A mes frères : Sidali, Rafik*

✚ *A mes chère ami(e)s.*

✚ *A la famille Benrali et Meziani.*

✚ *mon binôme Houssine et sa famille.*

✚ *mes meilleure amies de la promotion 2018.*

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بنايتين ذات طابع سكني وتجاري تتألفين من طابق ارضي+ 10 طوابق + طابقين سفليين بالنسبة للبنية الاولى، والثانية تتألف من طابق ارضي+ 7 طوابق + طابقين سفليين يتم انجازها بولاية البلدية المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم III حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل(RPA99 (version2003)

إن استقرار البنية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمون بواسطة العارضات، الأعمدة والجدران خرسانية مسلحة. دراسة وتحليل البنية تمت باستعمال برنامج (ETABS 2016).

تحديد الأبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة للبنية صمم طبق المعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر (RPA 99 version 2003, BAEL91 modifie 99)

تسليح العناصر المقاومة (الأعمدة والعارضات) تم بواسطة SOCOTEC, أما الجدران الخرسانية المسلحة تم يدويا.

نظام البنية التحتية لهذا المبنى هو عبارة عن لبشة (أرضية أساس)

Résumé

Le but de ce projet est la calcul d'une structure à usage d'habitation et commercial de R+12 étages+ deux sous-sol (bloc01) et de R+7 étages + deux sous-sol (bloc02) qui sera implantée dans la wilaya de Blida, classée 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.

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (ETABS 2016).

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir (BAEL91 modifié 99, RPA99 version 2003).

Le ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres) a été mené par le logiciel de ferrailage SOCOTEC, alors que celui des voiles et a été fait manuellement.

La fondation du bâtiment est composée d'un radier nervuré.

Abstract

The aim of this study is to design a structure for residential and commercial use of (R+12 floors + two underground) and (R+7 floors + two underground) which will be located inBlida, classified in zone III according to the Algerian seismic code (RPA 99 version 2003).

The stability of the structure is ensured by the beams, the columns and the walls. The study and the analysis of this project had been established by the software (ETABS).

The calculation of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in strengths to knowing (BAEL91 modified 99, RPA99 version 2003).

Reinforcement of structural elements (columns, beams) was done by the software SOCOTEC, while the shell element was done manually.

The foundation system is consisted by rib raft foundation.

Sommaire

Remerciements

Dédicace

Résumé

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des symboles

Plans

Introduction générale1

Chapitre I : Généralités

I.1 Introduction	3
I.2 Présentation de l'ouvrage.....	3
I.3 Les propriétés des matériaux.....	6
I.4. Hypothèses de calcul aux états limites.....	12

Chapitre II : Pré dimensionnement

II.1 Introduction.....	13
II.2 Pré dimensionnement des planchers.....	13
II.3 Evaluation des charges et surcharges.....	16
II.4 Pré dimensionnement des poutres.....	22
II.5 Les poteaux	26
II.6 Pré dimensionnement des voiles	49

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1 Introduction	51
III.2 Acrotère.....	51
III.3 Etude des planchers.....	58
III.3.1 Introduction.....	58
III.3.2 Plancher à corps creux.....	58
III.3.3 Plancher en dalle pleine.....	77
III.4 Etude des balcons	82
III.5 Escalier.....	86

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique

IV.1 Introduction.....	95
IV.2 Modélisation	95
IV.3 Méthode statique équivalente	96
IV.4 Méthode d'analyse modale spectrale (Résultats de l'analyse sismique).....	99

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

V.1 Introduction.....	118
V.2 Ferrailage des poteaux.....	118
V.3 Ferrailage des poutres.....	138
V.4. Ferrailage des voiles.....	157

Chapitre VI : Etude des fondations

VI.1 Introduction.....	177
VI.2 Fonctions assurée par les fondations	177
VI.3 Classification des fondations.....	177
VI.4 Choix de type de fondation.....	177
VI.5 Calcul des fondations.....	178
VI.6 Radier général	178
VI.7 Voile périphérique.....	202

Conclusion générale.....	208
---------------------------------	------------

Références

Annexe 1

Annexe 2

Liste des tableaux

Chapitre I

Tableau I.1 : Type et nuance des aciers	10
--	-----------

Chapitre II

Tableau II.1 : Charge permanente du plancher terrasse à corps creux.	16
Tableau II.2 : Charge permanente du plancher courant à corps creux 16+5	17
Tableau II.3 : Charge permanente du plancher courant à dalle pleine.	18
Tableau II.4 : charge permanente du balcon à dalle pleine.	18
Tableau II.5 : Charge permanente du plancher terrasse à dalle pleine	18
Tableau II.6 : Charge permanente du plancher s-sol à dalle pleine	19
Tableau II.7 : Charge permanente d'un mur extérieur.	20
Tableau II.8 : charge permanente d'un mur intérieur.	20
Tableau II.9 : Charge d'exploitation	22
Tableau II.10 : Dégression des surcharges (bloc R+10)	33
Tableau II.11 : Dégression des surcharges pour balcon de (bloc R+10)	33
Tableau II.12 : Dégression des surcharges (bloc R+7)	34
Tableau II.13 : Dégression des surcharges pour balcon de bloc (R+7)	34
Tableau II.14 : Calcul des charges du poteau central (bloc R+10).	35
Tableau II.15 : Choix final du Poteau central (blocR+10)	36
Tableau II.16 : Calcul des charges du poteau central (bloc R+7).	37
Tableau II.17 : Choix final du poteau central (bloc R+7)	38
Tableau II.18 : calcule des charges du poteau d'angle bloc R+10	39
Tableau II.19 : choix final du poteau d'angles (bloc R+10)	40
Tableau II.20 : calcule des charges du poteau d'angle (bloc R+7)	41
Tableau II.21 : choix final du poteau d'angles (bloc R+7)	42
Tableau II.22 : calcule des charges du Poteau de rive (blocR+10)	43
Tableau II.23 : choix final du poteau de rive (bloc R+10)	44
Tableau II.24 : calcule des charges du poteau de rive (bloc R+7)	45
Tableau II.25 : choix final du poteau de rive (bloc R+7)	46
Tableau II.26 : choix final des poteaux pour (bloc R+10)	47
Tableau II.27 : choix final des poteaux pour (bloc R+7)	48

Chapitre III

Tableau III.1 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles	60
Tableau III.2 : Calcul des efforts internes (M, T)	62
Tableau III.3 : calcule des moments et efforts tranchant à l'ELU	64
Tableau III.4 : calcule des moments et efforts tranchant à l'ELS.	65
Tableau III.5 : calcule des moments et efforts tranchant à l'ELU	66
Tableau III.6 : calcule des moments et efforts tranchant à l'ELS.	67
Tableau III.7 Vérification de la contrainte de béton.	71
Tableau III.8 : Calcul de la flèche	73
Tableau III.9 : Ferrailage de la dalle pleine rectangulaire	77
Tableau III.10 : Vérification des contraintes à l'ELS	79
Tableau III.11 : Vérification de la flèche de la dalle	80
Tableau III.12 : Les combinaisons des charges.	81
Tableau III.13 : Ferrailage du balcon.	82
Tableau III.14 : Vérification des contraintes.	84
Tableau III.15 : Evaluation des charges sur les escaliers.	88
Tableau III.16 : Calcul des sollicitations	89
Tableau III.17 : Calcul des efforts internes (M)	90
Tableau III.18 : Ferrailage de l'escalier.	90
Tableau III.19 : Vérification des contraintes du béton.	92
Tableau III.20 : Vérification de la flèche de l'escalier	93

Chapitre IV

Tableau IV.1 : Facteur de la qualité	98
Tableau IV.2 : Participation massique du modèle initial (bloc R+10)	102
Tableau IV.3 : Vérification des déplacements inter étages du 1 ^{er} modèle (bloc R+10)	103
Tableau IV.4 : Participation massique du modèle initial (bloc R+7)	103
Tableau IV.5 : Vérification des déplacements inter étages du 1 ^{er} modèle (bloc R+7)	104
Tableau IV.6 : Participation massique du 2 ^{ème} modèle (bloc R+10)	106
Tableau IV.7 : Vérification des déplacements inter étages du 2 ^{ème} modèle (bloc R+10)	107
Tableau IV.8 : Vérification l'effort normal réduit pour les poteaux. (bloc R+10)	107
Tableau IV.9 : Participation massique du 2 ^{ème} modèle (bloc R+7)	108
Tableau IV.10 : Vérification des déplacements inter étages du 2 ^{ème} modèle (bloc R+7)	109
Tableau IV.11 : Vérification l'effort normal réduit pour les poteaux. (bloc R+7)	109

Tableau IV.12 : Participation massique du 3 ^{ème} modèle (bloc R+10)	111
Tableau IV.13 : Vérification des déplacements inter étages du 3 ^{ème} modèle (bloc R+10)	113
Tableau IV.14 : Vérification l'effort normal réduit pour les poteaux (bloc R+10).	113
Tableau IV.15 : Participation massique du 3 ^{ème} modèle (bloc R+7)	114
Tableau IV.16 : Vérification des déplacements inter étages du 3 ^{ème} modèle (bloc R+7)	116
Tableau IV.17 : Vérification l'effort normal réduit pour les poteaux. (bloc R+7)	116
Tableau IV.18 : Vérification de l'effort tranchant (bloc R+10)	117
Tableau IV.19 : Vérification de l'effort tranchant (bloc R+7)	117

Chapitre V

Tableau V.1 : Caractéristiques du béton et de l'acier	118
Tableau V.2 : Ferrailages des poteaux (bloc R+7) situation durable (N^{\max} , M^{corr})	120
Tableau V.3 : Ferrailages des poteaux (bloc R+7) situation durable (M^{\max} , N^{corr})	120
Tableau V.4 : Ferrailages des poteaux (bloc R+7) situation durable (N^{\min} , M^{corr})	120
Tableau V.5 : Ferrailages des poteaux (bloc R+7) situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr})	121
Tableau V.6 : Ferrailages des poteaux (bloc R+7) situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr})	121
Tableau V.7 : Ferrailages des poteaux (bloc R+7) situation accidentelle (N^{\min} ; M^{corr})	121
Tableau V.8 : Ferrailages des poteaux (bloc R+7) situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr})	122
Tableau V.9 : Ferrailages des poteaux (bloc R+7) situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr})	122
Tableau V.10 : Ferrailages des poteaux (bloc R+7) situation accidentelle (N^{\min} , M^{corr})	122
Tableau V.11 : Ferrailages des poteaux (bloc R+10) situation durable (N^{\max} , M^{corr}).	123
Tableau V.12 : Ferrailages des poteaux (bloc R+10) situation durable (M^{\max} , N^{corr})	123
Tableau V.13 : Ferrailages des poteaux (bloc R+10) situation durable (N^{\min} , M^{corr})	123
Tableau V.14 : Ferrailages des poteaux (bloc R+10) situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).	124
Tableau V.15 : Ferrailages des poteaux (bloc R+10) situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr})	124
Tableau V.16 : Ferrailages des poteaux (bloc R+10) situation accidentelle (N^{\min} , M^{corr})	124
Tableau V.17 : Ferrailages des poteaux (bloc R+10) situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).	125
Tableau V.18 : Ferrailages des poteaux (bloc R+10) situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr}).	125
Tableau V.19 : Ferrailages des poteaux (bloc R+10) situation accidentelle (N^{\min} , M^{corr}).	125
Tableau V.20 : Choix des armatures des poteaux (bloc R+7)	126
Tableau V.21 : Choix des armatures des poteaux (bloc R+10)	126
Tableau V.22 : Vérifications des contraintes pour les poteaux (bloc R+7)	127
Tableau V.23 : Vérification des contraintes pour les poteaux (bloc R+7)	127
Tableau V.24 : Vérifications des contraintes pour les poteaux (bloc R+10).	127

Tableau V.25: Vérification des contraintes pour les poteaux(blocR+10)	128
Tableau V.26 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux (bloc R+7)	129
Tableau V.27 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux (blocR+10)	129
Tableau V.28 : Espacement maximales selon RPA99 des poteaux (bloc R+7)	131
Tableau V.29 : Espacement maximales selon RPA99 des poteaux (bloc R+10).	131
Tableau V.30 : Choix des armatures transversales pour les poteaux (bloc R+7)	132
Tableau V.31 : Choix des armatures transversales pour les poteaux. (bloc R+10)	132
Tableau V.32 : Ferrailage des poutres porteuses 40x60 (situation durable) (bloc R+7)	138
Tableau V.33 : Ferrailage des poutres porteuses 40x60 (situation accidentelle) (bloc R+7)	139
Tableau V.34 : Ferrailage des poutres porteuses 40x60 (situation accidentelle) (bloc R+7)	139
Tableau V.35 : Ferrailage des poutres porteuses 35x50 (situation durable) (bloc R+7)	139
Tableau V.36 : Ferrailage des poutres porteuses 35x50 (situation accidentelle) (bloc R+7)	140
Tableau V.37 : Ferrailage des poutres porteuses 35x50 (situation accidentelle) (bloc R+7)	140
Tableau V.38 : Ferrailage des poutres porteuses 35x50 (situation durable) (bloc R+7)	140
Tableau V.39 : Ferrailage des poutres non porteuses 35x50 (situation accidentelle) (blocR+7)	141
Tableau V.40 : Ferrailage des poutres porteuses 35x50 (situation accidentelle) (bloc R+7)	141
Tableau V.41 : Ferrailage des poutres porteuses 40x60 (situation durable) (blocR+10)	141
Tableau V.42 : Ferrailage des poutres porteuses 40x60 (situation accidentelle) (blocR+10)	142
Tableau V.43 : Ferrailage des poutres porteuses 40x60 (situation accidentelle) (blocR+10)	142
Tableau V.44 : Ferrailage des poutres porteuses 35x50 (situation durable) (blocR+10)	142
Tableau V.45: Ferrailage des poutres porteuses 35x50 (situation accidentelle) (blocR+10)	143
Tableau V.46: Ferrailage des poutres porteuses 35x50 (situation accidentelle) (blocR+10)	143
Tableau V.47 : Ferrailage des poutres porteuses 35x50 (situation durable) (blocR+10)	143
Tableau V.48 : Ferrailage des poutres non porteuses 35x50 (situation accidentelle) (blocR+10)	144
Tableau V.49: Ferrailage des poutres porteuses 35x50 (situation accidentelle) (blocR+10)	144
Tableau V.50 : Choix des armatures pour les poutres porteuses40x60(bloc R+7)	145
Tableau V.51 : Choix des armatures pour les poutres porteuses35x50(bloc R+7)	145
Tableau V.52 : Choix des armatures pour les poutres non porteuses35x50(bloc R+7)	145
Tableau V.53: Choix des armatures pour les poutres porteuses40x60(blocR+10)	146
Tableau V.54 : Choix des armatures pour les poutres porteuses35x50(blocR+10)	146
Tableau V.55: Choix des armatures pour les poutres non porteuses35x50(blocR+10)	146
Tableau V.56 : Vérification de la condition de non fragilité	147
Tableau V.57 : Vérification des poutres porteuse 40x60 à l'ELS (bloc R+7)	147

Tableau V.58 : Vérification des poutres porteuse 30x45 à l'ELS (bloc R+7)	148
Tableau V.59: Vérification des poutres non porteuse 35x50 à l'ELS (bloc R+7)	148
Tableau V.60: Vérification des poutres porteuse 40x60 à l'ELS(blocR+10)	148
Tableau V.61 : Vérification des poutres porteuse 30x45 à l'ELS(blocR+10)	149
Tableau V.62: Vérification des poutres non porteuse 35x50 à l'ELS(blocR+10)	149
Tableau V.63 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens porteur 40x60(bloc	150
Tableau V.64 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens porteur 35x50(bloc	150
Tableau V.65 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens porteur 35x50(bloc	150
Tableau V.66 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens porteur	151
Tableau V.67: Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens porteur 35x50(blocR+10)	151
Tableau V.68: Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens porteur	151
Tableau V.69 : Calcul des armatures transversales (bloc R+7)	152
Tableau V.70 : Calcul des armatures transversales(blocR+10)	152
Tableau V.71: Tableau récapitulatif du calcul de la flèche (bloc R+7)	155
Tableau V.72 : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche(blocR+10)	156
Tableau V.73 : Valeurs de ($l_f/1$)	160
Tableau V.74: Calcul de σ_{ulim}	161
Tableau V.75: Aciers verticaux et horizontaux	162
Tableau V.76: Aciers transversaux	163
Tableau V.77 : Aciers supplémentaires	165
Tableau V.78: Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple (V1)	167
Tableau V.79: Calcul des armatures du voile (V2, V3, V6) (bloc R+7)	168
Tableau V.80: Calcul des armatures du voile (V2, V3, V6) (bloc R+7)	169
Tableau V.81 calcul des armatures du voile(V1) (bloc R+7)	170
Tableau V.82: Calcul des aciers horizontaux des voiles (bloc R+7)	171
Tableau V.83: Calcul des aciers de couture des voiles (bloc R+7)	171
Tableau V.84: Calcul des armatures du voile (V5, V6, V7, V8) (blocR+10)	172
Tableau V.85: Calcul des armatures du voile (V2, V3) (blocR+10)	173
Tableau V.86 : Calcul des armatures du voile (V4) (blocR+10)	173
Tableau V.87 : Calcul des armatures du voile (V1) (blocR+10)	174
Tableau V.88: Calcul des aciers de couture des voiles(blocR+10)	175
Tableau V.89: Calcul des aciers horizontaux des voiles(blocR+10)	175

Chapitre VI

Tableau VI.1: Contraintes sous le radier à l'ELU (bloc R+7)	185
Tableau VI.2 : Contraintes sous le radier à l'ELS (bloc R+7)	185
Tableau VI.3: Contraintes sous le radier à l'ELU (bloc R+10)	186
Tableau VI.4 : Contraintes sous le radier à l'ELS (bloc R+10)	186
Tableau VI.5 : Ferrailage des panneaux du radier (bloc R+7)	189
Tableau VI.6: Vérification des contraintes. (bloc R+7)	190
Tableau VI.7 : Vérification des contraintes (correction) (bloc R+7)	190
Tableau VI.8: Ferrailage des panneaux du radier (bloc R+10)	191
Tableau VI.9 : Vérification des contraintes. (bloc R+10)	192
Tableau VI.10 : Vérification des contraintes (correction) (bloc R+10)	193
Tableau VI.11: Ferrailage des nervures (sens porteur) (blocR+7)	194
Tableau VI.12 : Ferrailage des nervures (sens non porteur) (blocR+7)	194
Tableau VI.13 : Vérification de la condition de non fragilité. (bloc R+7)	194
Tableau VI.14 : Vérification des contraintes à l'ELS. (bloc R+7)	195
Tableau VI.15 : Vérification des contraintes à l'ELS (bloc R+7)	195
Tableau VI.16: choix des armatures transversales (bloc R+7)	196
Tableau VI.17: Ferrailage des nervures (sens porteur) (bloc R+10)	197
Tableau VI.18 : Ferrailage des nervures (sens non porteur) (blocR+10)	197
Tableau VI.19 Vérification de la condition de non fragilité. (blocR+10)	197
Tableau VI.20 : Vérification des contraintes à l'ELS (bloc R+10)	197
Tableau VI.21 : Vérification des contraintes à l'ELS(blocR+10)	198
Tableau VI.22: choix des armatures transversales(blocR+10)	198
Tableau VI.23 : Vérifications des contraintes du béton et d'acier(blocR+7).	201
Tableau VI.24 : Vérifications des contraintes du béton et d'acier(blocR+10)	201
Tableau VI.25 : Ferrailage du voile périphérique.	205
Tableau VI.26: Vérifications des contraintes.	207

Liste des figures

Chapitre I

Figure I.1 : Vue en élévation	4
Figure I.2 : Plan de masse	4
Figure I.3 : Essai Brésilien	7
Figure I.4 : Traction par flexion	7
Figure I.5 : Diagramme contraintes – déformations à l'ELU	9
Figure I.6 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS.	10
Figure I.7 : Diagramme contrainte – déformations de l'acier à l'E.L.U.	12

Chapitre II

Figure II.1 : Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux.	16
Figure II.2 : Coupe verticale du plancher courant à corps creux.	17
Figure II.3 : Coupe verticale du plancher courant à dalle pleine.	17
Figure II.4 : Constituants d'un mur extérieur.	19
Figure II.5 : Constituants d'un mur intérieur.	20
Figure II.6 : Dimensions de l'acrotère.	21
Figure II.7 : Section réduite du poteau	28
Figure II.8 : Hauteur libre d'étage.	28
Figure II.9 : vue en plan (types de poteaux)	30

Chapitre III

Figure III.1. : Acrotère	51
Figure III.2 : sollicitations de l'acrotère	52
Figure III.3 : Diagramme des efforts (N, T, M) (N, T, M).	53
Figure III.4 : ferrailage de l'acrotère	53
Figure III.5 : Disposition des armatures de l'acrotère	57
Figure III.6 : corps creux	58
Figure III.7 : coupe du plancher à corps creux	58
Figure III.8 : Schéma de poutrelle	59
Figure III.9 : Schéma de ferrailage des poutrelles.	75
Figure III.10 : Ferrailage de la dalle de compression	76
Figure III.11 : Dimensions d'une dalle pleine rectangulaire.	77
Figure III.12 : Ferrailage de la dalle pleine rectangulaire.	81

Figure III.13 : Schéma statistique du balcon	82
Figure III.14 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU	83
Figure III.15 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU	83
Figure III.16 : Schéma de ferrailage des balcons.	85
Figure III.17 : Schéma d'escalier type I.	86
Figure.III.18 : Schéma statique de l'escalier	87
Figure III.19 : schéma statique de l'escalier	89
Figure III.20 : La charge équivalente	90
Figure .III.21 : Ferrailage de l'Escalier Type 1.	94

Chapitre IV

Figure IV.1 : Vue en 3D de la structure (blocR+10) sur ETABS2016	95
Figure IV.2 : Vue en 3D de la structure (blocR+7) sur ETABS2016	96
Figure IV.3 : Spectre de réponse.	99
Figure IV.4 : Vue en plan de la structure (bloc01) model initial	101
Figure IV.5 : Vue en plan de la structure (bloc02) model initial	101
Figure IV.6 : Vue en plan de la structure (blocR+10) 2 ^{em} modèle	105
Figure IV.7 : Vue en plan de la structure (blocR+7) 2 ^{em} modèle	105
Figure IV.8 : Vue en plan de la structure (blocR+10) 3 ^{em} modèle	110
Figure IV.9 : Vue en plan de la structure (blocR+7) 3 ^{em} model	110

Chapitre V

Figure V.1 : Schéma de Ferrailage des poteaux. (Bloc R+7)	136
Figure V.2 : Schéma de Ferrailage des poteaux. (BlocR+10)	137
Figure V.3 : Arrêt des barres	154
Figure V.4 : Poutre porteuse 40x60	156
Figure V.5 : Poutre porteuse 35x50	156
Figure V.6 : Poutre non porteuse 35x50	156
Figure V.7 : Disposition des voiles dans la structure (bloc R+10)	157
Figure V.8 : Disposition des voiles dans la structure (bloc R+7)	158
Figure V.9 : Section rectangulaire, soumise à la flexion composée	158
Figure V.10 : Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage	159
Figure V.11 : Définition de l'élément mur	160
Figure V.12 : Mur encastré	160
Figure V.13 : Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.	164

Figure V14 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.	165
Figure V.15 : Détail de ferrailage voile 1 au niveau RDC- 1 ^{er} étage (bloc R+7)	176

Chapitre VI

FigureVI.1 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux	178
Figure VI.2 : Contraintes sous le radier	184
FigureVI.3 : Panneau de la dalle du radier (bloc R+7)	188
FigureVI.4 : Panneau de la dalle du radier (bloc R+10)	188
Figure VI.5 : Schéma de ferrailage du radier.	193
Figure VI.6: Schéma de ferrailage des nervures (sens porteur) (blocR+7)	199
Figure VI.7: Schéma de ferrailage des nervures (sens non porteur) (bloccr+7)	199
Figure VI.8 : Schéma de ferrailage des nervures (sens porteur) (blocR+10)	199
Figure VI.9: Schéma de ferrailage des nervures (sens non porteur) (blocR+0)	200
Figure VI.10: Schéma statique du débord.	200
Figure VI.11: Diagramme des Moments.	200
Figure VI.12 : Ferrailage du débord (pour les deux bloc)	202
Figure VI.13 : Evaluation des charges	202
Figure VI.14 : Poussées des terres.	203
Figure VI.15 : Ferrailage du Voile Périphérique	207

Liste 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.
- Q_{adm} : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- PC : Pression de consolidation.
- 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 : Etat limite ultime.
- E.L.S : Etat 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 : Période.
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement.
- 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.
- 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.
- 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.

- δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- Y : Position de l'axe neutre.
- A_g : Section transversale brute du voile ou trumeau.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène
- δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion).
- A_{cv} : section brute du béton par mètre linéaire limité par l'épaisseur de l'âme.
- Φ : Coefficient de sécurité.
- α_c : coefficient dependant de l'élancement du mur.
- ρ_v : Pourcentage des armatures verticales dans lame du mur.
- ρ_h : Pourcentage des armatures horizontales dans lame du mur.
- ρ_n : Pourcentage nominale des armatures dans lame du mur.
- h_w : Hauteur totale du voile.
- l_w : Longueur du mur en plan.
- δ_u : déplacement du voile au sommet.
- I_g : Moment d'inertie du voile.

INTRODUCTION GENERALE

La révolution industrielle a entraîné une forte urbanisation des villes. L'une des conséquences immédiates de ce boom démographique dans les zones urbaines a été le changement dans le style de construction.

En effet, afin de rationaliser l'espace, il fallait abandonner les constructions traditionnelles au profit des bâtiments multiétages. Ce qui permettait de trouver un abri à un plus grand nombre d'habitants sur un plus petit espace. Cela a été possible grâce aux techniques de construction modernes telle la construction en béton armé.

Cependant des séries de réglementation ont été élaborées dans le but de dimensionner convenablement les bâtiments. C'est par exemple le cas du Béton Armé aux États Unies, le BAEL 91 version 2003 actuellement en vigueur.

Dimensionner un bâtiment dans les règles de l'art revient à déterminer pour chaque poutre, chaque poteau, chaque plancher de ce bâtiment, les dimensions de cet élément, les aciers à employer et surtout comment allier ces deux éléments. Ce projet de fin d'étude s'inscrit donc à juste titre dans ce cadre. Les objectifs de cette étude sont avant tout d'assurer la sécurité des usagers de cet immeuble. Ensuite. Il devra entre autres, durer dans le temps et résister aux éventuelles intempéries.

Pour y parvenir, il convient de bien maîtriser les charges permanentes du bâtiment, les charges d'exploitation à prendre en compte, ainsi que leurs combinaisons, sans oublier la nécessité de la conception d'une structure qui pourra transmettre d'une manière optimale au sol, les charges engendrées par le bâtiment. Ce qui permettra sans doute de dimensionner définitivement chaque élément en conformité avec la sécurité imposée et les règlements en vigueur.

Malheureusement ces ouvrages et ces constructions sont toujours endommagés par des risques naturels, tel que les séismes comme cela été en 2003 à Boumerdes.

Pour construire des structures qui permettent une fiabilité vis à vis de ces aléas naturels, il faut suivre les nouvelles techniques de constructions.

La construction parasismique est l'une des techniques qui est incontestablement le moyen le plus sûr de prévention du risque sismique. Elle exige le respect préalable des règles et des normes de la bonne construction, mais basé également sur des principes spécifiques, due à la

nature particulière des charges sismiques. Ces principes et leurs modes d'application sont généralement réunis, avec plus ou moins de détails, dans les règles parasismiques. (Règlement parasismique algérien "**RPA99 version 2003**", l'objectif de ces règlements est d'assurer une protection des vies humaines et des constructions.

Ce mémoire est constitué de six chapitres :

- Le Premier chapitre consiste à la présentation complète de bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre présente le pré dimensionnement des éléments structuraux

(Tel que les poteaux, les poutres et les voiles).

- Le 3ème chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers et les planchers).
- Le 4ème chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de

L'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure

En 3D à l'aide du logiciel de calcul ETABS2016.

- Le 5ème chapitre Le calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du Logiciel etabs2016 est présenté dans le 5ème chapitre.
- Le 6ème chapitre : l'étude et le calcul des fondations.

CHAPITRE I : GENERALITES

1.1 Introduction:

L'objectif de ce chapitre est de présenter les caractéristiques du bâtiment étudié, Telles que: le type de structure, les éléments, la géométrie et les propriétés des matériaux.

1.2 Présentation de l'ouvrage:

Notre projet est un bâtiment multifonctionnelle qui d'un usage administrative, et logements d'habitations. L'ouvrage est implanté dans la wilaya de **Blida commune de blida** selon le règlement parasismique algérien (**RPA99 version2003**) elle est classée comme étant une zone de forte sismicité (**zone III**).

Cet ouvrage est classé comme un ouvrage courant d'importance moyenne, car sa hauteur ne dépasse pas 48m, c'est le « **groupe 2** ». [1]

Caractéristique de l'ouvrage :

L'ouvrage a une forme d'un L et composé de deux blocs:

1 er bloc: R+10 + 2SS

2 em bloc: R+7 +2SS

Ce bâtiment est composée de:

- Parking en deux sous-sols.
- étage d'un usage administrative (RDC pour les deux blocs)
- Habitation en 10 niveaux pour bloc 1
- Habitation en 7 niveaux pour bloc 2

Caractéristiques géométriques:**a. Dimensions en élévation :**

- Hauteur totale pour le 1 er bloc est de : 34.17m (sans acrotère)
- La hauteur total pour le 2 em bloc est de :24.99(sans acrotère)
- Hauteur du rez de chaussée est de : 3,57 m
- Hauteur de l'étage courant est de : 3,06 m
- Hauteur du 1^{er} sous-sol est de : 3,06 m
- Hauteur du 2^{eme} sous-sol est de : 3,06

b. Dimensions en plan:

- Longueur totale (sens longitudinal): $L = 37,20\text{m}$
- Largeur total (sens transversal): $L = 22,6 \text{ m}$

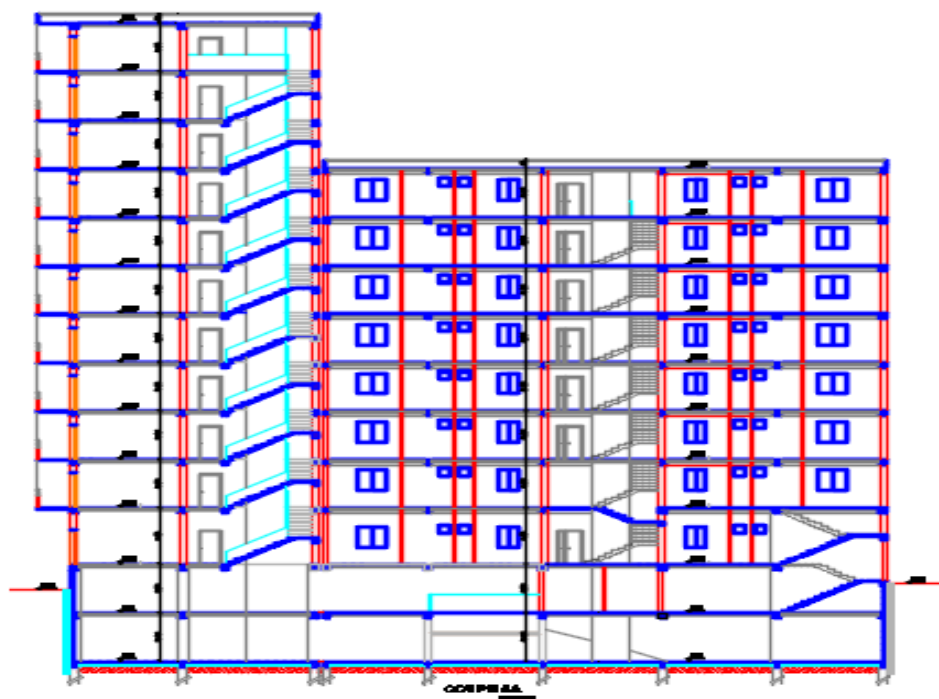


Figure I.1 : Vue en elevation

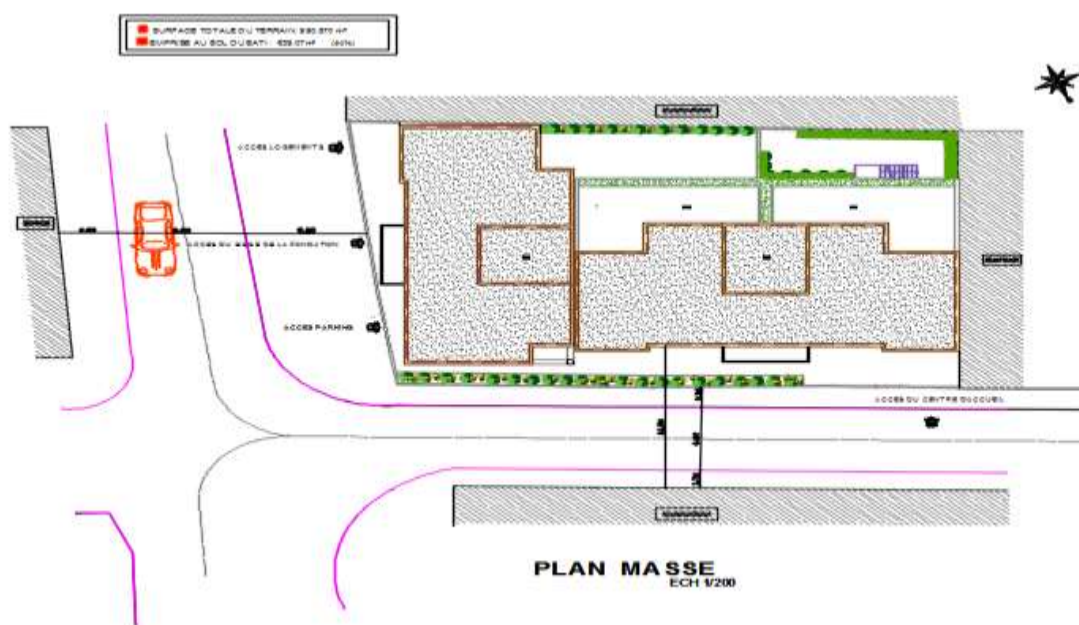


Figure I.2 : Plan de masse

Ossature :

Le bâtiment qui fait l'objet de notre étude est constitué par un système de contreventement mixte, assuré par des portiques et voiles en béton armé.

Les Planchers :

Les planchers sont des éléments plans dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions, Notre tour comporte deux types de planchers:

- Dalle pleine (balcons, plancher de sous-sol, et quelques panneaux de grande portée).
- Dalle corps creu pour tout les autre étages

Escalier :

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre, on a deux type d'escalier dans notre bâtiment:

Escalier avec deux volées et un paliers inter étage.

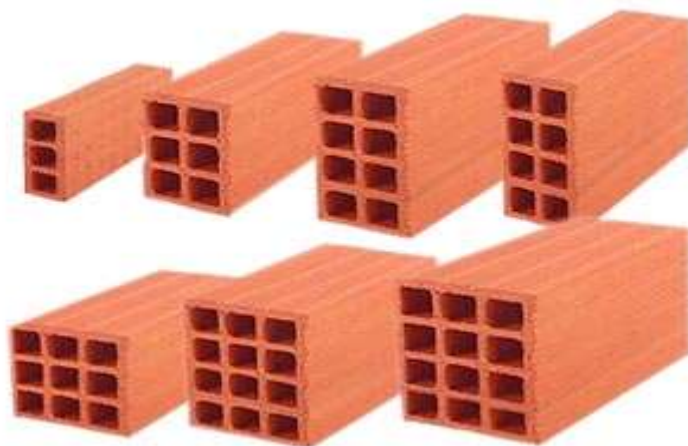
Escalier avec trois volées et deux paliers inter étage.

Ascenseurs :

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages. La structure comporte deux cages d'ascenseur, une dans chaque bloc du sous-sol jusqu'a le dernier étage de bloc

Maçonnerie:

Les murs de notre structure seront exécutés en brique creuse.



• **Murs extérieurs:** ils seront constitués d'une double cloison de 30cm d'épaisseur.

Brique creuse de 15 cm d'épaisseur pour la paroi externe du mur.

Lame d'air de 5 cm d'épaisseur.

Brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour la paroi interne du mur

- **Murs intérieurs:** ils seront constitués par des cloisons de 10 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services et une double cloison de 25 cm (habitation) et 30 cm (commerce) d'épaisseur qui sert à séparer deux logements voisins (une cloison de 10cm d'épaisseur pour la face externe et intern

Terrasse:

On a un seule type de terrasse qui est inaccessible.

Acrotères:

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur de 55 cm et de 10 cm d'épaisseur

Infrastructure:

Elle sera réalisée en béton armé coulée sur place, elle doit constituer un ensemble résistant et rigide capable de remplir les fonctions suivantes:

- a- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- b- Limiter les tassements différentiels.
- c- Transmettre les charges horizontales (charges sismiques) et les charges verticales au sol d'assise de la structure.
- d- La contrainte admissible du sol est de **2.0 bars**.
- e- La profondeur d'ancrage de l'infrastructure est de **4,59 m** (sans fondation).
- f- La catégorie de site **S3**.

I.3 Propriétés des matériaux:

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

Béton**a. Composition :**

On appelle béton, le matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables, de ciment, granulats et eau. Le béton armé est le matériau obtenue on enrobant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts de traction ou à renforcer le béton pour résister aux efforts de compression s'il ne peut pas à lui seul remplir ce rôle.

- **Ciment:** Le CPJ - CEM II/B 42,5
- **Granulats :** Deux types de granulats participent dans la constitution du béton :
 - Sable de dimension ($0 \leq D_s \leq 5$) mm
 - Gravier de dimension ($8 \leq D_g \leq 15$) mm
- **Eau de gâchage:** Elle met en réaction le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton.

b. Résistance du béton [1]:

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

- **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 ($16 \rightarrow 32$) cm² dont la hauteur est double du diamètre et leur section est de 200 cm². Pour les ouvrages courants, on adopte une résistance caractéristique à la compression à 28 jours égale à **25 Mpa**.
- **Résistance à la traction :** La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais, parmi ces essais on peut citer :
 1. Traction directe sur les cylindres précédents.
 2. Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).

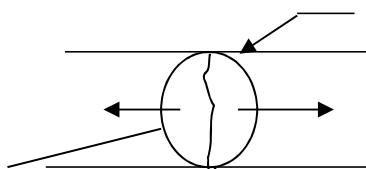


Figure I.3: Essai Brésilien

- **Traction par flexion :** A l'aide d'une éprouvette prismatique de côté « a » et de longueur « 4a » reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion :

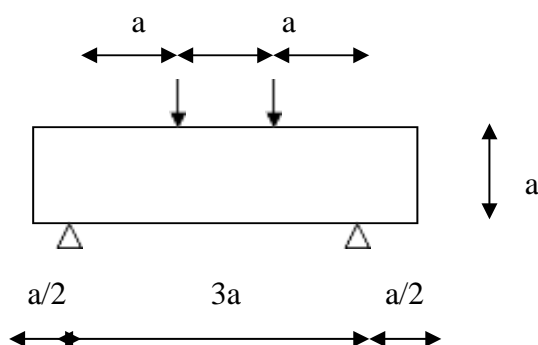


Figure I.4: Traction par flexion

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (\text{MPa}) \quad [2]$$

Pour notre ouvrage, on adopte un dosage de béton avec une résistance caractéristique à la compression $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et à la traction $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

c. Module de déformation longitudinale du béton :

Ce module est connu sous le nom de module de Young ou de module d'élasticité longitudinal; il est défini sous l'action des contraintes normale à courte et à longue durée.

- **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 :

$$E_{ij} = 11\,000 (f_{cj})^{1/3} \quad (\text{MPa}) \quad [2]$$

Pour: $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on trouve: $E_{i28} = 32164,19 \text{ MPa}$.

- **Module de déformation différé**

Il est réservé spécialement pour des charges de durée d'application supérieure à 24 heures, ce module est défini par:

$$E_{vj} = 3700. (f_{cj})^{1/3} \quad (\text{MPa}) \quad [2]$$

Pour: $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on trouve: $E_{v28} = 10818,86 \text{ MPa}$.

d. Coefficient de poisson :

Il représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{allongement relatif transversal de la section}}{\text{raccourcissement relatif longitudinal}}$$

- $\nu = 0,2$ 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).

e. Contraintes limites de calcul:

En se référant au règlement du BAEL 91(modifier 99) , on distingue deux états limites.

1. Etat limite ultime « E.L.U » :

- C'est un état au-delà duquel le bâtiment n'est plus exploitable et dont le déplacement entraîne la ruine de l'ouvrage. La contrainte limite, notée f_{bu} est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec:

γ_b = Coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{Cas de situations durables ou transitoires} \\ 1,15 & \text{Cas de situations accidentelles} \end{cases}$$

f_{c28} = Résistance caractéristique à la compression à 28 jours.

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

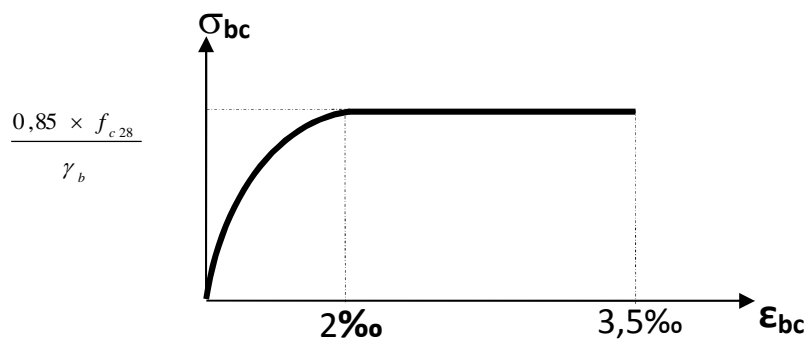


Figure I.5: Diagramme contraintes – déformations à l'ELU

2. Etat limite de service « E. L. S » :

Etat limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue.

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 :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} \quad [\text{MPa}]$$

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

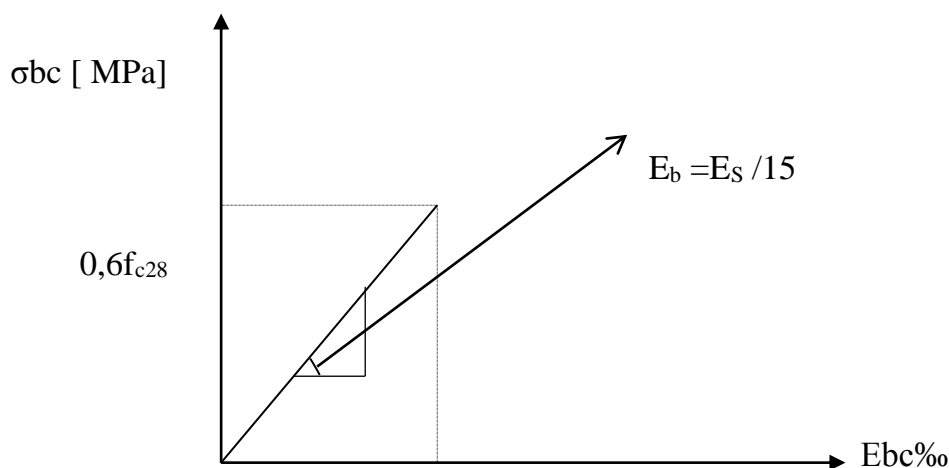


Figure I.6: Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS.

Acier:

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

- Les ronds lisses (R.L) : nuances FeE 22 et FeE 24 pour les armatures transversales.
- Les barres à haute (HA) : nuances FeE 400 et FeE 500 pour les armatures longitudinales.
- Treillis soudés (TS) : TLE52 Ø = 6 mm pour les dalles.

a. Limites élastiques :

Tableau I.1 : Type et nuance des aciers

Type	Nuance	fe (MPa)
Ronds lisses	FeE22	215
	FeE24	235
Haute adhérence	FeE40	400
	FeE50	500

b. Contrainte de calcul [1] :

1. E. L. U:

σ_s = Contrainte de l'acier à l'ELU

La contrainte de calcul, notée σ_s et qui est définie par la relation: $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec:

γ_s : Est le coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Situation durable ou transitoire} \\ 1,0 & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

- Rond lisse $\left\{ \begin{array}{ll} \sigma_s = 204,34 \text{ MPa} & \text{Situation durable ou transitoire} \\ \sigma_s = 235 \text{ MPa} & \text{Situation accidentelle} \end{array} \right.$ ($f_e = 235 \text{ MPa}$)
- Haute adhérence $\left\{ \begin{array}{ll} \sigma_s = 348 \text{ MPa} & \text{Situation durable ou transitoire} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} & \text{Situation accidentelle} \end{array} \right.$ ($f_e = 400 \text{ MPa}$)

2. E. L. S :

La vérification de la contrainte dans les aciers se fait:

- Pour une fissuration peu nuisible: pas de vérification.
- Pour une fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \zeta_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}})\right)$
- Pour une fissuration très préjudiciable: $\sigma_s = 0,8 \zeta_s = 0,8 \times \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}})\right)$

AVEC:

η = coefficient de fissuration tel que:

$$\eta = \begin{cases} 1,0 & \text{Pour les aciers ronds lisses.} \\ 1,6 & \text{Pour les aciers à haute adhérence.} \end{cases}$$

c. Allongement de rupture :

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

d. 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].**

e. Diagramme contraintes – déformations à l'ELU:

σ_s = Contrainte de l'acier.

γ_s = Coefficient de sécurité de l'acier.

ε_s = Allongement relatif de l'acier.

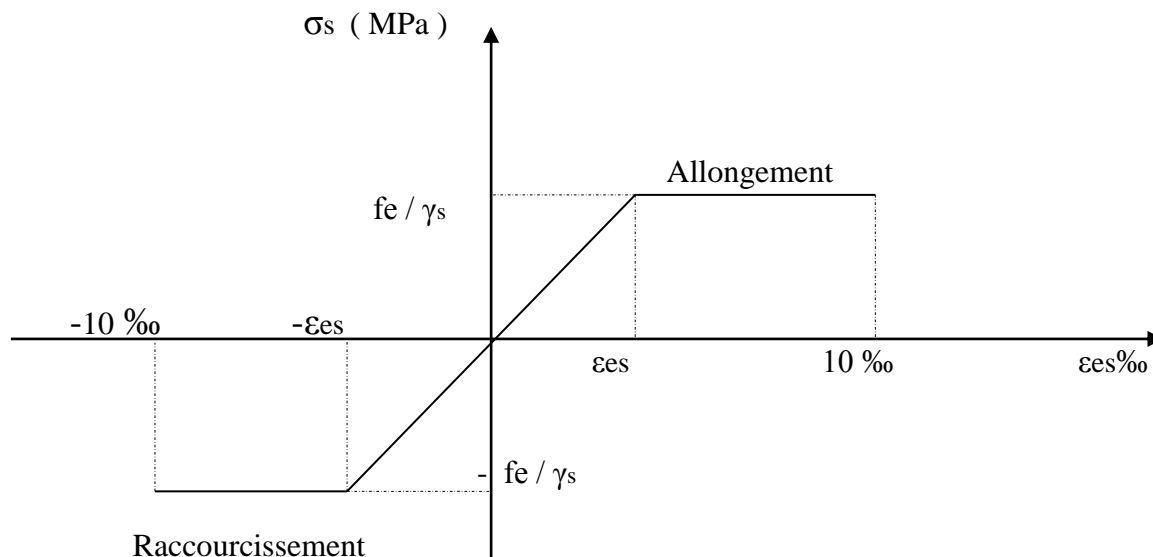


Figure I.7: Diagramme contrainte – déformations de l'acier à l'E.L.U.

1.4 Hypothèse de calcul:

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément aux règlements ci-après:

Le règlement BAEL 91: (Béton Armé aux Etats Limites):

Basé sur la théorie des états limites.

- **Etats limites ultimes (ELU):**

- Correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit:
- Equilibre statique.
- Résistance de l'un des matériaux de la structure.
- Stabilité de la forme.

- **Hypothèses:**

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_S=15E_b$; $n=15$).

CHAPITRE II :

PREDIMENSIONNEMENT

II.1 Introduction:

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure : poutres, poteaux voiles et autres passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelé pré dimensionnement qui se présente comme une étape très importante dans un projet de construction en génie civil, en se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur, notamment le RPA99 (**règlement parasismique algérien**) version 2003, BAEL 91(**béton aux états limites**) modifié 99 et CBA 93[3] (**règles de conception et de calcul des structures en béton armé**).

II.2 Pré dimensionnement des planchers:

Les planchers en béton armé sont constitués par des dalles d'une épaisseur constante reposant soit sur des murs soit sur des poutres (2 ,3 ou 4 appuis).

Une dalle en béton armé a une épaisseur variable avec des portées pouvant aller jusqu'à 7m ou 8m.

L'épaisseur d'une dalle est en fonction de sa portée et des charges qu'elle devra supporter, cette épaisseur est en général comprise entre le 1/20ème et le 1/25ème de sa portée.

Les planchers ont pour but de reprendre les charges d'exploitation et les charges permanentes (cloisons, chapes, revêtement) afin de les transmettre sur des éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles, murs ...).

Les planchers servent aussi à assurer l'isolation thermique et phonique.

Lorsqu'on veut dimensionner la structure, lors de l'avant-projet ou pour la descente de charge, on peut utiliser les formules approchées suivantes :

Planchers à corps-creux :

Type généralement constitué par des poutrelles préfabriquées en béton armé, des corps creux (entrevous) et une dalle de compression de faible épaisseur en béton armé par treillis soudés.

L'épaisseur « e » du plancher est obtenue par la formule suivante :

$$\frac{L}{25} \leq e \leq \frac{L}{20} \dots \dots \dots (1)$$

L : Longueur de la portée libre maximale de la grande travée dans le sens des poutrelles.

h_t : Hauteur du plancher.

$$L=5.25-0,3=4,95\text{m}$$

$$\frac{L}{25} < h_t < \frac{L}{20} \rightarrow \frac{495}{25} < h_t < \frac{495}{20} \rightarrow 19,8\text{cm} < h_t < 24,75\text{ cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de (16+5) cm Avec :

-16 cm : hauteur du corps creux

-5 cm : hauteur de la dalle de compression.

Planchers à dalle pleine

C'est un plancher en béton armé de 15 à 20-cm d'épaisseur coulé sur un coffrage plat , le plancher a dalle pleine est utilisé notamment pour les constructions industriels et commerciales car ces derniers subissent des surcharges d'exploitations importantes.

Le dimensionnement des dalles pleines dépend des conditions suivantes :

Résistance au feu, isolation acoustique et résistance à la flexion.

dalle pleine

- **1^{ère} condition : Résistance au feu :**

e =7 cm Pour une heure de coupe-feu.

e =11 cm Pour deux heures de coupe-feu.

On admet : **e =11cm.**

- **2^{ème} condition : Isolation phonique :**

Selon les règles de CBA 93 [3], l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale a 15 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On prend donc e =16 cm

- **3^{ème} condition : Résistance à la flexion**

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre des appuis sont les suivantes :

-Dalle reposant sur deux appuis :
$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \quad [3]$$

-Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :
$$\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$$

Avec :

e : Epaisseur de la dalle pleine.

l_x : la portée mesurée entre nus des appuis du panneau le plus sollicité.

$$l_x = 5.70 \text{ m}$$

On aura donc : $11.4 \text{ cm} \leq e \leq 14,25 \text{ cm}$ on prend donc $e = 13 \text{ cm}$

D'après les conditions précédentes, l'épaisseur $e = \max(16, 15, 11, 13)$
Notre choix est porté sur une dalle d'épaisseur $e = 20 \text{ cm}$.

Dalle pleine du Balcon :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine, l'épaisseur est conditionnée par : $L = 1,55 \text{ m}$

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{155}{10} = 15.5 \text{ cm}$$

Donc on adopte une épaisseur des dalles pleines de 20 cm pour les balcons.

Conclusion :

Nous avons opté pour une épaisseur $e=20 \text{ cm}$ pour toutes les dalles pleines (planchers, balcons et dalle parking) pour faciliter l'exécution sur chantier.

II.3 Evaluation des charges et surcharges:

Les charges et surcharges qui reviennent à chaque élément porteur dans un niveau de bâtiment sont déterminées à l'aide de la descente de charges.

La descente de charge a pour but de dimensionner les poteaux et poutres.

II.3.1 Charges permanentes:

Il s'agit de l'équipement de l'ouvrage (les revêtements, les cloisons, les installations techniques le poids propre) qui sera en permanence associé à la structure (pas de variation temporelle).

II.3. 1.1 Dalle en corps creux :

a-Plancher terrasse inaccessible :

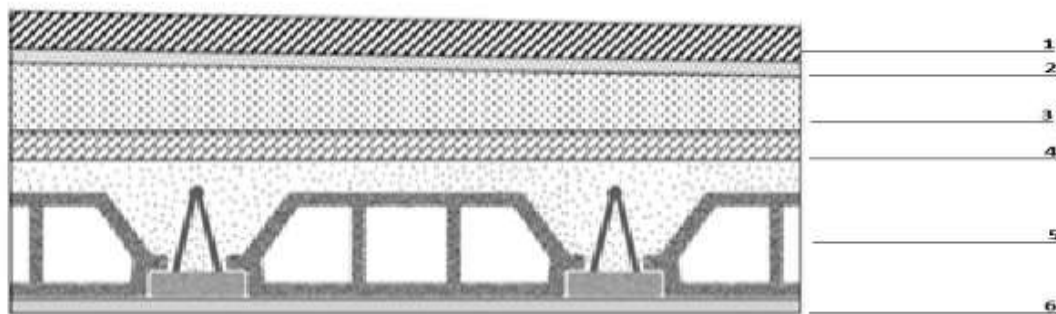


Figure II.1 : Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux.

Tableau II.1 : Charge permanente du plancher terrasse à corps creux.

	Elément	Epaisseur (cm)	Masse volumique Kn/m³	G (kN/m²)
1	Protection mécanique en gravier	5	17	0.85
2	Etanchéité multicouches			0.12
3	Forme de pente	10	22	2.2
4	Isolation thermique (liège)	4	4	0.16
5	Dalle à corps creux (16+5) cm			2.80
6	Enduit au plâtre	2	10	0.20
Total Σ G				6.33

b-Plancher de l'étage courant :

Nous avons de types de planchers pour les différents étages qui sont :

1-Dalle en corps creux :

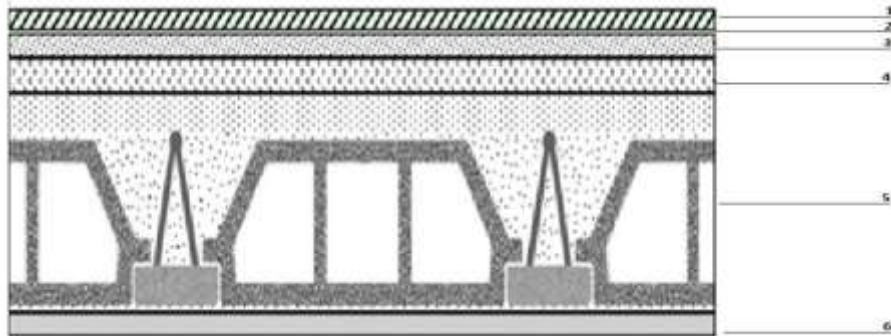


Figure II.2 : Coupe verticale du plancher courant à corps creux.

Tableau II.2 : Charge permanente du plancher courant à corps creux 16+5

	Elément	Epaisseur (cm)	Masse volumique Kn/m^3	G (kN/m^2)
1	Carrelage	2	20	0.4
2	Mortier de pose	2	20	0.4
3	Lit de sable	3	18	0.54
4	Dalle à corps creux (16+5) cm			2.80
5	Enduit à la plate	2	10	0.20
6	Cloisons légères			1.00
Total Σ G				5.34

II.3. 1.2 Dalle pleine :

a- Etage courant

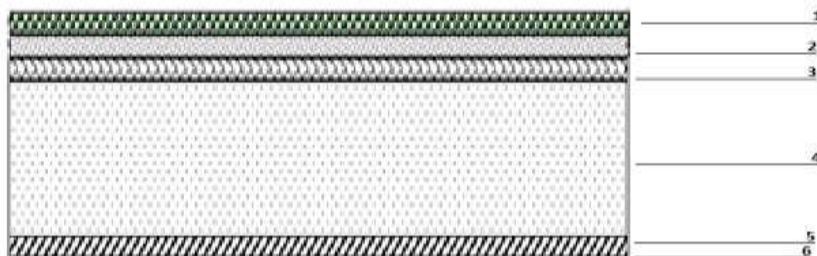


Figure II.3 : Coupe verticale du plancher courant à dalle pleine.

Tableau II.3 : Charge permanente du plancher courant à dalle pleine.

	Elément	Epaisseur (cm)	Masse volumique Kn/m ³	G (kN/m ²)
1	Carrelage	2	20	0.4
2	Mortier de pose	2	20	0.4
3	Lit de sable	3	18	0.54
4	Dalle à épaisseur	20	25	5
5	Enduit à la plate	2	10	0.20
6	Cloisons légères			1.00
Total Σ G				7.54

b-Dalle plein du Balcon :

Tableau II.4 : charge permanente du balcon à dalle pleine.

	Elément	Epaisseur (cm)	Masse volumique Kn/m ³	G (kN/m ²)
1	Carrelage	2	20	0.4
2	Mortier de pose	2	20	0.4
3	Lit de sable	2	18	0.36
4	Dalle à épaisseur	20	25	5
5	Enduit en ciment	2	18	0.36
Total Σ G				6.52

C: terrasse inaccessible (dalle pleine)

Tableau II.5 : Charge permanente du plancher terrasse à dalle pleine

	Elément	Epaisseur (cm)	Masse volumique Kn/m ³	G (kN/m ²)
1	Protection mécanique en gravier	5	17	0.85
2	Etanchéité multicouches			0.12
3	Forme de pente	10	22	2.2
4	Isolation thermique (liege)	4	4	0.16
5	Dalle pleine			5
6	Enduit au plâtre	2	10	0.20
Total Σ G				8.53

d: (dalle pleine s-sol)

Tableau II.6 : Charge permanente du plancher s-sol à dalle pleine.

	Élément	Épaisseur (cm)	Masse volumique Kn/m^3	G (kN/m^2)
1	Mortier de pose	2	20	0.4
2	Lit de sable	3	18	0.54
3	Dalle à épaisseur	20	25	5
4	Enduit en plâtre	2	10	0.20
65	Couche appelée chape bouchardée (2cm) avec des joints de fractionnement tous les 1 m ²			1.5
Total Σ G				7.64

II.3.1.3 Maçonnerie :

a. Mur extérieur/ (intérieur pour le commerce) à double cloison :

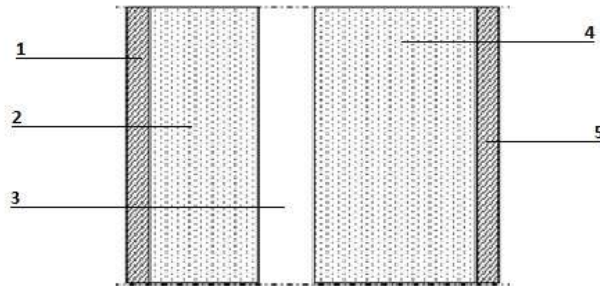


Figure II.4 : Constituants d'un mur extérieur.

Tableau II.7 : Charge permanente d'un mur extérieur.

	Elément	Epaisseur (cm)	Masse volumique Kn/m^3	G (kN/m^2)
1	Enduit intérieur au plâtre	2	10	0.20
2	Briques creuse	10	9	0.9
3	L'âme d'air	5	0	0
4	Briques creuse	15	9	1.35
5	Enduit extérieur au ciment	2	18	0.36
Total Σ G				2.81

b. Mur intérieur :

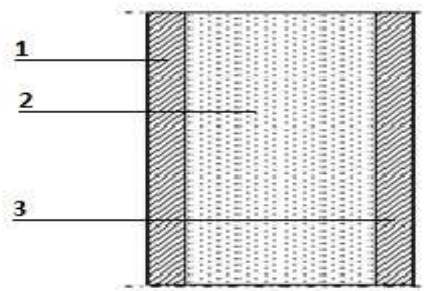


Figure II.5: Constituants d'un mur intérieur.

Tableau II.8 : charge permanente d'un mur intérieur.

	Elément	Epaisseur (cm)	Masse volumique Kn/m^3	G (kN/m^2)
1	Enduit au plâtre	2	10	0.20
2	Brique creuse	10	9	0.90
3	Enduit au plâtre	2	10	0.20
Total Σ G				1.30

II.3.1.4 Acrotère:

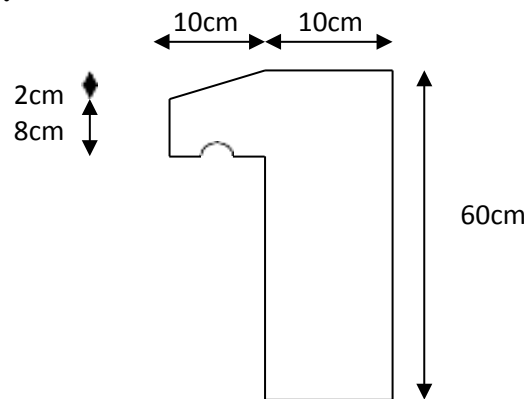


Figure II.6: Dimensions de l'acrotère.

Le poids propre de l'acrotère pour 1 ml est de $G_1 = \rho_b \cdot s$

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

s : La surface transversale totale.

$$S = (0,10 \times 0,60) + (0,08 \times 0,10) + \frac{0,1 \times 0,02}{2} = 0,069 \text{ m}^2$$

D'où le poids propre de l'acrotère: $G_1 = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ kN/m}$

Le poids des enduits au ciment ($ep=2\text{cm}$) : $G_2 = [0,02 \times (0,7 \times 2)] \times 18 = 0,504 \text{ kN/m}$ Le

poids total de l'acrotère :

$$G = G_1 + G_2 = 2,229 \text{ kN/m}$$

II.3.2 Charges d'exploitation:

Vu la nature des planchers et leur usage, on distingue les charges d'exploitation suivantes :

Tableau II.9: Charge d'exploitation

Nature du plancher	Charge d'exploitation
Acrotère (main courante)	Q= 1,0 kN/ml
Plancher terrasse (inaccessible)	Q= 1,0 kN/ml
Plancher à usage habitation	Q= 1,5 kN/ml
Plancher à usage administratif et sportif	Q= 2.5 kN/ml
Escaliers	Q= 2,5 kN/ml
Balcon	Q= 3,5 kN/ml
Parking	Q= 2,5 kN/ml

II.4 Pré dimensionnement des poutres:

Les poutres sont 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 B.A.E.L 91 modifié 99
- Vérification des conditions imposées sur (h, b) par le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).
- Vérification de la rigidité.

Les trois étapes précédentes sont résumées dans ce qui suit :

- La hauteur h de la poutre doit être : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ [2]
- La longueur b de la poutre doit être : $0,3h \leq b \leq 0,7h$

Avec :

L : Portée de la poutre de la plus grande travée considérée

h : Hauteur de la poutre.

b : Largueur de la poutre.

- La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30cm$
- La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20cm$

- Le rapport hauteur largeur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4$ [2]

A- Les poutres principales:

Poutre supportant des nervures ou des poutrelles et reposant elle-même en transmettons les charges sur des porteurs verticaux (poteaux, voiles).

Exemple de calcul :

✚ pour bloc R+10

- **Poutre Porteuse** : $L_{\max} = 6 - 0,3 = 5,7$ m axes D entre fils 2 et 3

$$38 \leq h \leq 57 \text{ cm} \quad \Rightarrow h = 50 \text{ cm}$$

$$15 \leq b \leq 35 \text{ cm} \quad \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \quad [2]$$

Nous choisissons une poutre de : **b x h = 30x50 cm²**

• Vérification :

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées [1]}$$

$$\frac{h}{b} = 1,66 \leq 4$$

- **Poutre Porteuse** : $L_{\max} = 4,9 - 0,3 = 4,6$ m axes B entre fils 1 et 2

$$30,66 \leq h \leq 46 \text{ cm} \quad \Rightarrow h = 45 \text{ cm}$$

$$13,5 \leq b \leq 31,5 \text{ cm} \quad \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

Nous choisissons une poutre de : **b x h = 30x45 cm²**

• Vérification :

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$$

$$h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées}$$

$$\frac{h}{b} = 1,5 \leq 4$$

 pour bloc R+7

- **Poutre Porteuse** : $L_{\max} = 6,45 - 0,3 = 6,15$ m axes 5 entre fils C et E

$$41 \leq h \leq 61 \text{ cm} \quad \Rightarrow h = 50 \text{ cm}$$

$$15 \leq b \leq 35 \text{ cm} \quad \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \quad [2]$$

Nous choisissons une poutre de : **$b \times h = 30 \times 50 \text{ cm}^2$**

• **Vérification :**

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées [1]}$$

$$\frac{h}{b} = 1.66 \leq 4$$

- **Poutre Porteuse** : $L_{\max} = 4.9 - 0,3 = 4.6$ m axes 5 entre fils E et F

$$30.66 \leq h \leq 46 \text{ cm} \quad \Rightarrow h = 45 \text{ cm}$$

$$13.5 \leq b \leq 31.5 \text{ cm} \quad \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

Nous choisissons une poutre de : **$b \times h = 30 \times 45 \text{ cm}^2$**

• **Vérification :**

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$$

$$h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées}$$

$$\frac{h}{b} = 1.5 \leq 4$$

B- Les poutres secondaires:

Sont des poutres non porteuse qui Relient les portiques entre eux pour ne pas basculées.

 pour bloc R+10

- **Poutre non porteuse:** axes A entre fils 3 et 4

$$L_{\max} = 5.25 - 0,3 = 4.95 \text{ m}$$

$$33 \leq h \leq 49.5 \text{ cm} \quad \Rightarrow h = 45 \text{ cm}$$

$$13.5 \leq b \leq 31.5 \text{ cm} \quad \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

Nous choisissons une poutre de : **$b \times h = 30 \times 45 \text{ cm}^2$**

• **Vérification :**

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$$

$$h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées}$$

$$\frac{h}{b} = 1.5 \leq 4$$

+ pour bloc R+7

Poutre non porteuse: axes F entre fils 5 et 6

$$L_{\max} = 5.45 - 0.3 = 5.15 \text{ m}$$

$$34.33 \leq h \leq 51.5 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad h = 45 \text{ cm}$$

$$13.5 \leq b \leq 31.5 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad b = 30 \text{ cm}$$

Nous choisissons une poutre de : **b x h = 30x45 cm²**

➤ **Vérification:**

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$$

$$h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées}$$

$$\frac{h}{b} = 1.5 \leq 4$$

Conclusion :

Pour bloc un On adopte une section pour les poutres principales de **(30x50) cm²** pour les axes C, D, E et F ,Et **(30x45)** pour les axes A et B , Et **(30x45) cm²**, Et Pour bloc deux On adopte une section pour les poutres principales de **(30x50) cm²** pour les axes 5 et 6 ,Et **(30x45)** pour les axes 3,4,7 et 8 ,

Et **(30x45) cm²** pour les poutres secondaires pour les deux blocs.

II.5 Les poteaux

Le poteau est aussi un élément vertical portant le différent élément structural tel que les planchers et les poutres situées au-dessus de cet élément, Les charges de ces derniers le mettent en compression.

a. Principe

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure c'est-à-dire celui qui reprend la plus grande surface. Dans notre étude, nous allons prendre en considération un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.

Pour chaque type de poteau on utilisera un calcul basé sur la descente de charge. On appliquera la loi de dégression pour les charges d'exploitation [3].

b. Étapes de pré dimensionnement

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le **RPA**.
- Vérification préliminaire de l'effort normal réduit pour éviter l'écrasement du béton.

c. Dimensionnement des poteaux

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

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

Avec :

* N_u : effort normal ultime (compression) = $1,35G + 1,5Q$;

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

λ : élanement d'EULER $\left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right)$.

l_f : longueur de flambement ;

i : rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.

I : moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$.

- B : surface de la section du béton
- 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 ($f_e = 400MPa$) .
- f_{c28} : contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25MPa$).
- A_s : section d'acier comprimée.
- Br : section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périphérique tel que :

- Poteau rectangulaire $B_r = (a - 0,01)(b - 0,01)$ [cm²]

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\% \quad [2]$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 1\%$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0,85}{\beta} \quad \text{Pour } \lambda < 50$$

Soit : $\beta = 1 + 0,2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \\ \text{Soit : } \beta = \frac{0,85}{1500} \cdot \lambda^2 \end{array} \right.$$

Pour les poteaux, il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

On tire de l'équation (1) la valeur de Br :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right]} \Leftrightarrow B_r \geq 0,066 N_u$$

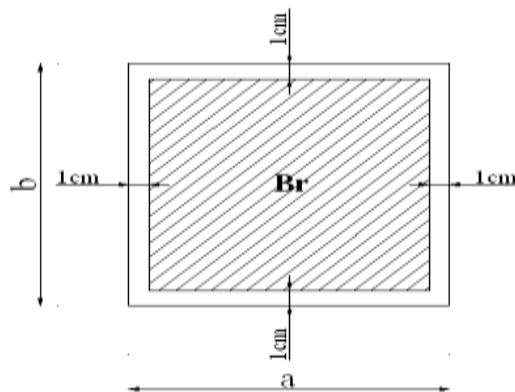


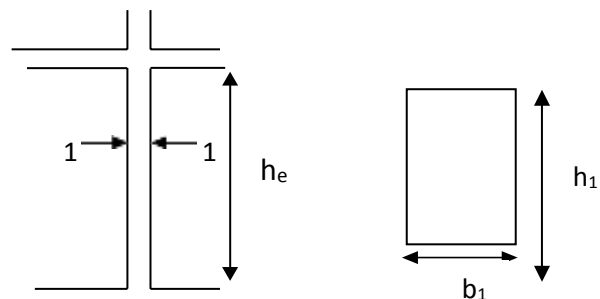
Figure II.7 : Section réduite du poteau

➤ **Le minimum requis par RPA :**

Pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum:

$$\left\{ \begin{array}{l} * \text{Min}(a;b) \geq 30\text{cm} \\ * \text{Min}(a;b) > \frac{h}{4} \\ * \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{array} \right. \quad 20$$

Avec : (a ; b) : dimensions de la section.



Coupe (1-1).

Figure II.8: Hauteur libre d'étage.

➤ **Vérifications à l'ELS:**

Vérifier la section a l'ELS, selon la formule :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b, h)} \geq 30 \text{ cm} \\ \text{Min (b, h)} \geq \frac{h_e}{20} \text{ cm} \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{B + \eta A_s} \leq 0,6 f_{c28}$$

Avec :

N_{SER} : effort normal a l'ELS ($N_{\text{ser}} = N_G + N_Q$).

B : section de béton du poteau.

A_s : section des armatures ($A_s = 1\%B$).

n : coefficient d'équivalence ($n = \frac{E_s}{E_b} = 15$).

σ_{ser} : contrainte de compression a l'ELS.

En remplaçant dans l'équation précédente les différents termes par leurs valeurs, on obtient :

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{1,15B} \leq 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA.}$$

d-Calcul des poteaux

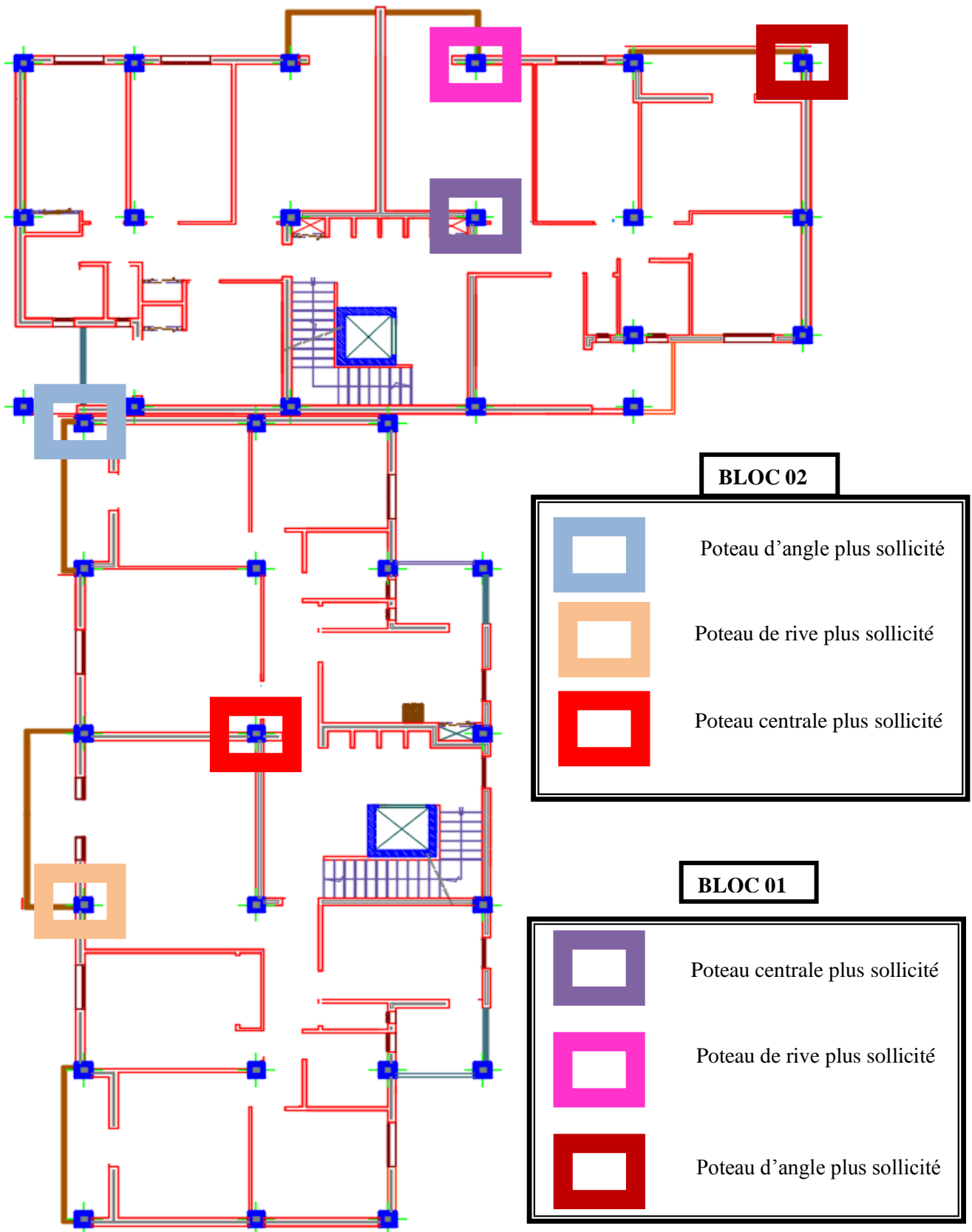


Figure II.9 : vue en plan (types de poteaux)

 /bloc R+10

<i>Type de Poteau</i>	<i>Niveaux</i>	<i>Surface (m²)</i>
<i>Poteau de rive</i>	SS2 – 10 ^{eme}	12.675
<i>Poteau central</i>	SS2 – 10 ^{eme}	26.569
<i>Poteau d'angle</i>	SS2 – 10 ^{eme}	6.63

 blocR+7

<i>Type de Poteau</i>	<i>Niveaux</i>	<i>Surface (m²)</i>
<i>Poteau de rive</i>	SS2 – 10 ^{eme}	13.91
<i>Poteau central</i>	SS2 – 10 ^{eme}	30.34
<i>Poteau d'angle</i>	SS2 – 10 ^{eme}	6.56

- **Loi de dégression**

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

Q : Charge d'exploitation.

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

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \quad [3]$$

n : nombre d'étage.

Q₀ : la structure d'exploitation sur la terrasse.

Q₁ , Q₂ ,....., Q_n : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs

Charge d'exploitation :

L'évolution de la charge d'exploitation sont traité sur les tableaux suivants :

✚ Pour bloc R+10

Tableau II.10 : Dégression des surcharges (bloc R+10)

Niveau des planchers	Q _i (kN/m ²)	Charge D'exploitation Revenant au niveau	∑ Charges D'exploitation	Q cumulée (kN/m ²)
Terrasse	Q ₀	1	Q ₀	1
N10	Q ₁	1,5	Q ₀ + Q ₁	2,5
N9	Q ₂	1,5	Q ₀ +0,95(Q ₁ + Q ₂)	3.85
N8	Q ₃	1,5	Q ₀ +0,90(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃)	5.05
N7	Q ₄	1,5	Q ₀ +0,85(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄)	6.1
N6	Q ₅	1,5	Q ₀ +0,80(Q ₁ +.....+Q ₅)	7.00
N5	Q ₆	1,5	Q ₀ +0,75(Q ₁ +.....+Q ₆)	7.75
N4	Q ₇	1,5	Q ₀ +0,714(Q ₁ +.....+Q ₇)	8.497
N3	Q ₈	1.5	Q ₀ +0,687(Q ₁ +.....+Q ₈)	9.244
N2	Q ₉	1.5	Q ₀ +0,667(Q ₁ +.....+Q ₉)	10.00
N1	Q ₁₀	1.5	Q ₀ +0,65(Q ₁ +.....+Q ₁₀)	10.75
NIVRDC	Q ₁₁	2.5	Q ₀ +0,636(Q ₁ +.....+Q ₁₁)	12.13
NIV S.SOL1	Q ₁₂	2.5	Q ₀ +0,625(Q ₁ +.....+Q ₁₂)	13.5

Tableau II.11: Dégression des surcharges pour balcon de(bloc R+10)

Niveau des planchers	Q _i (kN/m ²)	Charge D'exploitation Revenant au niveau	∑ Charges D'exploitation	Q cumulée (kN/m ²)
N10	Q ₀	3.5	Q ₀	3.5
N9	Q ₁	3.5	Q ₀ + Q ₁	7
N8	Q ₂	3.5	Q ₀ +0,95(Q ₁ + Q ₂)	10.15
N7	Q ₃	3.5	Q ₀ +0,90(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃)	12.95
N6	Q ₄	3.5	Q ₀ +0,85(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄)	15.4
N5	Q ₅	3.5	Q ₀ +0,80(Q ₁ +.....+Q ₅)	17.5
N4	Q ₆	3.5	Q ₀ +0,75(Q ₁ +.....+Q ₆)	19.25
N3	Q ₇	3.5	Q ₀ +0,714(Q ₁ +.....+Q ₇)	20.99
N2	Q ₈	3.5	Q ₀ +0,687(Q ₁ +.....+Q ₈)	22.74
N1	Q ₉	3.5	Q ₀ +0,667(Q ₁ +.....+Q ₉)	24.51

✚ Pour bloc R+7

Tableau II.12 : Dégression des surcharges (blocR+7)

Niveau des planchers	Q _i (kN/m ²)	Charge D'exploitation Revenant au niveau	∑ Charges D'exploitation	Q cumulée (kN/m ²)
terasse	Q ₀	1	Q ₀	1
N7	Q ₁	1,5	Q ₀ + Q ₁	2,5
N6	Q ₂	1,5	Q ₀ +0,95(Q ₁ + Q ₂)	3.85
N5	Q ₃	1,5	Q ₀ +0,90(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃)	5.05
N4	Q ₄	1,5	Q ₀ +0,85(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄)	6.1
N3	Q ₅	1,5	Q ₀ +0,80(Q ₁ +.....+Q ₅)	7.00
N2	Q ₆	1,5	Q ₀ +0,75(Q ₁ +.....+Q ₆)	7,75
N1	Q ₇	2,5	Q ₀ +0,714(Q ₁ +.....+Q ₇)	9,21
RDC	Q ₈	2,5	Q ₀ +0,687(Q ₁ +.....+Q ₈)	10,62
S.SOL1	Q ₉	2,5	Q ₀ +0,667(Q ₁ +.....+Q ₉)	12

Tableau II.13 : Dégression des surcharges pour balcon de bloc (R+7)

Niveau des planchers	Q _i (kN/m ²)	Charge D'exploitation Revenant au niveau	∑ Charges D'exploitation	Q cumulée (kN/m ²)
N7	Q ₀	3.5	Q ₀	3.5
N6	Q ₁	3.5	Q ₀ + Q ₁	7
N5	Q ₂	3.5	Q ₀ +0,95(Q ₁ + Q ₂)	10.15
N4	Q ₃	3.5	Q ₀ +0,90(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃)	12.95
N3	Q ₄	3.5	Q ₀ +0,85(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄)	15.4
N2	Q ₅	3.5	Q ₀ +0,80(Q ₁ +.....+Q ₅)	17.5
N1	Q ₆	3.5	Q ₀ +0,75(Q ₁ +.....+Q ₆)	19.25

1-Poteau central

✚ Pour bloc(r+10)

Tableau II.14 : Calcul des charges du poteau central (blocR+10).

NIVEAU	ELEMENT	G(KN)
10 ^{eme}	Plancher terrasse	$18.694 \times 6.33 + 7.875 \times 8.53 = 185.51$
	Poutre (secondaire)	$4.575 \times 0.30 \times 0.45 \times 25 = 15.44$
	Poutre (principale)	$5.45 \times 0.30 \times 0.5 \times 25 = 20.44$
	Poteaux	$0.3 \times 0.3 \times (3.06 - 0.5) \times 25 = 5.76$
	Total	227.15
1 ^{eme} -9 ^{eme}	Plancher	$5.34 \times 18.694 + 7.875 \times 7.54 = 159,2$
	Poutre (secondaire)	$4.575 \times 0.30 \times 0.45 \times 25 = 15.44$
	Poutre (principale)	$5.45 \times 0.30 \times 0.5 \times 25 = 20.44$
	Poteaux	$0.3 \times 0.3 \times (3.06 - 0.5) \times 25 = 5.76$
	Total	200,48
RDC	Plancher	$5.34 \times 18.694 + 7.875 \times 7.54 = 159,2$
	Poutre (secondaire)	$4.575 \times 0.30 \times 0.45 \times 25 = 15.44$
	Poutre (principal)	$5.45 \times 0.30 \times 0.5 \times 25 = 20.44$
	Poteaux	$0.3 \times 0.3 \times (3.57 - 0.5) \times 25 = 6.91$
	Total	201,99
Sous-sol1	Plancher	$5.34 \times 18.694 + 7.875 \times 7.54 = 159,2$
	Poutre (secondaire)	$4.575 \times 0.30 \times 0.45 \times 25 = 15.44$
	Poutre (principal)	$5.45 \times 0.30 \times 0.5 \times 25 = 20.44$
	Poteaux	$0.3 \times 0.3 \times (3.06 - 0.5) \times 25 = 5.76$
	Total	200,48
Sous-sol2	Plancher	$26.569 \times 7.64 = 202.99$
	Poutre (secondaire)	$4.575 \times 0.30 \times 0.45 \times 25 = 15.44$
	Poutre (principal)	$5.45 \times 0.30 \times 0.5 \times 25 = 20.44$
	Poteaux	$0.3 \times 0.3 \times (3.06 - 0.5) \times 25 = 5.76$
	Total	244.63

Les résultats concernant le poteau central sont donnés par le tableau suivant :

Tableau II.15: Choix final du poteau central(blocR+10

niveau	G (KN)	Q (KN)	Pu (KN)	Pser (KN)	B(RPA) (Cm ²)	a=b (cm)	RPA Cm ²	Le choix (cm)	σ Ser (Mpa)	obs
10	227,15	26,57	346,51	253,72	228,69	17,12	30	35x35	1,80	ok
9	427,63	66,42	676,93	494,05	446,77	23,14	30	35x35	3,51	ok
8	628,11	102,29	1001,38	730,4	660,91	27,71	30	35x35	5,18	ok
7	828,59	134,17	1319,85	962,76	871,10	31,51	30	35x35	6,83	ok
6	1029,07	162,07	1632,35	1191,14	1077,35	34,82	30	40x40	6,47	ok
5	1229,55	185,98	1938,86	1415,53	1279,65	37,77	30	40x40	7,69	ok
4	1430,03	205,91	2239,41	1635,94	1478,01	40,44	30	45x45	7,02	ok
3	1630,51	225,75	2539,81	1856,26	1676,28	42,94	30	45x45	7,97	ok
2	1830,99	245,6	2840,24	2076,59	1874,56	45,30	30	50x50	7,22	ok
1	2031,47	265,69	3141,02	2297,16	2073,07	47,53	30	50x50	7,99	ok
RDC	2233,46	285,62	3443,60	2519,08	2272,78	49,67	30	55x55	7,24	ok
ssol1	2433,94	322,28	3769,24	2756,22	2487,70	51,88	30	55x55	7,92	ok
ssol2	2678,57	358,68	4154,09	3037,25	2741,70	54,36	30	55x55	8,73	ok

Poteau central

✚ Pour blocR+7

Tableau II.16 : Calcul des charges du poteau central (blocR+7).

NIVEAU	ELEMENT	G(KN)
7 ^{eme}	Plancher terrasse	$21.55 \times 6.33 + 8,79 \times 8,53 = 211,39$
	Poutre (secondaire)	$5,05 \times 0.30 \times 0.45 \times 25 = 17,04$
	Poutre (principale)	$5,675 \times 0.30 \times 0.5 \times 25 = 21,28$
	Poteaux	$0.3 \times 0.3 \times (3.06 - 0.5) \times 25 = 5,76$
	Total	255,47
1 ^{er} -6 ^{eme}	Plancher	$21.55 \times 5,34 + 8,79 \times 7,54 = 181,35$
	Poutre (secondaire)	$5,35 \times 0.30 \times 0.45 \times 25 = 17,04$
	Poutre (principale)	$5,675 \times 0.30 \times 0.5 \times 25 = 21,28$
	Poteaux	$0.3 \times 0.3 \times (3.06 - 0.5) \times 25 = 5,76$
	Total	225,43
RDC	Plancher	$21.55 \times 5,34 + 8,79 \times 7,54 = 181,35$
	Poutre (secondaire)	$5,35 \times 0.30 \times 0.45 \times 25 = 17,04$
	Poutre (principal)	$5,675 \times 0.30 \times 0.5 \times 25 = 21,28$
	Poteaux	$0.3 \times 0.3 \times (3.57 - 0.5) \times 25 = 6,9$
	Total	226,57
Sous-sol1	Plancher	$21.55 \times 5,34 + 8,79 \times 7,54 = 181,35$
	Poutre (secondaire)	$5,35 \times 0.30 \times 0.45 \times 25 = 17,04$
	Poutre (principal)	$5,675 \times 0.30 \times 0.5 \times 25 = 21,28$
	Poteaux	$0.3 \times 0.3 \times (3.06 - 0.5) \times 25 = 5,76$
	Total	225,43
Sous-sol2	Plancher	$30,34 \times 7,54 = 228,76$
	Poutre (secondaire)	$5,35 \times 0.30 \times 0.45 \times 25 = 17,04$
	Poutre (principal)	$5,675 \times 0.30 \times 0.5 \times 25 = 21,28$
	Poteaux	$0.3 \times 0.3 \times (3,06 - 0,5) \times 25 = 5.76$
	Total	272,84

- Les résultats concernant le poteau central sont donnés par le tableau suivant :

Tableau II.17: Choix final du poteau central(blocR+7)

niveau	G (KN)	Q(KN)	Pu(KN)	Pser (KN)	B(RPA)	a=b(cm)	RPA Cm ²	Le choix	Ser Mpa	obs
7	255,47	30,34	390,39	285,81	257,66	18,05	30	35x35	2,029	Ok
6	480,9	75,85	762,99	556,75	503,57	24,44	30	35x35	3,952	Ok
5	706,33	116,8	1128,75	823,13	744,97	29,29	30	35x35	5,843	Ok
4	931,76	153,22	1487,71	1084,98	981,89	33,34	30	40x40	7,702	Ok
3	1157,91	185,07	1840,78	1342,98	1214,92	36,86	30	40x40	7,299	Ok
2	1382,62	212,38	2185,11	1595	1442,17	39,98	30	45x45	8,668	Ok
1	1608,05	235,13	2523,56	1843,18	1665,55	42,81	30	45x45	7,915	Ok
RDC	1834,62	279,43	2895,88	2114,05	1911,28	45,72	30	50x50	7,353	Ok
ssol1	2060,05	322,21	3264,38	2382,26	2154,49	48,42	30	50x50	8,286	Ok
ssol2	2332,89	364,08	3695,52	2696,97	2439,04	51,39	30	55x55	7,753	Ok

Poteau d'angle

✚ Pour blocR+10

Tableau II.18 : calcule des charges du poteau d'angle blocR+10

NIVEAU	ELEMENT	G(KN)
10 ^{eme}	Plancher terrasse	$6.63 \times 6.33 = 41.97$
	Poutre (secondaire)	$2.25 \times 0.30 \times 0.45 \times 25 = 7.59$
	Poutre (principal)	$2.6 \times 0.30 \times 0.45 \times 25 = 8.78$
	Poteau	$0.3 \times 0.3 \times (3.06 - 0.45) \times 25 = 5.87$
	Acrotère	$2,229 \times 5.05 = 11.26$
	Total	75.47
1 ^{eme} _9 ^{eme}	Plancher	$5.34 \times 6.63 = 35.40$
	Poutre (secondaire)	$2.25 \times 0.30 \times 0.45 \times 25 = 7.59$
	Poutre (principal)	$2.6 \times 0.30 \times 0.45 \times 25 = 8.78$
	Poteau	$0.3 \times 0.3 \times (3.06 - 0.45) \times 25 = 5.87$
	mur extérieur	$2.81 \times 4.55 \times (3.06 - 0.45) = 33.37$
	Total	91.01
RDC	Plancher	$5.34 \times 6.63 = 35.40$
	Poutre (secondaire)	$2.25 \times 0.30 \times 0.45 \times 25 = 7.59$
	Poutre (principal)	$2.6 \times 0.30 \times 0.45 \times 25 = 8.78$
	Poteaux	$0.3 \times 0.3 \times (3.57 - 0.45) \times 25 = 7.02$
	mur extérieur	$2.81 \times 4.55 \times (3.06 - 0.45) = 33.37$
	Total	92.16
Sous-sol1	Plancher	$5.34 \times 6.63 = 35.40$
	Poutre (secondaire)	$2.25 \times 0.30 \times 0.45 \times 25 = 7.59$
	Poutre (principal)	$2.6 \times 0.30 \times 0.45 \times 25 = 8.78$
	Poteaux	$0.3 \times 0.3 \times (3.06 - 0.45) \times 25 = 5.87$
	mur extérieur	$2.81 \times 4.55 \times (3.57 - 0.45) = 39.89$
	Total	97.53
Sous-sol2	Plancher	$6.63 \times 7.64 = 50.65$
	Poutre (secondaire)	$2.25 \times 0.30 \times 0.45 \times 25 = 7.59$
	Poutre (principal)	$2.6 \times 0.30 \times 0.45 \times 25 = 8.78$
	Poteaux	$0.3 \times 0.3 \times (3.06 - 0.45) \times 25 = 5.87$
	Total	72.89

- Les résultats concernant le poteau d'angle sont donnés par le tableau suivant :

Tableau II.19: hoix final du poteau d'angles blocR+10

niveau	G (KN)	Q(KN)	Pu(KN)	Pser.(KN)	B(RPA) (Cm ²)	a=b (cm)	RPA Cm ²	Le choix (cm)	σ Ser Mpa	obs
10	75,47	6.63	111,83	82,1	73,81	10,59	30	35x35	0,58	ok
9	166,48	16.58	249,62	183,06	164,75	14,84	30	35x35	1,30	ok
8	257,49	25.53	385,91	283,02	254,70	17,96	30	35x35	2,01	ok
7	348,50	33.48	520,70	381,98	343,66	20,54	30	35x35	2,71	ok
6	439,51	40.44	654,00	479,95	431,64	22,78	30	35x35	3,41	ok
5	530,52	46.41	785,82	576,93	518,64	24,77	30	35x35	4,10	ok
4	621,53	51.38	916,14	672,91	604,65	26,59	30	35x35	4,78	ok
3	712,54	56.34	1046,44	768,88	690,65	28,28	30	35x35	5,46	ok
2	803,55	61.29	1176,73	864,84	776,64	29,87	30	35x35	6,14	ok
1	894,56	66.3	1307,11	960,86	862,69	31,37	30	35x35	6,82	ok
RDC	986,72	71.27	1438,98	1057,99	949,72	32,82	30	35x35	7,51	ok
ssol1	1078,25	80.42	1576,27	1158,67	1040,34	34,25	30	40x40	6,30	ok
ssol2	1151,14	89.51	1688,30	1240,65	1114,28	35,38	30	40x40	6,74	ok

Poteau d'angle :

✚ /pour Bloc R+7

Tableau II.20 : calcul des charges du poteau d'angle blocR+7

NIVEAU	ELEMENT	G(KN)
7 ^{eme}	Plancher terrasse	$6.56 \times 6.33 = 41.52$
	Poutre (principal)	$2.6 \times 0.3 \times 0.45 \times 25 = 8.77$
	Poutre (secondaire)	$0.45 \times 0.30 \times 2.25 \times 25 = 7.59$
	poteux	$0.3 \times 0.3 \times (3,06 - 0,45) \times 25 = 5.87$
	Acrotère	$2,229 \times 4,825 = 10,75$
	Total	75.17
1 ^{eme} -6 ^{eme}	Plancher	$6,56 \times 5,34 + 1,26 \times 6,52 = 43,24$
	Poutre (principal)	$2.6 \times 0.3 \times 0.45 \times 25 = 8.77$
	Poutre (secondaire)	$0.45 \times 0.30 \times 2.25 \times 25 = 7.59$
	Poteaux	$0.3 \times 0.3 \times (3,06 - 0,45) \times 25 = 5.87$
	Mur extérieur	$4,825 \times (3,06 - 0,45) \times 0,3 \times 2,81 = 10,16$
	Total	76.74
RDC	Plancher	$6,56 \times 5,34 + 1,26 \times 6,52 = 43,24$
	Poutre (principal)	$2.6 \times 0.3 \times 0.45 \times 25 = 8.77$
	Poutre (secondaire)	$0.45 \times 0.30 \times 2.25 \times 25 = 7.59$
	Poteaux	$0.3 \times 0.3 \times (3,57 - 0,45) \times 25 = 7.02$
	Mur extérieur	$4,825 \times (3,06 - 0,45) \times 0,3 \times 2,81 = 10,16$
	Total	78.25
Sous-sol1	Plancher	$6,56 \times 5,34 + = 35,03$
	Poutre (principal)	$2.6 \times 0.3 \times 0.45 \times 25 = 8.77$
	Poutre (secondaire)	$0.45 \times 0.30 \times 2.25 \times 25 = 7.59$
	Poteaux	$0.3 \times 0.3 \times (3,06 - 0,45) \times 25 = 5.87$
	Mur extérieur	$4,825 \times (3,57 - 0,45) \times 0,3 \times 2,81 = 12,69$
	Total	70.74
Sous-sol2	Plancher	$6.56 \times 7,64 = 50.11$
	Poutre (principal)	$2.6 \times 0.3 \times 0.45 \times 25 = 8.77$
	Poutre (secondaire)	$0.45 \times 0.30 \times 2.25 \times 25 = 7.59$
	Poteaux	$0.3 \times 0.3 \times (3,06 - 0,45) \times 25 = 5.87$
	Total	72.34

- Les résultats concernant le poteau d'angle sont donnés par le tableau suivant :

Tableau II.21: choix final du poteau d'angles blocR+7

niveau	G (KN)	Q(KN)	Pu(KN)	Pser.(KN)	B(RPA) Cm ²	a=b(cm)	RPA Cm ²	Le choix cm	Ser Mpa	obs
7	75.17	6.56	111.32	81.73	73.47	10.57	30	35x35	0,580	Ok
6	151.91	20,81	236.29	172.72	155.95	14.49	30	35x35	1,226	Ok
5	228.65	34,07	359.78	262.72	237.45	17.42	30	35x35	1,865	Ok
4	305.39	45,92	481.15	351.31	317.56	19.82	30	35x35	2,494	Ok
3	282.13	56,33	600.37	438.46	396.24	21.9	30	35x35	3,112	Ok
2	458.87	65,32	717.45	524.19	473.51	23.76	30	35x35	3,721	Ok
1	535.61	72,89	832.4	608.5	549.38	25.43	30	35x35	4,319	Ok
RDC	613.86	84,67	955.71	698.53	630.76	27.11	30	35x35	4,959	Ok
ssol1	684.6	93,92	1065.09	778.52	702.95	28.52	30	35x35	5,526	Ok
ssol2	756.94	102,97	1176.32	859.91	776.37	29.86	30	35x35	6,104	Ok

poteau de rive :

✚ pour bloc R+10

Tableau II.22 : calcul des charges du poteau de rive blocR+10

NIVEAU	ELEMENT	G(KN)
10 ^{eme}	Plancher terrasse	$12,675 \times 6.33 = 80,23$
	Poutre (secondaire)	$4.575 \times 0.30 \times 0.45 \times 25 = 15,44$
	Poutre (principal)	$2.6 \times 0.30 \times 0.5 \times 25 = 9,75$
	Poteau	$0.3 \times 0.3 \times (3.06 - 0.5) \times 25 = 5.76$
	Acrotère	$2,229 \times 4.875 = 10,87$
	Total	122,05
1 ^{eme} _9 ^{eme}	Plancher	$12,675 \times 5.34 + 4.3 \times 6.52 = 95,72$
	Poutre (secondaire)	$4.575 \times 0.30 \times 0.45 \times 25 = 15,44$
	Poutre (principal)	$2.6 \times 0.30 \times 0.5 \times 25 = 9,75$
	Poteau	$0.3 \times 0.3 \times (3.06 - 0.5) \times 25 = 5.76$
	Mur extérieur	$2.81 \times 4.575 \times (3.06 - 0.45) = 33,55$
	Total	160,22
RDC	Plancher	$12,675 \times 5.34 + 4.3 \times 6.52 = 95,72$
	Poutre (secondaire)	$4.575 \times 0.30 \times 0.45 \times 25 = 15,44$
	Poutre (principal)	$2.6 \times 0.30 \times 0.5 \times 25 = 9,75$
	Poteau	$0.3 \times 0.3 \times (3.57 - 0.5) \times 25 = 6,91$
	Mur extérieur	$2.81 \times 4.575 \times (3.06 - 0.45) = 33,55$
	Total	161,37
Sous-sol1	Plancher	$12,675 \times 5.34 = 67,68$
	Poutre (secondaire)	$4.575 \times 0.30 \times 0.45 \times 25 = 15,44$
	Poutre (principal)	$2.6 \times 0.30 \times 0.5 \times 25 = 9,75$
	Poteau	$0.3 \times 0.3 \times (3.06 - 0.5) \times 25 = 5.76$
	Mur extérieur	$2.81 \times 4.575 \times (3.57 - 0.45) = 40,11$
	Total	138,74
Sous-sol2	Plancher	$12,675 \times 7.64 = 96,84$
	Poutre (secondaire)	$4.575 \times 0.30 \times 0.45 \times 25 = 15,44$
	Poutre (principal)	$2.6 \times 0.30 \times 0.5 \times 25 = 9,75$
	Poteau	$0.3 \times 0.3 \times (3.06 - 0.5) \times 25 = 5.76$
	Total	127,79

Les résultats concernant le poteau de rive sont donnés par le tableau suivant :

Tableau II.23: choix final du poteau de rive blocR+10

niveau	G (KN)	Q(KN)	Pu(KN)	Pser.(KN)	B(RPA) (Cm ²)	a=b (cm)	RPA Cm ²	Le choix (cm)	σ Ser Mpa	obs
10	122,05	12,675	183,78	134,725	121,29	13,01	30	35x35	0,96	ok
9	288,27	46,74	459,27	335,01	303,12	19,41	30	35x35	2,38	ok
8	442,49	78,9	715,71	521,39	472,37	23,73	30	35x35	3,70	ok
7	602,71	107,65	975,13	710,36	643,59	27,37	30	35x35	5,04	ok
6	762,93	133,01	1229,47	895,94	811,45	30,49	30	35x35	6,36	ok
5	923,15	154,95	1478,68	1078,1	975,93	33,24	30	35x35	7,65	ok
4	1083,37	173,48	1722,77	1256,85	1137,03	35,72	30	40x40	6,83	ok
3	1243,59	190,39	1964,43	1433,98	1296,52	38,01	30	40x40	7,79	ok
2	1403,81	207,37	2206,20	1611,18	1456,09	40,16	30	45x45	6,92	ok
1	1564,03	224,53	2448,24	1788,56	1615,84	42,20	30	45x45	7,68	ok
RDC	1725,4	241,65	2691,77	1967,05	1776,56	44,15	30	45x45	8,45	ok
ssol1	1864,14	259,14	2905,30	2123,28	1917,50	45,79	30	50x50	7,39	ok
ssol2	1991,93	276,51	3103,87	2268,44	2048,55	47,26	30	50x50	7,89	ok

poteau de rive :

✚ pour Bloc R+7

Tableau II.24 : calcul des charges du poteau de rive blocR+7

NIVEAU	ELEMENT	G(KN)
7 ^{eme}	Plancher terrasse	$13,91 \times 6,33 = 88,05$
	Poutre (principal)	$2,6 \times 0,30 \times 0,5 \times 25 = 9,75$
	Poutre (secondaire)	$5,05 \times 0,30 \times 0,45 \times 25 = 17,04$
	Acrotère	$5,35 \times 2,229 = 11,925$
	poteaux	$0,3 \times 0,3 \times (3,06 - 0,5) \times 25 = 5,76$
	Total	132.52
1 ^{eme} -6 ^{eme}	Plancher	$13,91 \times 5,34 + 4,46 \times 6,52 = 103,36$
	Poutre (principal)	$2,6 \times 0,30 \times 0,5 \times 25 = 9,75$
	Poutre (secondaire)	$5,05 \times 0,30 \times 0,45 \times 25 = 17,04$
	Poteaux	$0,3 \times 0,3 \times (3,06 - 0,5) \times 25 = 5,76$
	Mur extérieur	$5,05 \times (3,06 - 0,45) \times 0,3 \times 2,81 = 11,11$
	Total	147.02
RDC	Plancher	$13,91 \times 5,34 + 4,46 \times 6,52 = 103,36$
	Poutre (principal)	$2,6 \times 0,30 \times 0,5 \times 25 = 9,75$
	Poutre (secondaire)	$5,05 \times 0,30 \times 0,45 \times 25 = 17,04$
	Poteaux	$0,3 \times 0,3 \times (3,57 - 0,5) \times 25 = 6,9$
	Mur extérieur	$5,05 \times (3,06 - 0,45) \times 0,3 \times 2,81 = 11,11$
	Total	148.16
Sous-sol1	Plancher	$13,91 \times 5,34 = 74,28$
	Poutre (principal)	$2,6 \times 0,30 \times 0,5 \times 25 = 9,75$
	Poutre (secondaire)	$5,05 \times 0,30 \times 0,45 \times 25 = 17,04$
	Poteaux	$0,3 \times 0,3 \times (3,06 - 0,5) \times 25 = 5,76$
	Mur extérieur	$5,05 \times (3,57 - 0,45) \times 0,3 \times 2,81 = 13,28$
	Total	120.11
Sous-sol2	Plancher	$13,91 \times 7,64 = 106,27$
	Poutre (principal)	$2,6 \times 0,30 \times 0,5 \times 25 = 9,75$
	Poutre (secondaire)	$5,05 \times 0,30 \times 0,45 \times 25 = 17,04$
	Poteaux	$0,3 \times 0,3 \times (3,06 - 0,5) \times 25 = 5,76$
	Total	138.82

- Les résultats concernant le poteau de rive sont donnés par le tableau suivant :

Tableau II.25: choix final du poteau de rive blocR+7

niveau	G (KN)	Q(KN)	Pu(KN)	Pser.(KN)	B(RPA)	a=b(cm)	RPA Cm ²	Le choix	Ser Mpa	obs
7	132,52	13,91	199,77	146,43	131,85	13,48	30	35x35	1,039	Ok
6	279,54	50,38	452,95	329,92	298,95	19,29	30	35x35	2,342	Ok
5	426,56	84,77	703,01	511,33	463,99	23,54	30	35x35	3,630	Ok
4	573,58	115,51	947,60	689,09	625,41	27,01	30	35x35	4,891	Ok
3	720,6	142,6	1186,71	863,2	783,23	29,99	30	35x35	6,127	Ok
2	867,62	166,05	1420,36	1033,67	937,44	32,62	30	35x35	7,337	Ok
1	1014,64	185,85	1648,54	1200,49	1088,04	34,99	30	40x40	6,524	Ok
RDC	1162,8	213,97	1890,74	1376,77	1247,89	37,33	30	40x40	7,482	Ok
ssol1	1282,91	233,58	2082,30	1516,49	1374,32	39,07	30	45x45	6,512	Ok
ssol2	1421,73	252,77	2298,49	1674,5	1517,00	40,95	30	45x45	7,191	Ok

- Les résultats concernant les poteaux sont résumé dans les tableaux ci-dessous

✚ pour BlocR+10

Tableau II.26 : choix final des poteaux pour blocR+10

Niveau	Le choix final		
	Poteau central cm	Poteau d'angle cm	Poteau de rive cm
10	35x35	35x35	35x35
09	35x35	35x35	35x35
08	35x35	35x35	35x35
07	35x35	35x35	35x35
06	40x40	35x35	35x35
05	40x40	35x35	35x35
04	45x45	35x35	40x40
03	45x45	35x35	40x40
02	50x50	35x35	45x45
01	50x50	35x35	45x45
RDC	55x55	35x35	45x45
Ssol1	55x55	40x40	50x50
Ssol2	55x55	40x40	50x50

 pour Bloc 2

Tableau II.27 : choix final des poteaux pour blocR+7

Niveau	Le choix final		
	Poteau central	Poteau d'angle	Poteau de rive
07	35x35	35x35	35x35
06	35x35	35x35	35x35
05	35x35	35x35	35x35
04	40x40	35x35	35x35
03	40x40	35x35	35x35
02	45x45	35x35	35x35
01	45x45	35x35	40x40
RDC	50x50	35x35	40x40
Ssol1	50x50	35x35	45x45
Ssol2	55x55	35x35	45x45

II.6 Pré dimensionnement des voiles

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

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

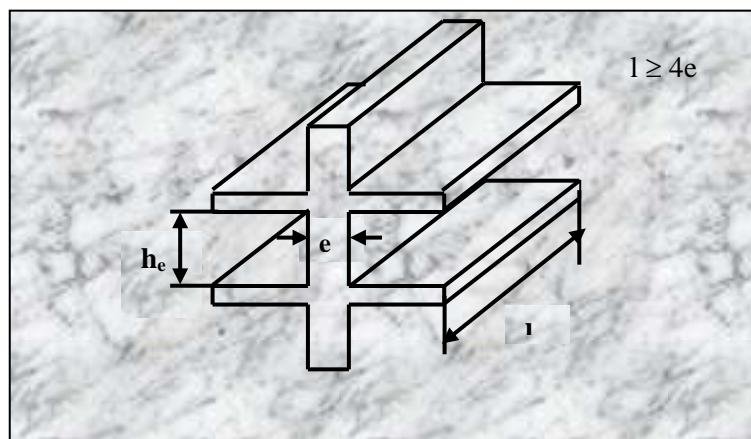
Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connues dans le cadre de ce pré dimensionnement.)

D'après le RPA 99 article 7.7.1 « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4 e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires . » avec

L: porté du voile.

e: épaisseur du voile.

L'article 7.7.1 RPA99 « l'épaisseur minimale est de 15 cm » .de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité au extrémités comme indique la figure



Dans notre cas :

$$a \geq \max \left\{ 15 \text{ cm} ; h_e / 20 \right\}$$

et

$$a \geq \max \left\{ 15 \text{ cm} ; h_e / 22 \right\}$$

- Pour le RDC $h_e = 3,57 - 0,5 = 3,07 \text{ m}$

$$a \geq \max \left\{ 15 / 13,95 / 15,35 \right\} \Rightarrow a \geq 15,35 \text{ cm .}$$

- Pour l'étage courant $h_e = 3,06 - 0,5 = 2,56 \text{ m}$

$$a \geq \max \left\{ 15 / 11,63 / 12,8 \right\} \Rightarrow a \geq 12,8 \text{ cm .}$$

Conclusion:

On opte finalement pour **a = 20 cm** pour tout les niveaux

CHAPITRE III :
CALCUL DES ELEMENTS
SECONDAIRES

III.1 Introduction

Dans toute structure 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 considérerons l'étude des éléments secondaires que comporte notre bâtiment. Nous citons

- L'acrotère
- Les escaliers
- Planchers

Le calcul de ces éléments s'effectue suivant le règlement « **BAEL 91 modifié 99** » et le règlement parasismique algérien « **RPA99 version 2003** ».

III.2 L'acrotère

III.2.1 Introduction:

On appelle mur acrotère, en abrégé acrotère, un muret situé en bordure de toitures terrasses pour permettre le relevé d'étanchéité et pour essentiellement à protéger les personnes contre la chute.

L'acrotère est un système isostatique assimilable à une console encastrée au plancher terrasse, la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. Elle est sollicitée par son poids propre (G) et une poussée horizontale.

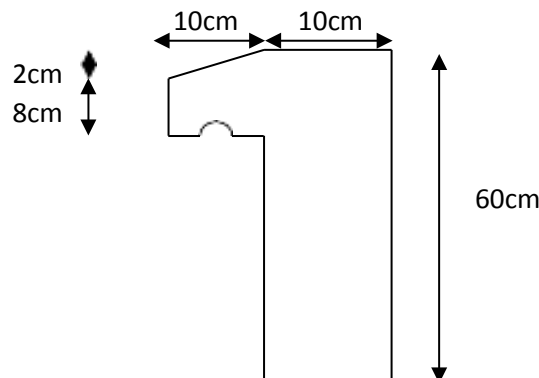


Figure III.1. : Acrotère

III.2.2. EVALUATION DES CHARGES

➤ Charges permanentes :

➤ Surface de l'acrotère :

$$S = \left[(0,1 \times 0,6) + (0,1 \times 0,08) + \frac{(0,1 \times 0,02)}{2} \right] = 0,069 \text{ cm}^2$$

➤ Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho_b \times S = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ kN / ml}$$

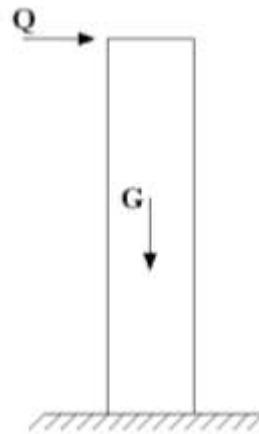
➤ Revêtement en ciment ($e=2\text{cm}$; $\rho=18\text{kN/m}^3$) :

$$G = \rho_{ci} \times e \times P_{cme} = 18 \times 0,02 \times (60 + 10) \times 2 \cdot 10^{-2} = 0,504 \text{ kN / ml}$$

$$G=2,229\text{kN/ml}$$

➤ Charge d'exploitation :

- $Q = 1.00\text{KN/ml}$



FigureIII.2 : sollicitations de l'acrotère

▪ L'action des forces horizontales Q_h : (F_p)

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés [$A=0,25$].....groupe 2.

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

W_p : Poids de l'acrotère = $2,229\text{kN}$.

$$F_p=4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,229=1,783\text{kN}.$$

$$Q_u=Max(1,5Q ; F_p)$$

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 1,783 \text{ kN} \\ 1,5Q = 1,5 \text{ kN} \end{array} \right\} \Rightarrow Q_u = Q_h = 1,783 \text{ kN}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur : $G=2,229\text{kN/ml}$ et $Q=1,783\text{KN/ml}$

III.2.3. CALCUL DES EFFORTS

Pour une bande de 1m de largeur :

E.L.U

$$N_u = 1,35G = 3,009kN$$

$$M_u = Q_h h = 1,604kNm$$

$$T_u = Q_h = 2,674kN$$

E.L.S

$$N_{ser} = G = 2,229kN$$

$$M_{ser} = Q_h h = 1,069kNm$$

$$T_{ser} = Q_h = 1,783kN$$

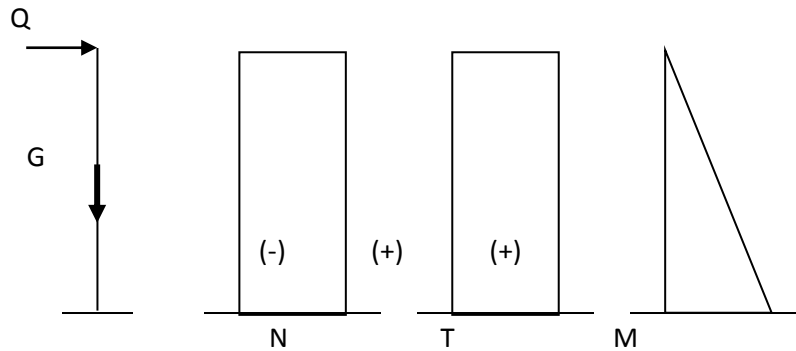


Figure III.3 : Diagramme des efforts (N, T, M) (N , T , M).

III.2.4. FERRAILLAGE DE L'ACROTÈRE

$e = 10cm$; $b = 100cm$; $f_{c28} = 25MPa$; $\sigma_{bc} = 14,17MPa$; $c = c' = 2cm$; $f_e = 400MPa$

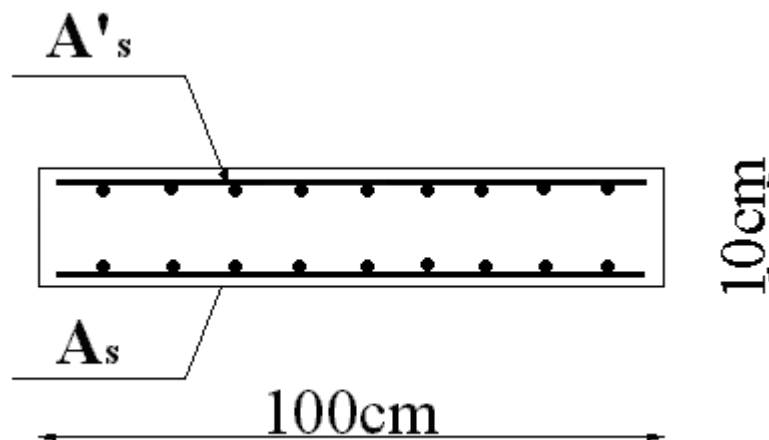


Figure.III.4: Ferraillage de l'acrotère

• Calcul de l'excentricité

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,604}{3,009} = 53,31 \text{ cm} \left. \vphantom{\frac{M_u}{N_u}} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

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 »

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 1,69 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,015$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,0189$$

$$Z = d \left(1 - 0,4\alpha \right) = 8,932 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,015 < 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10 \% \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

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

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z \sigma_s} = 54,37 \text{ mm}^2$$

• $A_{s1} = A'_s = 0$

• $A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 45,74 \text{ mm}^2$

Donc : $\begin{cases} A_{s1} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 0,46 \text{ cm}^2 \end{cases}$

III.2.5. VÉRIFICATION DE LA SECTION D'ACIER SELON

« BAEI 91MODIFIÉ 99 »^[2]

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième

et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23 bd \frac{f_{t28}}{fe} \right\}$$

Avec :

$$f_{t28}=2,1\text{MPa} ; f_e=400\text{MPa} ; b=100\text{cm} ; d=9\text{cm}$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \{1\text{ cm}^2 ; 1,087\text{ cm}^2\} = 1,087\text{ cm}^2$$

Donc : on opte finalement pour $6T6=1,70\text{cm}^2$

$$\text{Avec un espacement } s_t = \frac{100}{6} = 16\text{ cm} .$$

III.2.6 : ARMATURES DE RÉPARTITIONS

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,425\text{ cm}^2$$

$$\text{On choisi } 5T6=1,41\text{cm}^2 \text{ avec un espacement } s_t = \frac{60-4}{4} = \frac{56}{4} \approx 14\text{ cm}$$

III.2.7. VÉRIFICATION À L'E.L.S

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 47,96\text{ cm}$$

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

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

$$C=d-e_A$$

$$\text{Avec : } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 50,96\text{ cm} \Rightarrow C = -43\text{ cm} \quad (C < 0)$$

D'après le « **BAEL 91 modifié 99** »^[2], on doit résoudre l'équation suivant :

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

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

Avec :

$$n = 15 ; \left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = -5467,44 \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 154876,88 \end{array} \right.$$

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

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27} \right) = -2,261 \cdot 10^8$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,99 \Rightarrow \varphi = 171,89^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 85,38$$

$$y_1 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120 \right) = -85,28 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} \right) = 46,13 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240 \right) = 39,16 \text{ cm}$$

La solution qui convient est : $y_c = 46,13 \text{ cm}$

Car : $0 < y_{ser} = y_c + c < d$

$$0 < y_{ser} = 46,13 - 43 = 3,13 \text{ cm} < 9 \text{ cm}$$

Donc : $\begin{cases} y_{ser} = 3,13 \text{ cm} \\ y_c = 46,13 \text{ cm} \end{cases}$

Calcul du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right] = 1900,79 \text{ cm}^4 \quad ; \quad n = 15$$

III.2.8 : VERIFICATION DES CONTRAINTES

Contrainte du béton :

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

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2,229 \cdot 10^3 \times 46,13 \cdot 10}{1900,79 \cdot 10^4} \right) \times 31,3 = 1,69 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Contraintes de l'acier :

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

$$\sigma'_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{Acier comprimé}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} fe; \text{Max} (0,5 fe; 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) \right) = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 47,545 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 9,153 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

III.2.9. VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

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

$$\tau_u = \frac{2,541 \cdot 10^3}{90 \cdot 10^3} = 0,028 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

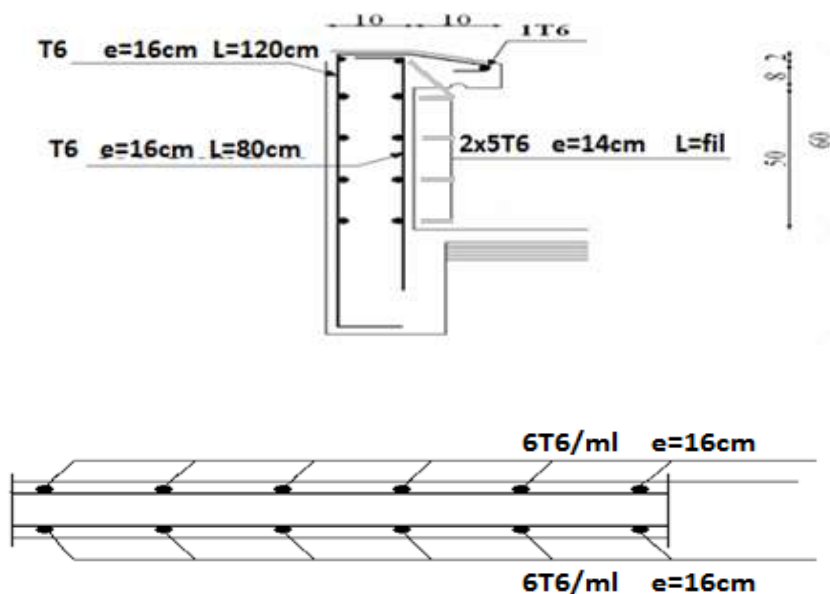


Figure III.5 : Disposition des armatures de l'acrotère

III.3 Etude des planchers

III.3.1 Introduction:

Les planchers sont des éléments plans horizontaux et qui ont pour rôle :

- Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Répartir les charges horizontales dans les contreventements.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

III.3.2 Plancher à corps creux

III.3.2.1 Pré dimensionnement des poutrelles :

Notre bâtiment comporte deux type de planchers constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension (16x20x65) cm³ avec une dalle de compression de 5cm d'épaisseur.

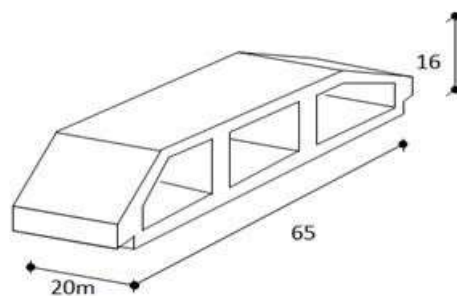


Figure III.6 : corps creux

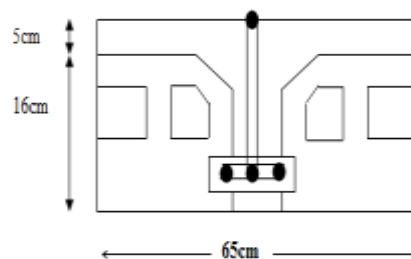


Figure III.7 : Coupe du plancher à corps creux

Etude des poutrelles:

Les poutrelles sont des sections en (T) en béton armé, elles servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales, Elles sont disposées suivant le plus grand nombre d'appuis.

$L_{max} = 6,05m$

$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) * h_t$

Avec:

h_t : Hauteur du plancher.

h_0 : Hauteur de la dalle de compression.

$b \leq \min \left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10} \right)$

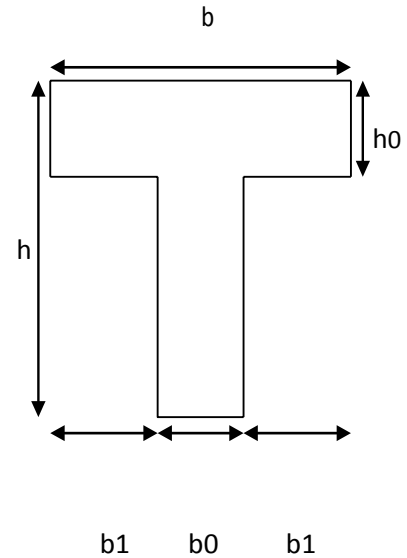


Figure III.8 : Schéma de poutrelle

Tel que:

L_x : Distance entre nus d'appuis des poutrelles.

L_y : Distance entre nus d'appuis des poutres secondaires.

$b = 2 * b1 + b0$

$b_0 = (0,4; 0,6) * h = (8,4; 12)cm$. On adopte $b_0 = 12cm$. Soit:

$b_0 = 12cm$.

$b = \frac{b - b_0}{2} \leq \min \left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10} \right) \Rightarrow b \leq 2 * \min \left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10} \right) + b_0$

$L_x = 65 - 12 = 53cm$.

$L_y = 505 cm$.

$b = \min \left(\frac{53}{2}; \frac{505}{10} \right) = 26.5cm \Rightarrow b = 2 * 26.5 + 12 = 65cm$.

$\left(\frac{53}{2}; \frac{505}{10} \right)$

Soit : **$b = 65cm$**

Evaluation des charges et surcharges revenants aux poutrelles

- A l'ELU : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ et $p_u = 0.65 \times q_u$

- A l'ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0.65 \times q_s$

Tableau III.1 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.33	1.00	10,04	6,53	7,33	4,76
Etages d'habitation	5.34	1.5	8,71	5,66	6,84	4,45

Remarque: Le plancher terrasse est le plus sollicité.

Méthode de calcul:

Il existe trois méthodes de calcul en béton armé pour calculer les moments : la méthode **forfaitaire**, méthode de **Caquot** et la méthode de **RDM**.

Puisque les poutrelles étudiées sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, alors leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

A- Méthode forfaitaire

- **Condition d'application**

1 Il faut que le plancher soit à sur charge modérée: $Q \leq \text{MAX} \{ 2G, 5 \text{ KN / m}^2 \}$

2 Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.

3 Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$\frac{0,8 \leq L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

4 La fissuration est non préjudiciable.

Dans le cas ou l'une de ces conditions n'est pas vérifié on applique la méthode de Caquot.

Application:

$$5 \text{ kN/m}^2$$

1) $Q = 1.5 \text{ KN/m}$

..... Condition vérifiée.

$$2 \cdot G = 2 \cdot 6,33 = 12,66 \text{ kN/m}^2$$

2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes Travées.

3) on a un seul travée $l = 5.25$ Condition vérifiée.

4) La fissuration est peu nuisible ou préjudiciable Condition vérifiée.

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1}{6,33 + 1} = 0,136$$

a. calcul des moments

- **E.L.U** $M_{0AB} = \frac{q_U \times L_{AB}^2}{8} = 22.48 \text{ kN.m}$

- **E.L.S** $M_{0AB} = \frac{q_S \cdot L_{AB}^2}{8} = 16.41 \text{ kN.m}$

b. Moment sur appuis

- **E.L.U**

$$M_A = 13.48 \text{ KNm}$$

$$M_B = 13.48 \text{ KNm}$$

- **E.L.S**

$$M_A = 9.84 \text{ KNm}$$

$$M_B = 9.84 \text{ KNm}$$

c. Moment en travée

- **Travée AB**

- **E.L.U**

1) $M_t + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 \cdot M_{0AB} \\ (1 + 0,3 \cdot \alpha) \cdot M_{0AB} \end{array} \right.$

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 \times 22.84 \\ (1 + 0,3 \cdot 0,136) \times 22.84 \end{array} \right. - \frac{13.48 + 13.48}{2}$$

$$M_t \geq 23.98 - \frac{13.48 + 13.48}{2} \Rightarrow M_t = 10.5 \text{ kN.m.}$$

$$2) M_t \geq \left[\frac{1,2 + 0,3 \times 0,136}{2} \right] \times 22,48 = 13,95 \text{ kN.m}$$

Donc : **M_{tAB}=13.95kN.m**

• **E.L.S**

$$1) M_t + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 \cdot M_{0AB} \\ (1 + 0,3 \cdot \alpha) \cdot M_{0AB} \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 \times 16,4 - \frac{9,84 + 9,84}{2} \\ (1 + 0,3 \cdot 0,136) \times 16,4 - \frac{9,84 + 9,84}{2} \end{array} \right.$$

$$M_t \geq 17,22 - \frac{9,84 + 9,84}{2} \Rightarrow M_t = 7,38 \text{ kN.m.}$$

$$2) M_t \geq \left[\frac{1,2 + 0,3 \times 0,136}{2} \right] \times 17,22 = 10,68 \text{ kN.m}$$

Donc : **M_{tAB}=10.68kN.m**

d. Calcule l'effort tranchant à L'E.L.U

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

Avec :

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

Tableau III.2 : Calcul des efforts internes (M, T)

Appuis	Moment sur appuis (kNm)		Travée	Portée réelle (m)	Moment en travée (kNm)		Effort tranchant (kN)	
	ELU	ELS			ELU	ELS	ELU	
							T _w	T _e
A	-13.48	-9.84	A-B	5.25	13.95	10.68	17.14	-17.14
B	-13.48	-9.84						

- Pour les poutrelles de 2 et de 5 travées

Remarque : La 3ème condition n'est pas vérifiée alors la méthode forfaitaire n'est pas applicable et donc on passe à la méthode de Caquot.

5) $\frac{Ln}{Ln+1} = \frac{4.45}{3.15} = 1.41 \rightarrow 0,8 < 1.41 < 1,25$ Condition non vérifiée.

B-Méthode de CAQUOT :

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

- Exposé de la méthode
- Moment sur appuis

$$M_a = - \frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5 (l_w + l_e)} \dots\dots\dots \text{Appuis intermédiaire}$$

- Moment en travée

$$(M_l) = (M_0) + \frac{(M_w + M_e)}{2} + \frac{(M_w - M_e)^2}{16 (M_0)}$$

Avec : $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w; M_e)$: les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

q_w : charge répartie à gauche de l'appuis considérée ;

q_e : charge répartie à droite de l'appuis considérée.

On calcul, de chaque coté de l'appuis, les longueurs de travées fictives "l'w" à gauche et "l'e" à droite, avec :

$l' = l$ pour une travée de rive

$l' = 0,8l$ pour une travée intermédiaire

Où "l" représente la portée de la travée libre

- Effort tranchant

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = - \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

Avec :

T_w : effort tranchant à gauche de l'appui considéré,

T_e : effort tranchant à droite de l'appui considéré.

• Charge et surcharge d'exploitation :

A. Poutrelle à 2 travées :

Calcul à l'ELU :

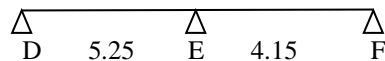


Tableau III.3: Calcule des moments et efforts tranchant à l'ELU

	DE	EF	
portée l [m]	5,25	4,15	
portée fictive l_0 [m]	5,25	4,15	
charge permanente g [kN/m]	6,33	6,33	
charge exploitation q [kN/m]	1,00	1,00	
Chargée C ($1.35g + 1.5 q$)* 0.65 [kN/m]	6,53	6,53	
Déchargée D $0.65*1.35g$ [kN/m]	5,55	5,55	
Ma cas 1 : CCC[kNm]	-3,37	-17,67	-2,11
Ma cas 2 : DCD [kNm]	-2,87	-15,89	-1,79
Ma cas 3 : CDC [kNm]	-3,37	-16,79	2,11
Mo; Chargée [kNm]	22,50	14,06	
Mo; Déchargée [kNm]	19,12	11,95	
Mt cas1: CCC [kNm]	12,54	5,25	
Mt cas2: DCD [kNm]	10,30	6,10	
Mt cas3: CDC [kNm]	12,92	6,48	
Ma,max [kNm]	-3,37	-17,67	-2,11
Mt,max [kNm]	12,92	6,48	
T_w : [kN]	19.83	9.80	
T_e : [kN]	-14.41	-17.29	

Calcul à l'ELS :

Tableau III.4: Calcule des moments et efforts tranchant à l'ELS.

	AB	BC	
portée l [m]	5.25	4,15	
portée fictive l_0 [m]	5,25	4,15	
charge permanente g [kN/m]	6,33	6,33	
charge exploitation q [kN/m]	1,00	1,00	
Chargée C ($g + q$)*0.65[kN/m]	4,76	4,76	
Déchargée D 0.65*g[kN/m]	4,11	4,11	
Ma cas 1 : CCC[kNm]	-2,46	-12,88	-1,54
Ma cas 2 : DCD [kNm]	-2,12	-11,70	-1,33
Ma cas 3 : CDC [kNm]	-2,46	-12,30	1,54
Mo; Chargée [kNm]	16,40	10,25	
Mo; Déchargée [kNm]	14,16	8,85	
Mt cas1: CCC [kNm]	9,14	3,82	
Mt cas2: DCD [kNm]	7,65	4,39	
Mt cas3: CDC [kNm]	9,39	4,82	
Ma,max [kNm]	-2,46	-12,88	-1,54
Mt,max [kNm]	5.25	4,15	

• Charge et surcharge d'exploitation

B. Poutrelle à 5 travées

Calcul à l'ELU

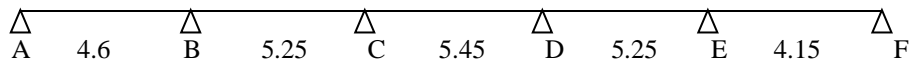


Tableau III.5: Calcul des moments et efforts tranchant à l'ELU.

	AB	BC	CD	DE	EF	
portée [m]	4,60	5,25	5,45	5,25	4,15	
portée fictive l_0 [m]	4,60	4,20	4,36	4,20	4,15	
charge permanente g [kN/ml]	6,33	6,33	6,33	6,33	6,33	
charge exploitation q [kN/ml]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
Chargée C $(1,35g + 1,5q)*0.65$ [kN/ml]	6,53	6,53	6,53	6,53	6,53	
Déchargée D $(1,35g*0.65)$ [kN/ml]	5,55	5,55	5,55	5,55	5,55	
Ma cas 1 : CCCCC [kNm]	-2,59	-14,97	-14,09	-14,09	-13,39	-2,11
Ma cas 2 : DCDCD [kNm]	-2,20	-13,69	-12,97	-12,97	-12,41	-1,79
Ma cas 3 : CDCDC [kNm]	-2,59	-13,99	-13,09	-13,09	-12,37	-2,11
Mo : Chargée [kNm]	17,27	22,50	24,24	22,50	14,06	
Mo : Déchargée [kNm]	14,68	19,12	20,61	19,12	11,95	
Mt cas1: CCC [kNm]	7,50	6,08	10,16	8,76	6,87	
Mt cas2: DCD [kNm]	7,30	5,79	7,63	6,43	5,44	
Mt cas3: CDC [kNm]	0,29	-7,39	-2,87	-3,97	0,59	
Mapuit,max [kNm]	-2,59	-14,97	-14,09	-14,09	-13,39	-2,11
Mt,max [kNm]	7,50	6,08	10,16	8,76	6,87	
Tw : [kN]	12,32	17,30	17,79	17,27	16,26	
Te : [kN]	-17,71	-16,97	-17,79	-17,00	-10,83	

Calcul à l'ELS

Tableau III.6: Calcul des moments et efforts tranchant à l'ELS.

	AB	BC	CD	DE	EF	
portée l [m]	4,60	5,25	5,45	5,25	4,15	
portée fictive l_0 [m]	4,60	4,20	4,36	4,20	4,15	
charge permanente g [kN/ml]	6,33	6,33	6,33	6,33	6,33	
charge exploitation q [kN/ml]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
Chargée C ($g + q$)*0.65 [kN/ml]	4,76	4,76	4,76	4,76	4,76	
Déchargée D (g *0.65) [kN/ml]	4,11	4,11	4,11	4,11	4,11	
Ma cas 1 :CCCC [kNm]	-1,89	-10,91	-10,27	-10,27	-9,76	-1,54
Ma cas 2 : DCDCD [kNm]	-1,63	-10,06	-9,53	-9,53	-9,11	-1,33
Ma cas 3 : CDCDC [kNm]	-1,89	-10,26	-9,61	-9,61	-9,08	-1,54
Mo :Chargée [kNm]	12,59	16,40	17,67	16,40	10,25	
Mo : Déchargée [kNm]	10,87	14,16	15,26	14,16	8,85	
Mt cas1: CCC [kNm]	5,47	4,43	7,40	6,39	5,01	
Mt cas2: DCD [kNm]	5,43	4,37	5,73	4,84	4,06	
Mt cas3: CDC [kNm]	0,19	-5,46	-2,16	-2,96	0,41	
Mapuit,max [kNm]	-1,89	-10,91	-10,27	-10,27	-9,76	-1,54
Mt,max [kNm]	5,47	4,43	7,40	6,39	5,01	

Ferraillage de Poutrelle : (16+5)cm

On considère pour le ferraillage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

E.L.U : $M_{tu}^{max} = 13.95 \text{ kNm}$

$M_{au}^{max} = 17.67 \text{ kNm}$

$T_u^{max} = 17,79 \text{ kN}$

E.L.S : $M_{tser}^{max} = 10.68 \text{ kNm}$

$M_{aser}^{max} = 12.88 \text{ kNm}$

Le ferraillage se fait pour une section en T en flexion simple avec les sollicitations maximales.

a. Ferraillage longitudinal en travée :

Calcul de M_{tu} :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.05 \times 14.17 \times \left(0.189 - \frac{0.05}{2} \right) = 0.076 \text{ MN.m}$$

$M_{tu} = 0.076 \text{ MN.m}$

$M_{t \max} = 13.95 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$

$M_{tu} > M_t^{max} \Rightarrow$ La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre passe par la table de compression ce qui nous conduit à faire un calcul d'une section rectangulaire $b \times h$.

▪ Calcul des armatures

$$\mu_{bc} = \frac{M_t}{f_{bc} d^2 b} = \frac{13.95 \times 10^{-3}}{14.17 \times 0.65 \times 0.189^2} = 0.042 < 0.186$$

\Rightarrow Pivot A: $\xi_s = 10\% \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$

On a $\mu_l = 0.8 \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l) = 0.392$

$\mu_{bc} < \mu_l \Rightarrow A'_s = 0$

Calcul de A_s :

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.042)}) = 0.053$$

$$Z = 0.189 \times (1 - 0.4 \times 0.053) = 0.184 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{13.95 \times 10^{-3}}{348 \times 0.184} = 2.17 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

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

Soit : $A_s = 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2$

▪ Condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.189 \times 2.1}{400} = 1.48 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_s \quad \text{Vérfiée.}$$

b. Ferrailage longitudinal sur appuis :

On a : $M_{au}^{\max} = 17.67 \times 10^{-3} \text{ MNm} < M_{tab} = 0,076 \text{ MNm}$

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b_0 \times h$) en flexion simple.

$$\mu_{bc} = \frac{M_a^{rive}}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{17,67 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.189^2 \times 14.17} = 0.290$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.290}) = 0.439$$

$$z = 0.189 \times (1 - 0.4 \times 0.439) = 0.155$$

$$A_{rive} = \frac{M_a^{rive}}{z \times \sigma_s} = \frac{17,67 \times 10^{-3}}{0.155 \times 348} = 3,27 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{\min} = 3,27 \text{ cm}^2$$

On choisit : $A_s = 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2$

Remarque : 1T12 fil + 2T12 chapeau.

▪ Condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.12 \times 0.189 \times 2.1}{400} = 0.27 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_s \quad \text{Vérfiée.}$$

c. Vérification :

Effort tranchant

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{\max}=17,79\text{kN}$.

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

Tel que :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{.Fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = 0,78 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Au voisinage des appuis :

• **Appuis de rives :**

- **Vérification de la compression du béton [2]**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9 b_0 d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $T_u=17,79\text{kN}$ (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{17,79 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0,87 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales [2]**

$$A_s = 0,79 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,51 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

• **Appuis intermédiaires :**

- **Vérification de la contrainte de compression [1] :**

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0,9 b_0 d} = \frac{17,79 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0,87 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales [1] :**

$$A_s = 3,39 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s} = -2,47 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Vérification des contraintes

- **Vérification des contraintes des armatures**

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

- **Vérification des contraintes du béton**

Soit « y » la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

La section étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance « y » de l'axe neutre :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ [4]

• **Détermination de l'axe neutre**

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

Avec : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$; $b=65\text{cm}$ (travée) ; $b_0=12\text{cm}$ (appuis) ; $c=c'=2\text{cm}$

y : est la solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

$$\begin{cases} by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + c'A'_s) = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A_s (d - y)^2 + 15 A'_s (y - c')^2 \end{cases}$$

Si $y < h_0 \Rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée

Si $y > h_0 \Rightarrow$ la distance « y » et le moment d'inertie « I » se Calculent par les formules qui suivent :

$$\begin{cases} b_0 y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)] = 0 \\ I = \frac{b_0}{3} y^3 + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0 \left(y - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15 [A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2] \end{cases}$$

Tableau III.7 : Vérification de la contrainte de béton.

	M_{ser}(kNm)	A_s(cm²)	Y(cm)	I(cm⁴)	σ_{bc}(MPa)	Vérification
Travée	10.68	2.36	4.02	9245.64	4,64	vérifiée
Appuis	12,88	3.39	4.71	12502.84	4,85	vérifiée

Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Les conditions à vérifier :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$

Avec:

h =21cm ; b₀=12cm ; d=18.9cm ; L=5.25 m ; M_{tser}=10.68kNm ; M₀=16.41kNm; A_s=2.36cm² ; f_e=400MPa.

Alors:

$$\frac{h}{L} = 0,04 < 0,0625 \dots\dots\dots \text{non vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} = 0,0104 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,04 < 0,065 \dots\dots\dots \text{non vérifiée}$$

Alors:

Puisque l'une des 3 conditions précédentes ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : Δf_T = f_v - f_i ≤ f̄ [1].

Tel que : $\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000}$ Si $L \geq 5,00$ m

$\bar{f} = \frac{L}{500}$ Si $L < 5,00$ m

Donc : $f = \frac{525}{1000} + 0.5 = 1.02$ cm

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

- Position de l'axe neutre « y_1 »

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h - h_0)b_0 \left(\frac{h - h_0}{2} + h_0 \right) + 15 A_s d}{bh_0 + (h - h_0)b_0 + 15 A_s}$$

- Moment d'inertie de la section totale homogène « I_0 »

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h - y_1)^3 - \frac{(b - b_0)}{3} (y_1 - h_0)^3 + 15 A_s (d - y_1)^2$$

- Calcul des moments d'inerties fictifs

$$I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.8: Calcul de la flèche

M_{ser} (kNm)	A_s (cm²)	Y₁ (cm)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I₀ (cm⁴)	I_{fi} (cm⁴)	I_{fv} (cm⁴)
10.68	2.36	7.2	0,0104	239.44	3.95	1.58	0,304	23257.19	11624.36	15710.92

- Calcul des modules de déformation

$$E_i = 11000 (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10818,87 \text{ MPa}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 0,78 \text{ cm}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 1.73 \text{ cm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0.95 \text{ cm} < \bar{f} = 1.02 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

-Calcul des armatures transversales et l'espacement

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance *FeE24*

(*f_e*=235MPa)

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad K = 1 \\ \bullet S_t \leq \text{Min} (0,9 d ; 40 \text{ cm}) \quad [5] \\ \bullet \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right) \end{array} \right.$$

• RPA 99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0 \\ \bullet S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12 \phi_t \right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10} \right)$$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \text{Min} (0,57\text{cm} ; 1\text{cm} ; 1,2\text{cm})$$

On adopte : $\phi_t=6\text{mm}$

Donc :

Choix des armatures :

On adopte : $A_t=2\phi 6=0,57\text{cm}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \text{ cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0 \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 17,01 \text{ cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,012 \text{ cm} \end{array} \right. \quad [5] \quad \left\{ \begin{array}{l} \bullet S_t \leq 5 \text{ cm} \dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right. \quad [1]$$

Choix des espacements :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq 15,83 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \left\{ \begin{array}{l} S_t = 5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

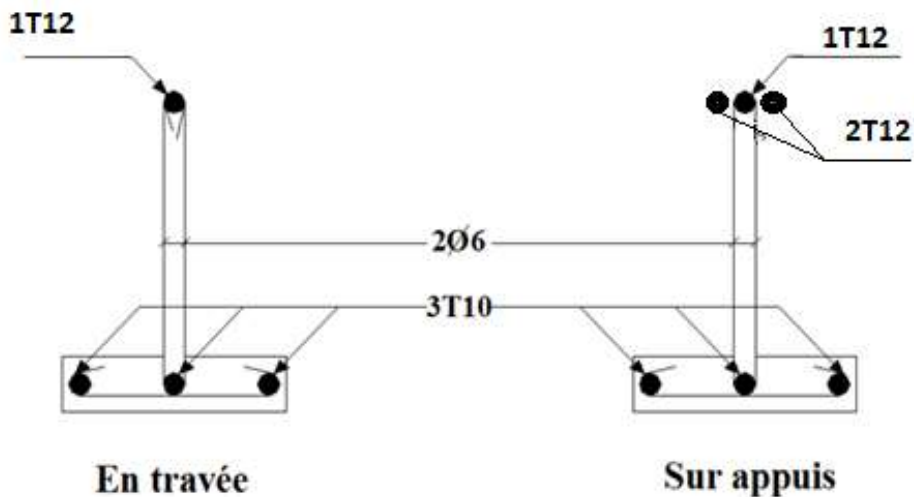


Figure III.9 : Schéma de ferrailage des poutrelles.

III.3.2.2 Ferrailage de la dalle de compression

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

20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.

30 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$\text{Si : } \begin{cases} 50 \leq L \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{4L}{fe} \\ L \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_2 = \frac{200}{fe} \end{cases} \quad [3]$$

Avec :

L : distance entre axes des poutrelles

A₁ : armatures perpendiculaires aux poutrelles

A₂ : armatures parallèles aux poutrelles

Tel que : L=65cm ; Fe=235MPa (acier rond lisse)

Donc on obtient : A₁= 1,11cm²/ml.

On prend : **6T6=1,18cm²** avec $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

- **Armatures de répartition :**

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,56 \text{ cm}^2, \text{ Soit : } \mathbf{6T6=1,18\text{cm}^2} \quad S_t=20\text{cm}.$$

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens.

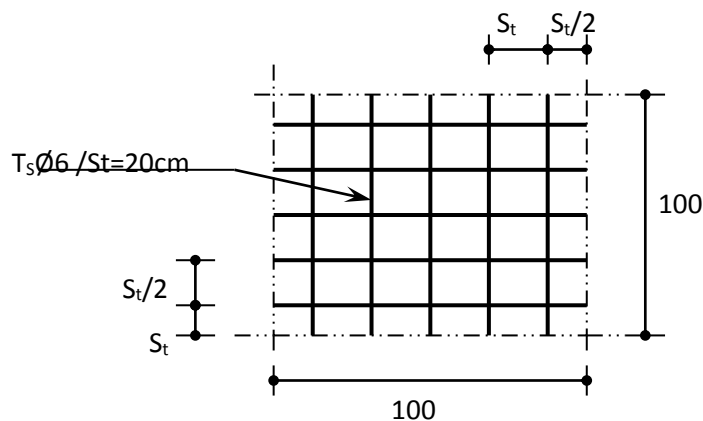


Figure III.10 : Ferrailage de la dalle de compression

III.3.3 Dalle pleine rectangulaire :

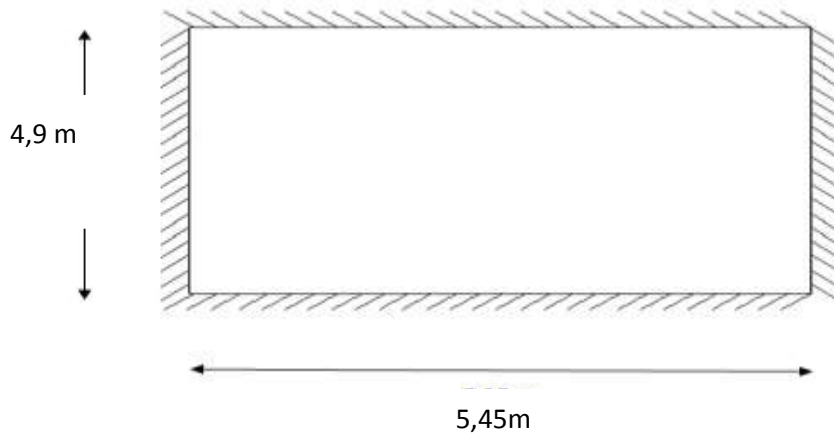


Figure III.11 : Dimensions d'une dalle pleine rectangulaire.

a. Evaluation des charges

$$G=7,64\text{kN/m}^2, Q=2,50 \text{ kN/m}^2.$$

ELU :

$$q_u=1,35G+1,5Q=14,06\text{kN/m}^2$$

ELS :

$$q_{ser}=G+Q=10,14\text{kN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,9}{5,45} = 0,89 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

b. Calcul des 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 $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et dev.

$$v: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

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

$$\rho = 0,89 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0466 \\ \mu_y = 0,7635 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 15,73 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 12,01 \text{ kNm}$$

- Moments en travées :

$$M_{tx}=0,75M_x=11,80\text{kNm}$$

$$M_{ty}=0,75M_y=9,00\text{kNm}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x= 7,86\text{kNm}$$

c. Ferrailage de la dalle

$b=b_0=100\text{cm}$; $h=20\text{cm}$; $c=c'=2\text{cm}$; $d=18\text{cm}$; $f_c=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$;
 $\sigma_s=348\text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.9 : Ferrailage de la dalle pleine rectangulaire

	Sens	M_u (kNm)	μ	A_s' (cm ²)	Z(cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	11,80	0,025	0	17,98	1,88	8T12	9,05	12.5
	y-y	9,00	0,019	0	17,82	1,45	6T10	4,71	15
Appuis	x-x	7,86	0,017	0	17,84	1,26	6T10	4,71	15
	y-y								

d. Espacement :

- **Travée :**

$$\text{Sens x-x : } esp = \frac{100}{8} = 12.5\text{ cm} < \text{Min} (3h; 33\text{ cm}) = 33\text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\text{Sens y-y : } esp = \frac{100}{6} = 16.66\text{ cm} < \text{Min} (4h; 45\text{ cm}) = 45\text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- **Appuis :**

$$\text{Sens x-x : } esp = \frac{100}{6} = 16.66\text{ cm} < \text{Min} (3h; 33\text{ cm}) = 33\text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\text{Sens y-y : } esp = \frac{100}{6} = 16.66\text{ cm} < \text{Min} (4h; 45\text{ cm}) = 45\text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

e. Condition de non fragilité

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x \geq \rho_0 \frac{(3 - \rho)}{2} bh = 1,68\text{ cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1,6\text{ cm}^2 \end{array} \right. \quad (\text{Dalle rectangulaire } \rho < 1)$$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} \rho_0 = 0,8\% \dots\dots\dots \text{pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,89 \end{array} \right.$$

- Travée :

- Sens x-x : $A_x = 9,05 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1,68 \text{ cm}^2$ vérifiée
- Sens y-y : $A_y = 4,71 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1,6 \text{ cm}^2$ vérifiée

- Appuis :

- Sens x-x : $A_x = 4,71 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1,68 \text{ cm}^2$ vérifiée
- Sens y-y : $A_y = 4,71 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1,6 \text{ cm}^2$ vérifiée

f. Calcul des armatures transversales

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

vérifiée : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 2,5 \text{ MPa}$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2 L_x + L_y} = \frac{14,06 \times 4,9 \times 5,45}{2 \times 4,9 + 5,45} = 24,62 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = \frac{14,06 \times 4,9}{3} = 22,96 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 24,62 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{24,62 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

g. Vérification à l'ELS

g.1 Evaluation des sollicitations à l'ELS

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,89 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0537 \\ \mu_y = 0,8358 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 13,07 \text{ kNm} \\ M_y = \mu_y M_x = 10,92 \text{ kNm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x = 11,10 \text{ kNm} \\ M_{ty} = 0,75 M_y = 8,19 \text{ kNm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 6,53 \text{ kNm} \end{cases}$$

g.2 Vérification des contraintes :

D'après le "BAEL91 modifié 99 " [2] on doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right) = 201,6 \text{ MPa} \end{cases}$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau III.10 : Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}	σ _s (MPa)	σ _s ≤ σ̄ _s
Travée	x-x	11,10	9.05	5.76	26707.8	2,39	vérifié	76,30	vérifié
	y-y	8,19	4.71	4.38	15906,06	2,25		105,19	
appuis	X-X	6,53	4,71	4,38	15906,06	1,79	vérifié	83,87	vérifié
	y-y								

g.3 Vérification de la flèche :

$$\left. \begin{aligned}
 \frac{h}{L_x} &\geq \frac{M_t}{20 M_x} \\
 \frac{h}{L_x} &\geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\
 \frac{A}{bd} &\leq \frac{2}{f_c}
 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{aligned}
 0,040 &> 0,042 \dots\dots\dots \text{nonverifié e.} \\
 0,040 &> 0,028 \text{ à } 0,037 \dots\dots\dots \text{vérifiée .} \\
 0,0034 &< 0,005 \dots\dots\dots \text{vérifiée}
 \end{aligned} \right.$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est nécessaire

Flèche totale : Δf_T = f_v - f_i ≤ f̄

f_i : la flèche dues aux charges instantanées .

f_v : la flèche dues aux charges de longue durée.

Avec :

$$\left\{ \begin{aligned}
 f_i &= \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} \\
 f_v &= \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} \\
 \bar{f} &= \frac{L}{500}
 \end{aligned} \right.$$

• Moment d'inertie de la section homogène I₀ :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15 A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 .$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Moment d'inertie fictive.

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{array} \right.$$

$E_i=32164,20\text{MPa}$; $E_v=10818,87\text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.11 : Vérification de la flèche de la dalle

$M_{ser}(\text{KNm})$	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)
11,10	9,05	0,005	68,13	4,2	1,68	0,27	75354,66	38842,6	51840,03

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0,21 \text{ cm} \\ f_v = 0,47 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,26 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} = \frac{545}{1000} = 1,04 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,26 \text{ cm} > \bar{f} = 1,04 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée .}$$

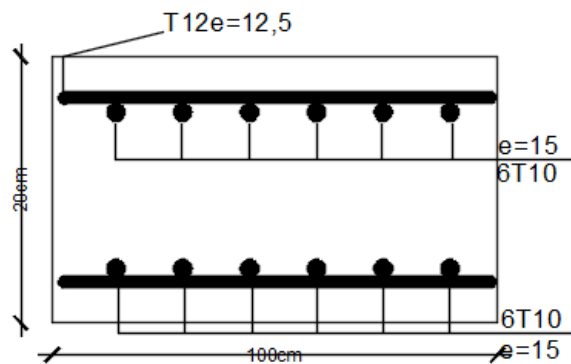


Figure III.12 : Ferrailage de la dalle pleine rectangulaire.

III.4 Etude des balcons :

III.4.1 Introduction :

Le bâtiment étudié comporte un seul type de balcon, et se calcul comme une console en dalle pleine encastrée à une extrémité et libre à l'autre, soumise à :

- Un poids propre.
- La surcharge d'exploitation.
- Charge concentrée à son extrémité libre due au poids du garde-corps.
- Un moment à l'extrémité dû à l'effort appliqué sur le garde-corps

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

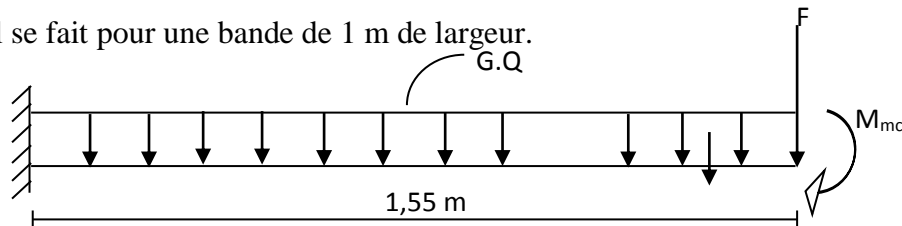


Figure III.13 : Schéma statistique du balcon

III.4.2 Calcul des charges sollicitant le balcon :

Evaluation des charges: épaisseur de la dalle e = 20cm

Les balcons sont sollicités par les actions suivantes :

- Charge permanentes : $G_1 = 6,52 \text{ KN/m}^2$
- Charge d'exploitation : $Q_2 = 3,5 \text{ KN/m}^2$
- Charge de garde-corps : $G_2 = 1 \text{ KN/m}$

Calcule Pour une bande de 1m :

- Charge permanant : $G \times 1\text{m} = 6,52 \times 1 = 6,52 \text{ KN/m}$
- Charge d'exploitation : $Q = 3,5 \text{ kN/m}$, pour une bande de 1m.
- Charge concentrée : $F = 1 \times 1 = 1 \text{ kN/m}^2$ Pour une bande de 1m, $F = 1 \text{ kN/m}^2$

Moment due à la main courante : $M_{mc} = Q \times L = 1 \times 1 \times 1 = 1 \text{ kN/m}$

a. Combinaisons des charges :

Tableau III.12 : Les combinaisons des charges.

	ELU	ELS
q (kN/m)	14,052	10,02
F(kN)	1,35	1
M _{mc} (kN.m)	1,5	1,00

b. Calcul des efforts internes :

Le diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant seront déterminer par les formules de la R.D.M suivantes :

$$M(x) = - \left[Fx + \frac{qx^2}{2} + Mmc \right] \dots\dots\dots(1)$$

$$T(x) = - [F + qx] \dots\dots\dots(2)$$

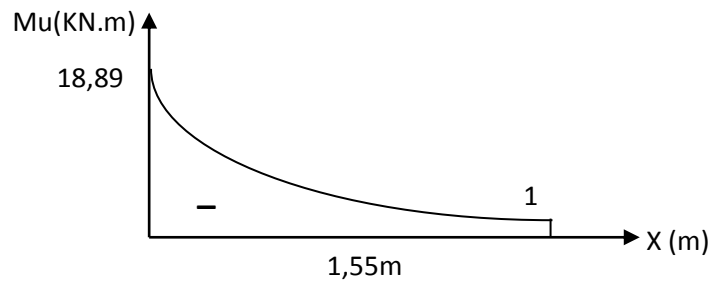


Figure III.14 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU

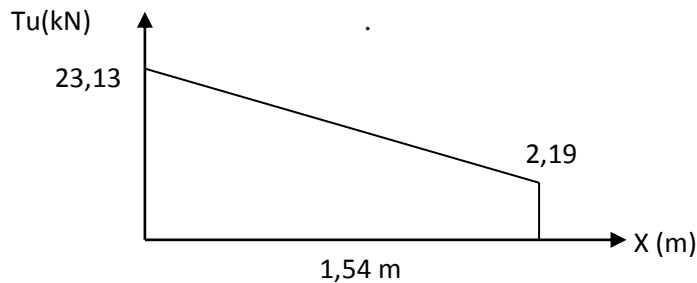


Figure III.15 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

III.4.3 Calcul du ferrailage

a. Armatures principales

Le calcul se fait en flexion simple, pour une bande de 1m de largeur, pour une section rectangulaire (bxh)=(100x20)cm²

Les données : f_{c28}= 25 MPa, f_{t28}= 2,1 MPa, f_{bc}=14,17 MPa, d=18 cm, fe= 400 MPa

Tableau III.13 : Ferrailage du balcon.

MU (kN.m)	μ	μ < μ _r	A'S (cm ²)	α	Z (cm)	As (cm ²)	Le choix	As (cm ²)	ESP (cm)
18,89	0,041	Oui	0	0,052	17,62	3,08	5T12	5,65	20

St < min { (33et3h) pour une charge répartie
(22 et 2h) pour une charge concentrée

$$St < \min \begin{cases} 33 \\ \Rightarrow St = 20\text{cm} \dots\dots \text{Espacement vérifié} \\ 22 \text{ cm} \end{cases}$$

b. Armatures de répartition :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,41 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 2,83 \text{ cm}^2$$

On adopte: 5T8/ml = 2,51 cm² avec: S_t = 20cm

III.4.4 Vérification :

a. Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s = 5,65 \text{ cm}^2 \geq A_s^{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

b. Vérification à l'effort tranchant:

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

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{23,13 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,129 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

c. Vérification des contraintes :

On considère que la fissuration est préjudiciable.

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

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

Avec: n=15 ; η=1,6(H.A) ; c'=2cm ; d=18cm ; b=100cm ; A'_s=0

On doit vérifier que:

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} fe ; \max(0,5 fe ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right) = 201,6 \text{ MPa} \end{cases}$$

Avec : η=1,6(H.A)

Tableau III.14 : Vérification des contraintes.

$M_{ser}(kNm)$	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	σ_s (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
14,58	5,65	4,74	18451,26	3,74	vérifiée	157,16	vérifiée

d-Vérification de la flèche :

Si les deux conditions suivantes sont vérifiées simultanément, on pourra se dispenser de la vérification de la flèche.

$$\left[\begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0,129 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée} . \\ \frac{A_s}{bd} < \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow 0,00313 < 0,0105 \dots \text{vérifiée} . \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \Leftrightarrow 0,129 \geq 0,1 \dots\dots\dots \text{vérifiée} . \end{array} \right.$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

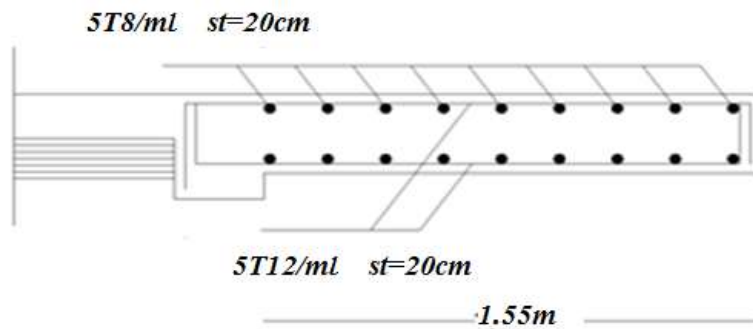


Figure III.16: Schéma de ferrailage des balcons.

III.5. Escalier

III.5.1 Introduction

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.

Notre bâtiment comporte un type d'escaliers.

III.5.2 Escalier à 2 volées

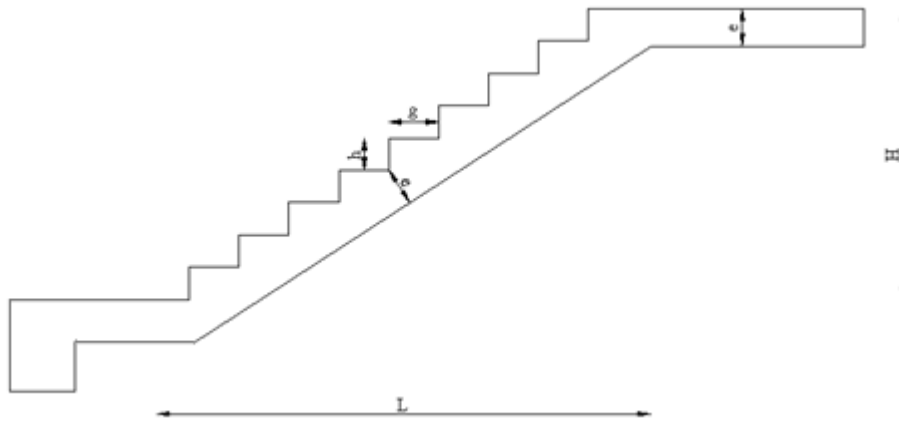


Figure.III.17 : Schéma d'escalier type I.

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)

Avec

- n : Le nombre des contre marches
- $(n-1)$: Le nombre des marches

En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient :

$$64n^2-n \qquad (64+2H+L) \qquad +2H=0$$

Avec

- n : La racine de l'équation

Les valeurs de H et L

$$H=153 \text{ cm.}$$

$$L=240 \text{ cm.}$$

$$64n^2 - 610n + 306 = 0$$

Solution

- $n_1=0,57$ refusée.
- $n_2=9$

Donc on prend

Le nombre de contre marche $n = 9$

- le nombre des marches $n - 1 = 8$

Alors :

$$h = \frac{H}{n} = 0,17\text{m} = 17\text{cm}$$

$$g = \frac{L}{n - 1} = 0,30\text{m} = 30\text{cm}$$

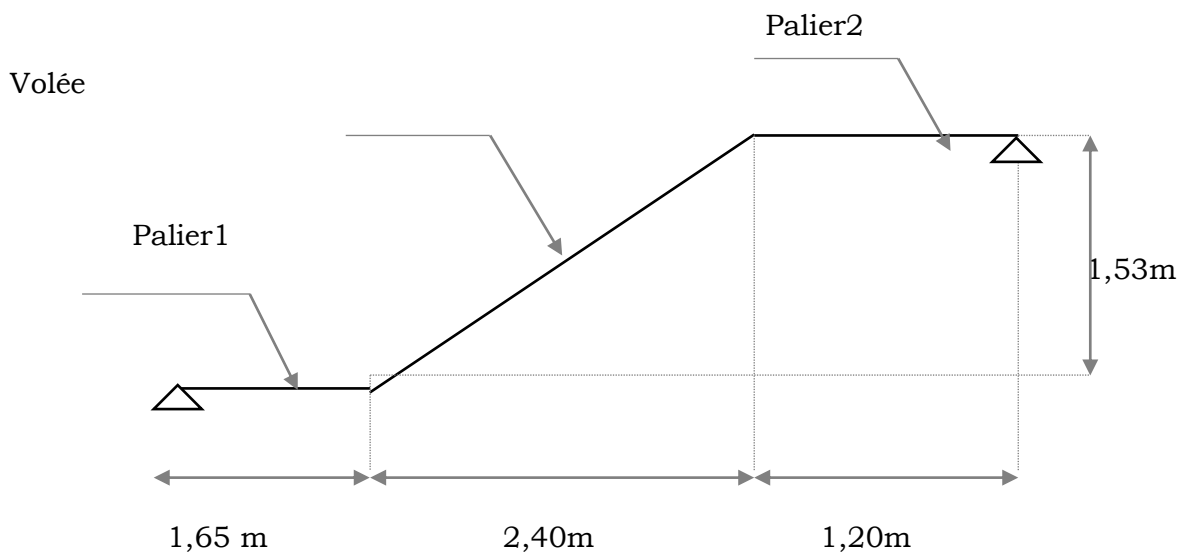


Figure.III.18 :Schéma statique de l'escalier

a. Vérification de l'équation de « BLONDEL »

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

b. Détermination de l'épaisseur de la paillasse

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$$

Avec :

$$Lp = \sqrt{L^2 + H^2} + 1,2 + 1,65 = \sqrt{2,4 + 1,53} + 1,2 + 1,65 = 6.78\text{m}$$

Donc :

$$\frac{Lp}{30} \leq e \leq \frac{Lp}{20} \Rightarrow 22.6 \leq e \leq 33.9\text{cm}$$

On prend donc l'épaisseur $e=25 \text{ cm}$

N.B : Le palier aura la même épaisseur que la paillasse.

Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient satisfaites.

c. Angle d'inclinaison de la paillasse

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0,637 \rightarrow \alpha = 32,51$$

III.5.2.1 Evaluation des charges

Tableau III.15 : Evaluation des charges sur les escaliers.

Désignation des éléments	palier (KN/ m ²)	Paillasse (KN/ m ²)
Poids de la dalle	25*0.25= 6.25	25*0.25/cos(32,51)=7.41
Poids des marches	0.00	25*0.17/2=2.13
Mortier de pose vertical	20*0.02=0.4	20*0.02=0.40
Carrelage (e=2 cm)	25*0.02=0.50	25*0.02=0.50
Garde-corps	0.00	1
Enduit en ciment	0,36	0.36

$$G_{\text{palier}} = 7.51\text{KN/m}^2 ; G_{\text{paillasse}} = 11.4 \text{ KN/m}^2 ; Q_{\text{escalier}} = 2,50 \text{ KN/m}^2$$

III.5.2.2. 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 : $q_{ser1} = G_1 + Q_1$

$q_{ser2} = G_2 + Q_2$

Tableau III.16 : Calcul des sollicitations

Combinaison	La volée (KN /m ²)	Le palier (KN /m ²)
ELU	19.14	12.61
ELS	13.9	10.01

III.5.2.3. Schéma RDM de volée I

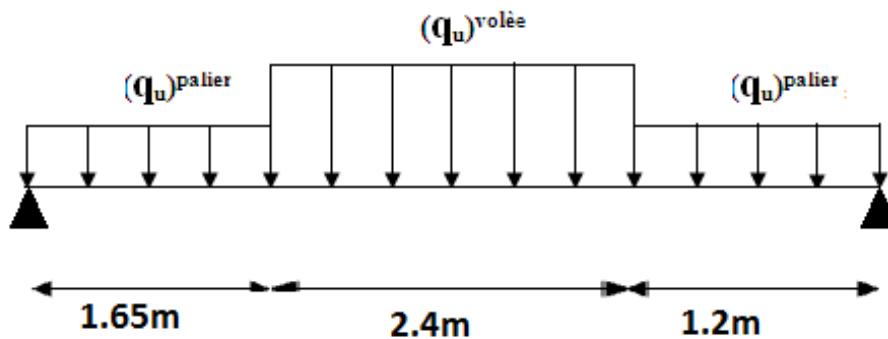


Figure III.19 : schéma statique de l'escalier

III.5.2.4. Ferrailage

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h)

Tel que: b=100cm; h=25cm

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

$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,10 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; d = 0,9h = 22.5 \text{ cm}$

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

$$q_{eq} = \frac{\sum q_i L_i}{\sum L_i}$$

$$ELU: q_u = \frac{19,14 \times 2,4 + 12,61 \times 1,65 + 12,61 \times 1,2}{2,4 + 1,65 + 1,2} = 15,6 \text{ KN/ml}$$

$$ELS : q_{ser} = \frac{13,9 \times 2,4 + 10,01 \times 1,65 + 10,01 \times 1,20}{2,4 + 1,65 + 1,2} = 11,87 \text{ KN/ml}$$

❖ Les moments

Moment isostatique : $M_u = ql^2/8$

Moment sur appui : $M_{appui} = 0,5 M_0$

Moment en travée : $M_{travée} = 0,85 M_0$

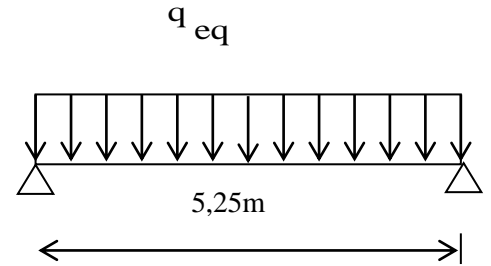


Fig.III.20 : La charge équivalente.

Tableau III.17 : Calcul des efforts internes (M)

	M_u (KN .m)	M_{appui} (KN .m)	$M_{travée}$ (KN .m)
ELU	53.75	26.78	45.68
ELS	40.89	20.44	34.76

➤ ELU

Tableau III.18 : Ferrailage de l'escalier.

	M_u (KNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} / ml (cm ²)	Choix	A_s^{adp} / ml (cm ²)
Appui	26.78	0,031	Oui	0	0,039	22.14	3.47	7T10	5.50
travée	45.68	0,053	Oui	0	0.068	21.88	5,99	7T12	7.92

• Espacement

▪ Armatures principales

En travée $esp \leq \frac{100}{6} = 16,66 \text{ cm}$.

On prend : $esp = 16 \text{ cm}$

Sur appui : $esp \leq \frac{100}{6} = 16,66 \text{ cm}$

On prend : $esp = 16 \text{ cm}$

▪ Armature de répartition

En travée $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,98 \text{ cm}^2 / ml \leq A_r \leq 3,96 \text{ cm}^2 / ml$

Le choix est de 5T8=2,51cm² avec S_t=20cm

Sur appui $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,37 \text{ cm}^2 / ml \leq A_r \leq 2,75 \text{ cm}^2 / ml$

Le choix est de 4T8=2,01cm² avec S_t=25cm

III.5.2.5 Vérification

a. Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.26 \text{ cm}^2$$

- En travée : $A_s = 7.92 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 3.26 \text{ cm}^2$ vérifiée
- Sur appui : $A_s = 5.5 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 3.26 \text{ cm}^2$ vérifiée

b. Effort tranchant

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

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{Max}}}{bd} = \frac{214 \times 10^3}{1200 \times 225} = 0,79 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots \text{vérifiée}$$

• Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

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 : $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 214 \times 10^3 - \frac{26.78 \times 10^6}{0,9 \times 225} = 81.7 \text{ KN} \geq 0$$

alors il faut que $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$ $A_s \geq 2.34$

Les armatures sont soumises à un effort de traction.

• Vérification des armatures transversales

$$\tau = \frac{T_u}{bd} = 0,79 \text{ MPa} < 0,05f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

c. Vérification à l'ELS

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

c.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 :

$$n=15 ; c'= 2,5\text{cm} ; d=22.5\text{cm} ; b=100\text{cm} ; A_s=0$$

On doit vérifier que:

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

En appuis :

$$Ma = 0,5 \times M_{ser} = 0,5 \times 20.44 = 17.34 \text{ kN.m}$$

En travée :

$$Mt = 0,85 \times M_{ser} = 0,85 \times 34.73 = 29.45 \text{ KN.m}$$

La vérification à faire est : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.19 : Vérification des contraintes du béton.

	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	Vérification
Appui	17.43	5,50	3,96	12654,68	10,7	Vérifiée
Travée	29.45	7.92	4.59	9578,41	7,23	Vérifiée

c.2 Vérification de la flèche

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0,129 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée} . \\ \frac{A_s}{bd} < \frac{4,2}{fe} \Leftrightarrow 0,00313 < 0,0105 \dots \text{vérifiée} . \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \Leftrightarrow 0,129 \geq 0,1 \dots\dots\dots \text{vérifiée} . \end{array} \right.$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{array} \right.$$

• **Moment d’inertie de la section homogène I₀**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15 A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \quad \text{Moment d’inertie fictive.}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{array} \right. \quad ; \quad \left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{array} \right.$$

E_i=32164,20MPa ; E_v=10818,87MPa

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.20 : Vérification de la flèche de l’escalier

<i>M_{ser}</i> (KNm)	<i>A_s</i> (cm ²)	<i>δ</i>	<i>σ_s</i> (MPa)	<i>λ_i</i>	<i>λ_v</i>	<i>μ</i>	<i>I₀</i> (cm ⁴)	<i>I_{fi}</i> (cm ⁴)	<i>I_{fv}</i> (cm ⁴)
29.45	7,92	0,0044	181,67	4,77	1,9	0,306	407603,2	182289,75	257748 ,32

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0,63 \text{ cm} \\ f_v = 1,05 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,42 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L(\text{cm})}{1000} = \frac{525}{1000} = 1,025 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,42 \text{ cm} < \bar{f} = 1,025 \text{ m} \dots\dots\dots \text{vérifiée .}$$

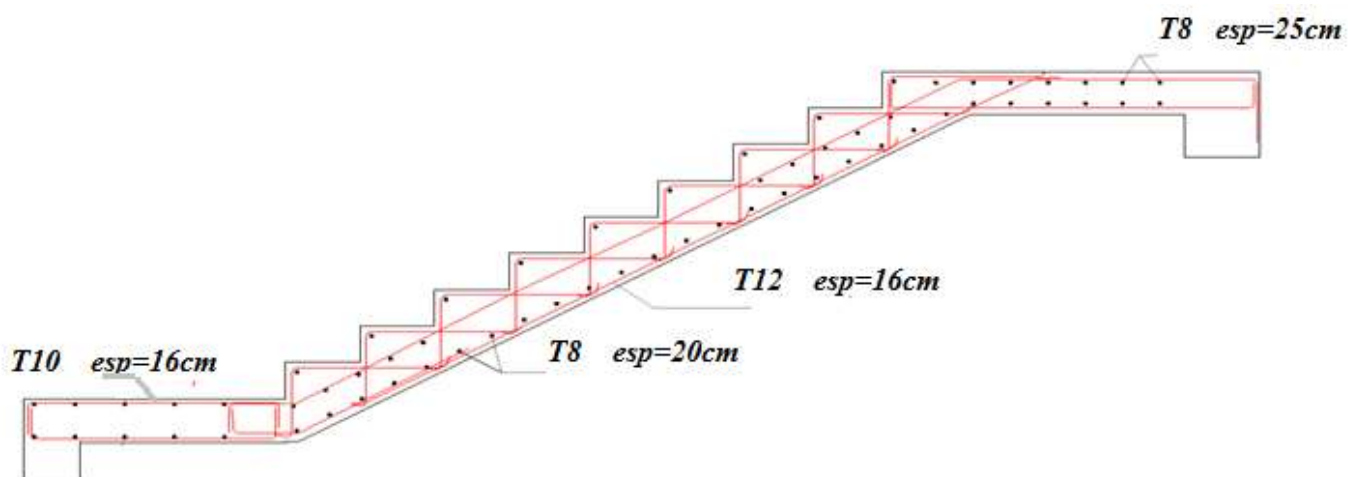


Figure .III.21 : Ferrailage de l'Escalier Type 1.

CHAPITRE IV :
ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE
SEISMIQUE

IV.1 INTRODCUTION

Une fois les charges et surcharges sont connues, il est par conséquent possible de déterminer les sollicitations (moment, efforts normaux et efforts tranchants) les plus défavorables agissant sur les différents éléments constituant cette structure (poteaux, poutres, voiles).

La détermination des forces sismiques peut se faire par trois méthodes de calcul dont le choix est fonction à la fois du type de la structure et la nature l'excitation dynamique :

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

IV.2 Modélisation

Cette structure est modélisée par le logiciel de calcul «etabs 2016», basé sur la méthode des éléments finis

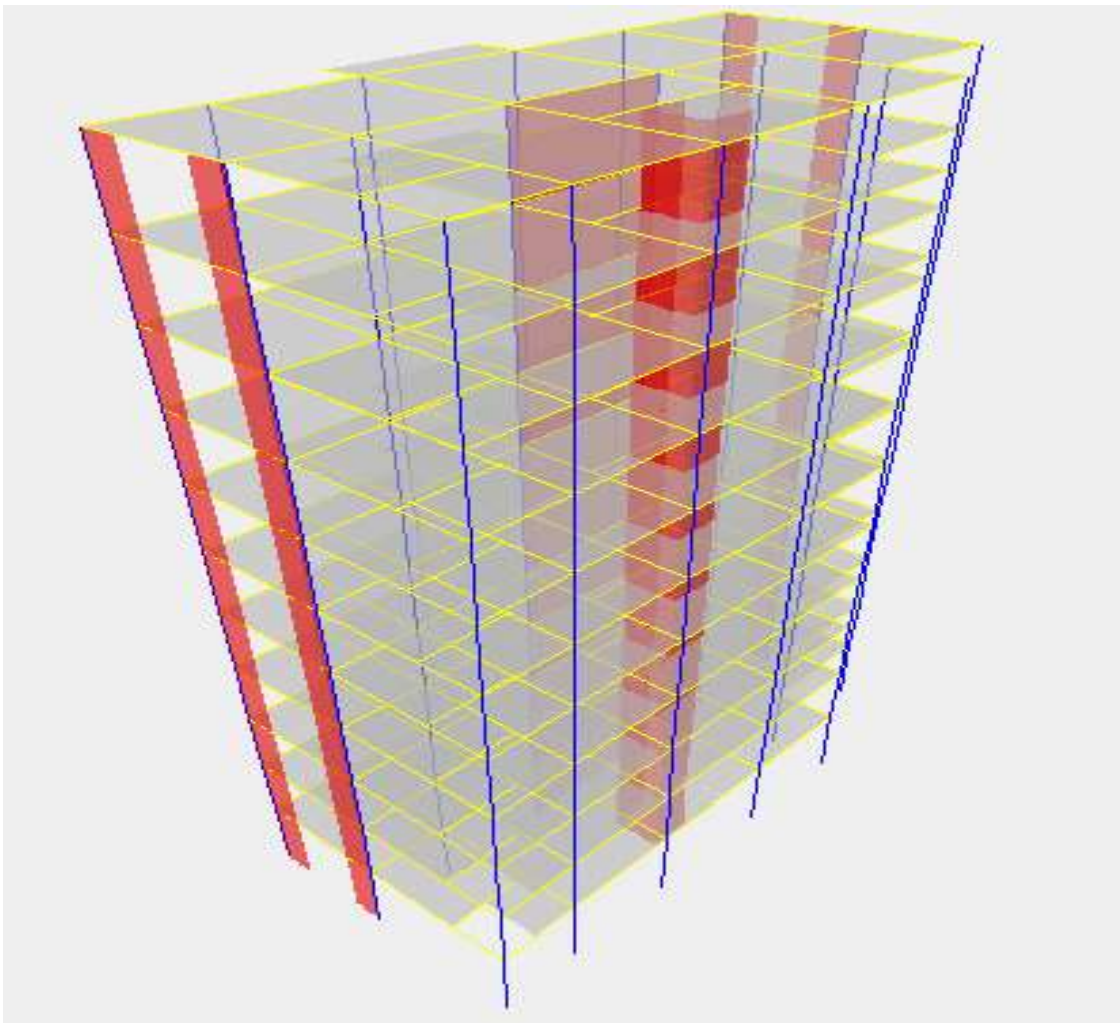


Figure IV.1 : Vue en 3D de la structure(blocR+10) sur ETABS2016

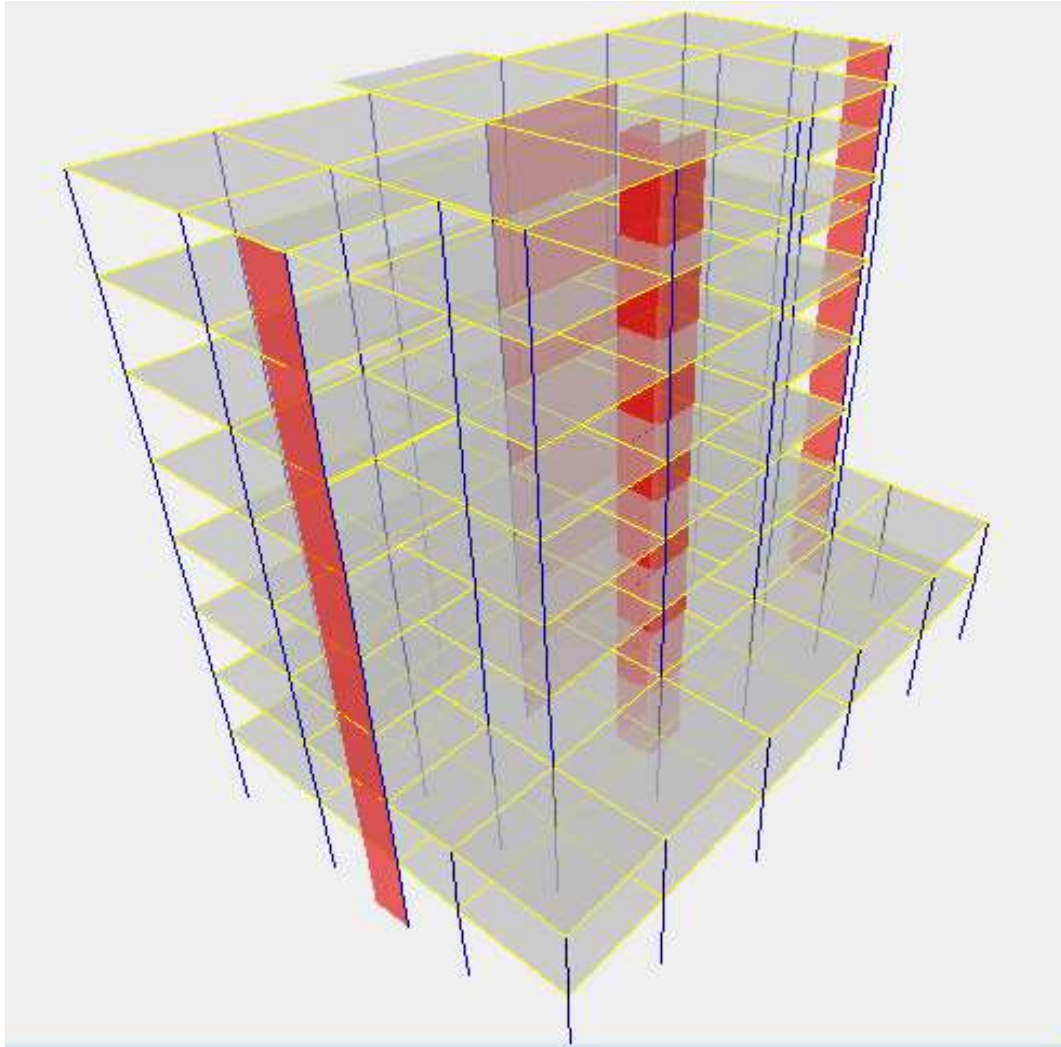


Figure IV.2 : Vue en 3D de la structure(blocR+7) sur ETABS2016

IV.3 Méthode statique équivalente

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

$$V = \frac{ADQ}{R} W \quad [1]$$

A : coefficient d'accélération de zone.

Tableau (4.1) Art. (4.2.3) RPA03.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Formule (4.1) .Art. (4.2.3) RPA03.

R : coefficient de comportement

Tableau (4.3) Art. (4.2.3) RPA03.

Q : facteur de qualité

Formule (4.4) .Art. (4.2.3) RPA03.

W : poids total de la structure

Formule (4.5) .Art. (4.2.3) RPA03.

• **Coefficient d'accélération de zone A**

- Le bâtiment sera implanté à Blida, site classé en zone III par les règles parasismiques algérienne (R.P.A 2003). (voir chap. III § 3.1)

Groupe **2** : Ouvrages courants ou d'importance moyenne

(Bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m)
(voir chap. III § 3.2)

D'après le Tableau (4.1) Art. (4.2.3) RPA03 A=0.25.

• **Facteur d'amplification dynamique moyen D**

Période fondamentale

$T = C_T \cdot (h_N)^{\frac{3}{4}}$ Formule 4.6 du RPA03 :

[1]
Formule 4.7 du RPA03 $T = \frac{0.09 h_n}{\sqrt{d}}$

✚ **Pour blocR+10**

	hn(m)	dx(m)	dy(m)	Tx	Ty
Formule 4.7	34.17	10.9	22.15	0,93	0,65

	hn(m)	Ct	T
Formule 4.6	34.17	0,05	0,92

✚ **Pour blocR+7**

	hn(m)	dx(m)	dy(m)	Tx	Ty
Formule 4.7	24,99	24.7	15.65	0,45	0,57

	hn(m)	Ct	T
Formule 4.6	24.99	0,05	0,73

On va retenir dans chaque direction considérée la plus petites des valeurs données par les deux formules.

Facteur de correction d'amortissement $\eta=0.882$

$$D = 2,50. n. (T_2 / T)^{2/3}$$

Avec :

$$T_1 = 0,15 \text{ s et } T_2 = 0,50 \text{ s} \quad \text{Catégorie } S_3 \text{ (site meuble) (tableau4.2)}$$

- **Coefficient de comportement R**

Système de contreventement (voir chap. III § 3.4) : Mixte portiques/voiles avec interaction donc la valeur de R est de 5.

- **Facteur de qualité Q**

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 Régularité en élévation

D'après la formule (4.4) du RPA03, la valeur de Q est de 1,35.

TableauIV.1 : Facteur de la qualité

Critère q	observée (o/n)	Pq // xx	observée (o/n)	Pq // yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	oui	0,05	oui	0,05
Redondance en plan	Non	0.05	non	0.05
Régularité en plan	Non	0.05	non	0.05
Régularité en élévation	Non	0.05	non	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	oui	0,05	oui	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0,1	oui	0,1

$$Q//xx = 1+(0.05+0+0.05)=1,15$$

$$Q//yy = 1+(0.05+0+0.05)=1,15$$

D'après la formule (4.5) du RPA03 : $W_i=W_{gi}+\beta W_{qi}$.

$\beta=0.20$ bâtiment d'habitation.

D'après l'ETABS 2016, on obtient les résultats suivants :

IV.4 Méthode d'analyse modale spectrale :(resultats de l'analyse sismique)

L'introduction de l'action sismique sous forme de spectre de réponse pour obtenir les déformations, les efforts normaux, les efforts tranchants et les moments fléchissant, au niveau de chaque élément de la structure.

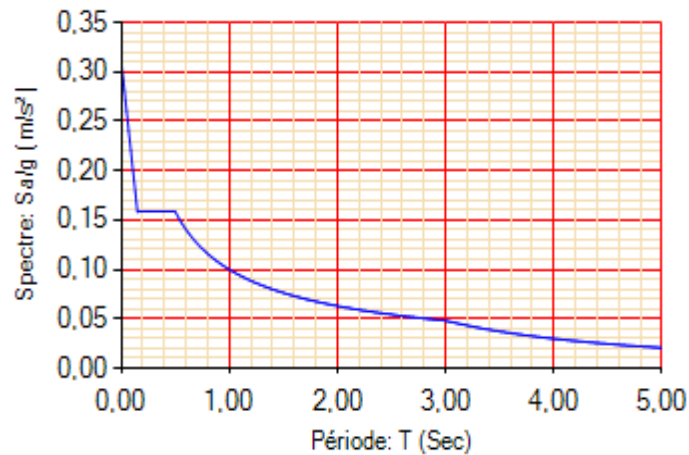


Figure IV.3 : Spectre de reponse.

Les vérifications

1. Résultante des forces sismiques de calcul

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

$$\text{Le rapport} : \frac{0.8V^x}{V_t^x} < 1$$

2. 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 modifié en 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

Avec : $\bar{\Delta} = 0,01 h_e$

h_e représente la hauteur de l'étage.

Avec :

$$\delta_K^x = R \frac{0,8V^x}{V_t^x} \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = R \frac{0,8V^y}{V_t^y} \delta_{eK}^y$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y \quad \text{Si } V_t < 0,8V$$

- 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).

3 Vérification du critère de l'effort normal réduit

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

Avec : B_c : section de poteau

N_d = l'effort normal maximal entre (G+Q \pm EX ; G+Q \pm EY)

4 Vérification des conditions du facteur de comportement R

Dans nos précédant calcul en a pris R=5, donc selon le RPA il faut justifier que :

Les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

$$\text{La portance des voiles} = \frac{\text{Les charges reprises par les voiles}}{\text{le poids totale de la structure}} < 20\%$$

5 Vérification de l'effort tranchant

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux ;

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

❖ Model initial

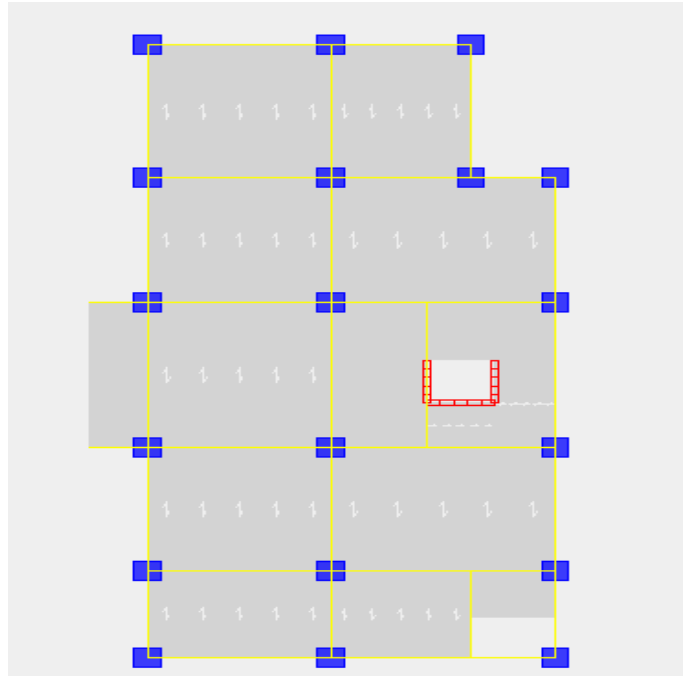


Figure IV.4 : Vue en plan de la structure(bloc01) model initial

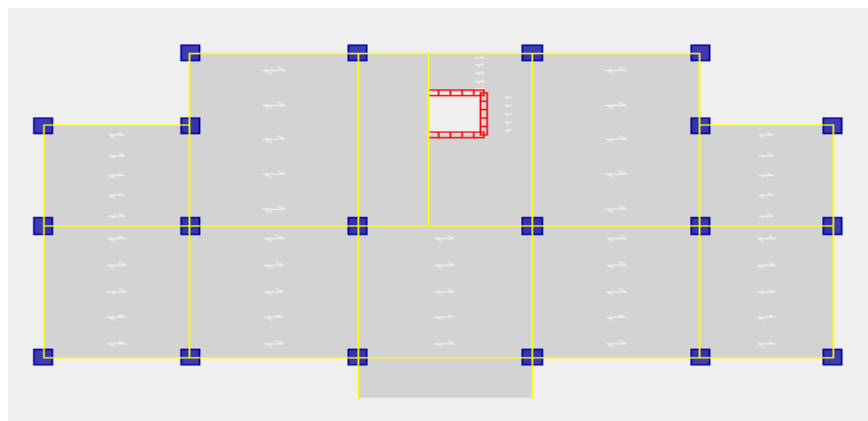
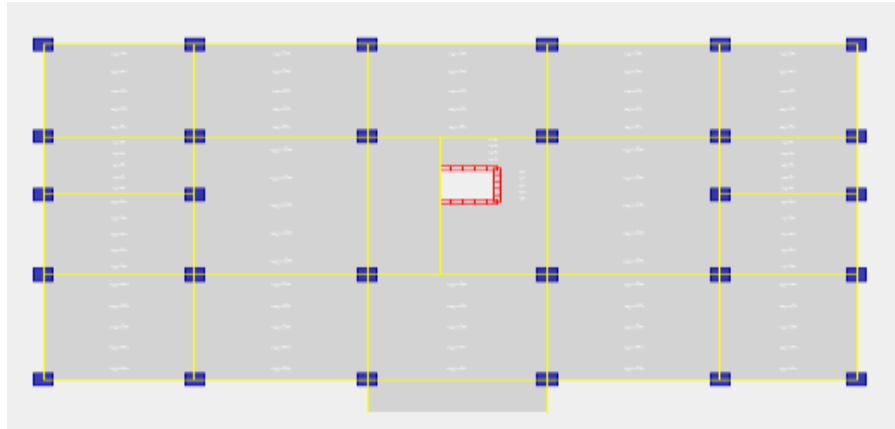


Figure IV.5 : Vue en plan de la structure(bloc02) model initial

A-1 Caractéristiques dynamique propres du modèle initial :**✚ Pour bloc R+10**

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 1,33\text{sec}$.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 9^{ème} mode.

Tableau IV2 : Participation massique du modèle initial(blocR+10)

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	1,330063	58,1374	10,8724	0	58,1374	10,8724	0
2	1,296823	13,5946	53,9272	0	71,7321	64,7997	0
3	1,151077	0,3633	9,4967	0	72,0953	74,2963	0
4	0,452472	1,4064	6,2207	0	73,5018	80,517	0
5	0,411918	9,8848	3,7037	0	83,3865	84,2207	0
6	0,385022	3,427	2,9439	0	86,8135	87,1646	0
7	0,255809	0,3651	1,4953	0	87,1787	88,6599	0
8	0,209824	1,3839	3,1764	0	88,5625	91,8363	0
9	0,190819	4,0783	0,4068	0	92,6408	92,2431	0
10	0,177695	0,2243	0,5899	0	92,8652	92,8329	0
11	0,133288	0,0614	0,4745	0	92,9266	93,3074	0
12	0,128698	0,6264	1,8503	0	93,553	95,1577	0

- Le 1^{er} mode est un mode de translation couplé.
- Le 2^{ème} mode est un mode translation couplé.
- Le 3^{ème} mode est un mode de translation.

B-1 Résultantes des forces sismiques :

$$w=2524.10$$

$$V^x = \frac{0,25 (1,45)(1,15)}{5} 2524.1 = 2104.47 \text{ kN} \Rightarrow 0,8V^x = 1683.57 \text{ kN}$$

$$V^y = \frac{0,25 (1,84)(1,15)}{5} 2524.1 = 2670.5 \text{ kN} \Rightarrow 0,8V^y = 2136.4 \text{ kN}$$

D'après le calcul numérique effectué par ETAPS on a :

$$V_x=2026.53\text{KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Le rapport} : \frac{0.8V^x}{V_t^x} = 0.83$$

$$V_y=1943.56\text{KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Le rapport} : \frac{0.8V^y}{V_t^y} = 1.09$$

Vérification des déplacements inter étage :

Tableau IV.3: Vérification des déplacements inter étages du 1^{er} modèle (blocR+10)

NIV	$\delta_K^x (m)$	$\delta_K^y (m)$	$\delta_K^x (m)$	$\delta_K^y (m)$	$\Delta_K^x (m)$	$\Delta_K^y (m)$	$\bar{\Delta} (m)$	observation
10	0,0722	0,0592	0,361	0,296	0,0295	0,0175	0,0306	Vérifiée
9	0,0663	0,0557	0,3315	0,2785	0,0325	0,0215	0,0306	Non Vérifiée
8	0,0598	0,0514	0,299	0,257	0,036	0,026	0,0306	Non Vérifiée
7	0,0526	0,0462	0,263	0,231	0,0385	0,221	0,0306	Non Vérifiée
6	0,0449	0,002	0,2245	0,01	0,0385	0,16	0,0306	Non Vérifiée
5	0,0372	0,034	0,186	0,17	0,039	0,033	0,0306	Non Vérifiée
4	0,0294	0,0274	0,147	0,137	0,0375	0,033	0,0306	Non Vérifiée
3	0,0219	0,0208	0,1095	0,104	0,0365	0,0325	0,0306	Non Vérifiée
2	0,0146	0,0143	0,073	0,0715	0,032	0,3385	0,0306	non Vérifiée
1	0,0082	0,082	0,041	0,41	0,026	0,395	0,0306	Non Vérifiée
rdc	0,003	0,003	0,015	0,015	0,015	0,015	0,0357	vérifiée
base	0	0	0	0	0	0	0	0

✚ Pour bloc R+7

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 0.95 \text{sec.}$
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 9^{ème} mode.

Tableau IV.4 : Participation massique du modèle initial (blocR+7)

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,953282	49,3198	7,7182	0	49,3198	7,7182	0
2	0,926068	10,158	57,2324	0	59,4779	64,9505	0
3	0,772802	8,6254	2,7372	0	68,1032	67,6878	0
4	0,328646	5,2259	2,1673	0	73,3292	69,8551	0
5	0,292346	4,7837	13,5223	0	78,1128	83,3773	0
6	0,260144	7,2784	2,8867	0	85,3912	86,2641	0
7	0,193397	0,5852	0,83	0	85,9764	87,0941	0
8	0,150172	2,9301	4,9326	0	88,9065	92,0267	0
9	0,141602	1,9967	1,729	0	90,9032	93,7556	0
10	0,133315	2,7675	0,688	0	93,6707	94,4436	0
11	0,099382	0,1069	0,1431	0	93,7776	94,5867	0
12	0,091426	0,5292	2,1757	0	94,3067	96,7624	0

- Le 1^{er} mode est un mode de translation couplé.
- Le 2^{ème} mode est un mode translation couplé.
- Le 3^{ème} mode est un mode de translation.

B-1 Résultantes des forces sismiques :

$$w=2207.3$$

$$V^x = \frac{0,25 (2.36)(1,15)}{5} 2207.3 = 2995.31 \text{ kN} \Rightarrow 0,8V^x = 2396.24 \text{ kN}$$

$$V^y = \frac{0,25 (2.02)(1,15)}{5} 2207.3 = 2563.79 \text{ kN} \Rightarrow 0,8V^y = 2051.02 \text{ kN}$$

D'après le calcul numérique effectué par ETAPS on a :

$$V_x=1894.99\text{KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Le rapport} : \frac{0.8V^x}{V_t^x} = 1.26$$

$$V_y=2068.5\text{KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Le rapport} : \frac{0.8V^y}{V_t^y} = 0.99$$

Vérification des déplacements inter étage :

Tableau IV.5: Vérification des déplacements inter étages du 1^{er} modèle(blocR+7)

NIV	$\delta_K^x (m)$	$\delta_K^y (m)$	$\delta_K^x (m)$	$\delta_K^y (m)$	$\Delta_K^x (cm)$	$\Delta_K^y (cm)$	$\bar{\Delta} (cm)$	observation
7	0,0392	0,0418	0,196	0,209	0,0215	0,024	0,0306	Vérifiée
6	0,0349	0,037	0,1745	0,185	0,025	0,028	0,0306	Vérifiée
5	0,0299	0,0314	0,1495	0,157	0,0285	0,0315	0,0306	Non Vérifiée
4	0,0242	0,0251	0,121	0,1255	0,0295	0,032	0,0306	Non Vérifiée
3	0,0183	0,0187	0,0915	0,0935	0,03	0,032	0,0306	Non Vérifiée
2	0,0123	0,0123	0,0615	0,0615	0,27	0,0275	0,0306	Vérifiée
1	0,0063	0,0068	0,0315	0,034	0,3205	0,021	0,0306	Non Vérifiée
rdc	0,0022	0,0026	0,011	0,013	0,011	0,013	0,357	Vérifiée
base	0	0	0	0	0	0	0	0

❖ 2^{ème} modèle

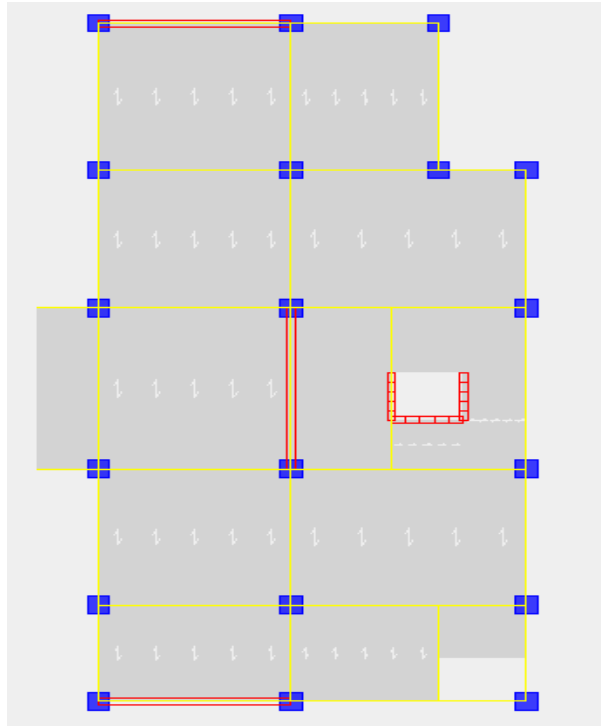


Figure IV.6 : Vue en plan de la structure(blocR+10) 2^{em} modél

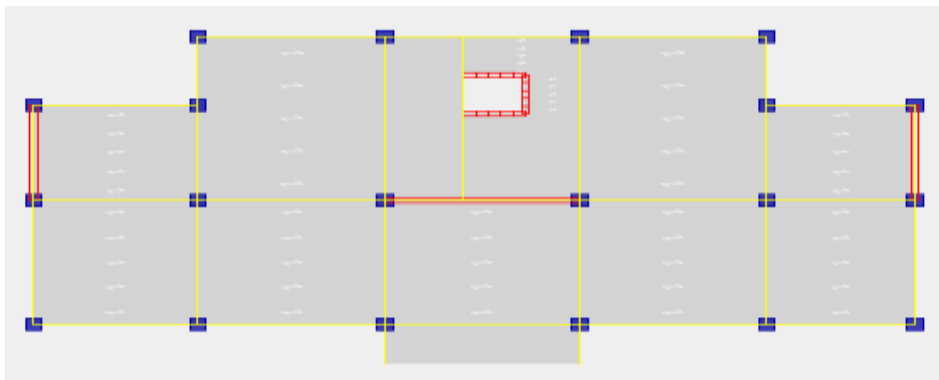
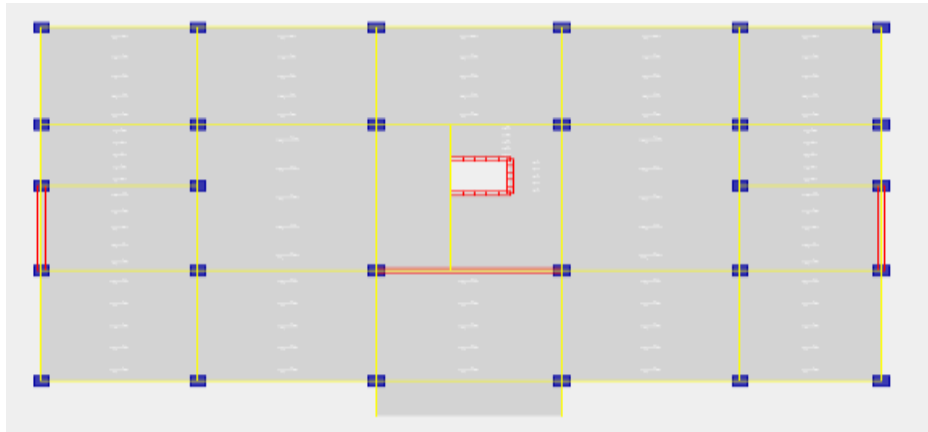


Figure IV.7 : Vue en plan de la structure(blocR+7) 2^{em} modél

Caractéristiques dynamique propres du modèle 2 :**✚ Pour blocR+10**

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période fondamentale : $T=0,90$ sec

La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8^{ème} mode.

Tableau IV.6 : Participation massique du 2^{ème} modèle(blocR+10)

Mode	Période	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	0,9072	0,0533	67,8792	0	0,0533	67,8792	0
2	0,815598	66,0623	0,0537	0	66,1156	67,933	0
3	0,592752	0,0927	0,0519	0	66,2083	67,9848	0
4	0,234734	0,0008	18,0486	0	66,2091	86,0334	0
5	0,190343	19,5267	0,0003	0	85,7359	86,0337	0
6	0,137598	0,0238	0,0011	0	85,7597	86,0348	0
7	0,104654	0	7,0518	0	85,7597	93,0865	0
8	0,081713	7,4253	0	0	93,185	93,0865	0
9	0,062347	0	3,2929	0	93,185	96,3794	0
10	0,059188	0,0078	0,0087	0	93,1928	96,3881	0
11	0,048246	3,4616	0	0	96,6544	96,3881	0
12	0,043355	0	1,6654	0	96,6544	98,0535	0

- Le 1^{er} mode est un mode de translation.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation.
- Le 3^{ème} mode est un mode est torsion.

Résultantes des forces sismiques

$$w = 2781.1 \text{ KN}$$

$$V^x = \frac{0,25 (1,45)(1,15)}{5} 2781.1 = 2318.74 \text{ kN} \Rightarrow 0,8V^x = 1854.99 \text{ kN}$$

$$V^y = \frac{0,25 (1,84)(1,15)}{5} 2781.1 = 2942.4 \text{ kN} \Rightarrow 0,8V^y = 2353.92 \text{ kN}$$

D'après le calcul numérique effectué par ETABS on a :

$$V_x = 2960.26 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Le rapport} : \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 0.62$$

$$V_y = 2838.3 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Le rapport} : \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 0.82$$

Tableau IV.7: Vérification des déplacements inter étages du 2^{ème} modèle(blocR+10)

NIV	$\delta_K^x (m)$	$\delta_K^y (m)$	$\delta_K^x (m)$	$\delta_K^y (m)$	$\Delta_K^x (m)$	$\Delta_K^y (m)$	$\bar{\Delta} (m)$	observation
10	0,0368	0,0428	0,184	0,214	0,021	0,022	0,0306	Vérifiée
9	0,0326	0,0384	0,163	0,192	0,021	0,023	0,0306	Vérifiée
8	0,0284	0,0338	0,142	0,169	0,0215	0,024	0,0306	Vérifiée
7	0,0241	0,029	0,1205	0,145	0,0215	0,033	0,0306	Non Vérifiée
6	0,0198	0,0224	0,099	0,112	0,0205	0,015	0,0306	Vérifiée
5	0,0157	0,0194	0,0785	0,097	0,0375	0,023	0,0306	Non Vérifiée
4	0,0082	0,0148	0,041	0,074	0,015	0,0215	0,0306	Vérifiée
3	0,0052	0,0105	0,026	0,0525	0,0125	0,019	0,0306	Vérifiée
2	0,0027	0,0067	0,0135	0,0335	0,009	0,0155	0,0306	Vérifiée
1	0,0009	0,0036	0,0045	0,018	0,0105	0,0115	0,0306	Vérifiée
rdc	0,003	0,0013	0,015	0,0065	0,015	0,006	0,0357	Vérifiée
base	0	0	0	0	0	0	0	0

Vérification du critère de l'effort normal réduit

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

Tableau IV.8 : Vérification l'effort normal réduit pour les poteaux . (blocR+10)

Niv	$N_d (KN)$	$h * b (cm^2)$	$B_c (cm^2)$	v	Observation
10 ^{ème} , 9 ^{ème} , 8 ^{ème} , 7 ^{ème}	807.65	35x35	1225	0,26	Vérifiée
6 ^{ème} , 5 ^{ème}	1237.6	40x40	1600	0,31	Non vérifiée
4 ^{ème} , 3 ^{ème}	1512.36	45x45	2025	0,3	vérifiée
2 ^{ème} , 1 ^{ème}	1895.36	50x50	2500	0,31	Non vérifiée
RDC	2057.5	55x55	3025	0,27	vérifiée
Puisque la condition n'est pas vérifiée, on augmente la section des poteaux					

Justification des voiles sous charges verticales

La portance des voiles = $\frac{\text{Les charges reprises par les voile}}{\text{le poids totale de la structure}} = \frac{13676.2}{42885.19} \times 100$

= 32% > 20

✚ Pour blocR+7

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période fondamentale : T=0,62 sec

La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8^{ème} mode.

Tableau IV.9 : Participation massique du 2^{ème} modèle(blocR+7)

Mode	Période	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	0,627021	0,1679	63,288	0	0,1679	63,288	0
2	0,592914	64,3625	0,154	0	64,5304	63,442	0
3	0,459946	0,1793	0,1398	0	64,7097	63,5819	0
4	0,152878	0,6319	21,7733	0	65,3416	85,3552	0
5	0,151414	21,7785	0,609	0	87,1201	85,9642	0
6	0,111504	0,1466	0,0179	0	87,2667	85,9821	0
7	0,075116	7,6652	0,0042	0	94,9319	85,9863	0
8	0,070022	0,0021	9,0026	0	94,934	94,9889	0
9	0,055671	0,6959	0,0052	0	95,6299	94,9941	0
10	0,054529	0,2914	0,0007	0	95,9213	94,9948	0
11	0,052306	0,4718	0,0013	0	96,3931	94,9961	0
12	0,051593	0,0004	0,0001	0	96,3935	94,9962	0

- Le 1^{er} mode est un mode de translation.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation.
- Le 3^{ème} mode est un mode est torsion.

Résultantes des forces sismiques

$$w = 2369.1 \text{ KN}$$

$$V^x = \frac{0,25 (2.36)(1,15)}{5} 2369.1 = 3214.73 \text{ kN} \Rightarrow 0,8V^x = 2571.78 \text{ kN}$$

$$V^y = \frac{0,25 (2.02)(1,15)}{5} 2369.1 = 2751.59 \text{ kN} \Rightarrow 0,8V^y = 2201.27 \text{ kN}$$

D'après le calcul numérique effectué par ETABS on a :

$$V_x = 2936.6 \text{ KN}$$



$$\text{Le rapport} : \frac{0.8V^x}{V_t^x} = 0.63$$

$$V_y = 27966.55 \text{ KN}$$



$$\text{Le rapport} : \frac{0.8V^y}{V_t^y} = 0.84$$

Tableau IV.10: Vérification des déplacements inter étages du 2^{ème} modèle(blocR+7)

NIV	$\delta_K^x (m)$	$\delta_K^y (m)$	$\delta_K^x (m)$	$\delta_K^y (m)$	$\Delta_K^x (m)$	$\Delta_K^y (m)$	$\bar{\Delta} (m)$	observation
7	0,0241	0,0272	0,1205	0,136	0,018	0.145	0,0306	Vérifiée
6	0,0205	0.0229	0,1025	0.0114	0,019	0.112	0,0306	Vérifiée
5	0,0167	0,0185	0,0835	0,0925	0,0185	0,0215	0,0306	Vérifiée
4	0,013	0,0142	0,065	0,071	0,019	0,0205	0,0306	Vérifiée
3	0,0092	0,0101	0,046	0,0505	0,016	0,0185	0,0306	Vérifiée
2	0,006	0,0064	0,03	0,032	0,014	0,0155	0,0306	Vérifiée
1	0,0032	0,0033	0,016	0,0165	0,01	0,011	0,0306	Vérifiée
rdc	0,0012	0,0011	0,006	0,0055	0.006	0.005	0.0357	vérifiée
base	0	0	0	0	0	0	0	0

Vérification du critère de l'effort normal réduit :

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

Tableau IV.11 : Vérification l'effort normal réduit pour les poteaux. (bloc R+7)

Niv	$N_d (KN)$	$h * b (cm^2)$	$B_c (cm^2)$	v	Observation
7 ^{ème} , 6 ^{ème} , 5 ^{ème}	577.38	35x35	1225	0.18	Vérifiée
4 ^{ème} , 3 ^{ème}	988.2	40x40	1600	0.25	vérifiée
2 ^{ème} , 1 ^{ème}	1590.3	45x45	2025	0,31	Non vérifiée
RDC	1668.01	50x50	2500	0.27	vérifiée
Puisque la condition n'est pas vérifiée, on augmente la section des poteaux					

• Justification des voiles sous charges verticales

La portance des voiles = $\frac{\text{Les charges reprises par les voile}}{\text{le poids totale de la structure}} = \frac{10987.6}{36744,78} \times 100$
 $= 29 > 20\%$

❖ 3^{ème} modèle (modèle final)

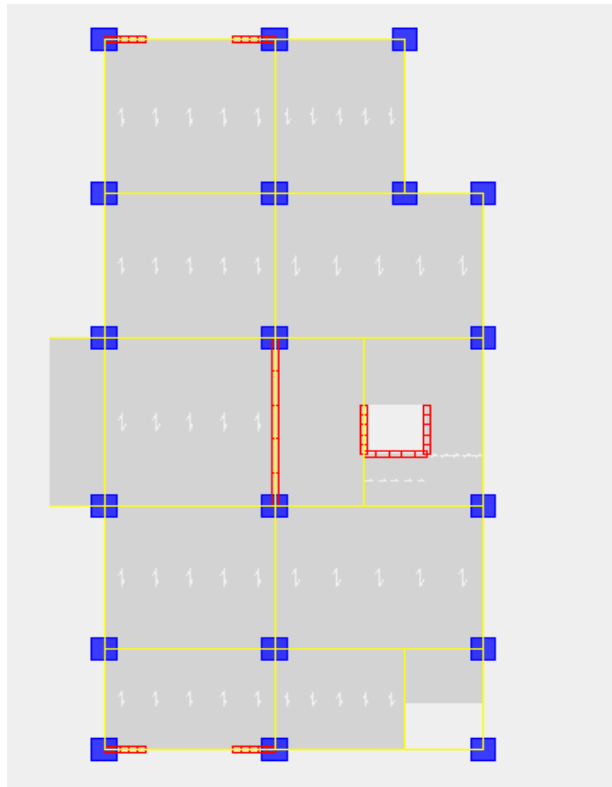


Figure IV.8 : Vue en plan de la structure(blocR+10) 3^{ème} modèle

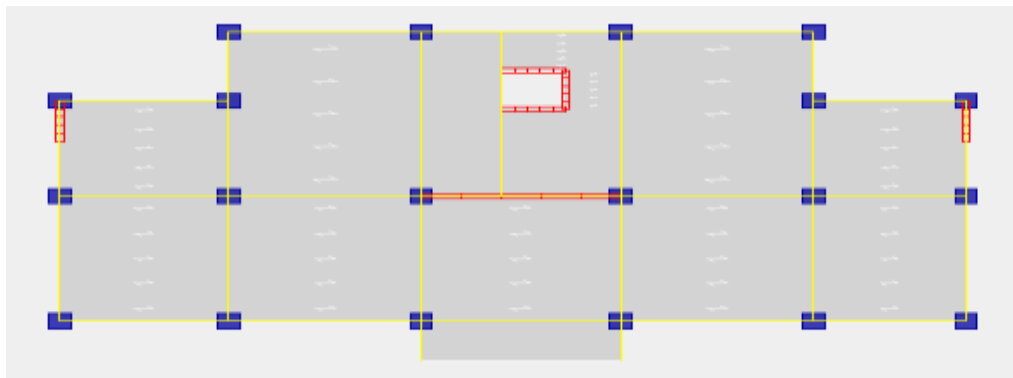
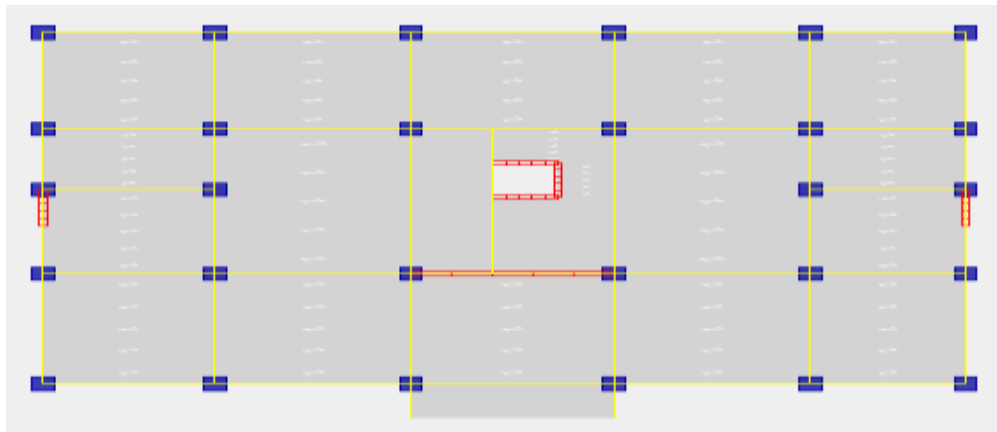


Figure IV.9: Vue en plan de la structure(blocR+7) 3^{ème} modèl

Caractéristiques dynamique propres du modèle 3 :**✚ Pour blocR+10**

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

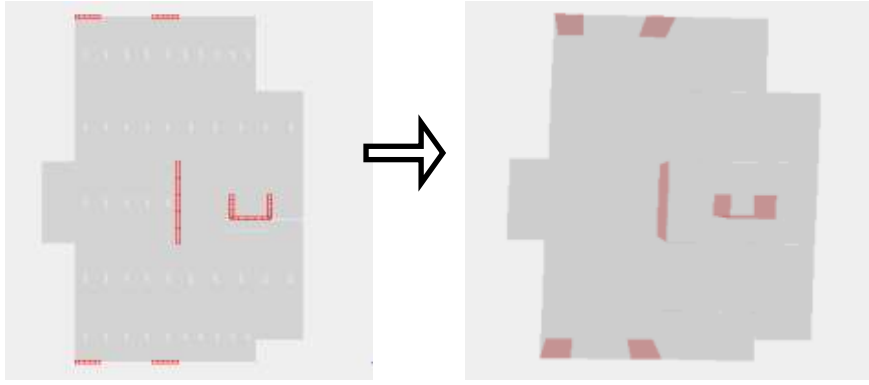
- Une période fondamentale : $T=0,85$ sec

La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 9^{ème} mode.

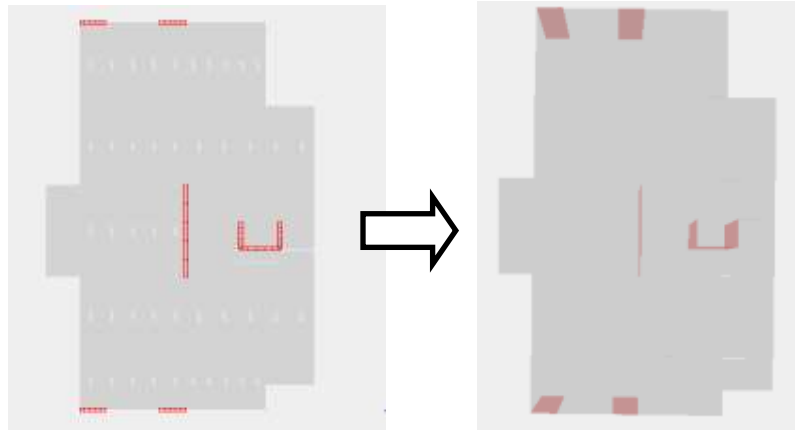
Tableau IV.12 : Participation massique du 3^{ème} modèle(blocR+10)

Mode	Période	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	0,85507	71,1378	0,1412	0	71,1378	0,1412	0
2	0,766063	0,2098	67,9651	0	71,3476	68,1062	0
3	0,657015	1,2197	0,23	0	72,5673	68,3362	0
4	0,271827	13,9469	0,0055	0	86,5142	68,3417	0
5	0,215156	0,5668	3,3958	0	87,081	71,7375	0
6	0,212013	0,0934	14,161	0	87,1744	85,8985	0
7	0,138071	4,9263	0,0012	0	92,1007	85,8997	0
8	0,111909	0,4025	0,0274	0	92,5032	85,9271	0
9	0,098929	0,0004	7,0188	0	92,5036	92,9459	0
10	0,086681	2,596	0,0004	0	95,0996	92,9463	0
11	0,071666	0,271	0,0129	0	95,3706	92,9592	0
12	0,060127	0,0615	3,1943	0	95,4322	96,1535	0

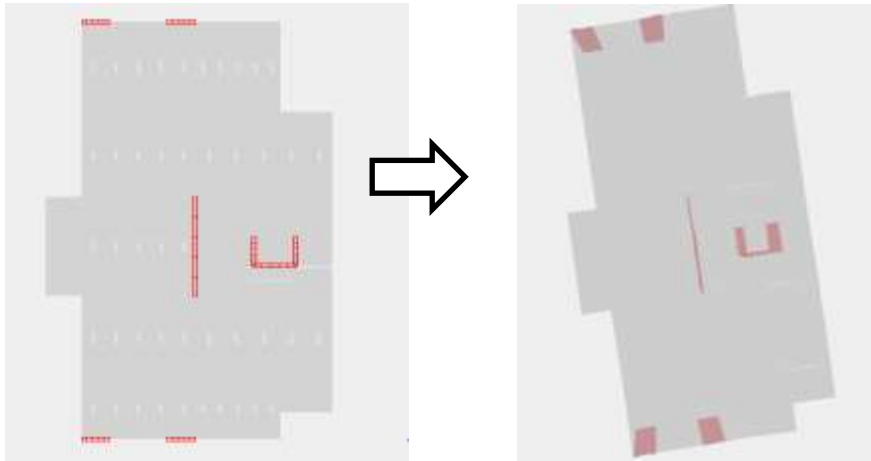
- Le 1^{er} mode est un mode de translation.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation.
- Le 3^{ème} mode est un mode est torsion.



Mode 1



Mode 2



Mode 3

Résultantes des forces sismiques

$w = 3055.9 \text{ KN}$

$$V^x = \frac{0,25 (1,45)(1,15)}{5} 3055.9 = 2547.6808 \text{ kN} \Rightarrow 0,8V^x = 2038.29 \text{ kN}$$

$$V^y = \frac{0,25 (184)(1,15)}{5} 3055.9 = 2333.14 \text{ kN} \Rightarrow 0,8V^y = 2586.14 \text{ kN}$$

D’après le calcul numérique effectué par ETABS on a :

$V_x=3210.98\text{KN}$ \Rightarrow Le rapport : $\frac{0.8V^x}{V_t^x} = 0.63$

$V_y=3391.95\text{KN}$ \Rightarrow Le rapport : $\frac{0.8V^y}{V_t^y} = 0.76$

Tableau IV.13: Vérification des déplacements inter étages du 3^{ème} modèle(blocR+10)

NIV	$\delta_K^x (m)$	$\delta_K^y (m)$	$\delta_K^x (m)$	$\delta_K^y (m)$	$\Delta_K^x (m)$	$\Delta_K^y (m)$	$\bar{\Delta} (m)$	observation
10	0,0373	0,0336	0,1865	0,168	0,013	0,0165	0,0306	Vérifiée
9	0,0347	0,0303	0,1735	0,1515	0,0155	0,0175	0,0306	Vérifiée
8	0,0316	0,0268	0,158	0,134	0,0175	0,0185	0,0306	Vérifiée
7	0,0281	0,0231	0,1405	0,1155	0,019	0,0185	0,0306	Vérifiée
6	0,0243	0,0194	0,1215	0,097	0,0195	0,0185	0,0306	Vérifiée
5	0,0204	0,0157	0,102	0,0785	0,0205	0,0185	0,0306	Vérifiée
4	0,0163	0,012	0,0815	0,06	0,02	0,017	0,0306	Vérifiée
3	0,0123	0,0086	0,0615	0,043	0,02	0,015	0,0306	Vérifiée
2	0,0083	0,0056	0,0415	0,028	0,0185	0,013	0,0306	Vérifiée
1	0,0046	0,003	0,023	0,015	0,015	0,0095	0,0306	Vérifiée
rdc	0,0016	0,0011	0,008	0,0055	0,008	0,005	0,0357	vérifiée
base	0	0	0	0	0	0	0	0

Vérification du critère de l’effort normal réduit

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

Tableau IV.14 : Vérification l’effort normal réduit pour les poteaux (blocR+10).

Niv	$N_d (KN)$	$h * b (cm^2)$	$B_c (cm^2)$	v	Observation
10 ^{ème} , 9 ^{ème} , 8 ^{ème} , 7 ^{ème}	817.01	45x45	2025	0,16	Vérifiée
6 ^{ème} , 5 ^{ème}	1307.96	50x50	2500	0,21	vérifiée
4 ^{ème} , 3 ^{ème}	1853.54	55x55	3025	0.25	vérifiée
2 ^{ème} , 1 ^{ème}	2424.87	60x60	3600	0,27	vérifiée
RDC	2703.1	70x70	4900	0,22	vérifiée

Justification des voiles sous charges verticales

$$\text{La portance des voiles} = \frac{\text{Les charges reprises par les voiles}}{\text{le poids totale de la structure}} = \frac{9614.76}{46395.06} \times 100 = 0.20$$

✚ Pour blocR+7

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

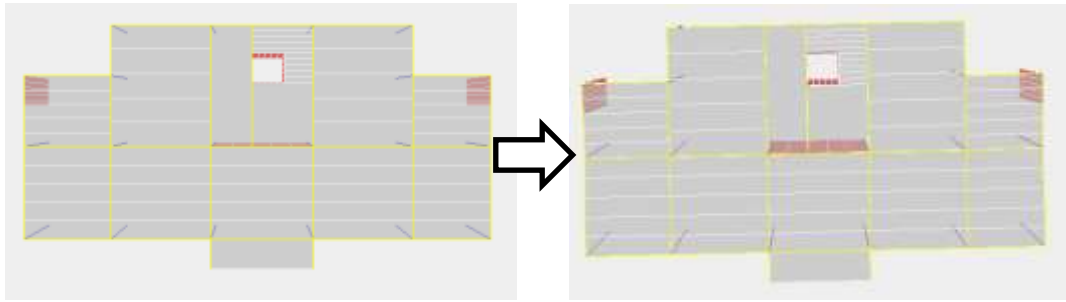
- Une période fondamentale : T=0,62 sec

La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 9^{ème} mode.

Tableau IV.15 : Participation massique du 3^{ème} modèle(blocR+7)

Mode	Période	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	0,622375	0,0142	68,428	0	0,0142	68,428	0
2	0,513332	47,1399	0,062	0	47,1541	68,49	0
3	0,498926	18,6354	0,4156	0	65,7895	68,9055	0
4	0,196355	0,0122	17,3085	0	65,8017	86,2141	0
5	0,163864	0,5108	0,2681	0	66,3125	86,4822	0
6	0,136285	21,4662	0,0001	0	87,7787	86,4823	0
7	0,102887	0,0091	7,1658	0	87,7878	93,6481	0
8	0,089204	0,3435	0,2493	0	88,1313	93,8974	0
9	0,068605	6,9761	0,005	0	95,1074	93,9024	0
10	0,062941	0,0086	2,7642	0	95,116	96,6666	0
11	0,053582	0,0112	0,0746	0	95,1272	96,7411	0
12	0,046886	1,9763	0,0001	0	97,1035	96,7412	0

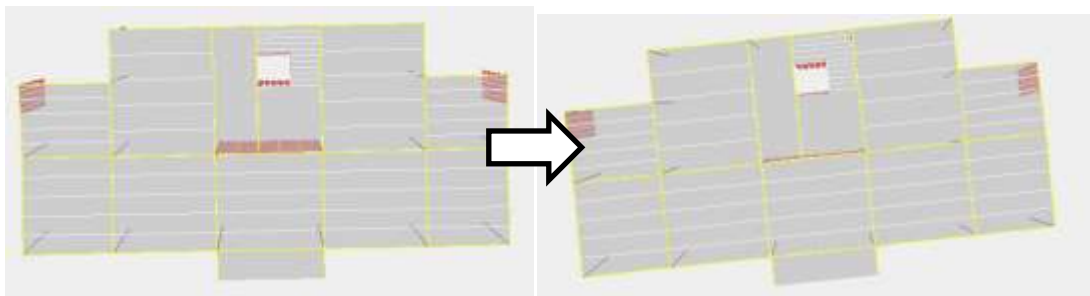
- Le 1^{er} mode est un mode de translation.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation.
- Le 3^{ème} mode est un mode est torsion.



Mode 1



Mode 2



Mode 3

Résultantes des forces sismiques

$w = 2651 \text{ KN}$

$$V^x = \frac{0,25 (2.36)(1,15)}{5} 2651 = 3079.14 \text{ kN} \Rightarrow 0,8V^x = 2463.31 \text{ kN}$$

$$V^y = \frac{0,25 (2.02)(1,15)}{5} 2651 = 3597.41 \text{ kN} \Rightarrow 0,8V^y = 2877.92 \text{ kN}$$

D'après le calcul numérique effectué par ETABS on a :

$$V_x = 3573.3 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Le rapport} : \frac{0.8V^x}{V_t^x} = 0.81$$

$$V_y = 3255.1 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Le rapport} : \frac{0.8V^y}{V_t^y} = 0.76$$

Tableau IV.16: Vérification des déplacements inter étages du 3^{ème} modèle (bloc R+7)

NIV	$\delta_k^x (m)$	$\delta_k^y (m)$	$\delta_k^x (m)$	$\delta_k^y (m)$	$\Delta_k^x (m)$	$\Delta_k^y (m)$	$\bar{\Delta} (m)$	observation
7	0,0193	0,0255	0,0965	0,1275	0,0135	0,0135	0,0306	Vérifiée
6	0,0166	0,0228	0,083	0,114	0,0145	0,016	0,0306	Vérifiée
5	0,0137	0,0196	0,0685	0,098	0,0145	0,0185	0,0306	Vérifiée
4	0,0108	0,0159	0,054	0,0795	0,0145	0,02	0,0306	Vérifiée
3	0,0079	0,0119	0,0395	0,0595	0,0135	0,02	0,0306	Vérifiée
2	0,0052	0,0079	0,026	0,0395	0,012	0,0175	0,0306	Vérifiée
1	0,0028	0,0044	0,014	0,022	0,009	0,014	0,0306	Vérifiée
rdc	0,001	0,0016	0,005	0,008	0,005	0,008	0,0357	vérifiée
base	0	0	0	0	0	0	0	0

Vérification du critère de l'effort normal réduit

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

Tableau IV.17 : Vérification l'effort normal réduit pour les poteaux. (bloc R+7)

Niv	$N_d (KN)$	$h * b (cm^2)$	$B_c (cm^2)$	v	Observation
7 ^{ème} , 6 ^{ème} , 5 ^{ème}	723.8	50x50	2500	0,12	Vérifiée
4 ^{ème} , 3 ^{ème}	1292.14	55x55	3025	0,17	vérifiée
2 ^{ème} , 1 ^{ème}	1886.93	60x60	3600	0,21	vérifiée
RDC	2206.32	65x65	4225	0.21	vérifiée

Justification des voiles sous charges verticales

$$\text{La portance des voiles} = \frac{\text{Les charges reprises par les voile}}{\text{le poids totale de la structure}} = \frac{8270.91}{40549.95} \times 100 = 20\%$$

JUSTIFICATION DE LA LARGEUR DES JOINTS SISMIQUES

Voir RPA (5.8)

$$d_{min} = 15_{mm} + (\delta_1 + \delta_2)_{mm} \geq 40_{mm}$$

$$\delta x_1 = 19.3_{mm}$$

$$\delta x_2 = 37.3_{mm}$$

δ_1 et δ_2 : déplacements maximaux des deux blocs suivant x-x

$$d_{min} = 15_{mm} + (\delta_1 + \delta_2)_{mm} = 71.6_{mm} \geq 40_{mm}$$

*on prend $d=150_{mm}$

Vérification du critère de l'effort tranchant

Tableau IV.18: Vérification de leffort tranchant (blocR+10)

	Vx(N) Total	Vy(N) Total	Vx(N) porique	Vy(N) portique	Vportique (%) (X-X)	Vportique (%) (Y-Y)	observation
RDC	2431	2590	1398	998	57,51	38,53	ok
1^{ere}	2474	2500	1196	780	48,34	31,20	ok
2^{eme}	2439	2430	1309	938	53,67	38,60	ok
3^{eme}	2181	2333	1177	949	53,97	40,68	ok
4^{eme}	2122	2200	1220	1080	57,49	49,09	ok
5^{eme}	1875	2014	992	925	52,91	45,93	ok
6^{eme}	1714	1800	985	948	57,47	52,67	ok
7^{eme}	1425	1560	722	760	50,67	48,72	ok
8^{eme}	1198	1300	652	700	54,42	53,85	ok
9^{eme}	1020	1280	550	770	53,92	60,16	ok
10^{eme}	842	739	480	500	57,01	67,66	ok

Tableau IV.19: Vérification de leffort tranchant (blocR+7)

Niveux	Vx(N) Total	Vy(N) Total	Vx(N) porique	Vy(N) portique	Vportique (%) (X-X)	Vportique (%) (Y-Y)	Observation
RDC	2247	2321	973	1112	43,30	47,91	ok
1^{ere}	2465	2066	1068	1007	43,33	48,74	ok
2^{eme}	2347	1690	873	893	37,20	52,84	ok
3^{eme}	2467	1502	840	820	34,05	54,59	ok
4^{eme}	2130	1253	805	735	37,79	58,66	ok
5^{eme}	1747	1070	725	504	41,50	47,10	ok
6^{eme}	1031	814	386	304	37,44	37,35	ok
7^{eme}	642	513	280	206	43,61	40,16	ok

CHAPITRE V :
FERRAILLAGE DES ELEMENTS
RESISTANT

V.1 CALCUL DES ELEMENTS STRUCTURAUX :

Les sollicitations ainsi que les déformations généralisées de tous les éléments structuraux de notre structure sont maintenant connus dans le cadre d'une analyse dynamique ; celles sont d'ailleurs données pour toutes les combinaisons que nous avons envisagées.

Le ferrailage est mené au moyen d'un logiciel basé sur les règles CBA93, nous avons évidemment opté pour un ferrailage optimal privilégiant d'une part la sécurité de la bâtisse et d'autre part les conditions de réalisation pratique.

Le ferrailage des éléments résistant doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **CBA 93** et le **RPA99 version 2003**.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

1. Poteaux
2. Poutres
3. 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 :

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

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

V.2.2 Combinaison d'action

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

a. Selon CBA 93 :

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

ELS : $G+Q$

b. Selon RPA 99 :

Situation accidentelle : $G+Q+E$

$0,8G\pm E$

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

- 1- Effort normal maximal et le moment correspondant (N^{\max} , M^{corr})
- 2- Le moment maximum et l'effort correspondant (M^{\max} , N^{corr})
- 3- Effort normal minimal et le moment correspondant (N^{\min} , M^{corr})

V.2.3 Recommandation du RPA99/version 2003 :

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2 page 48), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage en zone sismique III est limité par :

$A_{\max} = A_s/bh < 3\%$ en zone courante.

$A_{\max} = A_s/bh < 6\%$ en zone recouvrement.

$A_{\min} = A_s > 0,9 \% bh$ (zone III).

- Le diamètre minimal est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de $50 \Phi_L$.
- La distance maximale entre les barres dans une surface de poteau est de 20 cm.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques). Avec :

A_s : 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.

- Le logiciel ETABS a été exécuté pour toutes les combinaisons proposées par le RPA 99.

Les efforts internes et les sections calculées sont récapitulés dans les tableaux suivants :

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

Bloc R+7

1. Situation durable :

- **Combinaison : 1,35G+1,5Q**

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

Tableau V.2 : Ferraillages des poteaux (bloc R+7) situation durable (N^{\max} , M^{corr})

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\max} [kn]	M^{corr} [kn.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s \text{ min}}$ RPA
RDC	65x65	2178.72	4.27	SEC	0	0	38.02
1 ^{ème} et 2 ^{ème}	60x60	1872.23	59.47	SEC	0	0	32.4
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	55x55	1313.79	25.4	SEC	0	0	27.22
5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème}	50x50	776.39	19.7	SEC	0	0	22.5

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

Tableau V.3 : Ferraillages des poteaux (bloc R+7) situation durable (M^{\max} , N^{corr})

Niveaux	Section [cm ²]	M^{\max} [kn]	N^{corr} [kn.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s \text{ min}}$ RPA
RDC	65x65	40	1551.19	SEC	0	0	38.02
1 ^{ème} et 2 ^{ème}	60x60	68.38	1366.71	SEC	0	0	32.4
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	55x55	55.77	915.9	SEC	0	0	27.22
5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème}	50x50	55.53	577.2	SEC	0	0	22.5

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

Tableau V.4 : Ferraillages des poteaux (bloc R+7) situation durable (N^{\min} , M^{corr})

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\min} [kn]	M^{corr} [kn.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s \text{ min}}$ RPA
RDC	65x65	-181.07	15.77	SET	3.37	3.37	38.02
1 ^{ème} et 2 ^{ème}	60x60	-71.62	23.49	SET	2.27	2.27	32.4
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	55x55	-459.17	10.62	SET	7.22	7.22	27.22
5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème}	50x50	-286.84	11.26	SET	4.86	4.86	22.5

2. Situation accidentelle

- **Combinaison : G+Q+E**

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

Tableau V.5 : Ferraillages des poteaux (bloc R+7) situation accidentelle (N^{max}, M^{corr})

Niveaux	Section [cm ²]	N^{max} [kn]	M^{corr} [kn.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\ min}$ RPA
RDC	65x65	2206.32	257.28	SEC	0	0	38.02
1 ^{ème} et 2 ^{ème}	60x60	1874.9	165.45	SEC	0	0	32.4
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	55x55	1292.14	144.7	SEC	0	0	27.22
5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème}	50x50	723.66	102.01	SEC	0	0	22.5

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

Tableau V.6 : Ferraillages des poteaux (bloc R+7) situation accidentelle (M^{max}, N^{corr})

Niveaux	Section [cm ²]	M^{max} [kn]	N^{corr} [kn.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\ min}$ RPA
RDC	65x65	261.35	-437.24	SET	16.35	16.35	38.02
1 ^{ème} et 2 ^{ème}	60x60	249.22	-10.09	SET	11.47	11.74	32.4
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	55x55	258.78	-117.75	SET	14.52	14.52	27.22
5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème}	50x50	178.65	89.21	SET	8.9	8.9	22.5

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

Tableau V.7 : Ferraillages des poteaux (bloc R+7) situation accidentelle $(N^{min}; M^{corr})$

Niveaux	Section [cm ²]	N^{min} [kn]	M^{corr} [kn.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\ min}$ RPA
RDC	65x65	-469.67	43.24	SET	7.07	7.07	38.02
1 ^{ème} et 2 ^{ème}	60x60	-48.53	87.05	SET	4.75	4.75	32.4
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	55x55	-137.11	162.73	SET	11.52	11.52	27.22
5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème}	50x55	-0.8	53.75	SET	2.91	2.91	22.5

• **Combinaison : 0,8G+E :**

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

Tableau V.8 : Ferraillages des poteaux (bloc R+7) situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr})

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\max} [kn]	M^{corr} [kn.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s \text{ min}}$ RPA
RDC	65x65	1942.3	258.47	SEC	0	0	38.02
1 ^{ème} et 2 ^{ème}	60x60	1667.15	228.38	SEC	0	0	32.4
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	55x55	1012.63	248.39	SEC	0	0	27.22
5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème}	50x50	546.54	98.29	SEC	0	0	22.5

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

Tableau V.9 : Ferraillages des poteaux (bloc R+7) situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr})

Niveaux	Section [cm ²]	M^{\max} [kn]	N^{corr} [kn.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s \text{ min}}$ RPA
RDC	65x65	260.17	-701.26	SET	20.02	20.02	38.02
1 ^{ème} et 2 ^{ème}	60x60	277.69	226.05	SET	10.36	10.36	32.4
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	55x55	260.87	-217.15	SET	14	14	27.22
5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème}	50x50	176.54	-0.04	SET	10.34	10.34	22.5

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

Tableau V.10 : Ferraillages des poteaux (bloc R+7) situation accidentelle (N^{\min} , M^{corr})

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\min} [kn]	M^{corr} [kn.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s \text{ min}}$ RPA
RDC	65x65	-727.2	48.48	SET	11.14	11.14	38.02
1 ^{ème} et 2 ^{ème}	60x60	-623.71	99.25	SET	12.97	12.97	32.4
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	55x55	-286.64	164.92	SET	12.42	12.42	27.22
5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème}	50x50	-54.08	56.24	SET	3.71	3.71	22.5

Bloc R+10

2. Situation durable :

- **Combinaison : 1,35G+1,5Q**

d. $(N^{max}, M^{corr}) :$

Tableau V.11 : Ferraillages des poteaux (blocR+10) situation durable (N^{max}, M^{corr}) .

Niveaux	Section [cm ²]	N^{max} [kn]	M^{corr} [kn.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s,min}$ RPA
RDC	70x70	2687.03	16.13	SEC	0	0	44,1
1 ^{ère} et 2 ^{ème}	60x60	2396.07	25.5	SEC	0	0	32,4
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	55x55	1871.55	16.72	SEC	0	0	27,22
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	50x50	1375.22	18.03	SEC	0	0	22,5
7 ^{ème} -10 ^{ème}	45x45	904.37	17.92	SEC	0	0	18,23

e. $(M^{max}, N^{corr}) :$

Tableau V.12: Ferraillages des poteaux (blocR+10) situation durable (M^{max}, N^{corr}) .

Niveaux	Section [cm ²]	M^{max} [kn.m]	N^{corr} [kn]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s,min}$ RPA
RDC	70x70	51.61	1891.2	SEC	0	0	44,1
1 ^{ère} et 2 ^{ème}	60x60	61.02	1720.99	SEC	0	0	32,4
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	55x55	58.54	1338.04	SEC	0	0	27,22
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	50x50	57.3	980.42	SEC	0	0	22,5
7 ^{ème} -10 ^{ème}	45x45	54.24	643.61	SEC	0	0	18,23

f. $(N^{min}, M^{corr}) :$

Tableau V.13 : Ferraillages des poteaux (blocR+10) situation durable (N^{min}, M^{corr}) .

Niveaux	Section [cm ²]	N^{min} [kn]	M^{corr} [kn.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s,min}$ RPA
RDC	70x70	1071.1	15.71	SEC	0	0	44,1
1 ^{ère} et 2 ^{ème}	60x60	962.3	11.54	SEC	0	0	32,4
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	55x55	751.55	9.4	SEC	0	0	27,22
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	50x50	548.94	10.73	SEC	0	0	22,5
7 ^{ème} -10 ^{ème}	45x45	355.76	11.74	SEC	0	0	18,23

2. Situation accidentelle

a. Combinaison : G+Q+E

➤ (N^{max}, M^{corr}) :

Tableau V.1: Ferraillages des poteaux (blocR+10) situation accidentelle (N^{max}, M^{corr}).

Niveaux	Section [cm ²]	N^{max} [kn]	M^{corr} [kn.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\ min}$ RPA
RDC	70x70	2528.18	216.72	SEC	0	0	44,1
1 ^{ère} et 2 ^{ème}	60x60	2265.21	138.33	SEC	0	0	32,4
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	55x55	1738.2	106.8	SEC	0	0	27,22
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	50x50	1235.86	83.36	SEC	0	0	22,5
7 ^{ème} -10 ^{ème}	45x45	779.71	57.43	SEC	0	0	18,23

➤ (M^{max}, N^{corr}) :

Tableau V.15 : Ferraillages des poteaux (blocR+10) situation accidentelle (M^{max}, N^{corr})

Niveaux	Section [cm ²]	M^{max} [kn.m]	N^{corr} [kn]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\ min}$ RPA
RDC	70x70	264.48	34.25	SET	10.54	10.54	44,1
1 ^{ère} et 2 ^{ème}	60x60	196.36	964.25	SEC	0	0	32,4
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	55x55	175	835.83	SEC	0	0	27,22
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	50x50	146.68	560.47	SPC	1.48	1.48	22,5
7 ^{ème} -10 ^{ème}	45x45	110.22	330.57	SPC	2.86	2.86	18,23

➤ (N^{min}, M^{corr}) :

Tableau V.16 : Ferraillages des poteaux (blocR+10) situation accidentelle (N^{min}, M^{corr})

Niveaux	Section [cm ²]	N^{min} [kn]	M^{corr} [kn.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\ min}$ RPA
RDC	70x70	90.87	20.65	SET	1.94	1.94	44,1
1 ^{ère} et 2 ^{ème}	60x60	82.79	31.14	SET	2.46	2.46	32,4
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	55x55	39.93	65.87	SET	3.72	3.72	27,22
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	50x50	15.74	64.52	SPC	3.29	3.29	22,5
7 ^{ème} -10 ^{ème}	45x45	51.76	52.4	SPC	2.51	2.51	18,23

b. Combinaison : **0,8G+E** :

➤ **(N^{max}, M^{corr})** :

Tableau V.17 : Ferraillages des poteaux(blocR+10) situation accidentelle (N^{max}, M^{corr}).

Niveaux	Section [cm ²]	N^{max} [kn]	M^{corr} [kn.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s,min}$ RPA
RDC	70x70	1888.59	213.26	SEC	0	0	44,1
1 ^{ème} et 2 ^{ème}	60x60	1693.23	133.33	SEC	0	0	32,4
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	55x55	1291.45	104.15	SEC	0	0	27,22
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	50x50	907.86	82.61	SEC	0	0	22,5
7 ^{ème} -10 ^{ème}	45x45	561.1	58.18	SEC	0	0	18,23

➤ **(M^{max}, N^{corr})** :

Tableau V.18 : Ferraillages des poteaux (blocR+10) situation accidentelle (M^{max}, N^{corr}).

Niveaux	Section [cm ²]	M^{max} [kn.m]	N^{corr} [kn]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s,min}$ RPA
RDC	70x70	264.15	258.1	SET	13.34	13.34	44,1
1 ^{ème} et 2 ^{ème}	60x60	190.62	637.24	SPC	0.91	0.91	32,4
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	55x55	166.9	581.83	SEC	0	0	27,22
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	50x50	137.18	373.78	SPC	3.05	3.05	22,5
7 ^{ème} -10 ^{ème}	45x45	100.5	208.17	SPC	3.66	3.66	18,23

➤ **(N^{min}, M^{corr})** :

Tableau V.19 : Ferraillages des poteaux (blocR+10) situation accidentelle (N^{min}, M^{corr}).

Niveaux	Section [cm ²]	N^{min} [kn]	M^{corr} [kn.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s,min}$ RPA
RDC	70x70	313.36	22.94	SET	4.81	4.81	44,1
1 ^{ème} et 2 ^{ème}	60x60	277.89	33.94	SET	5.04	5.04	32,4
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	55x55	193.15	68.12	SET	5.83	5.83	27,22
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	50x50	96.62	66.41	SET	4.85	4.85	22,5
7 ^{ème} -10 ^{ème}	45x45	21.01	54.03	SET	3.55	3.55	18,23

V.2.4. Choix des armatures

 Bloc R+7

Tableau V.20 : Choix des armatures des poteaux (bloc R+7)

Niveaux	Sections (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	A _s ^{max} (Z.R) (cm ²)	A _s ^{max} (Z.C) (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC	65x65	40.04	38.02	253.5	126.7	10T20+6T16	43.48
1 ^{ème} et 2 ^{ème}	60x60	28.5	32.4	216	108	4T20+8T16	35.72
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	55x55	28	27.22	181.5	90.7	4T20+8T16	35.72
5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème}	50x50	20.68	22.5	150	75	12T16	24.13

 Bloc R+10

Tableau V.21 : Choix des armatures des poteaux (bloc R+10)

Niveaux	Sections (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	A _s ^{max} (Z.R) (cm ²)	A _s ^{max} (Z.C) (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC	70x70	26,68	44,10	294	147	4T25+8T20	44.77
1 ^{ème} et 2 ^{ème}	60x60	10,08	32,40	216	108	4T20+8T16	35.72
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	55x55	11,66	27,22	181,5	90,7	4T20+8T16	35.72
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	50x50	9,70	22,50	150	75	12T16	24,13
7 ^{ème} -10 ^{ème}	45x45	7,32	18,23	121,5	60,75	4T16+8T14	20.36

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 admissible données par :

● **Béton** : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

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

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

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 $\sigma_s=201.63\text{MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants.

Bloc R+7

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

Tableau V.22 : Vérifications des contraintes pour les poteaux (bloc R+7)

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{ser}^{max} (kN)	M_{ser}^{corr} (kN.m)	Section	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa) Sup	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	65x65	1586.87	3.07	43.48	51.7	201.63	3.46	15	OK
1 ^{ème} et 2 ^{ème}	60x60	1363.17	42.89	35.72	76.8	201.63	5.38	15	OK
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	55x55	959.98	18.6	35.72	49.9	201.63	3.44	15	OK
5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème}	50x50	566.24	14.47	24.13	31.4	201.63	2.19	15	OK

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

Tableau V.23 : Vérification des contraintes pour les poteaux (bloc R+7)

Niveaux	Sections (cm ²)	M_{ser}^{max} (kN)	N_{ser}^{corr} (kN.m)	Section	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa) Sup	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	65x65	28.64	1131.58	43.48	43.2	201.63	2.93	15	OK
1 ^{ème} et 2 ^{ème}	60x60	49.26	998.28	35.72	2.6	201.63	3.72	15	OK
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	55x55	40.42	668.19	35.72	62.7	201.63	4.4	15	OK
5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème}	50x50	28.64	421.86	24.13	30.1	201.63	2.19	15	OK

Bloc R+10

➤ (N^{max}, M^{corr}) :

Tableau V.24 : Vérifications des contraintes pour les poteaux (bloc R+10).

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{ser}^{max} (kN)	M_{ser}^{corr} (kN.m)	SECTION	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc}^{max} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification n
RDC	70x70	1955.89	11.79	44.77	56.6	201.6	3.81	15	OK
1 ^{ème} et 2 ^{ème}	60x60	1744.32	18.71	35.72	72.2	201.6	4.91	15	OK
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	55x55	1362.22	12.1	35.72	65.7	201.6	4.45	15	OK
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	50x50	1000.93	12.96	24,63	59.5	201.6	4.07	15	OK
7 ^{ème} -10 ^{ème}	45x45	658.37	12.88	20.36	52.4	201.6	3.66	15	OK

➤ (M^{max}, N^{corr})

Tableau V.25: Vérification des contraintes pour les poteaux(blocR+10)

Niveaux	Sections (cm ²)	M _{ser} ^{max} (kN)	N _{ser} ^{corr} (kN.m)	SECTION	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa) Sup	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification
RDC	70x70	34.7	1397.78	44.77	45.6	201.6	3.15	15	OK
1 ^{ème} et 2 ^{ème}	60x60	44.33	1255.8 9	35.72	60.9	201.6	4.27	15	OK
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	55x55	42.55	976.36	35.72	59.6	201.6	4.21	15	OK
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	50x50	41.64	715.43	24,63	57.6	201.6	4.16	15	OK
7 ^{ème} -10 ^{ème}	45x45	39.46	469.74	20.36	57	201.6	5.99	15	OK

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 : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$ Poteaux rectangulaire

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 [1] :

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,13 f_{c28}, 5 \text{ MPa})$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10 f_{c28}, 4 \text{ MPa})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

Selon RPA99 ver.03 [2] :

$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$

$\rho_d=0,075$si l'élancement λ ≥ 5

$\rho_d=0,040$si l'élancement λ < 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.

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

 **Bloc R+7**

Tableau V.26 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux (bloc R+7)

Niveaux	Sections (cm ²)	T_u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\overline{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\overline{\tau}_u^{CBA 93}$ (MPa)	Vérification
RDC	65x65	23.81	0.056	3.83	0.04	1	2,50	OK
1 ^{ème} et 2 ^{ème}	60x60	49.15	0.136	3.56	0.04	1	2,50	OK
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	55x55	36.99	0.122	3.89	0.04	1	2,50	OK
5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème}	50x50	37.87	0.151	4.28	0.04	1	2,50	OK

 **Bloc R+10**

Tableau V.27 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux (bloc R+10)

Niveaux	Sections (cm ²)	T_u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\overline{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\overline{\tau}_u^{CBA 93}$ (MPa)	Vérification
RDC	70x70	26.72	0.05	3.55	0,040	1	2,50	OK
1 ^{ème} et 2 ^{ème}	60x60	33.21	0.092	3.56	0,040	1	2,50	OK
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	55x55	39.5	0.13	3.89	0,040	1	2,50	OK
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	50x50	38.62	0.154	4.28	0,040	1	2,50	OK
7 ^{ème} -10 ^{ème}	45x45	36.73	0.182	4.75	0,040	1	2,50	OK

V.2.7 Ferraillage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **CBA 93** et celles du **RPA99 version 2003**, elles sont données comme suit :

- **Selon CBA 93 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min} (0,9 d ; 40 \text{ cm}) \\ \phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_l \right) \\ \frac{A_t f_c}{b S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right) \end{array} \right.$$

A_t : Section d'armatures transversales.
 b : Largeur de la section droite.
 h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales.

ϕ_l : Diamètre des armatures longitudinales.

- **Selon le RPA99 version 2003 :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_c}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_c : 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.

$\rho_a=2,5$si $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a=3,75$si $\lambda_g < 5$

λ_g : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t \leq 10 \text{ cm}$Zone nodale (zone III).

$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{b}{2} ; \frac{h}{2} ; 10 \phi_l \right)$Zone courante (zone III).

ϕ_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 :

$$\begin{cases} 0,3\% & \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% & \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes} & \text{si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élançement 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 :

Bloc R+7

Tableau V.28 : Espacement maximale selon RPA99 des poteaux (bloc R+7)

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	Ø _t (mm)	S _t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC	65x65	10T20+6T16	16	10	15
1 ^{ème} et 2 ^{ème}	60x60	4T20+8T16	16	10	15
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	55x55	4T20+8T16	16	10	15
5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème}	50x50	12T16	16	10	15

Bloc R+10

Tableau V.29 : Espacement maximale selon RPA99 des poteaux (bloc R+10).

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	Ø _t (mm)	S _t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC	70x70	4T25+8T20	20	10	20
1 ^{ème} et 2 ^{ème}	60x60	4T20+8T16	16	10	15
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	55x55	4T20+8T16	16	10	15
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	50x50	12T16	16	10	15
7 ^{ème} -10 ^{ème}	45x45	4T16+8T14	14	10	15

oix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$

Bloc R+7

Tableau V.30 : Choix des armatures transversales pour les poteaux (bloc R+7)

Niveaux	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC	65x65	2.49	3.83	3.75	23.81	N	10	0.63	6T10	4.71
						C	15	1.09	6T10	4.71
1 ^{ème} et 2 ^{ème}	60x60	2.14	3.56	3.75	49.15	N	10	1.29	6T10	4.71
						C	15	2.54	6T10	4.71
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	55x55	2.14	3.89	3.75	36.99	N	10	0.97	6T10	4.71
						C	15	1.46	6T10	4.71
5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème}	50x50	2.14	4.28	3.75	37.87	N	10	0.99	6T10	4.71
						C	15	1.49	6T10	4.71

Bloc R+10

Tableau V.31 : Choix des armatures transversales pour les poteaux. (bloc R+10)

Niveaux	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC	70x70	2.49	3.55	3,75	6.72	N	10	0.7	6T10	4.71
						C	20	1.64	6T10	4.71
1 ^{et} 2 ^{ème}	60x60	2.14	3.56	3,75	33.21	N	10	0.87	6T10	4.71
						C	15	1.24	6T10	4.71
3 ^{et} 4 ^{ème}	55x55	2.14	3.89	3,75	39.5	N	10	1.04	6T10	4.71
						C	15	1.66	6T10	4.71
5 ^{et} 6 ^{ème}	50x50	2.14	4.28	3,75	38.68	N	10	1.01	6T10	4.71
						C	15	1.62	6T10	4.71
7-10 ^{ème}	45x45	2.14	4.75	3,75	36.72	N	10	0.76	6T10	4.71
						C	15	1.37	6T10	4.71

V.2.8 Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de : L_r=50Ø_l en zone III.

Pour :

- Ø=25mm.....L_r=125cm
- Ø=20mm.....L_r=100cm
- Ø=16mm.....L_r=80cm
- Ø=14mm.....L_r=70cm

V.2.9 Ferraillage 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 :

$$A_s \geq \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right] \cdot \frac{\gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots (*) [2]$$

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 carrée..... $B_r = (a-0,02)^2$ [m²].
 - Poteau rectangulaire $B_r = (a-0,02) \times (b-0,02)$ [m²]

Bloc R+7

a. Calcul de l'effort normal pondéré :

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal.

$N_u(\text{RDC}) = 2178,72 \text{ KN}$

- Poids du plancher s-sol 1 $21,55 \times 5,34 + 8,79 \times 7,54 = 181,35 \text{KN}$
 - Poids du poteau s-sol $(0,65 \times 0,65) \times (3,06 - 0,6) \times 25 = 25,98 \text{N}$
 - Poids du plancher sous-sol 2 $30,34 \times 7,54 = 228,76 \text{KN}$
 - Poids de la poutre principale $5,675 \times 0,4 \times 0,6 \times 25 = 34,05 \text{KN}$
 - Poids de la poutre secondaire $5,35 \times 0,35 \times 0,5 \times 25 = 23,40 \text{KN}$
- G = 493,54N**

Surcharge d'exploitation : $Q = (2,5 \times 30,34) \times 2 = 151,7 \text{KN}$

$N_{u1} = 1,35G + 1,5Q = 893,82 \text{KN}$

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de sous-sol : $N_{u(ss)} = N_u(\text{RDC}) + N_{u1} = 3072,54 \text{KN}$

b. Calcul du ferraillage :

Le sous-sol est de section rectangulaire $B = 65 \times 65 \text{ cm}^2$

- $i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 18,76 \text{ cm}$
- $\lambda = \frac{0,7 \times 3,06 \cdot 10^2}{18,76} = 11,41 < 50$
- $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,83$
- $B_r = (65 - 2)(65 - 2) = 3721 \text{ cm}^2$

D'où : $A_s \geq \left(\frac{3072,54 \cdot 10^3}{0,83} - \frac{3721 \cdot 10^2 \cdot 25}{0,9 \cdot 1,5} \right) \frac{1,15}{400}$
 $A_s \geq 91,6 \text{ cm}^2$

Le calcul en compression simple du poteau le plus sollicité au niveau du sous-sol sous un effort normal à la base égal à **3072 KN** a donné une section inférieure à celle exigée par l'RPA99 v03 ($A_{s_{\min}} = 38,02 \text{ cm}^2$) ;

Choix d'armature pour les poteaux centraux du sous-sol $A_s = 16T20 = 50,27 \text{ cm}^2$

Bloc R+10

c. Calcul de l'effort normal pondéré :

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal.

$N_u(\text{RDC}) = 2687.03 \text{ KN}$

- Poids du plancher s-sol 1 $5.34 \times 18.694 + 7.875 \times 7.54 = 159,2 \text{ KN}$
- Poids du poteau s-sol $(0,7 \times 0,7) \times (3.06 - 0.6) \times 25 = 30.13 \text{ KN}$
- Poids du plancher sous-sol 2 $26.569 \times 7.64 = 202.99 \text{ KN}$
- Poids de la poutre principale $5.45 \times 0.4 \times 0.6 \times 25 = 32.7 \text{ KN}$

- Poids de la poutre secondaire $4.575 \times 0.35 \times 0.5 \times 25 = 20.01 \text{ KN}$
- **G = 445.03 N**

Surcharge d'exploitation : $Q = (2.5 \times 26.569) \times 2 = 132.84 \text{ KN}$

$N_{u1} = 1,35G + 1,5Q = 800.05 \text{ KN}$

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de sous-sol : $N_{u(ss)} = N_{u(\text{RDC})} + N_{u1} = 3487.08 \text{ KN}$

d. Calcul du ferraillage :

Le sous-sol est de section rectangulaire $B = 70 \times 70 \text{ cm}^2$

$i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 20.20 \text{ cm}$

$\lambda = \frac{0,7 \times 3.06 \cdot 10^2}{20.20} = 10.6 < 50$

$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,83$

$B_r = (70 - 2)(70 - 2) = 4624 \text{ cm}^2$

D'où : $A_s \geq \left(\frac{3487.08 \cdot 10^3}{0,83} - \frac{4624 \cdot 10^2 \cdot 25}{0,9 \cdot 1,5} \right) \frac{1,15}{400}$

$A_s \geq 125.4 \text{ cm}^2$

Le calcul en compression simple du poteau le plus sollicité au niveau du sous-sol sous un effort normal à la base égal à **4340 KN** a donné une section inférieure à celle exigée par l'RPA99 v03 ($A_{s\text{min}} = 44.1 \text{ cm}^2$) ;

Choix d'armature pour les poteaux centraux du sous-sol $A_s = 12T25 = 58.91 \text{ cm}^2$

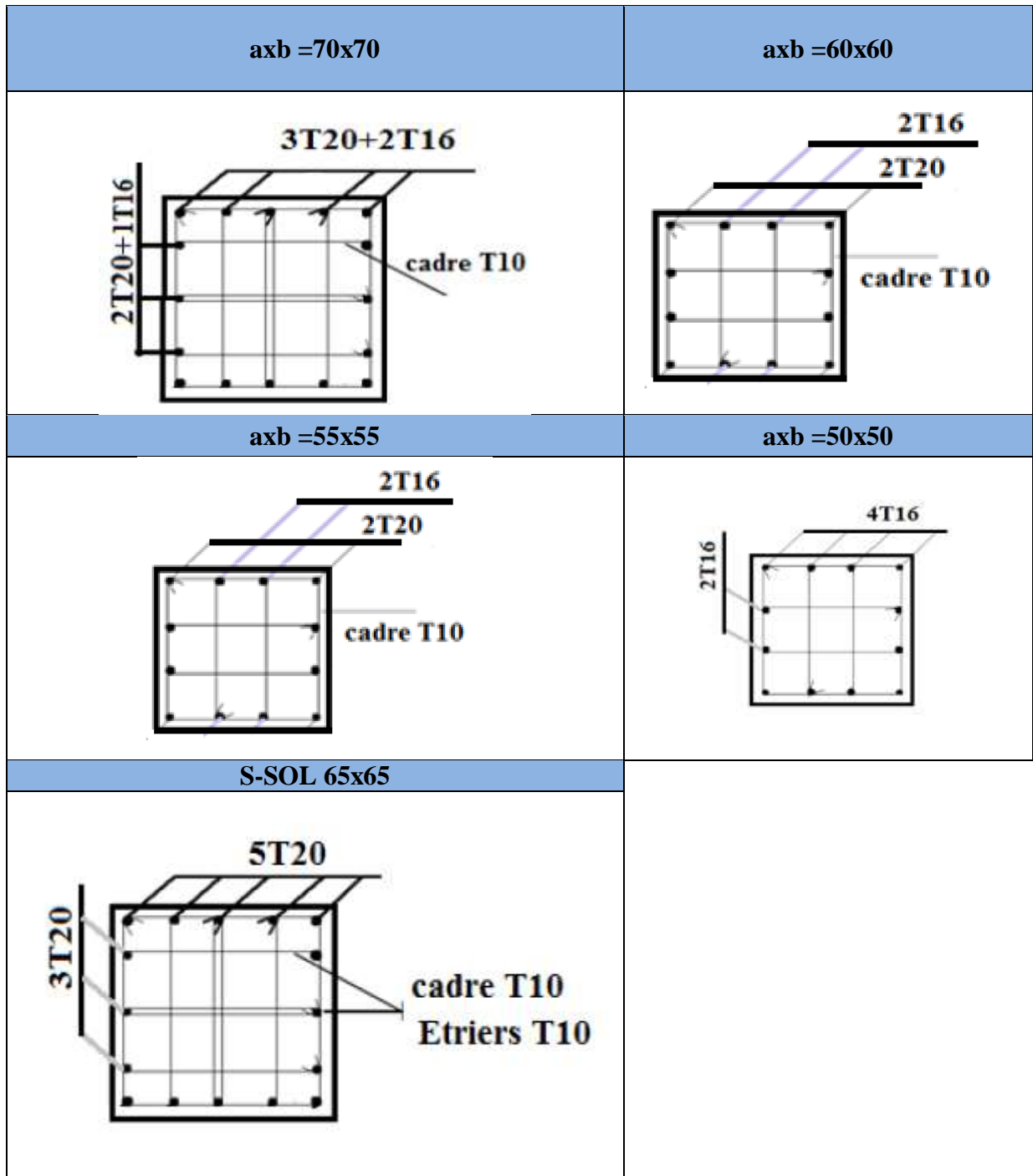


Figure V.1 : Schéma de Ferraillage des poteaux. (Bloc R+7)

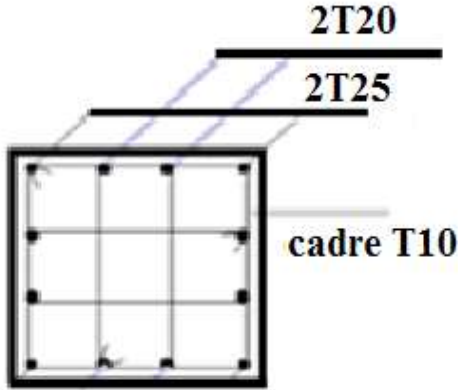
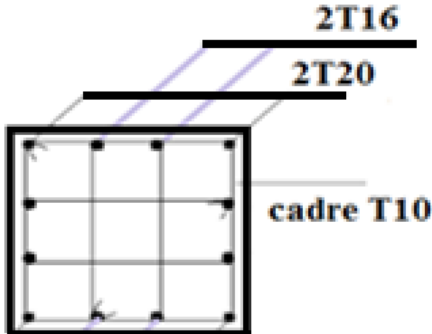
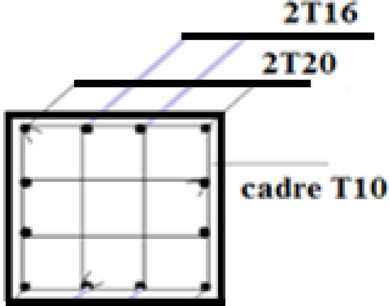
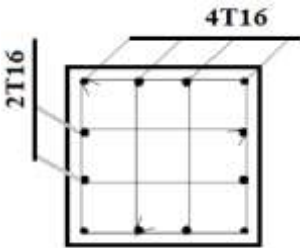
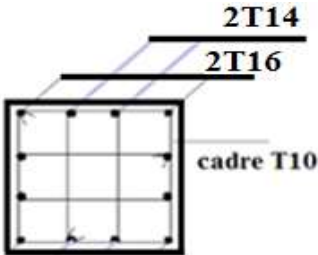
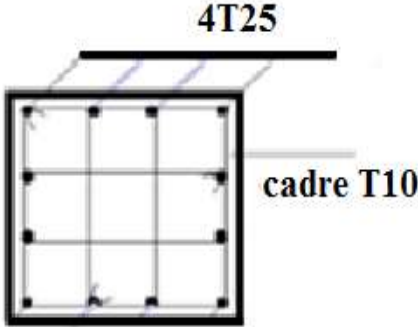
axb = 70x70	axb = 60x60
	
axb = 55x55	axb = 50x50
	
axb = 45x45	S-SOL 70x70
	

Figure V.2 : Schéma de Ferraillage des poteaux. (BlocR+10)

V.3 Ferrailage des poutres :

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

V.3.1 Les combinaisons de calcul :

- $1.35G + 1.5 Q$ selon CBA93
- $G + Q \pm E$ selon RPA99
- $0.8 G \pm E$ selon RPA99

La combinaison ($1,35G+1,5Q$) nous permet de déterminer le moment maximum en travée.

La combinaison ($G + Q \pm E$) donne le moment négatif maximum en valeur absolue, sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis.

La combinaison ($0.8 G \pm E$) nous permettra de déterminer le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue sur les appuis et permettra dans le cas où $M > 0$ de déterminer le ferrailage au niveau des appuis.

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Bloc R+7

1. Sens porteur 40x60 :

a. Situation durable : $1.35G+1.5Q$

Tableau V.32 : Ferrailage des poutres porteuses **40x60** (situation durable) (bloc R+7)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage commercial	40x60	Travée	89.76	4.92	0
		Appui	131.93	0	7.34
Etage courant	40x60	Travée	87.61	4.8	0
		Appui	144.31	0	8.06
Terrasse	40x60	Travée	102.25	5.63	0
		Appui	164.14	0	9.24

b. Situation accidentelle : **G+Q+E**

Tableau V.33 : Ferraillage des poutres porteuses **40x60** (situation accidentelle) (bloc R+7)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage commercial	40x60	Travée	66.43	3.13	0
		Appui	202.43	0	9.87
Etage courant	40x60	Travée	70.32	3.31	0
		Appui	269.32	0	13.39
Terrasse	40x60	Travée	80.32	3.79	0
		Appui	183.63	0	8.91

c. Situation accidentelle : **0.8 G + E**

Tableau V.34 : Ferraillage des poutres porteuses **40x60** (situation accidentelle) (bloc R+7)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage commercial	40x60	Travée	41.11	1.92	0
		Appui	186.53	0	9,06
Etage courant	40x60	Travée	44.05	2.06	0
		Appui	248.34	0	12,27
Terrasse	40x60	Travée	57.33	2.69	0
		Appui	148.04	0	7,11

Sens porteur 35x50 :

d. Situation durable : **1.35G+1.5Q**

Tableau V.35 : Ferraillage des poutres porteuses **35x50** (situation durable) (bloc R+7)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage commercial	35x50	Travée	63.64	4,21	0
		Appui	75.29	0	5,01
Etage courant	35x50	Travée	57.21	3,77	0
		Appui	87.79	0	5,89
Terrasse	35x50	Travée	68.13	4,52	0
		Appui	79.16	0	5,28

e. Situation accidentelle : **G+Q+E**

Tableau V.36 : Ferraillage des poutres porteuses **35x50** (situation accidentelle) (bloc R+7)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage commercial	35x50	Travée	45.72	2.59	0
		Appui	170.79	0	10.23
Etage courant	35x50	Travée	40.94	2.31	0
		Appui	206.58	0	12,6
Terrasse	35x50	Travée	49.13	2.78	0
		Appui	120.78	0	7,06

f. Situation accidentelle : **0.8 G + E**

Tableau V.37 : Ferraillage des poutres porteuses **35x50** (situation accidentelle) (bloc R+7)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage commercial	35x50	Travée	14.17	0.79	0
		Appui	168.59	0	10,08
Etage courant	35x50	Travée	27.82	1.56	0
		Appui	192.6	0	11,66
Terrasse	35x50	Travée	19.68	1.1	0
		Appui	109.3	0	6,36

2. **Sens non porteur 35x50 :**

g. Situation durable : **1.35G+1.5Q**

Tableau V.38 : Ferraillage des poutres porteuses **35x50** (situation durable) (bloc R+7)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage commercial	35x50	Travée	23.4	1,51	0
		Appui	31.95	0	2,08
Etage courant	35x50	Travée	21.82	1,41	0
		Appui	29.52	0	1,92
Terrasse	35x50	Travée	27.34	1.77	0
		Appui	12.67	0	0.97

Situation accidentelle : **G+Q+E**

Tableau V.39 : Ferraillage des poutres non porteuses **35x50** (situation accidentelle) (bloc R+7)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage commercial	35x50	Travée	10.82	0.6	0
		Appui	68.31	0	3,9
Etage courant	35x50	Travée	19.87	1.11	0
		Appui	154.77	0	9,2
Terrasse	35x50	Travée	23.01	1.29	0
		Appui	149.35	0	8,85

e. Situation accidentelle : **0.8 G + E**

Tableau V.40 : Ferraillage des poutres porteuses **35x50** (situation accidentelle) (bloc R+7)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage commercial	35x50	Travée	6.68	0.37	0
		Appui	66.14	0	3,78
Etage courant	35x50	Travée	17.8	1	0
		Appui	157.6	0	9,38
Terrasse	35x50	Travée	17.07	0.95	0
		Appui	142.75	0	8,43

 **Bloc R+10**

3. Sens porteur **40x60** : Situation durable : 1.35G+1.5Q

Tableau V.41 : Ferraillage des poutres porteuses **40x60** (situation durable) (blocR+10)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage commercial	40x60	Travée	76.29	4,16	0
		Appui	92.49	0	5,07
Etage courant	40x60	Travée	79.23	4,33	0
		Appui	115.10	0	6,36
Terrasse	40x60	Travée	97.37	5,35	0
		Appui	135.78	0	7,56

h. Situation accidentelle : **G+Q+E**

Tableau V.42 : Ferraillage des poutres porteuses **40x60** (situation accidentelle) (blocR+10)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage commercial	40x60	Travée			0
		Appui	164.29	0	3,02
Etage courant	40x60	Travée			0
		Appui	231.91	0	11,41
Terrasse	40x60	Travée			0
		Appui	155.73	0	7,5

i. Situation accidentelle : **0.8 G + E**

Tableau V.43 : Ferraillage des poutres porteuses **40x60** (situation accidentelle) (blocR+10)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage commercial	40x60	Travée			0
		Appui	164.58	0	7,94
Etage courant	40x60	Travée			0
		Appui	217.01	0	10,63
Terrasse	40x60	Travée			0
		Appui	139.41	0	6,68

4. Sens porteur **35x50** :

j. Situation durable : **1.35G+1.5Q**

Tableau V.44 : Ferraillage des poutres porteuses **35x50** (situation durable) (blocR+10)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage commercial	35x50	Travée	54.06	3,56	0
		Appui	61.85	0	4,09
Etage courant	35x50	Travée	57.47	3,79	0
		Appui	83.74	0	5,6
Terrasse	35x50	Travée	71.79	4,77	0
		Appui	70.97	0	4,71

a) Situation accidentelle : **G+Q+E**

Tableau V.45: Ferrailage des poutres porteuses **35x50** (situation accidentelle) (blocR+10)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage commercial	35x50	Travée			0
		Appui	135.39	0	7,97
Etage courant	35x50	Travée			0
		Appui	208.15	0	12,7
Terrasse	35x50	Travée			0
		Appui	103.11	0	5,98

k. Situation accidentelle : **0.8 G + E**

Tableau V.46: Ferrailage des poutres porteuses **35x50** (situation accidentelle) (blocR+10)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage commercial	35x50	Travée			0
		Appui	138.43	0	8,16
Etage courant	35x50	Travée			0
		Appui	200.79	0	12,21
Terrasse	35x50	Travée			0
		Appui	95.38	0	5,51

5. Sens non porteur **35x50** :

l. Situation durable : **1.35G+1.5Q**

Tableau V.47 : Ferrailage des poutres porteuses **35x50** (situation durable) (blocR+10)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage commercial	35x50	Travée	20.21	1,3	0
		Appui	23.30	0	1,31
Etage courant	35x50	Travée	57.96	3,82	0
		Appui	59.4	0	3,92
Terrasse	35x50	Travée	71.62	4,76	0
		Appui	62.23	0	4,12

Situation accidentelle : **G+Q+E**

Tableau V.48 : Ferrailage des poutres non porteuses **35x50** (situation accidentelle) (blocR+10)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage commercial	35x50	Travée			0
		Appui	63.3	0	3,61
Etage courant	35x50	Travée			0
		Appui	191.44	0	11,58
Terrasse	35x50	Travée			0
		Appui	170.51	0	10,21

m. Situation accidentelle : **0.8 G + E**

Tableau V.49: Ferrailage des poutres porteuses **35x50** (situation accidentelle) (blocR+10)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage commercial	35x50	Travée			0
		Appui	61.20	0	3,49
Etage courant	35x50	Travée			0
		Appui	182.34	0	10,98
Terrasse	35x50	Travée			0
		Appui	156.92	0	9,34

V.3.4. Choix des armatures :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5 % en toute section (recommandation du RPA 99).

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

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

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

 **Bloc R+7**

1. Sens porteur 40x60 :

Tableau V.50 : Choix des armatures pour les poutres porteuses 40x60 (bloc R+7)

Niveaux	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)
Etage commercial	40x60	Travée	89.76	96	144	12	4.92	4T20+2T16	16.59
		Appui	202.43				9.87	4T20+2T16	16.59
Etage courant	40x60	Travée	87.61	96	144	12	4.8	4T20+2T16	16.59
		Appui	269.32				13.39	4T20+2T16	16.59
Terrasse	40x60	Travée	102.25	96	144	12	5.63	4T20+2T16	16.59
		Appui	164.14				9.24	4T20+2T16	16.59

1. Sens porteur 35x50 :

Tableau V.51 : Choix des armatures pour les poutres porteuses 35x50 (bloc R+7)

Niveaux	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)
Etage de commercial	35x50	Travée	63.64	70	105	8.75	4.21	3T20	9.42
		Appui	170.79				10.23	3T20+2T16	13.44
Etage courant	35x50	Travée	57.21	70	105	8.75	3.77	3T20	9.42
		Appui	206.58				12.6	3T20+2T16	13.44
Terrasse	35x50	Travée	68.13	70	105	8.75	4.52	3T20	9.42
		Appui	120.78				7.06	3T20+2T16	13.44

1. Sens non porteur 35x50 :

Tableau V.52 : Choix des armatures pour les poutres non porteuses 35x50 (bloc R+7)

Niveaux	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)
Etage de commercial	35x50	Travée	23.4	70	105	8.75	1.51	5T16	10.05
		Appui	68.31				3.9	5T16	10.05
Etage courant	35x50	Travée	21.82	70	105	8.75	1.41	5T16	10.05
		Appui	157.6				9.38	5T16	10.05
Terrasse	35x50	Travée	27.34	70	105	8.75	1.77	5T16	10.05
		Appui	149.35				8.85	5T16	10.05

Bloc R+10

2. Sens porteur 40x60 :

Tableau V.53: Choix des armatures pour les poutres porteuses 40x60 (bloc R+10)

Niveaux	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)
Etage commercial	40x60	Travée	76.29	96	144	12	4.19	4T20+2T16	16.59
		Appui	164.58				7.94	4T20+2T16	16.59
Etage courant	40x60	Travée	79.23	96	144	12	4.33	4T20+2T16	16.59
		Appui	231.91				11.41	4T20+2T16	16.59
Terrasse	40x60	Travée	97.37	96	144	12	5.35	4T20+2T16	16.59
		Appui	135.78				7.56	4T20+2T16	16.59

2. Sens porteur 35x50 :

Tableau V.54 : Choix des armatures pour les poutres porteuses 35x50 (bloc R+10)

Niveaux	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)
Etage commercial	35x50	Travée	54.06	70	105	8.75	3.56	3T20	9.42
		Appui	138.43				8.16	3T20+2T16	13.44
Etage courant	35x50	Travée	57.47	70	105	8.75	3.79	3T20	9.42
		Appui	208.15				12.7	3T20+2T16	13.44
Terrasse	35x50	Travée	71.79	70	105	8.75	4.77	3T20	9.42
		Appui	103.11				5.98	3T20+2T16	13.44

2. Sens non porteur 35x50 :

Tableau V.55: Choix des armatures pour les poutres non porteuses 35x50 (bloc R+10)

Niveaux	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)
Etage commercial	35x50	Travée	20.21	70	105	8.75	3.181.3	5T16	10.05
		Appui	63.23				3.61	5T16	10.05
Etage courant	35x50	Travée	57.96	70	105	8.75	3.82	5T16	10.05
		Appui	191.4				11.58	5T16	10.05
Terrasse	35x50	Travée	71.62	70	105	8.75	4.76	5T16	10.05
		Appui	170.51				10.21	5T16	10.05

V.3.5 Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} [1]$$

Avec :

$$f_{t28}=2.1\text{MPa} ; f_e=400\text{Mpa}$$

Tableau V.56 : Vérification de la condition de non fragilité

Section (cm2)	$A_{s(\min)}^{\text{choisi}}$ (cm2)	A_s^{\min} (cm2)	Vérification
40x60	16.59	2.89	OK
35x50	9.42	2.11	OK
35x50	10.05	2.11	OK

V.3.6 Vérification vis à vis de l'ELS :

$$\text{On doit vérifiée que : } \begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \sigma \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \end{cases}$$

 Bloc R+7

Sens porteur 40x60 :

Tableau V.57 : Vérification des poutres porteuse 40x60 à l'ELS (bloc R+7)

Niveaux	Position	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Etage commercial	Travée	64.91	2,76	15	81,6	201.63	OK
	Appui	95.16	4,22		156		
Etage courant	Travée	63.74	2,71	15	80,1	201.63	OK
	Appui	104.71	4,64		171,6		
Terrasse	Travée	74.91	3,19	15	94,2	201.63	OK
	Appui	119.97	5,1		150,8		

1. Sens porteur 35x50 :

Tableau V.58 : Vérification des poutres porteuse 30x45 à l'ELS (bloc R+7)

Niveaux	Position	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Etage commercial	Travée	45.69	3.46	15	120.2	201.63	OK
	Appui	54.12	3.65		101.2		
Etage courant	Travée	41.02	3.11	15	107.9	201.63	OK
	Appui	62.45	4.21		116.7		
Terrasse	Travée	49.8	3.78	15	131	201.63	OK
	Appui	57.73	3.89		107.3		

Sens non porteur 35x50 :

Tableau V.59: Vérification des poutres non porteuse 35x50 à l'ELS (bloc R+7)

Niveaux	Position	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Etage commercial	Travée	5.44	0,41	15	14.3	201.63	OK
	Appui	9.39	0,67		19,5		
Etage courant	Travée	15.77	1,2	15	41.5	201.63	OK
	Appui	21.54	1,54		44,7		
Terrasse	Travée	17.19	1,7	15	45.2	201.63	OK
	Appui	23.31	1,67		48,4		

 Bloc R+10

Sens porteur 40x60 :

Tableau V.60: Vérification des poutres porteuse 40x60 à l'ELS(blocR+10)

Niveaux	Position	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Etage commercial	Travée	55.42	2,36	15	69,7	201.63	OK
	Appui	67.17	4,14		122,2		
Etage courant	Travée	57.56	2,45	15	72,4	201.63	OK
	Appui	83.47	3,55		104,9		
Terrasse	Travée	71.16	3,03	15	89,4	201.63	OK
	Appui	99.10	4,22		124,6		

1. Sens porteur 35x50 :

Tableau V.61 : Vérification des poutres porteuse 30x45 à l'ELS(blocR+10)

Niveaux	Position	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Etage commercial	Travée	39.23	2.79	15	103.2	201.63	OK
	Appui	44.88	3.02		83.9		
Etage courant	Travée	41.71	3.16	15	109.8	201.63	OK
	Appui	60.78	4.09		113.6		
Terrasse	Travée	52.50	3.98	15	138.1	201.63	OK
	Appui	51.76	3.94		96.8		

Sens non porteur 35x50 :

Tableau V.62: Vérification des poutres non porteuse 35x50 à l'ELS(blocR+10)

Niveaux	Position	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Etage commercial	Travée	14.61	1,11	15	38.4	201.63	OK
	Appui	16.86	1,21		35		
Etage courant	Travée	42.07	3.19	15	110.7	201.63	OK
	Appui	43.18	3,09		89,7		
Terrasse	Travée	52.12	3,95	15	137.9	201.63	OK
	Appui	45.47	3,48		139,3		

V.3.7. Vérification de l'effort tranchant :

a. 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). Selon le BAEL 91 modifié 99

 **Bloc R+7**

1. Sens porteur 40x60 :

Tableau V.63 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens porteur 40x60(bloc R+7)

Niveaux	Section (cm ²)	T_u^{max} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
Etage commercial	40x60	149,78	0.62	2.5	OK
	40x60	148,63	0.61	2.5	OK
Etage courant	40x60	142,69	0.59	2.5	OK
	40x60	131,91	0.54	2.5	OK
Terrasse	40x60	157,69	0.65	2.5	OK
	40x60	131,91	0.45	2.5	OK

1. Sens porteur 35x50 :

Tableau V.64 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens porteur 35x50(bloc R+7)

Niveaux	Section (cm ²)	T_u^{max} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
Etage commercial	35x50	126,01	0.72	2.5	OK
	35x50	129,18	0.73	2.5	OK
Etage courant	35x50	106,2	0.6	2.5	OK
	35x50	122,87	0.7	2.5	OK
Terrasse	35x50	116,35	0.66	2.5	OK
	35x50	128,06	0.73	2.5	OK

 **Sens non porteur 35x50 :**

Tableau V.65 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens porteur 35x50(bloc R+7)

Niveaux	Section (cm ²)	T_u^{max} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
Etage commercial	35x50	14,56	0.08	2.5	OK
	35x50	23,88	0.13	2.5	OK
Etage courant	35x50	38,89	0.22	2.5	OK
	35x50	39,92	0.22	2.5	OK
Terrasse	35x50	37,29	0.21	2.5	OK
	35x50	38,3	0.22	2.5	OK

✚ Bloc R+10

2. Sens porteur 40x60 :

Tableau V.66 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens porteur 40x60(blocR+10)

Niveaux	Section (cm ²)	T_u^{max} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
Etage commercial	40x60	119.95	0.5	2.5	OK
	40x60	123.73	0.52	2.5	OK
Etage courant	40x60	140.9	0.58	2.5	OK
	40x60	121.74	0.51	2.5	OK
Terrasse	40x60	156.13	0.65	2.5	OK
	40x60	133.5	0.56	2.5	OK

2. Sens porteur 35x50 :

Tableau V.67: Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens porteur 35x50(blocR+10)

Niveaux	Section (cm ²)	T_u^{max} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
Etage commercial	35x50	106.9	0.62	2.5	OK
	35x50	109.23	0.62	2.5	OK
Etage courant	35x50	105.63	0.6	2.5	OK
	35x50	120.8	0.69	2.5	OK
Terrasse	35x50	116.69	0.67	2.5	OK
	35x50	124.45	0.71	2.5	OK

✚ Sens non porteur 35x50 :

Tableau V.68: Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens porteur 35x50(blocR+10)

Niveaux	Section (cm ²)	T_u^{max} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
Etage commercial	35x50	37.05	0.21	2.5	OK
	35x50	36.85	0.22	2.5	OK
Etage courant	35x50	38.27	0.22	2.5	OK
	35x50	52.11	0.3	2.5	OK
Terrasse	35x50	42.02	0.24	2.5	OK
	35x50	56.9	0.33	2.5	OK

V.3.8 Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE40 ($f_e=400\text{MPa}$).

• Selon le BAEL 91 modifié 99 : $\rightarrow \begin{cases} S_t = \text{Min} (0,9 d ; 40 \text{ cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{t28} K}{0,8 f_e} \quad K = 1 \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right) \end{cases}$

• Selon le RPA 99 version 2003 : $\rightarrow \begin{cases} A_t = 0,003 S_t b \\ S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12 \phi_l \right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$

Avec : $\phi_l \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10} \right) = 1,43 \text{ cm}$ On prend : $\phi_l=8\text{mm}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

 **Bloc R+7**

Tableau V.69 : Calcul des armatures transversales (bloc R+7)

Sens	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t (cm ²)	Choix
				S _t (cm)	S _t (cm)ZC	S _t (cm)ZN	ZN	ZC		
Porteur	40x60	157,69	0.65	40	30	15	10	20	2.4	5T8
Porteur	35x50	129,18	0.73	36.45	25	12.5	10	20	1.8	5T8
Non porteur	35x50	38,89	0.22	36.45	25	12.5	10	20	1.8	5T8

 **Bloc R+10**

Tableau V.70 : Calcul des armatures transversales(blocR+10)

Sens	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t (cm ²)	Choix
				S _t (cm)	S _t (cm)ZC	S _t (cm)ZN	ZN	ZC		
Porteur	40x60	156.13	0.65	40	30	15	10	20	2.4	5T8
Porteur	35x50	124.45	0.71	36.45	25	12.5	10	20	1.8	5T8
Non porteur	35x50	56.9	0.33	36.45	25	12.5	10	20	1.8	5T8

• **Armature de peau :**

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature 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 le ronds lisses leur section est au moins $3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ pour mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

$$H=60\text{cm} , A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{m} \times 0.6 = 1,8 \text{ cm}^2$$

On prend : $1T16 = 2.01 \text{ cm}^2$ (Fissuration préjudiciable)

V.3.9 Recouvrement des armatures longitudinales :

$L_r=50\varnothing$ (zone III). L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

- a. $\varnothing=20\text{mm} \dots\dots\dots L_r=100\text{cm}$
- b. $\varnothing=16\text{mm} \dots\dots\dots L_r=80\text{cm}$
- c. $\varnothing=14\text{mm} \dots\dots\dots L_r=70\text{cm}$

V.3.10 Arrêt des barres :

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures : h	}	$\frac{L^{MAX}}{4}$	Appuis en travée de rive.
		$\frac{L^{MAX}}{5}$	Appuis en travée intermédiaire.

Avec : $L=\text{Max} (L_{gauche} ; L_{droite})$

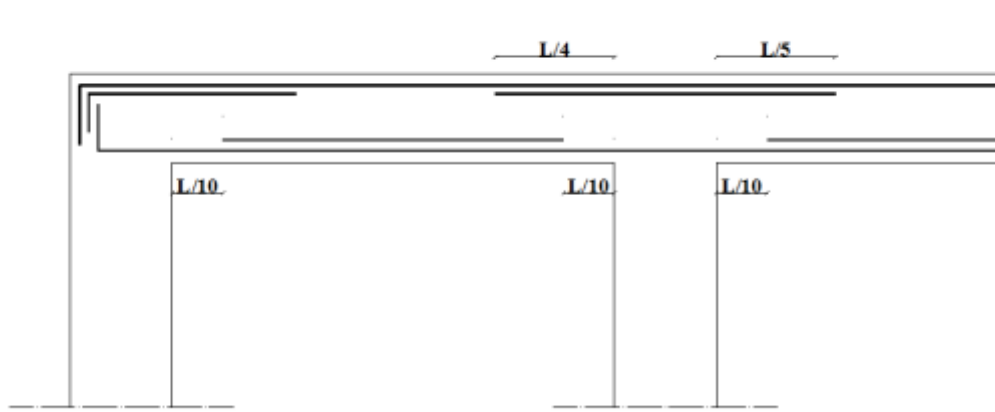


Figure V.3 : Arrêt des barres

V.3.11 Vérification de la flèche :

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq f_{adm}$.

Tel que :

*R+7

Poutre porteuse (40x60) : $f_{adm} = 0,5 \text{ (cm)} + \frac{6.45}{1000} = 1,14 \text{ cm}$

Poutre non porteuse (35x50) : $f_{adm} = 0,5 \text{ (cm)} + \frac{545}{1000} = 1,045 \text{ cm}$

Poutre porteuse (30x50) : $f_{adm} = \frac{490}{500} = 0.98 \text{ cm}$

*R+10

Poutre porteuse (40x60) : $f_{adm} = 0,5 \text{ (cm)} + \frac{6.00}{1000} = 1,1 \text{ cm}$

Poutre non porteuse (35x50) : $f_{adm} = 0,5 \text{ (cm)} + \frac{525}{1000} = 1,025 \text{ cm}$

Poutre porteuse (30x50) : $f_{adm} = \frac{490}{500} = 0.98 \text{ cm}$

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

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}}$$

$$\frac{b}{2} y^2 + n A_s (y - c') - n A_s (d - y) = 0 \text{ et } I = \frac{b}{3} y^3 + n A_s (y - c')^2 + n A_s (d - y)^2$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \quad \text{Moment d'inertie fictive.}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{cases} \quad ; \quad \begin{cases} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} \quad f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}}$$

E_i=32164,20MPa ; E_v=10818,87MPa

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

 **Bloc R+7**

Tableau V.71: Tableau récapitulatif du calcul de la flèche (bloc R+7)

Cas	Section (cm ²)	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y ₁ (cm)	σ _s (Mpa)	δ	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)
Poutre Porteuse	40x60	119.97	16.59	25.60	129.13	0.007	3.5	1.4	0.421	72000 0
Poutre Porteuse	35x50	62.45	9.42	14.1	147.32	0.005	3.5	1.4	0.676	36458 3
Poutre non porteuse	35x50	23.31	10.05	14.1	51.54	0.006	3.5	1.4	0.06	36458 3

Section (cm ²)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)	f _i (mm)	f _v (mm)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)	Vérification
40x60	320194.05	453001.13	1.3	2.39	1.09	1.14	OK
35x50	119144.74	180731.44	0.88	1.6	0.72	1.045	OK
35x50	331439.02	336331.18	0.8	1.01	0.21	0.98	OK

Bloc R+10

Tableau V.72 : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche(blocR+10)

Cas	Section (cm ²)	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y ₁ (cm)	σ _s (Mpa)	δ	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)
Poutre Porteuse	40x60	99.10	16.59	25.60	106.6	0.007	3.5	1.4	0.421	720000
Poutre Porteuse	35x50	60.78	9.42	14.1	143.38	0.005	3.5	1.4	0.676	364583
Poutre non porteuse	35x50	52.12	10.05	14.1	115.24	0.006	3.5	1.4	0.06	364583

Section (cm ²)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)	f _i (mm)	f _v (mm)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)	Vérification
40x60	370199	523747	1.3	2.17	0.87	1.1	OK
35x50	36604.90	57547.78	0.88	1.7	0.82	1.025	OK
35x50	1209508	409715.20	0.7	1.03	0.33	0.98	OK

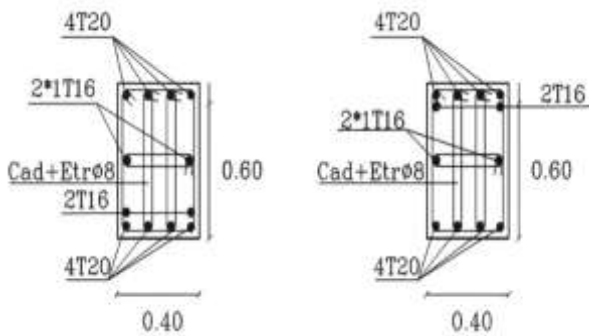


Figure V.4 : Poutre porteuse 40x60

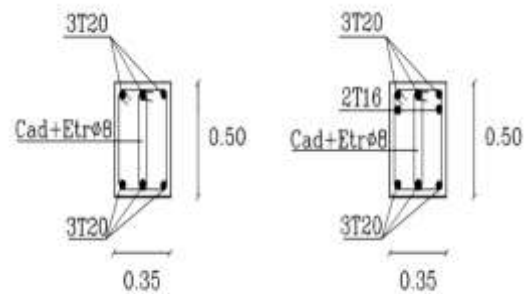


Figure V.5 : Poutre porteuse 35x50

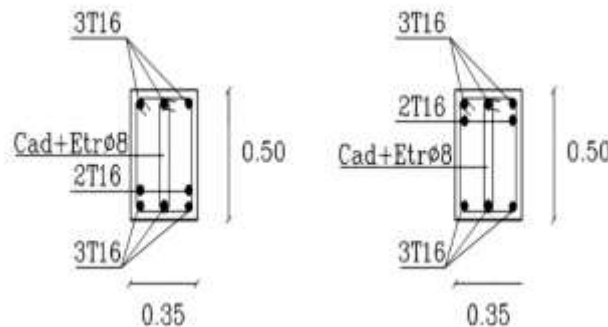


Figure V.6 : Poutre non porteuse 35x50

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.

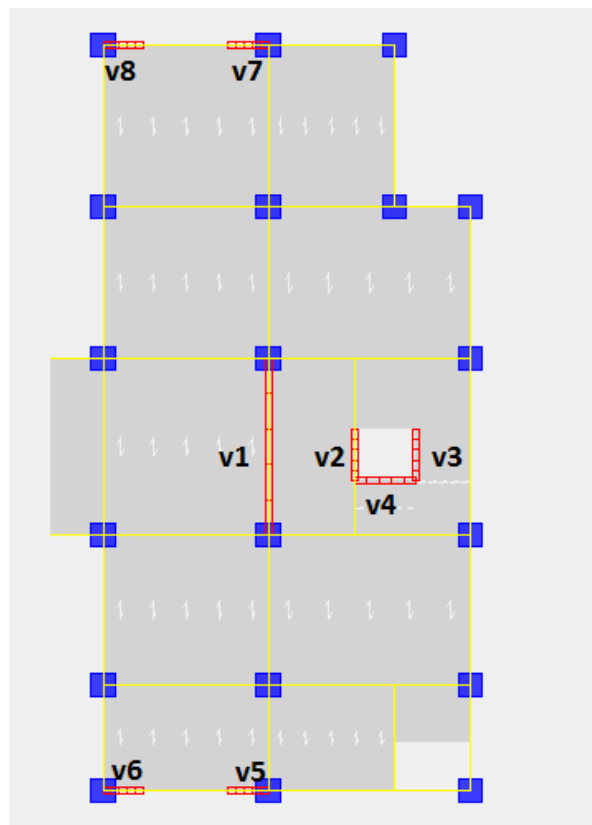


Figure V.7 : Disposition des voiles dans la structure (bloc R+10)

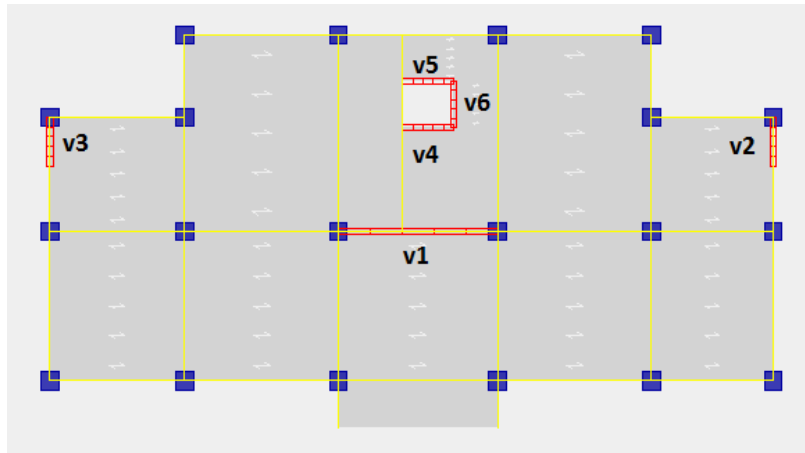


Figure V.8 : Disposition des voiles dans la structure (bloc R+7)

➤ 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.

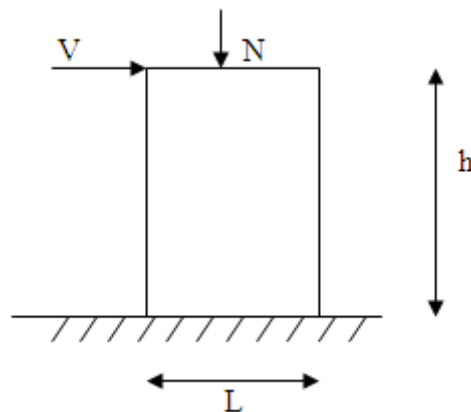


Figure V.9 : Section rectangulaire, soumise à la flexion composée

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 :

D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage ρ_{v0}) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage ρ_v)

- 1- D'armatures horizontales, parallèles aux faces des murs, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage ρ_H
- 2- 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.

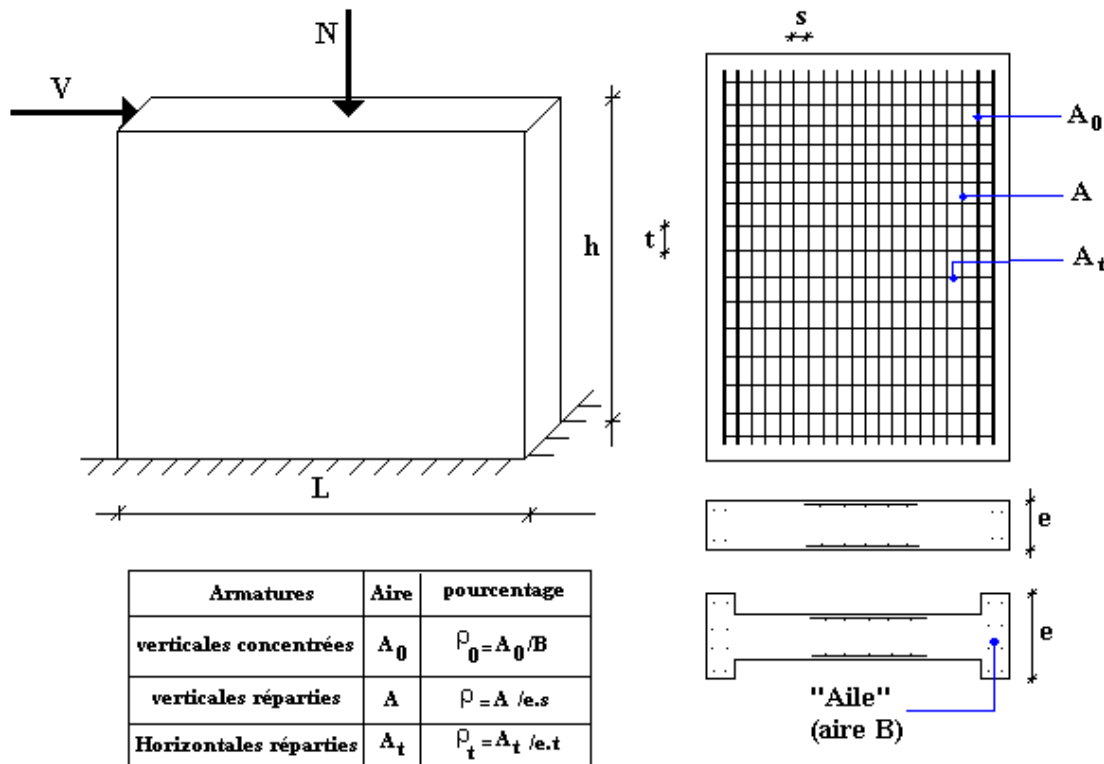


Figure V.10 : Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage

➤ **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'élancement mécanique λ : $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité r : $r \geq 3a$

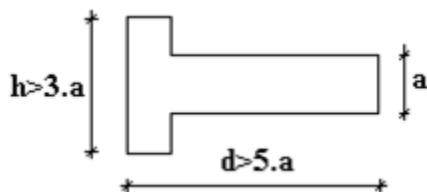


Figure V.11 : Définition de l'élément mur

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.

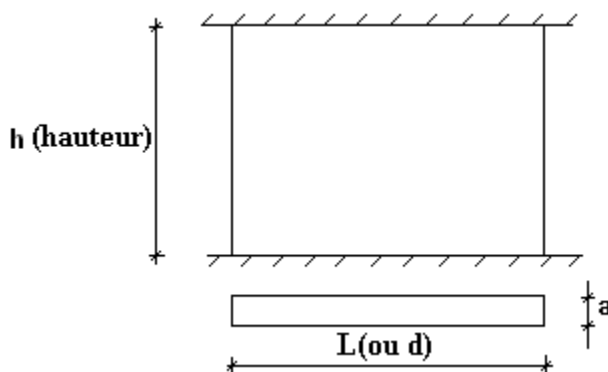


Figure V.12 : Mur encastéré

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 :

Tableau V.73 : Valeurs de (l_f/l)

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encastéré 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

L'élançement 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.

Tableau V.74: Calcul de σ_{ulim}

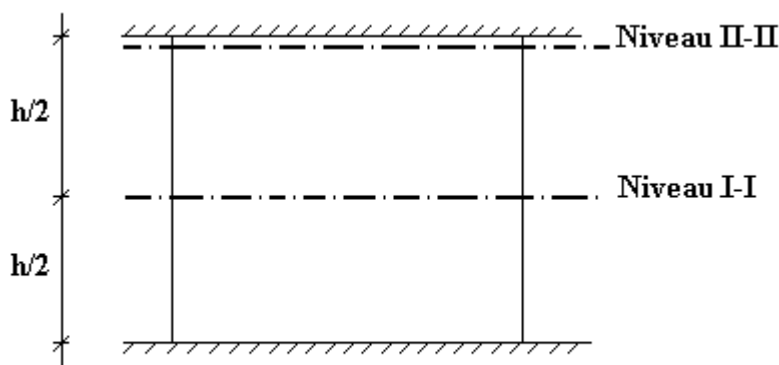
	Notation	Unités	Voiles armé verticalement	Voile non armé verticalement
Elancement	λ		$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
Section réduite	B_r	M^2	$d(a-0,02)$	
Pour $\lambda \leq 50$	α	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30} \right)^2}$
Pour $50 \leq \lambda \leq 80$			$0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$	
Effort limite ELU	$N_{u \lim}$	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	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u \lim}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u \lim}}{ad}$

Remarque :

La contrainte limite vaut $\sigma_{u \lim} = \frac{N_{u \lim}}{a d}$ que nous appellerons σ_{bna} ou σ_{ba} suivant que le

béton est non armé ou armé.

c. Niveaux de vérification :



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 $\sigma_u^c < \sigma_{bma}$ on 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

Tableau V.75: Aciers verticaux et horizontaux

	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Espacement maximal entre axes	$S_t \leq \min (0,33m ; 2a)$	$S_t \leq 0,33m$
Acier minimal	$A_{sv} \geq \rho_v d a$	$\rho_H = \frac{A_H}{100 a} \geq \text{Max} \left[\frac{2 \rho_{vMax}}{3}; 0,001 \right]$ ρ_{vMax} = le pourcentage vertical de la bande la plus armée
Pourcentage minimal	$\rho_v = \text{Max} \left[0,001 ; 0,0015 \frac{400 \theta}{f_e} \left(\frac{3 \sigma_u}{\sigma_{u \text{ lim}}} - 1 \right) \right]$ par moitié sur chaque face Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire	

- 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 ϕ_1) pris en compte dans le calcul de $N_{u\text{ lim}}$ sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre ϕ_t)

Tableau V.76: Aciers transversaux

	Nombres d'armatures transversales	Diamètre ϕ_t
$\phi_1 \leq 12\text{mm}$	4 épingles par m^2 de voile	6mm
$12\text{ mm} < \phi_1 \leq 20\text{mm}$	Reprendre toutes les barres verticales Espacement $\leq 15\phi_1$	6mm
$20\text{mm} < \phi_1$		8mm

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 sollicitées 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

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

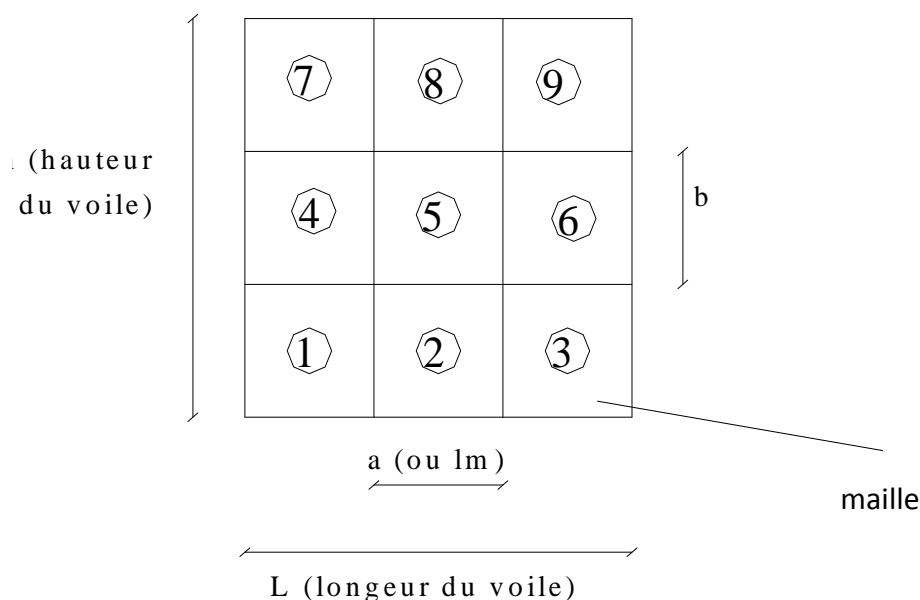


Figure V.13 : Discretisation d'un voile en élément (maille) coque.

La lecture des contraintes moyennes (de traction ou de compression) se fait directement au milieu de chaque maille dont le ferraillage est calculé par l'équation (1) dans le cas de la traction.

• **Aciers horizontaux**

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v, \quad (A_v = A_s \text{ précédemment définie})$$

$$A_{h2} = \frac{\bar{\tau}_u b_0 S_t}{0,8(0,8 f_e)} = \frac{1,4 \tau_u a S_t}{0,8 f_e} 1,25,$$

$\tau_u = s_{12}$ Est donnée par les résultats du logiciel **SAP2000**,

s_t : Espacement maximal trouvé pour A_v ,

$b_0 = a$ (épaisseur du trumeau),

$$A_h \geq \text{Max} (A_{h1}, A_{h2}) \cdot$$

- **Aciers supplémentaires et dispositions constructives**
- **Aciers de peau** : pour limiter les effets hygrothermiques (voir le tableau ci-dessous)

Tableau V.77 : Aciers supplémentaires

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

- **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).
- 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.

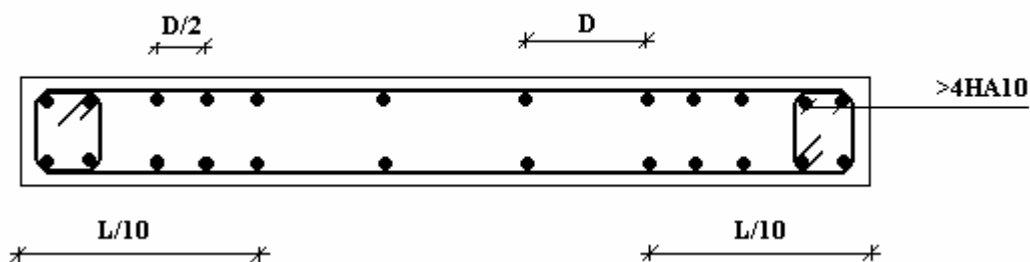


Figure V14 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

a. 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.

b. 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 : $S \leq \begin{cases} 1,5 a \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$
- 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

$$L = 5.45 \text{ m}$$

$$a = 0.2 \text{ m (épaisseur)}$$

$$h_e = 3.57 \text{ m (hauteur de RDC)}$$

• **Contraintes limites**

Pour une hauteur d'étage de 3,57 d'où la hauteur libre est égale à :

- $h_e = 3.57 - 0.50 = 3.07\text{m}$ (0.50m : hauteur de la poutre)

Tableau V.78: Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple (V1)

	Unité	Béton non armé	Béton armé
Longueur de flambement l_f	m	$0,85 \cdot 3.07 = 2.61$	$0.80 \cdot 3.07 = 2.46$
Elancement λ		$\frac{l_f \sqrt{12}}{0.2} = 45.21$	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0.2} = 42.61$
Coefficient α		0.463	0.637
Section réduite B_r (par ml) Avec $d = 1\text{m}$	M²	$(a - 0,02) \cdot 1 = (0,20 - 0,02) \cdot 1 = 0,18$	0,18
Contraintes limites $\sigma = \frac{N_{u \text{ lim}}}{a \cdot d}$ Avec $d = 1\text{m}$	MPa	$\sigma_{bna} = \frac{0,463}{1} \left[\frac{0,18 \times 25}{0,9 \times 1,15 \times 0,2} \right]$ $\sigma_{bna} = 10,07 \text{ MPa}$	$\sigma_{ba} = \frac{0,637}{0,2 \times 1} \left(\frac{0,18 \times 25}{0,9 \times 1,15} + A_s \frac{400}{1} \right)$ $\sigma_{ba} = 14,10 \text{ MPa}$

Remarque :

$B_{et} = (0.20) (1) \text{ m}^2$

$A_s = 2.10^{-4} \text{ m}^2$

• **Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture) : « RPA99 version 2003 »**

$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} ; \bar{V} = 1,4 V_u^{cal} ; V_u^{cal} = S_{12} \cdot a \cdot 1$

$A_{vj} = 1,1 \frac{1,70 (200) (990)}{400} 1,4 = 1296 \text{ mm}^2$

$A_{vj} = 12,96 \text{ cm}^2$

Les résultats de ferraillage des voiles sont regroupés dans les tableaux suivants :

Remarque :

Les valeurs des contraintes dans les voiles données dans les tableaux ci-après correspondent à la Combinaison de charge $G + Q_{\pm E}$.

Bloc R+7

- Voile (V2-V3-V6) : $e = 20 \text{ cm}$; $L_{\text{voile}} = 1,5 \text{ m}$

Tableau V.79: Calcul des armatures du voile (V2, V3, V6) (bloc R+7)

auteur (m)	maille	L_i (m)	S_i (m^2)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm^2)	Aciers minimaux (cm^2)	Le choix	$A_{\text{vadopté}}$ (cm^2)	S_t (cm)		
RDC - 2 ^{ème}	1	0.75	0.15	2.67	0.4	10	1,5	2x6T12	13.58	15		
	2			5.79	0.86	21.5		2x7T14	21.56	12.5		
3 ^{ème} - 5 ^{ème}	1			0.94	0.14	3.5		3	2x5T10	7,86	18,75	
	2			2.27	0.34	8.5			2x6T10	9.42	15	
6 ^{ème} - 7 ^{ème}	1			0.75	0.15	0.9		0.13	3.25	2x5T10	7,86	18,75
	2					1.2		0.18	4.5	2x5T10	7,86	18,75

- Voile (V4-V5) : $e = 20 \text{ cm}$; $L_{\text{voile}} = 1,75 \text{ m}$

Tableau V.80: Calcul des armatures du voile (V4, V5) (bloc R+7)

<i>auteur</i> (m)	<i>Maill</i> <i>e</i>	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	<i>Aciers</i> <i>minimaux</i> (cm ²)	<i>Le choix</i>	$A_{vadopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC - 2 ^{ème}	1	0.875	0.175	1.83	0.32	8	1,75	2x7T12	15,84	14.5
	2			1.5	0.26	6.5		2x6T12	13,58	17.5
3 ^{ème} - 5 ^{ème}	1			0.54	/	/	3.5	2x5T10	7,86	21.8
	2			0.67	/	/		2x6T10	9.42	17.5
6 ^{ème} - 7 ^{ème}	1			0.2	/	/		2x5T10	7,86	21.8
	2			0.086	0.01	0.25		2x5T10	7,86	21.8

Voile (1) : e = 20 cm ; L_{voile}= 5.45 m

Tableau V81 calcul des armatures du voile(V1) (bloc R+7)

Hauteur (m)	maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	Aciers minimaux (cm ²)	Le choix	$A_{Vadopté}$ (cm ²)	S_t (cm)	
RDC - 2 ^{ème}	1	1.09	0.218	3.7	0.8	20	2.1	2x5T14	23.44	10	
								2x2T16		20	
	2	1.09	0.218	1.6	0.34	8.5		2x6t12	13.58	20	
	3	1.09	0.218	-1.4	/	/		2x6T12	13.58	20	
	4	1.09	0.218	1.8	0.39	9.9		4.3	2x6T12	13.58	20
	5	1.09	0.218	3.2	0.69	17.4		2x5T14	23.44	20	
3 ^{ème} - 5 ^{ème}	1	1.09	0.218	1.9	0.41	0.47	2.1	2x5T12	15.82	10	
								2x2T12		20	
	2	1.09	0.218	-1.3	/	/		2x6t10	9.42	20	
	3	1.09	0.218	-1.45	/	/		6xT10	9.42	20	
	4	1.09	0.218	-1.5	/	/		4.3	2x6T10	9.42	20
	5	1.09	0.218	2.1	0.45	0.5		2x5T12	15.82	20	
6 ^{ème} - 7 ^{ème}	1	1.09	0.218	-0.7	/	/	2.1	2x5T10	12.38	10	
								2x2T12		20	
	2	1.09	0.218	-0.83	/	/		2x6t10	9.42	20	
	3	1.09	0.218	-0.9	/	/		6xT10	9.42	20	
	4	1.09	0.218	-0.9	/	/		4.3	2x6T10	9.42	20
	5	1.09	0.218	-0.6	/	/		2x5T10	12.83	20	
							2x2T12		10		

❖ Aciers horizontaux :

Tableau V.82: Calcul des aciers horizontaux des voiles(bloc R+7)

Voile	étages	τ_u (Mpa)	A_{h2} (cm ²)	A_{h1} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	A_h (cm ²)	Le choix	$A_{adopté}$ (cm ²)	S_T
V(2.3.6) $L_i=1.5$	RDC-2 ^{ème}	1.41	5.08	14.37	3.06	14.73	2 x7T12	15.84	17
	3 ^{ème} - 5 ^{ème}	1.6	5.77	6.28	2.55	6.28	2 x6T10	9.42	17
	6 ^{ème} - 7 ^{ème}	0.9	3.24	5.24	2.55	5.24	2 x6T10	9.42	17
V(4.5) $L_i=1.75$	RDC-2 ^{ème}	0.65	2.34	10.65	3.06	10.65	2 x6T12	13.85	20
	3 ^{ème} - 5 ^{ème}	0.38	1.37	6.28	2.55	6.28	2 x5T10	7.86	21
	6 ^{ème} - 7 ^{ème}	0.38	1.37	5.24	2.55	5.24	2 x5T10	7.86	21
V(1) $L_i=5.45$	RDC-2 ^{ème}	1.82	6.56	15.62	3.06	15.62	2 x7T12	15.84	17
	3 ^{ème} - 5 ^{ème}	1.69	6.09	10.54	2.55	10.54	2 x6T12	13.85	17
	6 ^{ème} - 7 ^{ème}	0.69	2.49	8.55	2.55	8.55	2 x6T12	13.85	17

❖ Armature de joint de bétonnage (acier de couture) :

Tableau V.83: Calcul des aciers de couture des voiles(bloc R+7)

Voile	étages	τ_u (Mpa)	A_{vj}^{cal} (cm ²)	Le choix	$A_{adopté}$ (cm ²)	S_T
V(2.3.6) $L_i=1,5$	RDC-2 ^{ème}	1.41	8.41	2 x6T10	9.42	15
	3 ^{ème} - 5 ^{ème}	1.6	9.4	2 x6T10	9.42	15
	6 ^{ème} - 7 ^{ème}	0.9	5.19	2 x5T10	7,86	18.75
V(4,5) $L_i=1.75$	RDC-2 ^{ème}	0.65	4.37	2 x5T10	7.86	21
	3 ^{ème} - 5 ^{ème}	0.38	2.56	2 x5T10	7.86	21
	6 ^{ème} - 7 ^{ème}	0.38	2.56	2 x5T10	7.86	21
V(1) $L_i=5.45$	RDC-2 ^{ème}	1.82	15.27	2 x7T12	15.84	18
	3 ^{ème} - 5 ^{ème}	1.69	14.18	2 x7T12	15.84	18
	6 ^{ème} - 7 ^{ème}	0.69	5.79	2 x5T10	7.86	27

 **Bloc R+10**

➤ Voile (V5.V6.V7.V8) : $e = 20 \text{ cm}$; $L_{\text{voile}} = 1.2 \text{ m}$

Tableau V.84: Calcul des armatures du voile (V5, V6, V7,V8) (blocR+10)

<i>auteur</i> (m)	<i>maille</i>	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	<i>Aciers minimaux</i> (cm ²)	<i>Le choix</i>	$A_{\text{vadopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)		
RDC - 3 ^{ème}	1	0.6	0.12	1.46	0.17	4.25	1,2	2x5T12	11.3	15		
	2			3.94	0.47	11.8		2x6T12	13.58	12		
4 ^{ème} - 7 ^{ème}	1			1.007	0.12	3.02		2.4	2x5T10	7,86	15	
	2			1.33	0.15	3.99			2x6T10	9.42	12	
8 ^{ème} - 10 ^{ème}	1			0.71	0.08	2.1			2.4	2x5T10	7,86	15
	2			0.93	0.11	2.8				2x6T10	9.42	12

Voile (V2-V3) : $e = 20 \text{ cm}$; $L_{\text{voile}} = 1,55 \text{ m}$

Tableau V.85: Calcul des armatures du voile (V2, V3) (blocR+10)

auteur (m)	Maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	Aciers minimaux (cm ²)	Le choix	$A_{Vadopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC - 3 ^{ème}	1	0.775	0.155	0.87	/	/	1,55	2x5T10	7.86	19
	2			1.21	/	/		2x6T10	9.42	15.5
4 ^{ème} - 7 ^{ème}	1			1.57	/	/	3.1	2x5T10	7,86	19
	2			1.55	/	/		2x6T10	9.42	15.5
8 ^{ème} - 10 ^{ème}	1			0.64	/	/		2x5T10	7,86	19
	2			0.55	/	/		2x6T10	9.42	15.5

➤ Voile (V4) : e = 20 cm ; L_{voile} = 1,75 m

Tableau V.86 : Calcul des armatures du voile (V4) (blocR+10)

auteur (m)	Maill e	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	Aciers minimaux (cm ²)	Le choix	$A_{Vadopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC - 3 ^{ème}	1	0.875	0.175	0.35	0.06	1.53	1,75	2x5T10	7.86	21
	2			1.21	0.21	5.29		2x6T10	9.42	17.5
4 ^{ème} - 7 ^{ème}	1			0.88	/	/	3.5	2x5T10	7,86	21
	2			1.08	/	/		2x6T10	9.42	17.5
8 ^{ème} - 10 ^{ème}	1			0.058	0.01	0.25		2x5T10	7,86	21
	2			0.26	0.05	1.25		2x6T10	9.42	17.5

Voile (1) : $e = 20 \text{ cm}$; $L_{\text{voile}} = 5.25 \text{ m}$

Tableau 87: Calcul des armatures du voile (V1) (blocR+10)

Hauteur (m)	maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	Aciers minimaux (cm ²)	Le choix	$A_{\text{vadopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC - 3 ^{me}	1	1.05	0.21	2.03	0.42	10.65	2.1	2x5T14	23.44	20
								2x2T16		10
	2	1.05	0.21	-0.83	/	/	2.1	2x6t12	13.58	20
	3	1.05	0.21	-2.14	/	/	4.2	6x6T12	13.58	20
	4	1.05	0.21	-0.94	/	/	4.2	2x6T12	13.58	20
	5	1.05	0.21	2.5	0.53	13.25	4.2	2x5T14	23.44	20
							2x2T16	10		
4 ^{eme} - 7 ^{eme}	1	1.05	0.21	-0.34	/	/	2.1	2x5T12	15.82	20
								2x2T12		10
	2	1.05	0.21	-1.65	/	/	2.1	2x6t10	9.42	20
	3	1.05	0.21	-2.09	/	/	4.2	6xT10	9.42	20
	4	1.05	0.21	-1.72	/	/	4.2	2x6T10	9.42	20
	5	1.05	0.21	-0.45	/	/	4.2	2x5T12	15.82	20
							2x2T12	10		
8 ^{eme} - 10 ^{eme}	1	1.05	0.21	-0.2	/	/	2.1	2x5T10	12.38	20
								2x2T12		10
	2	1.05	0.21	-0.83	/	/	2.1	2x6t10	9.42	20
	3	1.05	0.21	-1.09	/	/	4.2	6xT10	9.42	20
	4	1.05	0.21	-0.73	/	/	4.2	2x6T10	9.42	20
	5	1.05	0.21	0.7	0.15	3.75	4.2	2x5T10	12.83	20
							2x2T12	10		

❖ Armature de joint de bétonnage (acier de couture) :

Tableau V.88: Calcul des aciers de couture des voiles(blocR+10)

Voile	étages	τ_u (Mpa)	A_{vj}^{cal} (cm ²)	Le choix	$A_{adopté}$ (cm ²)	S_T
V(5.6.7.8) $L_i=1.2$	RDC-3 ^{ème}	0.89	4.52	2 x5T10	7,85	15
	4 ^{ème} - 7 ^{ème}	1.5	6.93	2 x5T10	7,85	15
	8 ^{ème} - 10 ^{ème}	0.96	4.43	2 x5T10	7,85	15
V(2.3) $L_i=1.55$	RDC-3 ^{ème}	0.41	1.89	2 x4T10	6,28	25
	4 ^{ème} - 7 ^{ème}	0.43	1.98	2 x4T10	6,28	25
	8 ^{ème} - 10 ^{ème}	0.45	2.07	2 x4T10	6,28	25
V(4) $L_i=1.75$	RDC-3 ^{ème}	1.16	5.35	2 x5T10	7.86	21
	4 ^{ème} - 7 ^{ème}	0.44	2.03	2 x5T10	7.86	21
	8 ^{ème} - 10 ^{ème}	0.43	2.02	2 x5T10	7.86	21
VI $L_i=5.25$	RDC-3 ^{ème}	1.49	6.88	2 x6T10	9,42	20
	4 ^{ème} - 7 ^{ème}	1.08	4.98	2 x6T10	9,42	20
	8 ^{ème} - 10 ^{ème}	0.52	2.4	2 x6T10	9,42	20

❖ Aciers horizontaux :

Tableau V.89: Calcul des aciers horizontaux des voiles(blocR+10)

Voile	étages	τ_u (Mpa)	A_{h2} (cm ²)	A_{h1} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	A_h (cm ²)	Le choix	$A_{adopté}$ (cm ²)	S_T
V(5.6.7.8) $L_i=1.2$	RDC-3 ^{ème}	0.89	3,21	9.23	3.06	9.23	2 x7T10	11,00	17
	4 ^{ème} - 7 ^{ème}	1.5	5,41	6.28	2.55	6.28	2 x6T10	9.42	17
	8 ^{ème} - 10 ^{ème}	0.96	3,47	6.28	2.55	6.28	2 x6T10	9.42	17
V(2.3) $L_i=1.55$	RDC-3 ^{ème}	0.41	1,48	6.28	3.06	6.28	2 x6T10	9.42	20
	4 ^{ème} - 7 ^{ème}	0.43	1,55	6.28	2.55	6.28	2 x5T10	7.86	20
	8 ^{ème} - 10 ^{ème}	0.45	1,62	6.28	2.55	6.28	2 x5T10	7.86	20
V(4) $L_i=1.75$	RDC-3 ^{ème}	1.16	4,19	6.28	3.06	6.28	2 x6T10	9.42	20
	4 ^{ème} - 7 ^{ème}	0.44	1,59	6.28	2.55	6.28	2 x5T10	7.86	20
	8 ^{ème} - 10 ^{ème}	0.43	1,55	6.28	2.55	6.28	2 x5T10	7.86	20
VI $L_i=5.25$	RDC-3 ^{ème}	1.49	5,38	15.62	3.06	15.62	2 x7T12	15.84	17
	4 ^{ème} - 7 ^{ème}	1.08	3,90	10.45	2.55	10.45	2 x6T12	13.85	17
	8 ^{ème} - 10 ^{ème}	0.52	1,88	8.55	2.55	8.55	2 x6T12	13.85	17

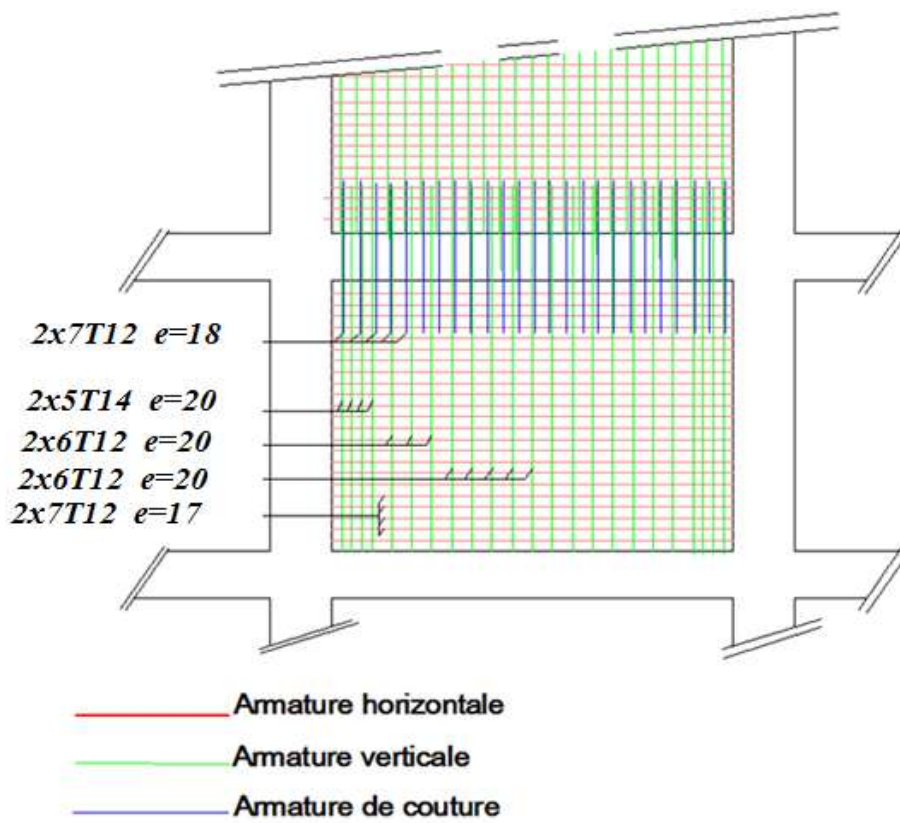


Figure V.15 : Détail de ferrailage voile 1 au niveau RDC- 1^{er} étage (bloc R+7)

CHAPITRE VI :
ETUDE DES FONDATIONS

VI.1 Introduction

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelles sont transmise toutes les charges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent une partie essentielle de l'ouvrage.

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causé par le sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

VI.2 Fonctions assurée par les fondations

Dans le cas le plus général, un élément 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.

Compte tenu de ces sollicitations, 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.

VI.3 Classification des fondations :

Fondé 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 supportée 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 du type de fondation :

Le choix de type de fondation se fait suivant 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.

La contrainte moyenne admissible du sol est de 2,50 bars (voir annexe 2).

VI.5 Calcul des fondations :

On suppose que l’effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N_{ser}}{S_{néc}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{néc} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$

- Avec : - σ_{sol} : Contrainte du sol $\sigma_{sol}=2,0$ bar .
 - $S_{néc}$: Surface de la fondation.
 - N_{ser} : Effort normal appliqué sur la fondation.

Donc : $S_{néc} = \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \geq 50 \% S_{bat}$

On trouve : $S=361.97m^2 \geq 0.5*626.54=313.27m^2$

La surface nécessaire pour la fondation dépasse 50% de la surface d’emprise du bâtiment, Pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L’augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par a structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d’exécution.

Remarque : Des calculs ont été menés pour les semelles isolées et semelles filantes, ces derniers ont montré que ces types de fondations ne conviennent pas à notre structure, pour cela nous avons opté pour un radier général.

VI.6 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.

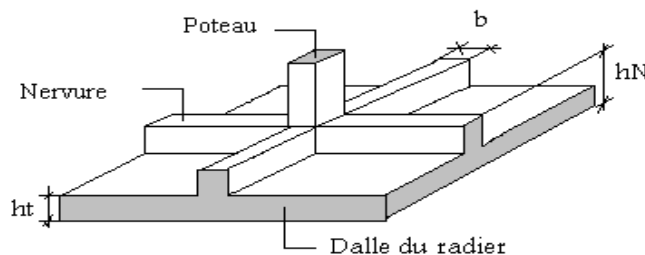


Figure VI.1 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

VI.6.1 Surface nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier in faut que: $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de la superstructure et du sous-sol.

Pour : $\begin{cases} N = 72395.34 \text{ kN} \\ \sigma_{sol} = 2.0 \text{ bars} \end{cases}$

On trouve : $S \geq 313.2$

La surface du bâtiment $S_b=626.54 \text{ m}^2$

Donc la surface totale du radier est ;

✚ Pour bloc R+7 : 386.55 m^2

✚ Pour bloc R+10 : 241.44 m^2

Le radier sera sans débords. Mais pour des raisons d'exécution, nous prendrons quand même un débord de 40 cm par rapport aux axes des poteaux et cela sur (03) façades seulement pour les deux blocs, soit une surface totale de :

✚ Pour bloc R+7 : 412.9 m^2

✚ Pour bloc R+10 : 270.81 m^2

VI.6.2 Pré dimensionnement de radier :

VI.6.2.1 Dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

a. Condition forfaitaire :

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{20} \text{ Avec :}$$

L_{\max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

Pour bloc R+7 :

$$L_{\max} = 6,45 \text{ m}$$

$$\Rightarrow h_1 \geq 35 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h_1 \approx 35 \text{ cm}$$

pour bloc R+10 :

$$L_{\max} = 6 \text{ m}$$

$$\Rightarrow h_1 \geq 30 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h_1 \approx 30 \text{ cm}$$

Remarque :

Pour des raisons constructives on adopte $h = 40\text{cm}$ (pour les deux blocs)

VI.6.2.2 Nervures**a. La hauteur de nervure :****a.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 :

✚ Pour bloc R+7 :

$$L_{\max} = 6,45 \text{ m} \Rightarrow 43 \text{ cm} < h_N < 64,5 \text{ cm}$$

On prend: $h_{n1} = 60\text{cm}$

✚ Pour bloc R+10 :

$$L_{\max} = 6 \text{ m} \Rightarrow 40 \text{ cm} < h_N < 60 \text{ cm}$$

On prend: $h_{n1} = 50\text{cm}$

a.2 Condition de la raideur :

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la largeur définie par

l'expression suivante: $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$\text{Avec: } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

Avec :


E : Module de Young ($E = 32164,19\text{MPa}$).ac


K : Coefficient de raideur du sol ($0,5\text{kg/m}^3 \leq K \leq 12\text{kg/cm}^3$).

I : Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$



Pour un sol de densité moyenne on a $K = 4\text{Kg/cm}^3$

On aura

 Pour bloc R+7:
$$h_2 \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{E \times \pi^4}} \Rightarrow h_2 \geq 101,98 \text{ cm}$$

 Pour bloc R+10:
$$h_2 \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{E \times \pi^4}} \Rightarrow h_2 \geq 92,6 \text{ cm}$$

Remarque :

-  Pour bloc R+7 : $H \geq \text{Max} (h_1; h_2) = 101.98\text{cm}$
 On prend : $h=110\text{cm}$
-  Pour bloc R+7 : $H \geq \text{Max} (h_1; h_2) = 92.6\text{cm}$
 On prend : $h=100\text{cm}$

b. Largeur des nervures :

La longueur b de la nervure doit être : $0,3h \leq b \leq 0,7h$

Pour bloc R+7 : $33 \leq b \leq 77\text{cm} \Rightarrow b = 70\text{cm}$

Pour bloc R+10 : $30 \leq b \leq 70\text{cm} \Rightarrow b = 60\text{cm}$

Le choix final :

- Epaisseur de la dalle du radier $h=40\text{cm}$
- Les dimensions de la nervure :

pour bloc R+7 :	{	$h_N = 110 \text{ cm}$
		$b = 70 \text{ cm}$

pour bloc R+10 :	{	$h_N = 100 \text{ cm}$
		$b = 60 \text{ cm}$

VI.6.3 Caractéristiques géométriques du radier :

 **Pour bloc R+7**

Position du centre de gravité :

$$\left\{ \begin{array}{l} X_G = 12.75\text{m} \\ Y_G = 8.025\text{m} \end{array} \right.$$

Moments d'inertie :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{xx} = 9310.86\text{m}^4 \\ I_{yy} = 21677.33\text{m}^4 \end{array} \right.$$

 Pour bloc R+10

Position du centre de gravité :

$$\left\{ \begin{array}{l} X_G = 5,65\text{m} \\ Y_G = 11,475\text{m} \end{array} \right.$$

Moments d'inertie :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{xx} = 13659,23\text{m}^4 \\ I_{yy} = 2759,54.\text{m}^4 \end{array} \right.$$

VI.6.4 Vérifications Nécessaires

VI.6.4.1. Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement :

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité $1,5 \left(\frac{M_s}{M_R} > 1,5 \right)$

Avec :

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre.

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

Avec : $M_R = \sum M_0 + V_0 h$

M_0 : Moment à la base de la structure.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

 Pour bloc R+7

Sens x-x:

$M_0 = 23236.2\text{kNm}; V_0 = 3715.02\text{kN}; h = 6.12\text{m}$

Donc: $M_R = 45972.13\text{kNm}$

$N = 34288.78\text{kN}$

$M_s = N \cdot X_G = 437181.94\text{kNm}$

$\frac{M_s}{M_R} = 9.5 > 1,5 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

Sens y-y

$$M_0=41767.82kNm; V_0=3478.44kN; h=6.12m$$

$$\text{Donc: } M_R=63055.88kNm$$

$$M_s=N y_G=275167.45Nm$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 4.36 > 1,5 \dots\dots\dots \text{ Vérifiée}$$

 **Pour bloc R +10**

Sens x-x:

$$M_0=46279.30kNm; V_0=2523,05kN; h=6.12m$$

$$\text{Donc: } M_R=61720.37kNm$$

$$N=38106.56kN$$

$$M_s=N x_G=215302,06kNm$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 4.07 > 1,5 \dots\dots\dots \text{ Vérifiée}$$

Sens y-y

$$M_0=16161.94kNm; V_0=3478.44kN; h=6.12m$$

$$\text{Donc: } M_R=37450kNm$$

$$M_s=N y_G=437272.77Nm$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 1.67 > 1,5 \dots\dots\dots \text{ Vérifiée}$$

Remarque :

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.6.4.2 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 : $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \sigma_{sol}$

✚ Pour bloc R+7

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{34288 \cdot 78}{412 \cdot 9} = 83.04 \text{ kN / m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 83.04 \text{ kN / m}^2 \leq \overline{\sigma_{sol}} = 200 \text{ kN / m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

✚ Pour bloc R+10

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{38106 \cdot 56}{270 \cdot 81} = 140.71 \text{ kN / m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 83.04 \text{ kN / m}^2 \leq \overline{\sigma_{sol}} = 200 \text{ kN / m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

b. Sollicitation du second genre:

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

Avec:

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I}V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I}V$$

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.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{sol}$$

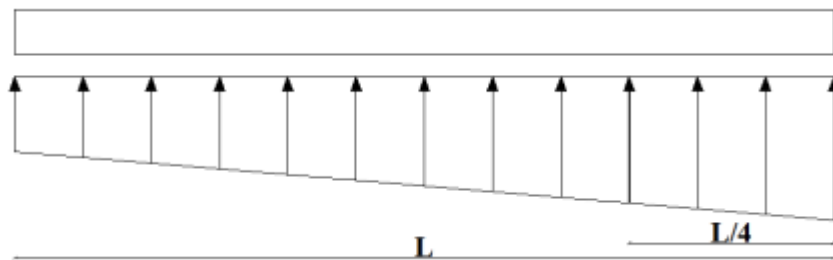


Figure VI.2 : Contraintes sous le radier

✚ Pour bloc R+7:
Position du centre de gravité :

$$X_G = 12.75\text{m}$$

$$Y_G = 8.025\text{m}$$

Moments d'inertie :

$$I_{xx} = 9310.86\text{m}^4$$

$$I_{yy} = 21677.33\text{m}^4$$

$$N_u = 45117.04\text{KN}$$

$$N_{ser} = 34288.78\text{KN}$$

$$M_x = 45972.13\text{kNm}$$

$$M_y = 63055.88\text{kNm}$$

$$S_r = 412.9 \text{ m}^2, \quad \bar{\sigma}_{sol} = 200\text{kN/m}^2$$

➤ ELU:

Tableau VI.1: Contraintes sous le radier à l'ELU (bloc R+7)

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	172.22	46.31	140.74
Sens y-y	143.63	88	122.97
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) < 1,33 \sigma_{sol} = 266$

Remarque :

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

➤ ELS :

Tableau VI.2 : Contraintes sous le radier à l'ELS (bloc R+7)

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	153.26	20	119.96
Sens y-y	106.34	59.74	94.69
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) < 1,33 \sigma_{sol} = 266$

Remarque : Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement

✚ Pour bloc R+10:
Position du centre de gravité :

$$X_G = 5.65\text{m}$$

$$Y_G = 11.475\text{m}$$

Moments d'inertie :

$$I_{xx} = 13659.23\text{m}^4$$

$$I_{yy} = 2579.54\text{m}^4$$

$$N_u = 48613.234\text{KN}$$

$$N_{ser} = 38106.56\text{KN}$$

$$M_x = 61720.37\text{kNm}$$

$$M_y = 37450\text{kNm}$$

$$S_r = 270.81 \text{ m}^2, \quad \bar{\sigma}_{sol} = 200\text{kN/m}^2$$

➤ ELU:

Tableau VI.3: Contraintes sous le radier à l'ELU (bloc R+10)

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	205.04	154.14	192.58
Sens y-y	201	158.1	190.27
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) < 1,33 \sigma_{sol} = 266$

Remarque :

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

➤ ELS :

Tableau VI.4 : Contraintes sous le radier à l'ELS (bloc R+10)

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	166.61	115.2	153.75
Sens y-y	162.11	119.31	151.41
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) < 1,33 \sigma_{sol} = 266$

Remarque : Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement

e. Détermination des sollicitations les plus défavorables

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

 Pour bloc R+7 :

$$\text{ELU} : \sigma_u = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 140.74 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\text{ELS} : \sigma_{ser} = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 119.96 \text{ kN} / \text{m}^2$$

 Pour bloc R+10 :

$$\text{ELU} : \sigma_u = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 192.58 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\text{ELS} : \sigma_{ser} = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 153.75 \text{ kN} / \text{m}^2$$

VI.6.5 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

a. Ferrailage de la dalle 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.

Donc on peut se rapporter aux méthodes données par [2]

- Valeur de la pression sous radier :

 Bloc R+7

$$\text{ELU} : q_u = \sigma_m^u \cdot 1 \text{ m} = 140.74 \text{ kN} / \text{m}$$

$$\text{ELS} : q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1 \text{ m} = 119.96 \text{ kN} / \text{m}$$

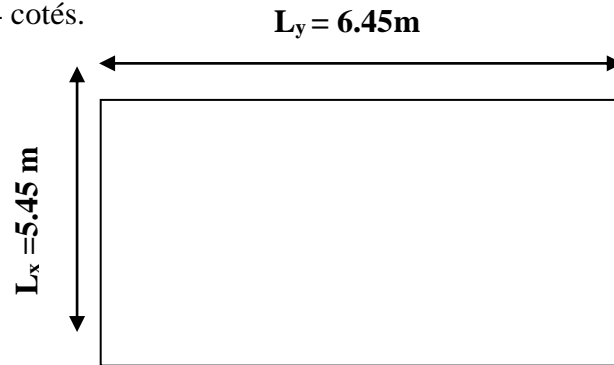
 Bloc R+10

$$\text{ELU} : q_u = \sigma_m^u \cdot 1 \text{ m} = 192.58 \text{ kN} / \text{m}$$

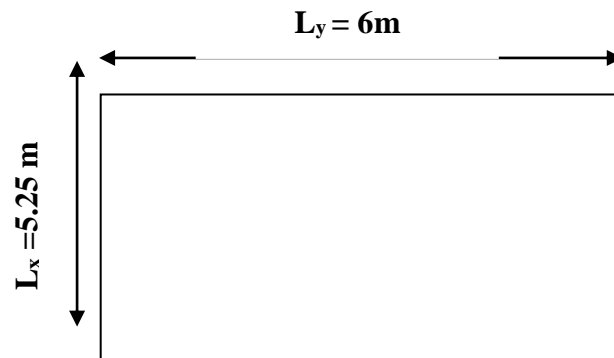
$$\text{ELS} : q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1 \text{ m} = 153.75 \text{ kN} / \text{m}$$

a.1 Calcul des efforts :

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposant sur 04 cotés.



FigureVI.3 : Panneau de la dalle du radier (bloc R+7)



FigureVI.4 : Panneau de la dalle du radier (bloc R+10)

a.2 Calcul des moments

✚ Pour bloc R+7

- 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 v .

$$v: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires [2]

$$\rho = 0,68 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,071 \\ \mu_y = 0,4034 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 296 .8 kNm$$

$$M_y = \mu_y M_x = 119 .73 kNm$$

Moments en travées :

$$M_{lx}=0,75M_x=222.6\text{kNm}$$

$$M_{ly}=0,75M_y=89.79\text{kNm}$$

Moments sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay}=0,5M_x=111.3\text{Nm}$$

a3-Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min} (0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{140.74 \times 6.45}{2} = 453.88 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{453.88 \times 10^3}{1000 \times 0.9 \times 400} = 1.26 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

A/Ferrailage de la dalle

b =100cm, h=40cm, d=36cm, f_e=400MPa, f_{c28}=25MPa, f_{t28}=2,1MPa,σ_s=348MPa

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.5 : Ferrailage des panneaux du radier (bloc R+7)

	Sens	M _u (kNm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	222.6	19.03	6T25	29.45	15
	y-y	89.79	7.35	6T20	18.85	15
Appuis	x-x	111.3	9.17	6T20	18.85	15
	y-y					

. Vérifications nécessaires :

- Condition de non fragilité :

$$A_s^{\text{min}} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.34 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 4.34\text{cm}^2 < A_{s\text{adopté}} = 18.85\text{m}^2$$

Donc la condition est vérifiée.

- Vérification des contraintes à l'ELS :

$$\rho = 0,68 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0767 \\ \mu_y = 0,5584 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 273,29 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 152,6 \text{ kNm}$$

A. Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 204,96 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 114,45 \text{ kNm}$$

B. Moments sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 102,48 \text{ kNm}$$

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \sigma \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{cases}$$

Tableau VI.6: Vérification des contraintes. (Bloc R+7)

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérif
Travée	x-x	204.96	29.45	8.31	15	219.5	201.63	NON
	y-y	129.71	18.85	4.95	15	138.8	201.63	Oui
Appuis	x-x	102.48	18.85	4.55	15	167.6	201.63	Oui
	y-y							

Remarque : La contrainte d'acier n'est pas vérifiée ni en travée ni en appuis donc on augmente la section de l'acier.

Tableau VI.7 : Vérification des contraintes (correction) (bloc R+7)

	Sens	M _{ser} (kNm)	Choix	A _s (cm ²)	Esp (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	σ _s (Mpa)	σ̄ _s (Mpa)	Vérif
Travée	x-x	204.96	7T25	34.36	12.5	7.46	15	188.05	201.63	Oui
	y-y	129.71	6T20	18.85	15	4.72	15	119.3	201.63	Oui
Appuis	x-x	102.48	6T20	18.85	12.5	4.55	15	167.6	201.63	Oui
	y-y									

✚ Pour bloc R+10

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires [2]

$$\rho = 0,87 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0486 \\ \mu_y = 0,7244 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 257,96 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 186,87 \text{ kNm}$$

Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 219,26 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 140,15 \text{ kNm}$$

Moments sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 109,63 \text{ Nm}$$

a3-Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min} (0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} \frac{192,85}{2} \times 6 = 577,74 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{577,74 \times 10^3}{1000 \times 0,9 \times 400} = 1,6 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

A/Ferrailage de la

dalle

$b=100\text{cm}$, $h=40\text{cm}$, $d=36\text{cm}$, $f_c=400\text{MPa}$, $f_{c28}=25\text{MPa}$, $f_{t28}=2,1\text{MPa}$, $\sigma_s=348\text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.8: Ferrailage des panneaux du radier (bloc R+10)

	Sens	M _u (kNm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	219.26	18.96	6T25	29.45	15
	y-y	140.51	11.68	6T20	18.85	15
Appuis	x-x	109.63	9.02	6T20	18.85	15
	y-y					

. Vérifications nécessaires :

- Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,34 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = 4.34\text{cm}^2 < A_{s\text{adopté}} = 18.85\text{m}^2$$

Donc la condition est vérifiée.

- Vérification des contraintes à l'ELS :

$$\rho = 0,87 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0556 \\ \mu_y = 0,8074 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 235,61 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 190,24 \text{ kNm}$$

C. Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 200,27 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 142,68 \text{ kNm}$$

D. Moments sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 100,14 \text{ kNm}$$

$$\text{On doit vérifier que : } \begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \sigma \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{cases}$$

Tableau VI.9 : Vérification des contraintes. (Bloc R+10)

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérif
Travée	x-x	200.27	29.45	7.56	15	213.5	201.63	NON
	y-y	142.68	18.85	5.45	15	152.2	201.63	Oui
Appuis	x-x	100.14	18.85	4.45	15	164	201.63	Oui
	y-y							

Remarque : La contrainte d'acier n'est pas vérifiée ni en travée ni en appuis donc on augmente la section de l'acier.

Tableau VI.10 : Vérification des contraintes (correction)(bloc R+10)

	Sens	M _{ser} (kNm)	Choix	A _s (cm ²)	Esp (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	σ _s (Mpa)	σ̄ _s (Mpa)	Vérif
Travée	x-x	200.27	7T25	34.36	12.5	7.29	15	184.2	201.63	Oui
	y-y	142.68	6T20	18.85	15	5.19	15	131.3	201.63	Oui
Appuis	x-x	100.14	6T20	18.85	12.5	4.45	15	164	201.63	Oui
	y-y									

Remarque : on a le mm ferrailage pour le radier dans les deux blocs

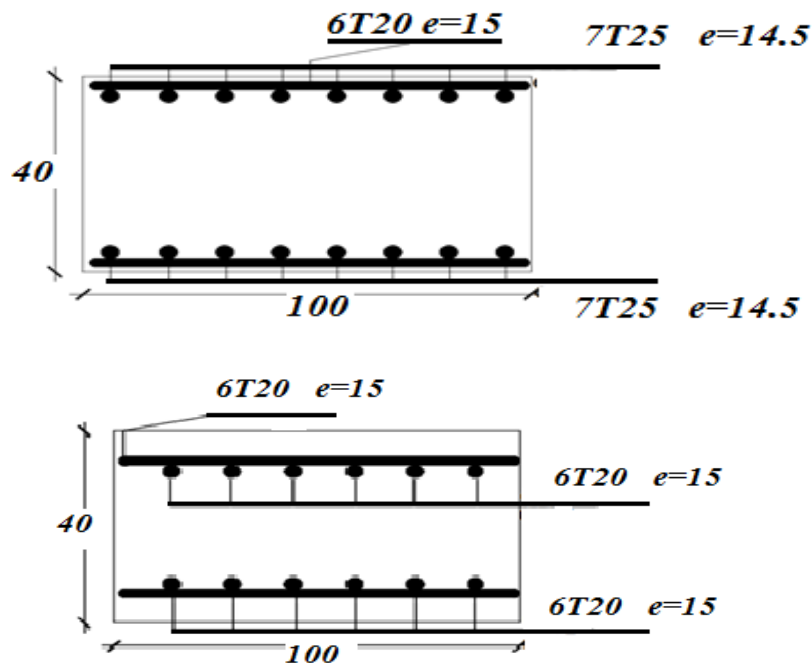


Figure VI.5 : Schéma de ferrailage du radier.

B/Ferrailage des nervures :

✚ Pour bloc R+7

Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire « BAEL91 modifier 99 » [2]

On a : $M_0 = \frac{qL^2}{8}$

En travée : $M_t = 0,85M_0$

Sur appuis : $M_a = 0,50M_0$

Les dimensions de la nervure: $\begin{cases} h_N = 110 \text{ cm} \\ b = 70 \text{ cm} \end{cases} \quad d=99\text{cm}$

b.2 Vérification de la contrainte tangentielle du béton : [1]

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min} (0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

Avec : $T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{140 .74 \times 6.45}{2} = 453 .88 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{453 .88 \times 10^3}{700 \times 990} = 0.65 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{..Vérifier}$$

b.3 Calcul des armatures :

- **Sens porteur :** L=6.45 m ; q=140.74kN/ml

Tableau VI.11: Ferrailage des nervures (sens porteur) (blocR+7)

	M _u (kNm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Travée	622.10	18.67	7T20	21.99
Appuis	356.94	10.52	6T20	18.85

- **Sens non porteur :** L=5.45 m ; q=140.74 kN/ml

Tableau VI.12 : Ferrailage des nervures (sens non porteur) (blocR+7)

	M _u (kNm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Travée	444.16	13.19	6T20	18.85
Appuis	261.27	7.86	6T16	12.06

b.4Vérifications nécessaires :

1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 8.36 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.13 : Vérification de la condition de non fragilité. (bloc R+7)

Sens	Position	A _s ^{adp} (cm ²)	A _s ^{min}	Vérification
Porteur	Travée	21.99	8.36	Oui
	Appuis	18.85	8.36	Oui
Non porteur	Travée	18.85	8.36	Oui
	Appuis	12.06	8.36	Oui

2. Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VI.14 : Vérification des contraintes à l'ELS. (BlocR+7)

Sens	Position	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Porteur	Travée	530.25	21.99	7.53	15	291.6	201.6	NON
	Appuis	311.91	18.85	3.58	15	182.1	201.6	Oui
Non porteur	Travée	378.58	18.85	4.56	15	221.2	201.6	NON
	Appuis	222.69	12.06	2.68	15	130	201.6	Oui

Tableau VI.15 : Vérification des contraintes à l'ELS (bloc R+7)

Sens	Position	M _{ser} (kNm)	Choix (cm ²)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Porteur	Travée	530.25	7T25	34.36	4.92	15	173.4	201.6	Oui
	Appuis	311.91	6T20	18.85	2.89	15	102	201.6	Oui
Non porteur	Travée	378.58	7T20	21.99	4.52	15	190.4	201.6	Oui
	Appuis	222.69	7T16	14.07	2.5	15	112.2	201.6	Oui

Armatures transversales :

• BAEI 91 modifié 99 [1]

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_c} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

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

$$* \frac{A_t f_c}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right) = 0,40 \text{ MPa}$$

• RPA99 version 2003 [2] :

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12 \phi_t \right) = 19,2 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 55 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante}$$

$$\text{Avec : } \phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \phi_t ; \frac{b}{10} \right) = 1,6 \text{ cm}$$

$f_c=400\text{MPa}$; $\tau_u=1.41\text{Mpa}$; $f_{t28}=2,1\text{Mpa}$; $b=70\text{cm}$; $d=99\text{cm}$

On trouve : $S_t=15\text{cm}$Zone nodale.

$S_t=30\text{cm}$Zone courante.

Tableau VI.16: choix des armatures transversales (bloc R+7)

	Section	Zone	St(cm)	Φt (cm)	At calculée (cm ²)	Choix des armatures	At (cm ²)
Nervures	70x110	Courante	30	12	5.4	6T12	6.97
		Nodale	15		2.7	6T12	6.97

*** 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.

$h=110\text{ cm}$

$$A_p = 3 \times 1.1 = 3.3\text{ cm}^2$$

On choisit $A_p= 2T6$ $A_p=4.02\text{cm}^2$

✚ Pour bloc R+10

Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire « **BAEL91 modifier 99** » [2]

On a : $M_0 = \frac{qL^2}{8}$

En travée : $M_t=0,85M_0$

Sur appuis : $M_a=0,50M_0$

Les dimensions de la nervure: $\begin{cases} h_N = 100\text{ cm} \\ b = 60\text{ cm} \end{cases}$ $d=90\text{cm}$

b.2 Vérification de la contrainte tangentielle du béton : [1]

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min} (0,1 f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

Avec : $T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{192.58 \times 6}{2} = 577.44\text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{577.44 \times 10^3}{600 \times 900} = 1.06\text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{..Vérifier}$$

b.3 Calcul des armatures :

- Sens porteur : L=6 m ; q=192.58kN/ml

Tableau VI.17: Ferrailage des nervures (sens porteur) (bloc R+10)

	M _u (kNm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Travée	736.61	29.45	6T25	29.45
Appuis	433.3	14.29	6T20	18.85

- Sens non porteur : L=5.25 m ; q=192.58 kN/ml

Tableau VI.18 : Ferrailage des nervures (sens non porteur) (blocR+10)

	M _u (kNm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Travée	563.97	18.8	6T20	18.85
Appuis	331.74	10.86	6T16	12.06

b.4 Vérifications nécessaires :

1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 6.52 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.19 Vérification de la condition de non fragilité. (blocR+10)

Sens	Position	A _s ^{adp} (cm ²)	A _s ^{min}	Vérification
Porteur	Travée	21.99	6.52	Oui
	Appuis	18.85	6.52	Oui
Non porteur	Travée	18.85	6.52	Oui
	Appuis	12.06	6.52	Oui

2. Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VI.20 : Vérification des contraintes à l'ELS (bloc R+10)

Sens	Position	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Porteur	Travée	588	29.45	7.25	15	247.5	201.6	NON
	Appuis	345.93	18.85	4.27	15	145.6	201.6	Oui
Non porteur	Travée	450.25	18.85	6.55	15	291.4	201.6	NON
	Appuis	264.85	12.06	2.68	15	130	201.6	Oui

Tableau VI.21 : Vérification des contraintes à l'ELS(blocR+10)

Sens	Position	M _{ser} (kNm)	Choix (cm ²)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Porteur	Travée	588	5T32	34.36	6.4	15	183.4	201.6	Oui
	Appuis	345.93	7T20	21.99	3.77	15	107.9	201.6	Oui
Non porteur	Travée	450.25	6T25	29.45	5.72	15	189.9	201.6	Oui
	Appuis	264.85	7T16	14.07	3.37	15	111.6	201.6	Oui

Armatures transversales :

• BAEI 91 modifié 99 [1]

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{ty} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

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

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right) = 0,40 \text{ MPa}$$

• RPA99 version 2003 [2] :

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12 \phi_t \right) = 19,2 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 50 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante}$$

$$\text{Avec : } \phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \phi_t ; \frac{b}{10} \right) = 1,6 \text{ cm}$$

f_c=400MPa ; τ_u=1.41Mpa ; f_{t28}=2,1Mpa ; b=60cm ; d=90cm

On trouve : S_t=15cm.....Zone nodale.

S_t=30cm.....Zone courante.

Tableau VI.22: choix des armatures transversales(blocR+10)

	Section	Zone	St(cm)	Φt (cm)	At calculée (cm ²)	Choix des armatures	At (cm ²)
Nervures	60x100	Courante	30	12	4.7	6T12	6.97
		Nodalle	15		3.9	6T12	6.97

* Armatures de peau :

Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties sur les parements des poutres de grande hauteur, leur section est au moins $3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

$h=100 \text{ cm}$

$$A_p = 3 \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

On choisit $A_p = 2T16 \quad A_p = 4.02 \text{ cm}^2$

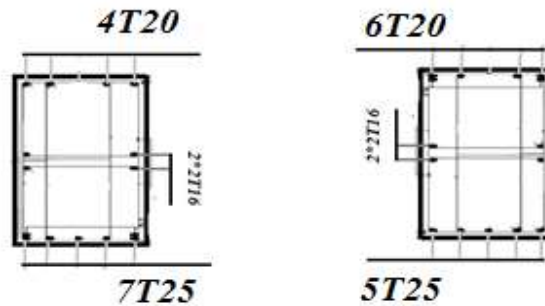


Figure VI.6: Schéma de ferrailage des nervures (sens porteur) (blocR+7)

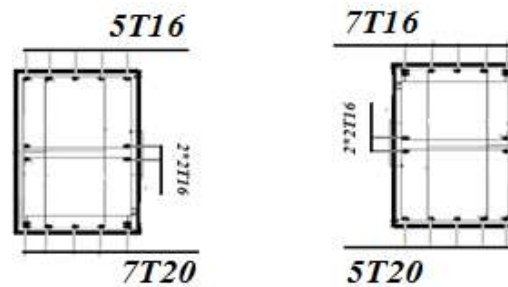


Figure VI.7: Schéma de ferrailage des nervures (sens non porteur) (blocr+7)

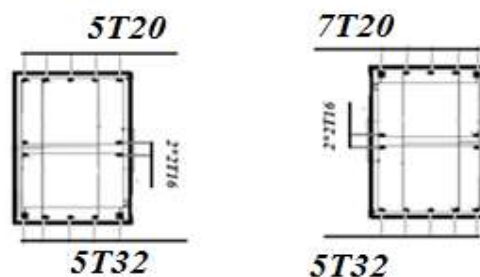


Figure VI.8 : Schéma de ferrailage des nervures (sens porteur) (blocR+10)

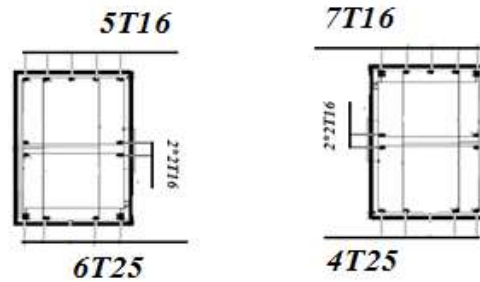


Figure VI.9: Schéma de ferrailage des nervures (sens non porteur) (blocR+0)

C. Ferrailage des débords :

Le débord du radier est assimilé à une console de sera fait pour une bande de 1m à l'ELU.*

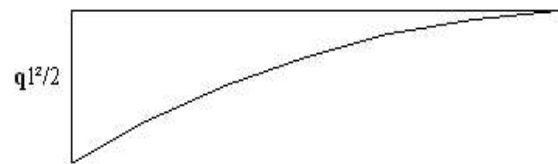
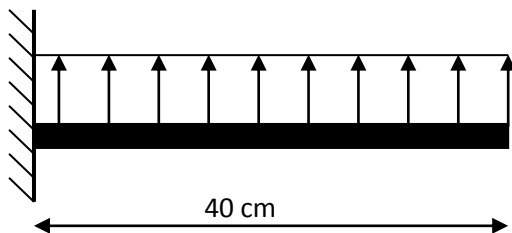


Figure VI.10: Schéma statique du débord.

Figure VI.11: Diagramme des Moments.

✚ Pour bloc R+7

c.1. Calcul de ferrailage :

$q_u=140.74\text{kN/ml}$, $b=100\text{cm}$, $h=40\text{cm}$, $f_{c28}=25\text{MPa}$, $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$.

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = 11.25 \text{ kNm} \quad ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,006$$

$$A_s = \frac{M_u}{(35.88) \cdot d \cdot \sigma_s} = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$A_s^{\text{min}} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.34 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6T14=9.24cm $S_t=15\text{cm}$

c.2.Armature de répartition :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow 2.35 \text{ cm}^2 \text{ On adopte } 4T10=3.14\text{cm}^2, S_t=12.5\text{cm}$$

c.3.Vérification des contraintes à l'ELS :

$$q_{ser}=119.96 \text{ kN/ml} \quad M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{2} = 9.59 \text{ kNm}$$

Tableau VI.23 : Vérifications des contraintes du béton et d'acier(blocR+7).

M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
9.59	9.24	0,61	15	31.6	201.63	OK

✚ Pour bloc R+10

c.1.Calcul de ferrailage :

$$q_u=192.58\text{kN/ml}, b=100\text{cm}, h=40\text{cm}, f_{c28}=25\text{MPa}, \sigma_{bc}=14,17\text{MPa}.$$

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = 15.4 \text{ kNm} \quad ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,0083$$

$$A_s = \frac{M_u}{(35.84).d.\sigma_s} = 1.23 \text{ cm}^2$$

$$A_s^{\min} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.34 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 6T14=9.24\text{cm} \quad S_t=15\text{cm}$$

c.2.Armature de répartition :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow 2.35 \text{ cm}^2 \text{ On adopte } 4T10=3.14\text{cm}^2, S_t=12.5\text{cm}$$

c.3.Vérification des contraintes à l'ELS :

$$q_{ser}=153.75 \text{ kN/ml} \quad M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{2} = 12.3 \text{ kNm}$$

Tableau VI.24 : Vérifications des contraintes du béton et d'acier(blocR+10)

M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
12.3	9.24	0,77	15	10.3	201.63	OK

Remarque : on adoptte le mm ferrailage des debord pour les deux bloc

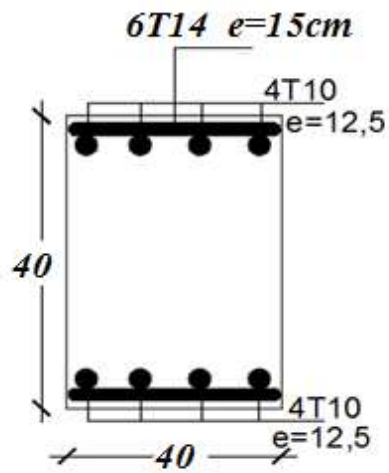


Figure VI.12 : Ferrailage du débord (pour les deux bloc)

VI.7 Voile périphérique :

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.

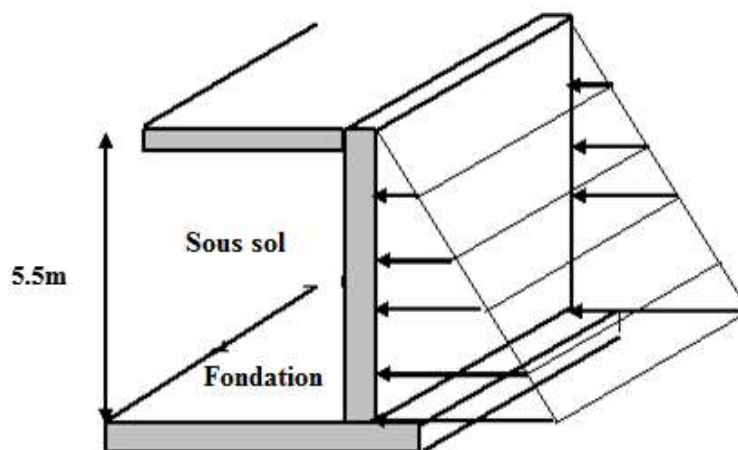


Figure VI.13 : Evaluation des charges

VI.7.1 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 :
 - Epaisseur $e \geq 15\text{cm}$
 - 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 : section du voile.

VI.7.2 Evaluation 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).

$L_x=3.06\text{m}$; $L_y=5.45\text{m}$; $e=20\text{ cm}$.

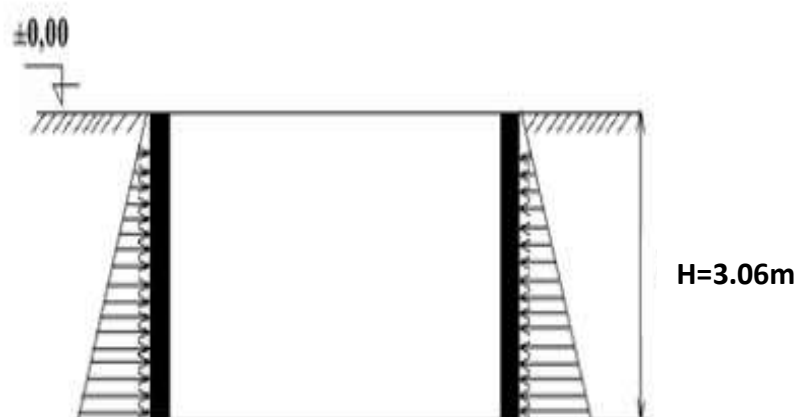


Figure VI.14 : Poussées des terres.

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

h : Hauteur du voile.

A : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne

La hauteur libre des voiles est h = m

On suppose un remblai derrière le mur de densité $\gamma = 20.81 \text{ kN/m}^3$ avec un angle de frottement

La poussée horizontale sur le mur est égale à : $Q = A \cdot \gamma \cdot h$

Angle de frottement = 10°

$$\text{Or } A = \text{tg}^2 (\pi/4 - \varphi/2) = 0,704$$

$$\text{D'où : } Q = 44.82 \text{ kN/m} \quad Q_u = 1.35 \times 27.84 \quad Q_u = 60.52 \text{ kN/m}$$

VI.7.3 Effort dans le voile périphérique :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.06}{5.45} = 0,56 \geq 0,4$$

VI.7.4 Ferrailage du voile périphérique :

b=100cm ; h=20cm ; d=0,9h=18cm ; $f_c=400 \text{ MPa}$; $f_{c28}=25 \text{ MPa}$; $f_{t28}=2,1 \text{ MPa}$; $\sigma_s=348 \text{ MPa}$; $F_{bc}=14,17 \text{ MPa}$ (organigramme I voir annexe)

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire

$$\rho = 0,56 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,088 \\ \mu_y = 0,25 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 49.86 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 12.46 \text{ kNm}$$

• **Moments en travées :**

$$M_{tx}=0,85M_x=42.83\text{kNm.}$$

$$M_{ty}=0,85M_y=10.59\text{kNm.}$$

• **Moments sur appuis :**

$$M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x=21.41\text{kNm}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.25 : Ferrailage du voile périphérique.

	Sens	M_u (kNm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	42.83	7.19	8T14	2x12.32	12.5
	y-y	10.59	1.71	8T12	2x9.05	12.5
Appuis	x-x	21.41	3.5	8T12	2x9.05	12.5
	y-y					

VI.7.5 Condition exigée par les RPA99/version 2003 :

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposées en deux nappes.

$$A_L \geq 0,1 \times 20 \times 100 = 2,0\text{cm}^2 \dots\dots\dots \dots \text{Vérifiée} \quad .$$

$$A_T \geq 0,1 \times 20 \times 100 = 2,0\text{cm}^2 \dots\dots\dots \dots \text{Vérifiée} \quad .$$

VI.7.6 Condition de non fragilité :

Pour les voiles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est comptée entre 12 et 30cm.

On a : $12\text{ cm} \leq e \leq 30\text{ cm}$

$h=e= 20\text{cm}; b=100\text{cm.}$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x \geq A_x^{\min} ; \quad A_x^{\min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min} ; \quad A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{array} \right.$$

$\rho_0=0,0008$ pour les barres de FeE400

$$A_x^{\min} = 0,0008 \left(3 - \frac{3,06}{5,45} \right) \frac{100 \cdot 20}{2} = 1,95 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x = 24,64 \text{ cm}^2 \rangle A_x^{\min} = 1,95 \text{ cm}^2 \\ A_y = 18,1 \text{ cm}^2 \rangle A_y^{\min} = 1,6 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

➤ **Sur appuis :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x = 18,1 \text{ cm}^2 \rangle A_x^{\min} = 1,95 \text{ cm}^2 \\ A_y = 18,1 \text{ m}^2 \rangle A_y^{\min} = 1,6 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

VI.7.7 Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que :

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

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2 L_x + L_y} = \frac{60 \cdot 25 \times 3 \cdot 0,6 \times 5,45}{2 \times 3,06 + 5,45} = 86,84 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 61,45 \text{ N}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max} (T_x ; T_y) = 86,84 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{86,84 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,48 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

VI.7.8 Vérification à L'ELS :

a. Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$Q_{\text{ser}} = Q1 = 44,82 \text{ kN/m}$$

$$M = 94,67 \text{ kN.m}$$

Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau VI.26: Vérifications des contraintes.

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	32.92	24.64	3.15	15	88	201.63	Oui
	y-y	14	18.1	1.34	15	37.8	201.63	Oui
Appuis	x-x	16.64	18.1	2.8	15	53	201.63	Oui
	y-y							

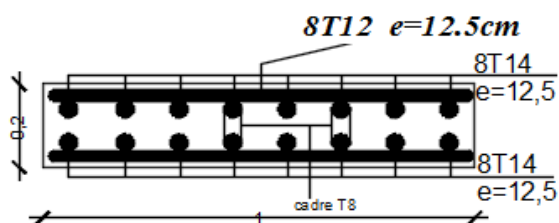


Figure VI.15 : Ferrailage du Voile Périphérique

CONCLUSION GENERALE

Notre projet de fin d'étude a pour objet de dimensionner un bâtiment en béton armé, ce dernier doit être stable et économique, cela n'est réalisable que dans le cas d'une bonne conception. C'est dans cette optique, que nous avons étudié le dimensionnement et la vérification des éléments résistants principaux (poteaux et poutres, voile) de la superstructure en mettant en pratique nos connaissances théoriques acquises au cours de notre formation universitaire en tant qu'un ingénieur en génie civil et nous concluons ce qui suit :

- Nous avons approfondi nos connaissances en matière d'application des règlements et de certaines méthodes tel que : BAEL91 modifiées99, le CBA, RPA99 etc.
- Le séisme peut engendrer des dégâts importants dans les constructions, ce qui rend l'étude dynamique une étape primordiale dans les calculs des structures en béton armé. Le règlement RPA99 version 2003 nous a permis de bien s'adapter aux exigences apportées à chaque élément structural.
- L'analyse dynamique représente une étape déterminante et primordiale dans la conception parasismique des structures. Par conséquent des modifications potentielles peuvent être apportées aux éléments résistants de la structure lors de cette étape. Rappelons que dans notre cas, le pré-dimensionnement des poteaux en se basant sur la descente des charges a donné des sections plus ou moins faible, mais vu l'action du séisme ces sections ont un peu augmenté afin d'assurer une bonne stabilité de la structure dans une telle situation.
- Le ferrailage des voiles a été fait par une méthode simplifiée basée sur les contraintes. L'utilisation de l'interface graphique (**ETABS 9.7.0**) pour visualiser la nature et l'intensité des forces a été très utile dans notre cas.

On a constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul théorique mais surtout sur sa concordance avec le côté pratique d'où apparaît l'importance et les avantages des sorties sur chantiers qu'on n'a pas malheureusement effectué.

Ce projet nous a permis d'acquérir des connaissances nouvelles sur les méthodes de calcul et d'études des structures ; même sur le pratique des logiciels comme **ETABS 9.7.0** ; **AUTOCAD** ...etc.

Ainsi, on arrive à la fin des travaux de fin d'études, qui est la résultante des longues années d'étude. Nous espérons que ce travail aura une double répercussion, la première c'est de nous servir comme élément de référence pour nous voire pour autre étudiants.

En second lieu, il servira certainement comme support pour nos futurs camarades qui seront intéressés par cette voie.

Bibliographie

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

➤ **Règlements :**

- [1] : **BAEL91 modifié** : béton armé aux états limites.
- [2] : **RPA99V2003** : règlement parasismique algérienne
- [3] : **CBA93** : règles de conception et de calcul des structures en béton arme
- [4] : **DTR B.C.2.2** : Document technique réglementaire (charges et surcharges)
- [5] : **D.T " EUROCODE 2"**.
- [6] : **DTR B-C 2.42** : Règles de conception et de calcul des parois et murs en béton banché
- [7] : **DTU B 23.1-NF** : règles de conception et de calcul des parois et mur en béton banché. Paris *CSTB, 1976*.

➤ **Cours :**

- Béton armé (3^{eme} et 4^{eme} année)
- Dynamique des structures (4^{eme} année)
- Cours de bâtiment (4^{eme} année)
- Résistance des matériaux (1^{ere}, 3^{eme} année)

➤ **Logiciels :**

- ETABS 2013.....Analyse des structures
- AUTOCAD 2013.....Dessin
- EXCEL 2010.....Calcul.
- WORD 2010.....Traitement du texte.
- SOCOTEC... (calcul de sections rectangulaires en béton armé a la flexion simple ou compose).

ANNEXES

ANNEXE 1 RAPPORT DU SOL

❖ INTRODUCTION

La reconnaissance de sol, utilisant différents équipements et instrumentation sur terrain ou au laboratoire est un moyen pour l'ingénieur, à mieux connaître les sol set surtout le massif de sol étudié appelé à supporter dans des bonnes conditionnes différents projets de travaux publics et de génie civil, c'est donc en premier lieu de sa résistance et de sa stabilité que dépendent la robustesse et la durée de l'ouvrage construit.

❖ ETUDE PRELIMINAIRE

Cette partie de l'étude consiste, d'une part, à collecter les données déjà existantes, et d'autre part, à mener une prospection géologique du site .Le travail de cette phase est basé sur des missions de terrain, dans le but de renseigner sur la topographie, la lithologie et la stratigraphie, ainsi que sur l'utilisation de la documentation et les archives disponibles sur la zone.

❖ SITUATION ET RELIEF

Le site devant recevoir ce bâtiment en 2 S/Sol et R+10 qui s'étend sur une superficie d'environ 627.99 m² se situé à **Blida** .

❖ CLIMAT DE LA REGION

La région de Blida située sur la plaine de la Mitidja, appartenant au Nord du pays. Elle est donc exposée relativement à l'influence maritime. Son climat est de type méditerranéen, caractérisé par un hiver humide et frais et des étés relativement chauds.

❖ SISMICITE

Le règlement parasismique Algérien **RPA99 version 2003a** établi des règles, qui sont fonctions de l'intensité de l'action sismique d'une région, pour tenir compte de la probabilité d'occurrence d'un séisme dans une région d'étude. Ces règles, qui ont été révisées après le séisme du 21 mai 2003 de Boumerdés, divisent le territoire Algérien en cinq (05) Zones sismiques

- Zone 0 sismicité négligeable
- Zone I sismicité faible
- Zone IIa et IIb sismicité moyenne
- Zone III forte sismicité

Ces zones sont représentées sur une carte de zonage sismique

Le site étudié se trouve sur la **zone III** de sismicité élevée car la région de **Blida**

❖ **CAMPAGNE D'INVESTIGATION**

Pour préciser la nature et les caractéristiques géotechniques des sols, ainsi que la nature des déblais et les conditions de leur éventuelle réutilisation, on doit programmer une campagne d'investigation des sols in-situ et au laboratoire.

❖ **ESSAIS NI-SITU**

Sur la base de l'investigation préliminaire du site, des essais in-situ ont été réalisés soit

Deux (02) sondage carottés.

Huit (08) essais au pénétromètre dynamique lourd.

❖ **SONDAGES CAROTTES**

Les sondages carottés permettent d'extraire des échantillons du sol en profondeur. Ces échantillons, remaniés ou intacts, permettent d'une part de reconnaître la nature géologique des terrains, et donc de compléter les informations géologiques locales recueillis dans l'étude préliminaire, et d'autre part de mener la campagne d'essais de laboratoire pour aboutir aux caractéristiques d'identification et mécaniques du sol. Celles-ci sont utilisées, entre autres, pour étudier la résistance au cisaillement du sol. Deux (02) sondages carottés ont été réalisés, les coupes de ces sondages montrent la lithologie suivante

❖ **Sondage carotte SC1**

0,00m-0,50m : Alluvions (gravier et sable).

0,50m-1,00m : Argile limoneuse brunâtre graveleuse et caillouteuse.

1,00m-2,00m : Argile sableuse brunâtre peut graveleuse.

2,00m-2,70m : Argile limoneuse brunâtre graveleuse et caillouteuse.

2,70m-5,30m : Limon graveleux.

5,30m-6,00m : Argile plus ou moins graveleuse.

6,00m-7,00m : Gravier et sable argilo-limoneux.

7,00m-8,00m : Argile.

❖ **Sondage carotté SC2**

0,00m-1,20m : Gravier, sable et cailloux dans une matrice limono argileuse Brunâtre.

1,20m-7,00m : Alluvions noyés dans une matrice riche en argile avec des passages Graveleuses.

7,00m-8,00m : Alluvions (gravier et sable argilo-limoneux).

❖ ESSAIS AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD

• **Principe de l'essai :** L'essai au pénétromètre dynamique lourd consiste à faire pénétrer dans le sol par battage un train de tubes lisses, muni à son extrémité d'une pointe, à l'aide d'un mouton tombant d'une hauteur donnée. On compte le nombre de coups N correspondant à chaque enfoncement de 20 cm du tube dans le sol. Dans le cas général, plus le tube s'enfonce en profondeur, plus ce nombre de coups devient plus élevé.

On dit que le "refus " est atteint lorsque le nombre de coups N, pour une pénétration inférieure ou égale à 20 cm, devient très élevé. Les résultats des essais sont représentés par des diagrammes donnant, en fonction de la profondeur atteinte par l'extrémité inférieure, la résistance en pointe au battage R_p déduite de la formule des Hollandais, Celle-ci est donnée par

$$R_p = \frac{M^2 \times g \times H}{e \times (M + M') \times A}$$

Avec

A: section droite de la pointe

e : pénétration moyenne par coup

g : accélération de la pesanteur

H: hauteur de chute

M: masse du mouton

M': somme des masses du train de tige, de l'enclume et de la tige guide

Les valeurs de ces caractéristiques sont variables suivant les types d'appareils. Aussi tout diagramme de pénétration dynamique devra mentionner ces caractéristiques. Le pénétromètre dynamique utilisé pour la réalisation des essais possède les caractéristiques suivantes

- Pointe de diamètre $\varphi_p = 50\text{mm}$, de section $A=19,63\text{cm}^2$

- Mouton de masse $M=63,35\text{kg}$

- Tige de masse $M=6,1\text{kg}$, de diamètre $\varphi_t = 32\text{mm}$ et de longueur $l\text{m}$

Les résultats sondages au pénétromètre dynamique lourd sont illustrés par les pénétrogrammes donnant la variation de la résistance dynamique en pointe R_p en bars, en fonction de la profondeur en mètre.

❖ ESSAIS DE LABORATOIRE

Outre l'investigation expérimentale in-situ, une campagne d'essais de laboratoire sur les échantillons de sol remaniés ou intact a été réalisé, extraits lors des deux sondages carottés réalisés.

Les essais de laboratoire peuvent être subdivisés en trois (3) grandes catégories

✓ Les essais d'identification

Se sont essentiellement la densité, la teneur en eau, les limites d'Atterberg, la granulométrie (par tamisage ou par sédimentométrie) et l'analyse chimique.

✓ Les essais de résistance

Se sont des essais qui permettent d'étudier la résistance du sol, en particulier au cisaillement, d'en déduire sa capacité portante, et de conclure sur la stabilité des fondations superficielles ou profondes, des ouvrages de soutènement, etc. Parmi ces essais, il y a l'essai de cisaillement direct.

✓ Les essais de compressibilité

Se sont des essais qui permettent d'évaluer les tassements d'un sol sous le poids d'une charge donnée (fondation, remblai, etc.). Le plus connu de ces essais est l'odomètre qui donne certaines caractéristiques de compressibilité nécessaires pour évaluer ces tassements.

Liste des essais de laboratoire réalisés

N° sondage	Profondeur Echantillon (m)	Nature échantillon	Type d'essais
SC1	2,00 à 2,20	Intact	-Teneur en eau ; -Densité ; -Limites d'Atterberg ; -Granulométrie (tamisage + sédimento.) ; -Essai de cisaillement CU.
	7,40 à 7,70	Intact	-Teneur en eau ; -Densité ; -Limites d'Atterberg ; -Granulométrie (tamisage + sédimento.) ; -Essai de compressibilité.
SC2	2,00 à 2,30	Intact	-Teneur en eau ; -Densité ; -Granulométrie (tamisage + sédimento.) ; -Essai de cisaillement CU.
	6,60 à 6,90	Intact	-Teneur en eau ; -Densité ; -Granulométrie (tamisage + sédimento.) ; -Essai de compressibilité.

❖ RESULTATS DES ESSAIS DE LABORATOIRE

1-Densité

Le poids volumique d'un sol est le rapport du poids total d'une certaine quantité de sol, au volume de cette même quantité.

On la note $\gamma = \frac{P}{V}$ et on l'exprime généralement en kN/m^3 .

La densité d'un sol est le rapport de son poids volumique au poids volumique de l'eau qui est généralement près égale à 10kN/m^3 . La densité est sans unité.

2-Teneur en eau naturelle

C'est le rapport du poids d'eau, qu'un échantillon de sol contient, au poids des éléments secs de ce même échantillon. Ces deux quantités sont obtenues en pesant l'échantillon dans son état naturel humide puis dans son état sec après dessiccation à l'étuve à 105°C .

La teneur en eau est notée $\omega = \frac{P_w}{P_s} \times 100$ et est exprimée en pourcentage (%).

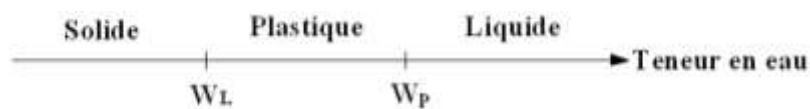
Les résultats de la teneur en eau et du poids volumique sont récapitulés dans le tableau suivant

Teneur en eau et poids volumique

Sondage	Profondeur (m)	Teneur en eau $w(\%)$	Poids volumique sec $\gamma_d (\text{KN/m}^3)$
SC1	2,00 - 2,20	18,90	17,70
	7,40 - 7,70	23,45	16,60
SC2	2,00 - 2,30	20,25	17,15
	6,60 - 6,90	20,50	17,50

3-Limites d'Atterberg

En fonction de la teneur en eau, un sol remanié se présente suivant des consistances variables pour lesquelles on peut distinguer trois états : état liquide, état plastique et état solide. Le passage du sol d'un état à un autre se fait graduellement et les frontières séparant ces états sont définies conventionnellement par ce qu'on appelle les limites d'Atterberg. Sur un axe portant les teneurs en eau, W_P et W_L peuvent être représentées comme suit



Les limites d'Atterberg ont une importance essentielle en mécanique des sols. Elles permettent en particulier de classer les sols fins et interviennent dans la classification des sols grenus et pour les deux sondages carottés on a les résultats suivants

-SC1

Limites de liquidité à la coupelle de Casagrande (SC1)

Mesure n ⁰	1	2	3
Nombre de coups	14	24	32
Teneur en eau en %	31,04	29,28	27,55

Teneur en eau de liquidité	W _L =29,00
Teneur en eau de plasticité	W _p =10,44
Indice de plasticité	I _p =18,56

-SC2

Limites de liquidité à la coupelle de Casagrande (SC2)

Mesure n ⁰	1	2	3
Nombre de coups	14	24	34
Teneur en eau en %	51,77	48,57	46,12

Teneur en eau de liquidité	W _L =49,00
Teneur en eau de plasticité	W _p =24,43
Indice de plasticité	I _p =24,57

4-Analyse granulométrique

L'analyse granulométrique permet de mesurer la distribution dimensionnelle en poids des éléments d'un matériau. Selon la taille des grains, cette analyse comprend deux opérations Le tamisage et La sédimentométrie.

D'après la classification du L.C.P.C, les sols grenus sont classés par l'organigramme de classification des sols grenus et les sols fins par le diagramme de Casagrande (voir annexe)Le tableau suivant représente la classification de notre site

Classification des sols du site étudié.

Sondage	Prof. (m)	% 80μ	% 2mm	Cu	Cc	W _L	I _p	Classe
SC1	2,0 ÷ 2,2	35	-	-	-	29,0	10,44	SA : sable argileux
	7,4 ÷ 7,7	97	-	-	-	49,0	24,57	Ap : argile peu plastique
SC2	2,0 ÷ 2,3	49	-	-	-	26,4	8,66	SA : sable argileux
	6,6 ÷ 6,9	41	-	-	-	25,0	8,66	SA : sable argileux

5-Essais de compressibilité (l'essai œdométrique)

Un des essais les plus importants réalisés en mécanique des sols est l'essai de compressibilité à l'œdomètre. Il permet d'étudier la compressibilité du sol et d'en déduire certaines caractéristiques pour évaluer l'amplitude des tassements des ouvrages construits sur ce sol. Cet essai a pour objet essentiel l'étude de la consolidation d'éprouvettes saturées de sols intacts, soumises à des charges verticales uniformes, drainées sur les deux faces (inférieure et supérieure).

Les résultats des essais sont représentés dans le tableau suivant

La compressibilité des sols du site étudié

Sondage	Prof. (m)	Cs %	Cc %	Cg %	σ_c (kPa)	Etat de compressibilité
SC1	7,4 - 7,9	0	16,16	5,16	341	Sol moyennement compressible
SC2	6,6 - 6,9	0	12,53	2,45	255	Sol moyennement compressible

6-Essais de résistance

Lorsque le sol subit des charges de la part d'un ouvrage, il risque de se rompre par cisaillement et d'engendrer de graves catastrophes. Pour éviter ceci, il est nécessaire d'étudier la résistance du sol au cisaillement et d'en déduire ses caractéristiques mécaniques permettant de calculer en particulier sa capacité portante.

Un des essais utilisés pour calculer ces caractéristiques est l'essai de cisaillement direct. Pour étudier la résistance au cisaillement du sol à différents endroits de notre site, ont été réalisé deux (02) essais de cisaillement direct de type consolidé non drainé UU.

Les résultats des essais sont représentés dans le tableau suivant

Résistance au cisaillement des sols du site étudié

Sondage	Prof. (m)	Cohésion C_{uu} (kPa)	Angle de frottement φ_{uu} (°)
SC1	2,0 ÷ 2,2	120	10
SC2	2,0 ÷ 2,3	100	15

Récapitulatif des résultats des caractéristiques physiques et mécaniques

	SC1		SC2	
	Z(m)		Z(m)	
Z(m)	2 - 2,2	7,4 - 7,7	2 - 2,3	6,6 - 6,9
γ_d (kN/m ³)	17,70	16,60	17,15	17,50
W(%)	18,90	23,45	20,25	20,50
γ_h (kN/m ³)	21,04	20,50	20,62	21,08
S_r (%)	100	100	100	100
e	0,49	0,59	0,54	0,51
C_{uu} (kPa)	120	-	100	-
φ_{uu} (°)	10	-	15	-

❖ ETUDE D'HOMOGENÉITÉ DES CARACTÉRISTIQUES PHYSIQUES ET MÉCANIQUES

- Si : $V = \frac{\lambda}{\bar{x}} \leq 10\%$ on prend la moyenne des caractéristiques des différents échantillons.
- Si : $V = \frac{\lambda}{\bar{x}} > 10\%$ on prend le minimum des caractéristiques des différents échantillons.

$$\lambda: \text{L'écart type } \left(\lambda = \sqrt{\sum_{i=1}^n \frac{(x_i - \bar{x})^2}{n-1}} \right); \bar{x}: \text{La moyenne } \left(\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i)}{n} \right)$$

V : Coefficient des différentes caractéristiques.

Etude d'homogénéité des caractéristiques du sol

Caractéristiques	\bar{x}	λ	V (%)	Test	Valeur prise en considération
γ_d (kN/m ³)	17,23	0,482	2,79	<10%	17,23
W (%)	20,77	1,916	9,22	<10%	20,77
γ_h (kN/m ³)	20,81	0,293	1,41	<10%	20,81
e	0,53	0,043	8,22	<10%	0,53
C_{uu} (kPa)	110	14,14	12,85	>10%	100
φ_{uu} (°)	12,5	3,53	28,24	>10%	10

• SYNTHÈSE DU SOL

Le sol du terrain étudié se compose de deux couches

-La première couche : formée d'une alternance d'horizons composés de gravier, sable peu argileux et argile limoneuse peu graveleuse, d'une épaisseur moyenne de 7,00m

-La deuxième couche : constituée d'argile beige. Le sol est saturé, la nappe d'eau en surface ($S_r=100\%$).

Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol homogène sont représentées dans le tableau suivant

Caractéristiques physiques et mécaniques du sol homogène

γ_d (kN/m ³)	W(%)	γ_h (t/m ³)	e	C_{uu} (kPa)	φ_{uu} (°)	σ_c (kPa)	C_c	C_g
17,23	20,77	20,81	0,53	100	10	255	12,53	2,45

• CAPACITÉ PORTANTE

La capacité portante admissible du sol peut être déterminée de deux manières :

- 1- Soit à partir des essais in situ
- 2- Soit à partir des essais mécaniques réalisés au laboratoire.

1- A partir des essais in situ (pénétromètre dynamiques lourd)

Il est important de noter que les méthodes de calcul de la capacité portante basées sur l'essai de pénétration dynamique sont essentiellement empiriques ; ceci provient du fait qu'au stade actuel des recherches, il n'existe pas d'interprétation théorique du comportement dynamique du sol avoisinant la pointe du pénétromètre. Ceci n'enlève en rien au pénétromètre dynamique sa valeur pratique ; il est d'ailleurs utilisé largement en mécanique des sols. La portance du sol q_{adm1} est calculée par la formule empirique :

$$q_{adm} = \frac{R_p}{F}$$

Avec :

R_p : La résistance dynamique en pointe.

F : Coefficient de sécurité.

Pour estimer la valeur de la résistance en pointe équivalente R_{pe} , nous avons adopté une approche qui fait intervenir la géométrie de la fondation. Elle consiste à calculer la résistance en pointe R_p équivalente, en prenant la moyenne des valeurs de R_p sur une épaisseur de $3B/2$ sous le niveau de fondation (B étant la largeur de la fondation) à partir de la base de la fondation D (D étant l'ancrage de la fondation pris égal à 4,5m).

Le calcul est fait par cette approche en prenant le diagramme SP4 qui a donné les valeurs les plus faibles. La valeur de la résistance en pointe par cette approche est R_p équivalente = 41 bars

$$\text{On a : } \begin{cases} R_p = 41 \text{ bars} \\ F = 20 \end{cases}$$

$$q_{adm1} = \frac{41}{20} = 2,05 \text{ bars}$$

2- A partir des essais de laboratoire

Le calcul de la capacité portante du sol à partir des caractéristiques mécaniques C et ϕ du sol est basé, contrairement au calcul par les essais au P.D.L., sur une approche théorique. Néanmoins, ce calcul propose plusieurs formules dépendant de plusieurs paramètres, entre autres de la forme de la fondation (rectangulaire ou circulaire), de son ancrage et du type de comportement à court ou à long terme du sol.

La capacité portante du sol a été calculée en considérant

- Un comportement à court terme $\phi_{uu} = 0$ (c'est le cas le plus défavorable généralement)

➤ **1^{ère} variante** :(semelle carrée) la pression admissible sous une semelle isolée $\left(\frac{L}{B} \leq 5\right)$ est

$$\text{donnée par la formule suivante : } q_{\text{adm}} = \gamma_{\text{sat}} D + \frac{5,14 \times C_u \left(1 + 0,3 \frac{B}{L}\right)}{3}$$

$$\begin{cases} C_u = 100\text{kPa} \\ \gamma_{\text{sat}} = 20,81\text{kN/m}^3 \\ D = 3,84\text{m} \end{cases}$$

$$q_{\text{adm}} = 20,81 \times 3,84 + \frac{5,14 \times 100(1 + 0,3)}{3}$$

$$q_{\text{adm}} = 2,56 \text{ bar } s$$

➤ **2^{ème} variante** (semelle filante) la pression admissible sous une semelle continue $\left(\frac{L}{B} > 5\right)$ est

$$\text{donnée par la formule suivante : } q_{\text{adm}} = \gamma_{\text{sat}} D + \frac{5,14 \times C_u}{3}$$

$$q_{\text{adm}} = 20,81 \times 3,84 + \frac{5,14 \times 100}{3}$$

$$q_{\text{adm}} = 2,51\text{dars}$$

➤ **3^{ème} variante** (radier général)

$$q_{\text{adm}} = \gamma_{\text{sat}} D + \frac{5,14 \times C_u \left(1 + 0,3 \frac{B}{L}\right)}{3}$$

$$\begin{cases} B = 22.15\text{m} \\ L = 35.8 \end{cases}$$

$$q_{\text{adm}} = 20,81 \times 4,5 + \frac{5,14 \times 100\left(1 + 0,3 \frac{22.15}{35.8}\right)}{3}$$

$$q_{\text{adm}} = 2.96\text{bar } s$$

❖ Conclusion

À l'issu de la présente étude du sol du site, qui a contenu une Investigation in-situ et au laboratoire, nous pouvons conclure les points suivants

- La capacité portante à 3,84 m de profondeur du sol à prendre en compte dans le calcul des fondations des ouvrages est **$q_{\text{adm}} = 2,00 \text{ bars}$**
- Bien que nos essais de compressibilité aient montré que le sol du site est moyennement compressible, il est nécessaire de vérifier, dans le calcul de génie civil, que les tassements du sol sont admissibles.

ANNEXE 2: ORGANIGRAMME DE CALCUL
ORGANIGRAMME -I-

SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

LES DONNEES
 Caractéristique du béton et
 l'acier
 Sollicitation M_u

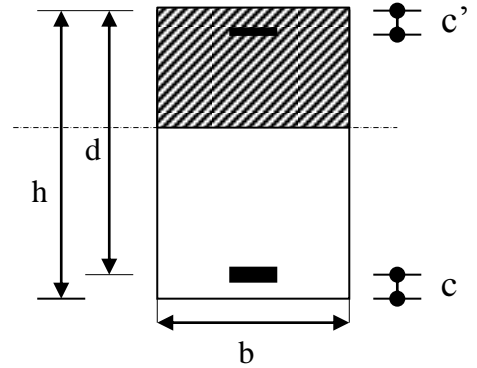
$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\zeta_{es}$$

$$\alpha_R = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \cdot \zeta_{es}}$$

$$\mu_R = 0,8 \cdot \alpha_R \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_R)$$



Situation durable :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \end{cases}$$

Situation accidentelle :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,15 \\ \gamma_s = 1 \end{cases}$$

Oui ($A_s' = 0$)

Non ($A_s' \neq 0$)

$\mu < \mu_R$

$$1,25 \cdot [1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}]$$

$$\zeta_s = (3,5 \cdot 10^{-3} + \zeta_{es}) \cdot [(d-c')/d] - \zeta_{es}$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha)$$

$$Z_R = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_R)$$

Oui $\mu \leq 0,186$ Non

$$M_R = \mu_R \cdot b \cdot d^2 \cdot \alpha_R$$

$$\zeta_s = 10 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_s = 3,5 \frac{0}{100} \cdot \left[\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right]$$

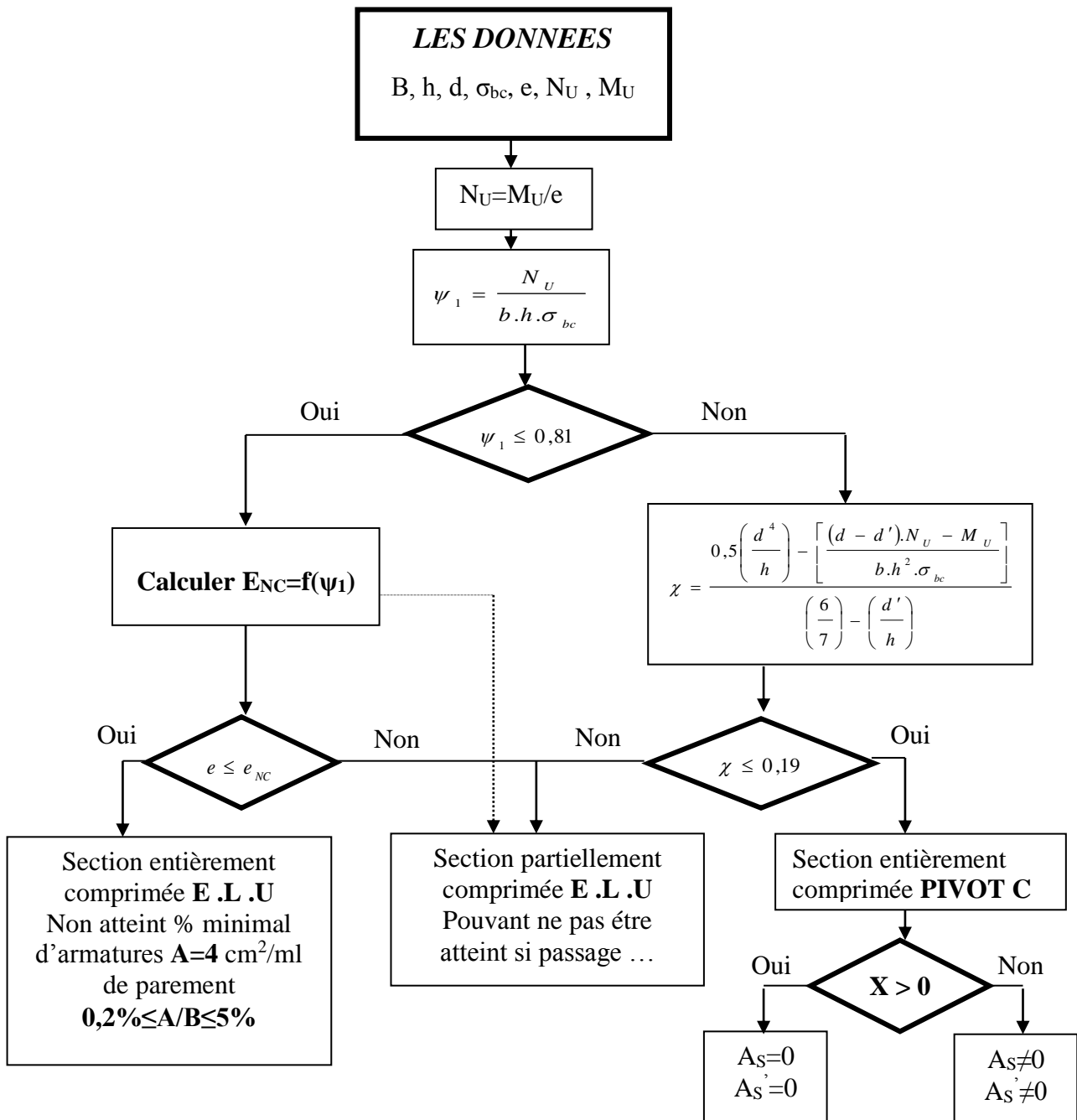
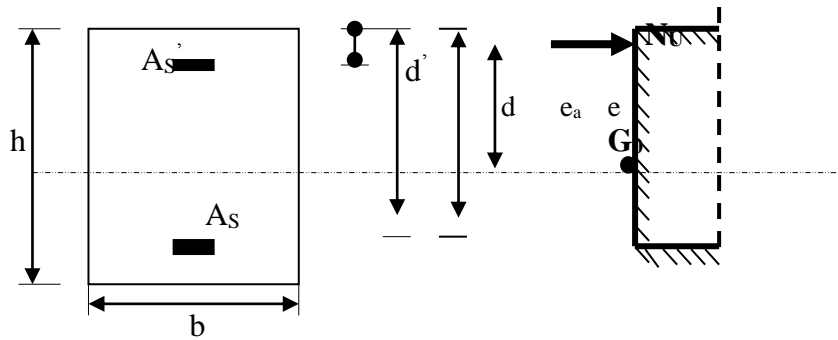
$$A_s' = (M_u - M_R) / [(d-c') \cdot \sigma_s']$$

$$A_s = M_u / (Z \cdot \sigma_s)$$

$$A_s = \left[\frac{M_u - M_R}{(d-c')} + \frac{M_R}{Z_R} \right] \cdot \frac{1}{f_e / \gamma_s}$$

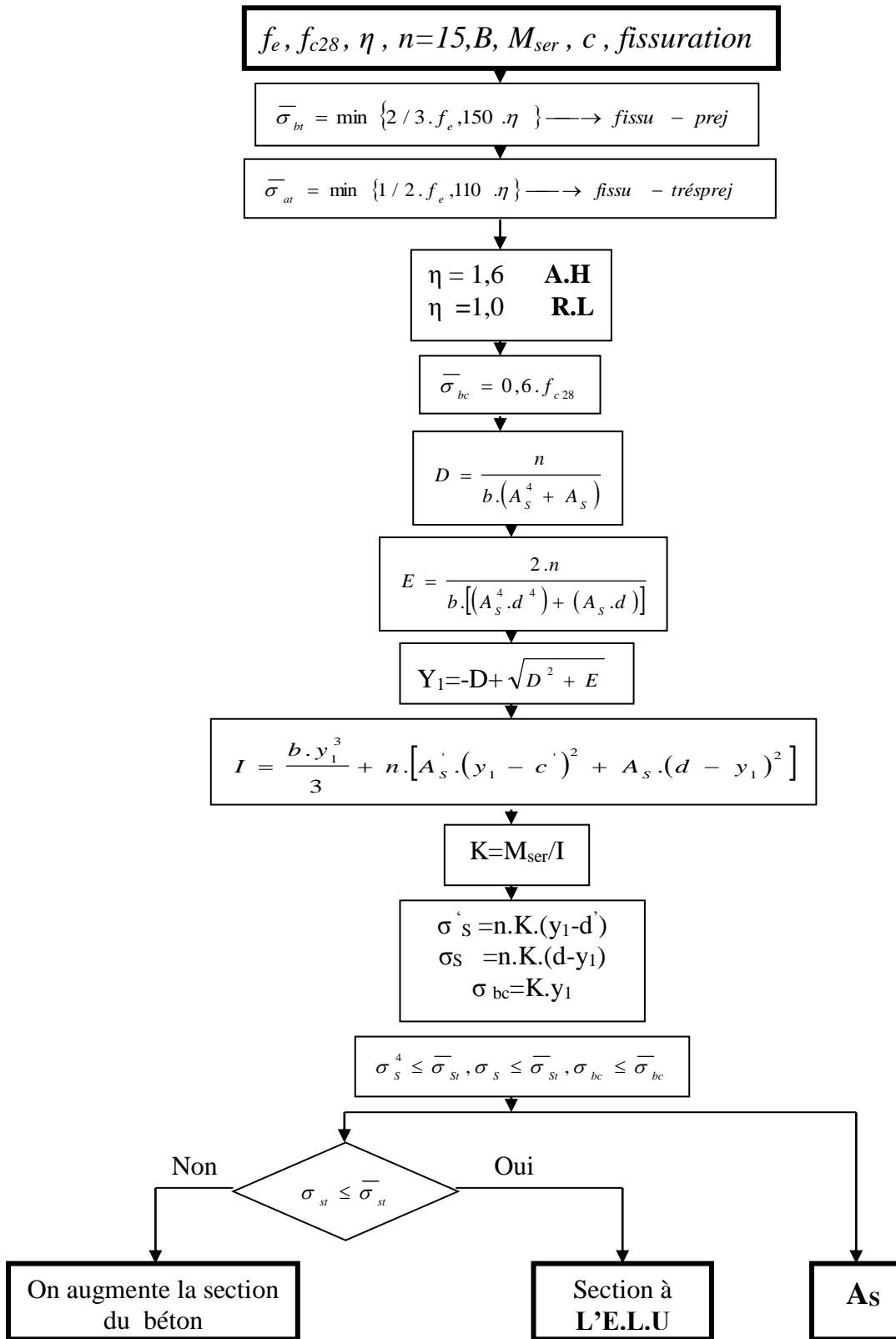
ORGANIGRAMME -II-

CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE

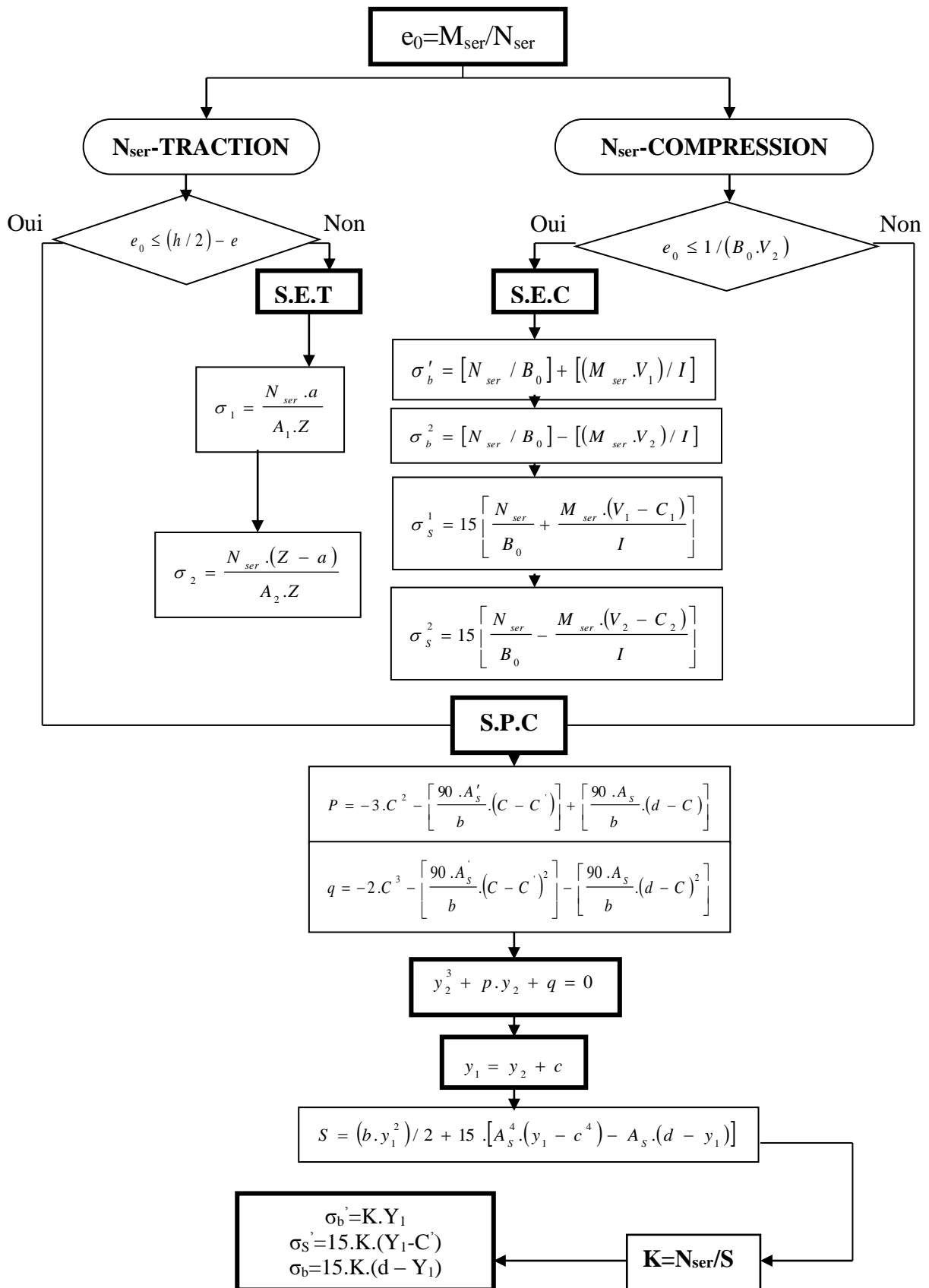


ORGANIGRAMME -III-

VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S

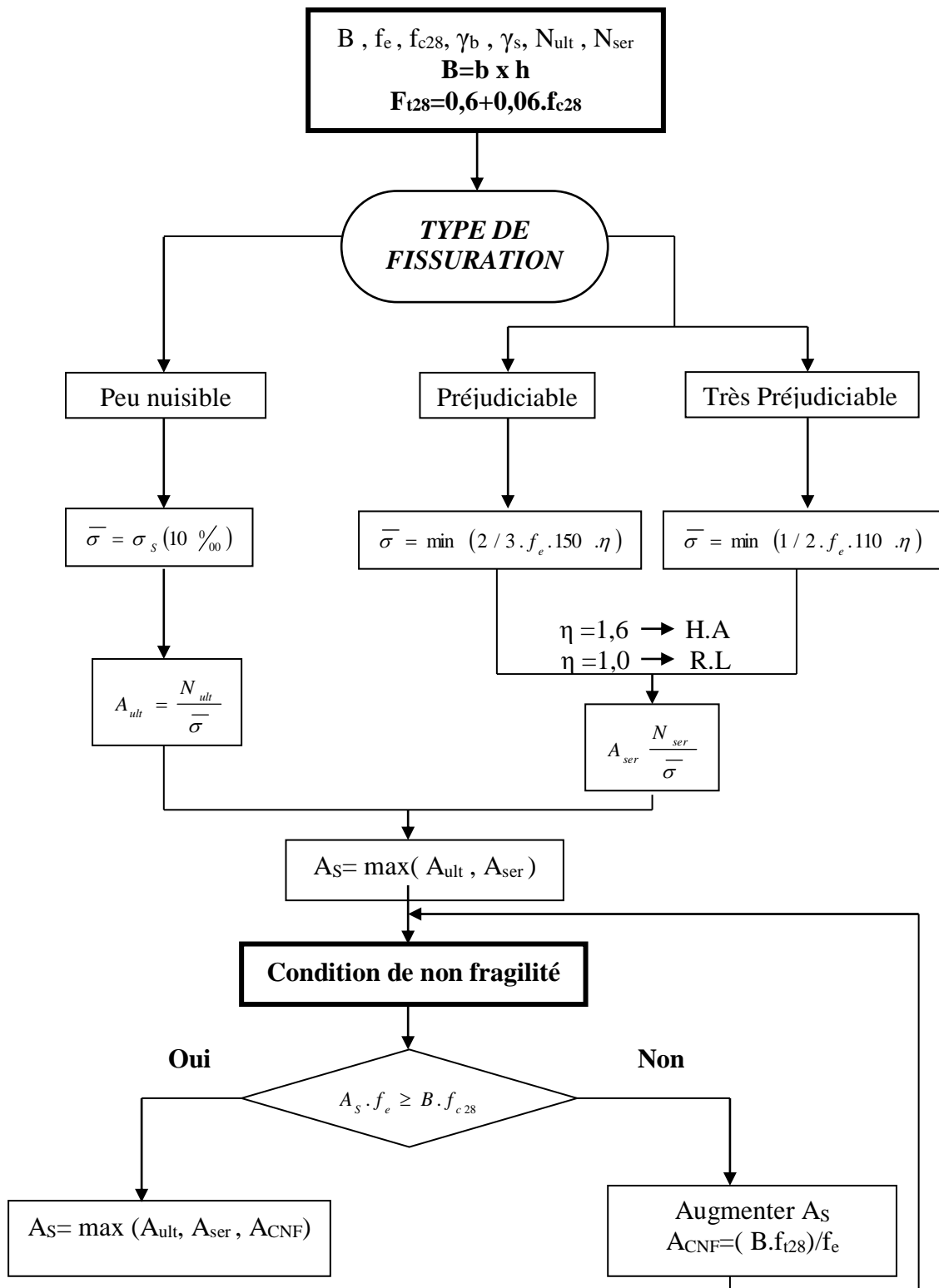


ORGANIGRAMME-V-
FLEXION COMPOSEE A L' E.L.S



ORGANIGRAMME -VI-

TRACTION SIMPLE



ORGANIGRAMME -VII-

CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE A L'EFFORT TRANCHANT

