

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية



MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

UNIVERSITE -SAAD DAHLEB- BLIDA 1

جامعة سعد دحلب -البليدة 1-

Faculté de Technologie

كلية التكنولوجيا

Département de Génie Civil

دائرة الهندسة المدنية

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

مذكرة نهاية التدرج

Pour l'Obtention du diplôme
DE MASTER EN GENIE CIVIL
Option : STRUCTURE ET MATERIAUX

THÈME

*Etude d'un batiment multifonctionnel (R+8+1SS) en béton armé
contreventé par portiques et voiles*

Devant les membres de jury :

Président:

Examineur:

Examineur :

Promotrice : M^{me} M.BEREDIAFE BOURAHLA

Présenté par :

M^r ADEL Mohamed.

M^r OTSMANE Mohamed Amine.

PROMOTION : 2014-2015

Remerciements

Avant tout nous tenons à remercier dieu de nous avoir guidé et accordé sa sauvegarde pour mener à terme ce modeste travail.

Nous tenons à remercier également nos parents respectifs pour tous les sacrifices qu'ils ont voulu bien consentir à notre égard tout le long de notre cursus universitaire.

Aussi, nous adressons et en particulier, nos vifs remerciements les plus chaleureux à notre à notre promotrice Madame **BEREDIAFE** de nous avoir encadré et accordé son entière disponibilité d'une part, et de nous avoir fourni toute sa clairvoyance quant à l'orientation et les précieux conseils qui nous ont été d'un très grand apport, d'autre part.

Nos remercions les membres de jury qui nous feront l'honneur d'estimer et juger ce travail.

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

Sans oublier en dernier, nos remerciements à tous nos amis pour leur aide, patiences leur compréhensions et leur encouragement

Dédicace

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

Je dédie ce modeste travail à mes très chers parents qui m'ont encouragé et soutenus tout le long de mes études. Que dieu les protège.

A mes chères sœurs et frère.

A mes professeurs durant tout mon cycle d'étude, particulièrement Mme **BEREDIAFE** pour l'aide et le temps qu'elle nous a bien voulu consacré.

A Mon binôme Mohamed Amine et sa famille.

A Mes chers amis Azeddine, khiereddine, Laid, Taha, Mohamed et tous ceux qui ont contribué à l'élaboration de ce travail.

A Tous les étudiants du Département de Génie Civil.

A. Mohamed

Dédicace

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

Je dédie ce modeste travail à mes très chers parents qui m'ont encouragé et soutenus tout le long de mes études. Que dieu les protège.

A mes chères sœurs et frère.

A mes professeurs durant tout mon cycle d'étude, particulièrement Mme **BEREDIAFE** pour l'aide et le temps qu'elle nous a bien voulu consacré.

A Mon binôme Mohamed et sa famille.

A Mes chers amis Yazid, Sedam, Mamaar, Yasser, lakhdar, houssam et tous ceux qui ont contribué à l'élaboration de ce travail.

A Tous les étudiants du Département de Génie Civil.

O. Mohamed Amine

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع سكني و تجاري و إداري تتألف من طابق ارضي+ 8 طوابق + طابق سفلي. يتم انجازها بولاية الجزائر المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم III حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA99 version 2003)

إن استقرار البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمون بواسطة العارضات , الأعمدة و الجدران خرسانية مسلحة. دراسة و تحليل البناية تمت باستعمال برنامج (SAP2000.V12).

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

تسليح العناصر المقاومة (الأعمدة و العارضات) تم بواسطة ,SOCOTEC أما الجدران الخرسانية المسلحة تم يدويا. نظام البنية التحتية لهذا المبنى هو عبارة عن لبشة (أرضية أساس)

Résumé

Le but de cette étude est la conception d'une structure à usage d'habitation et commercial et administratif de R+8 étages+ un sous sol qui sera implantée dans la wilaya d'Alger, 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 (SAP 2000.V12).

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 and office use of R+8 floors + one underground which will be located in Algiers, 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 (SAP 2000.V12).

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 générale.....1

Chapitre I : Généralités

I.1 Introduction.....	2
I.2 Présentation de l'ouvrage.....	2
I.3 Les propriétés des matériaux.....	4
I.4. Hypothèses de calcul aux états limites.....	10

Chapitre II : Pré dimensionnement

II.1.Introduction.....	12
II.2. Pré dimensionnement des planchers.....	12
II.3. Evaluation des charges et surcharges.....	14
II.4 Pré dimensionnement des poutres.....	20
II.5 Pré dimensionnement des voiles.....	23
II. 6 Les poteaux.....	24

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1 Acrotère.....	48
III.2 Etude des balcons.....	56
III.3 Etude des planchers.....	62
III.3.1 Introduction.....	62
III.3.2 Plancher à corps creux.....	62
III.3.3 Plancher en dalle pleine.....	87
III.4 Escalier.....	101

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique

IV.1 Introduction.....	129
IV.2 Etude sismique.....	129
VI.3 Choix de la méthode de calcul.....	130
VI.4 Résultats de l'analyse sismique.....	136

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistant

V.1 Introduction.....	151
V.2 Ferrailage des poteaux.....	151
V.3 Ferrailage des poutres.....	172
V.4. Ferrailage des voiles.....	188

Chapitre VI : Etude des fondations

VI.1 Introduction.....	214
VI.2 Fonctions assurée par les fondations	214
VI.3 Classification des fondations.....	214
VI.4 Choix de type de fondation.....	214
VI.5 Calcul des fondations.....	215
VI.6 Choix de type de semelle.....	215
VI.7 Voile périphérique.....	235

Conclusion générale.....	241
---------------------------------	------------

Références

Annexe I

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1 : Représentation de la surface reprise par le poteau central.....	29
Tableau II.2 : Dégression des surcharges pour poteau central.....	30
Tableau II.3 : Descente de charge du poteau central.....	31
Tableau II.4 : Choix des sections des poteaux centraux.....	32
Tableau II.5 : Vérification de critère de résistance des poteaux centraux.....	32
Tableau II.6 : Vérification de critère de résistance avec augmentation des dimensions des poteaux centraux.....	33
Tableau II.7 : Choix des poteaux centraux avec vérification de l'effort normal réduit.....	34
Tableau II.8 : Vérification de l'effort normal réduit avec augmentation des dimensions des poteaux centraux.....	34
Tableau II.9 : Représentation de la surface reprise par le poteau de rive.....	36
Tableau II.10 : Dégression des surcharges des poteaux de rive.....	37
Tableau II.11 : Descente de charge du poteau de rive.....	38
Tableau II.12 : Choix des sections de poteau de rive.....	39
Tableau II.13 : Vérification de critère de résistance des poteaux de rives.....	39
Tableau II.14 : Vérification de critère de résistance avec augmentation des dimensions des poteaux de rives.....	40
Tableau II.15 : Choix des poteaux de rive avec vérification de l'effort normal réduit.....	40
Tableau II.16 : Vérification de l'effort normal réduit avec augmentation des dimensions des poteaux de rive.....	41
Tableau II.17 : Représentation de la surface reprise par le poteau d'angle.....	42
Tableau II.18 : Dégression des surcharges pour poteau d'angle.....	44
Tableau II.19 : Descente de charge du poteau d'angle.....	45
Tableau II.20 : Choix des sections de poteau d'angle.....	46
Tableau II.21 : Vérification de critère de résistance poteau d'angle.....	46
Tableau II.22 : Choix des poteaux d'angle avec vérification de l'effort normal réduit.....	47
Tableau II.23 : Tableau comparatif des sections des poteaux.....	47
Tableau III.1 : Les combinaisons des charges.....	57
Tableau III.2 : Ferrailage du balcon.....	59
Tableau III.3 : Vérification des contraintes.....	61
Tableau III.4 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.....	63
Tableau III.5 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 1 à l'ELU.....	72

Tableau III.6 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 1 à l'ELS.....	72
Tableau III.7 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 2 à l'ELU.....	73
Tableau III.8 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 2 à l'ELS.....	73
Tableau III.9 : Vérification de la contrainte de béton.....	78
Tableau III.10 : Calcul de la flèche.....	80
Tableau III.11 : Ferrailage de Plancher terrasse.....	83
Tableau III.12 : Vérification de la Condition de non fragilité.....	83
Tableau III.13 : Vérification de l'effort tranchant.....	83
Tableau III.14 : Vérification de la contrainte de béton.....	83
Tableau III.15 : Calcul de la flèche.....	84
Tableau III.16 : Ferrailage de la dalle pleine rectangulaire.....	88
Tableau III.17 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	90
Tableau III.18 : Calcul des surfaces et déplacements des éléments.....	94
Tableau III.19 : Résultats des moments.....	94
Tableau III.20 : Ferrailage de la dalle pleine	95
Tableau III.21 : Vérification des contraintes de la dalle trapézoïdale.....	96
Tableau III.22 : Ferrailage de la dalle pleine triangulaire.....	99
Tableau III.23 : Vérification des contraintes de la dalle triangulaire.....	100
Tableau III.24 : Evaluation des charges sur les escaliers.....	104
Tableau III.25 : Calcul des sollicitations.....	104
Tableau III.26 : Ferrailage de l'escalier.....	105
Tableau III.27 : Vérification de compression du béton.....	107
Tableau III.28 : Vérification de la flèche de l'escalier.....	109
Tableau III.29 : Ferrailage de l'escalier.....	110
Tableau III.30 : Evaluation des charges sur les escaliers.....	115
Tableau III.31 : Calcul des sollicitations.....	115
Tableau III.32 : Ferrailage de l'escalier.....	116
Tableau III.33 : Vérification de compression du béton.....	118
Tableau III.34 : Vérification de la flèche de l'escalier.....	120
Tableau III.35 : Ferrailage de l'escalier.....	121
Tableau III.36 : Ferrailage de poutre brisée.....	125
Tableau III.37 : Vérification de compression du béton.....	127
Tableau III.38 : Vérification de la flèche de poutre brisée	128
Tableau IV.1 : Facteur de qualité.....	135

Tableau IV.2 : Participation massique du modèle initial.....	137
Tableau IV.3 : Vérification des déplacements inter étages du 1 ^{er} modèle.....	139
Tableau IV.4 : Participation massique du 2 ^{ème} modèle.....	140
Tableau IV.5 : Vérification des déplacements inter étages du 2 ^{ème} modèle.....	142
Tableau IV.6 : Participation massique du 3 ^{ème} modèle.....	143
Tableau IV.7 : Vérification des déplacements inter étages du 3 ^{ème} modèle.....	145
Tableau IV.8 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux carrés.....	146
Tableau IV.9 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux circulaire.....	146
Tableau IV.10 : Participation massique du 3 ^{ème} modèle après la vérification les efforts normales réduit	147
Tableau IV.11 : Vérification des déplacements inter étages du 3 ^{ème} modèle.....	148
Tableau IV.12 : Vérification des portiques sous 25% de l'effort tranchant d'étage.....	149
Tableau IV.13 : Vérification l'effet p-Δ inter étages du modèle 3.....	150
Tableau V.1 : Caractéristiques du béton et de l'acier.....	151
Tableau V.2 : Ferrailages des poteaux carrées situation durable (N^{\max} , M^{corr}).....	153
Tableau V.3 : Ferrailages des poteaux carrées situation durable (M^{\max} , N^{corr}).....	153
Tableau V.4 : Ferrailages des poteaux carrées situation durable (N^{\min} , M^{corr}).....	154
Tableau V.5 : Ferrailages des poteaux circulaires situation durable (N^{\max} , M^{corr}).....	154
Tableau V.6 : Ferrailages des poteaux circulaires situation durable (M^{\max} , N^{corr}).....	154
Tableau V.7 : Ferrailages des poteaux circulaires situation durable (N^{\min} , M^{corr}).....	155
Tableau V.8 : Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).....	155
Tableau V.9 : Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr}).....	155
Tableau V.10 : Ferrailages des poteaux carrées situation durable (N^{\min} ; M^{corr}).....	156
Tableau V.11 : Ferrailages des poteaux circulaires situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).....	156
Tableau V.12 : Ferrailages des poteaux circulaires situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr}).....	156
Tableau V.13 : Ferrailages des poteaux circulaires situation durable (N^{\min} , M^{corr}).....	157
Tableau V.14 : Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).....	157
Tableau V.15 : Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr}).....	157
Tableau V.16 : Ferrailages des poteaux carrées situation durable (N^{\min} , M^{corr}).....	158
Tableau V.17 : Ferrailages des poteaux circulaires situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).....	158
Tableau V.18 : Ferrailages des poteaux circulaires situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr}).....	158
Tableau V.19 : Ferrailages des poteaux circulaires situation durable (N^{\min} , M^{corr}).....	159
Tableau V.20 : Choix des armatures des poteaux carrées.....	159

Tableau V.21 : Choix des armatures des poteaux circulaires.....	159
Tableau V.22 : Vérifications des contraintes pour les poteaux carrés.....	160
Tableau V.23 : Vérification des contraintes pour les poteaux carrés.....	161
Tableau V.24 : Vérifications des contraintes pour les poteaux circulaires.....	161
Tableau V.25 : Vérifications des contraintes pour les poteaux circulaires.....	162
Tableau V.26 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux carrés.....	163
Tableau V.27 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux circulaires...	164
Tableau V.28 : Espacement maximale selon RPA99 des poteaux carrés.....	165
Tableau V.29 : Espacement maximale selon RPA99des poteaux circulaires	166
Tableau V.30 : Choix des armatures transversales pour les poteaux carrés.....	166
Tableau V.31 : Choix des armatures transversales pour les poteaux circulaires.....	167
Tableau V.32 : Ferrailage des poutres porteuses 30x50(situation durable).....	175
Tableau V.33 : Ferrailage des poutres porteuses 30x50 (situation accidentelle).....	175
Tableau V.34 : Ferrailage des poutres porteuses 30x50 (situation accidentelle).....	175
Tableau V.35 : Ferrailage des poutres porteuses 30x40(situation durable).....	176
Tableau V.36 : Ferrailage des poutres porteuses 30x40 (situation accidentelle).....	176
Tableau V.37 : Ferrailage des poutres porteuses 30x40 (situation accidentelle).....	176
Tableau V.38 : Ferrailage des poutres non porteuses (situation durable).....	177
Tableau V.39 : Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle).....	177
Tableau V.40 : Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle).....	177
Tableau V.41 : Choix des armatures pour les poutres porteuses 30x50.....	178
Tableau V.42 : Choix des armatures pour les poutres porteuses 30x40.....	178
Tableau V.43 : Choix des armatures pour les poutres non porteuses.....	179
Tableau V.44 : Vérification de la condition de non fragilité.....	179
Tableau V.45 : Vérification des poutres porteuses 30x50 à l'ELS.....	179
Tableau V.46 : Vérification des poutres porteuses 30x40 à l'ELS.....	180
Tableau V.47 : Vérification des poutres non porteuses 30x40 à l'ELS.....	180
Tableau V.48 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens porteur 30x50....	181
Tableau V.49 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens porteur 30x40...	181
Tableau V.50 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans sens non porteur 30x40.....	181
Tableau V.51 : Calcul des armatures transversales.....	182
Tableau V.52 : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.....	184
Tableau V.53 : Valeurs de (l_f/l).....	191

Tableau V.54 : Calcul de $\sigma_{u \text{ lim}}$	192
Tableau V.55 : Aciers verticaux et horizontaux.....	194
Tableau V.56 : Aciers transversaux.....	194
Tableau V.57 : Aciers supplémentaires.....	196
Tableau V.58 : Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple (V1).....	198
Tableau V.59 : Calcul des armatures verticales de l'exemple (V1).....	199
Tableau V.60 : Calcul des armatures du voile (V1).....	201
Tableau V.61 : Calcul des armatures du voile (V2).....	202
Tableau V.62 : Calcul des armatures du voile (V3).....	203
Tableau V.63 : Calcul des armatures du voile (V4).....	204
Tableau V.64 : Calcul des armatures du voile (V5).....	205
Tableau V.65 : Calcul des aciers de couture des voiles.....	206
Tableau V.66 : Calcul des aciers horizontaux des voiles.....	207
Tableau VI.1 : Sections des semelles isolées.....	216
Tableau VI.2 : Sections des semelles filantes.....	218
Tableau VI.3 : Choix de hauteur des nervures.....	221
Tableau VI.4 : Contraintes sous le radier à l'ELU.....	225
Tableau VI.5 : Contraintes sous le radier à l'ELS.....	225
Tableau VI.6 : Ferrailage des panneaux du radier.....	227
Tableau VI.7 : Vérification des contraintes.....	228
Tableau VI.8 : Vérification des contraintes (correction).....	228
Tableau VI.9 : Ferrailage des nervures (sens porteur).....	229
Tableau VI.10 : Ferrailage des nervures (sens non porteur).....	230
Tableau VI.11 : Vérification de la condition de non fragilité.....	230
Tableau VI.12 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	230
Tableau VI.13 : Choix des armatures transversales.....	231
Tableau VI.14 : Vérifications des contraintes du béton et d'acier.....	234
Tableau VI.15 : Ferrailage du voile périphérique.....	238
Tableau VI.16 : Vérifications des contraintes.....	240

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Essai Brésilien.....	5
Figure I.2 : Traction par flexion.....	5
Figure I.3 : Diagramme contraintes – déformations à l'ELU.....	7
Figure I.4 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS.....	7
Figure I.5 : Diagramme contrainte – déformations de l'acier à l'E.L.U.....	9
Figure I.6 : Règle des trois pivots.....	10
Figure II.1 : Dispositions des poutrelles.....	13
Figure II.2 : Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux.....	15
Figure II.3 : Coupe verticale du plancher terrasse à dalle pleine.....	15
Figure II.4 : Coupe verticale du plancher courant à corps creux.....	16
Figure II.5 : Coupe verticale du plancher courant à dalle pleine.....	17
Figure II.6 : Constituants d'un mur extérieur.....	18
Figure II.7 : Constituants d'un mur intérieur.....	18
Figure II.8 : Dimensions de l'acrotère.....	19
Figure II.9 : Schéma du voile.....	23
Figure II.10 : Schéma statique de la descente de charge.....	27
Figure II.11 : Vue en plan « Types de Poteaux ».....	28
Figure III.1 : Acrotère.....	48
Figure III.2 : Charges et surcharges agissent sur l'acrotère.....	49
Figure III.3 : Diagramme des efforts à l'ELU.....	50
Figure III.4 : Ferrailage de l'acrotère.....	50
Figure III.5 : Distance de l'axe neutre.....	52
Figure III.6 : Ferrailage de l'acrotère.....	55
Figure III.7 : Schéma statistique du balcon.....	56
Figure III.8 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.....	58
Figure III.9 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.....	58
Figure III.10 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.....	58
Figure III.11 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.....	59
Figure III.12 : Schéma de ferrailage des balcons.....	61
Figure III.13 : Corps Creux.....	62
Figure III.14 : Schéma de poutrelle.....	63
Figure III.15 : Schéma de ferrailage des poutrelles type 1.....	85

Figure III.16 : Schéma de ferrailage des poutrelles type 2.....	85
Figure III.17 : Ferrailage de la dalle de compression.....	86
Figure III.18 : Dimensions d'une dalle pleine rectangulaire.....	87
Figure III.19 : Ferrailage de la dalle pleine rectangulaire.....	91
Figure III.20 : Dimension de la dalle pleine trapézoïdale.....	92
Figure III.21 : Travail de forces extérieures (τ_{ext}).....	92
Figure III.22 : Travail des forces intérieures.....	93
Figure III.23 : Ferrailage de la dalle pleine trapézoïdale.....	96
Figure.III.24 : Dimension de la dalle pleine triangulaire.....	97
Figure III.25 : Ferrailage de la dalle pleine triangulaire.....	100
Figure III.26 : Vue en plan de l'escalier à 3 volées (RDC).....	101
Figure III.27 : Dimensions de l'escalier.....	101
Figure III.28 : Schéma statique de volée I.....	102
Figure III.29 : Ferrailage de l'Escalier (Volée 1).....	111
Figure III.30 : Ferrailage de l'Escalier (Volée 2).....	112
Figure III.31 : Vue en plan de l'escalier à 4 volées.....	112
Figure III.32 : Schéma statique de la 1 ^{ère} volée.....	113
Figure III.33 : Ferrailage de l'Escalier (Volée 1).....	122
Figure III.34 : Ferrailage de l'Escalier (Volée 2).....	122
Figure III.35 : Schéma statique poutre brisée.....	123
Figure III.36 : Schéma de ferrailage de la poutre brisée.....	128
Figure IV.1 : Spectre de réponse.....	132
Figure IV.2 : Vue en plan du 1 ^{er} modèle.....	136
Figure IV.3 : Vue en plan du 2 ^{ème} modèle.....	140
Figure IV.4 : Vue en plan du 3 ^{ème} modèle.....	143
Figure IV.5 : Evaluation des effets du second ordre.....	149
Figure V.1 : Disposition des Poutres.....	174
Figure V.2 : Arrêt des barres.....	183
Figure V.3 : Disposition des voiles dans la structure.....	188
Figure V.4 : Section rectangulaire, soumise à la flexion composée.....	189
Figure V.5 : Schéma d'un voile pleine et disposition du ferrailage.....	190
Figure V.6 : Définition de l'élément mur.....	191
Figure V.7 : Mur encastré.....	191
Figure V.8 : Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.....	195

Figure V.9 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	197
Figure V.10 : Détail De Ferrailage Voile 1 au niveau RDC- 1 ^{er} étage.....	208
Figure V.11 : Ferrailage Voile 1.....	209
Figure V.12 : Ferrailage des linteaux.....	213
Figure VI.1 : Semelle filante.....	217
Figure VI.2 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.....	219
Figure VI.3 : Contraintes sous le radier.....	224
Figure VI.4 : Panneau de la dalle du radier.....	226
Figure VI.5 : Schéma de ferrailage du radier.....	229
Figure VI.6 : Schéma de ferrailage des nervures (sens porteur)	232
Figure VI.7 : Schéma de ferrailage des nervures (sens non porteur)	233
Figure VI.8 : Schéma statique du débord.	233
Figure VI.9 : Diagramme des Moments.....	233
Figure VI.10 : Evaluation des charges.....	235
Figure VI.11 : Poussées des terres.....	236
Figure VI.12 : Ferrailage du Voile Périphérique sens x-x.....	240
Figure VI.13 : Ferrailage du Voile Périphérique sens y-y.....	240

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.
- \varnothing : 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 générale

L'Algérie est parmi les pays qui sont soumis à une grande activité et risque sismique. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie (partie nord) au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants

Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts de sol.

Les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une rigidité et d'une résistance suffisantes vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment multifonctionnel (commerces +bureau+ habitations) en R+8+S.S, il est contreventé par un système mixte (voiles-portique).

Le contenu de notre mémoire consiste, en premier lieu, à exposer les différentes caractéristiques de l'ouvrage ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux qui sont destinés à sa réalisation.

En second lieu, nous avons abordé l'évaluation des différentes charges et surcharges susceptibles d'être subies par l'ouvrage afin de pouvoir procéder au pré dimensionnement des différents éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles) constituant le bâtiment et de déterminer le ferraillement des éléments secondaires (escalier, balcons, acrotère, planchers...etc.), ce qui a fait l'objet du 2^{ème} et 3^{ème} chapitre.

Ensuite, nous avons réalisé une étude sismique du bâtiment par un calcul numérique en utilisant le logiciel de calcul par la méthode des éléments finis SAP 2000, afin de parvenir au dimensionnement de la structure.

Le calcul des ferraillements des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel **SOCOTEC** est présenté dans le 5^{ème} chapitre.

Enfin, nous avons effectué une étude de fondation suivie d'une conclusion générale.

I.1 Introduction :

L'objectif de ce chapitre est de présenter la liste des données du bâtiment analysé, concernant le type de structure, les éléments, la géométrie et les propriétés des matériaux.

I.2 Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant l'objet de cette présente étude est un bâtiment multifonctionnel qui regroupe, commerces, bureaux et logements d'habitations, L'ouvrage est implanté dans la wilaya **Alger**, selon le règlement parasismique algérien (**RPA99 version2003**) elle est classée comme étant une zone de forte sismicité (**zone III**).

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

I.2.1 Caractéristique de l'ouvrage :

L'ouvrage en question a une forme irrégulière, il se compose de RDC+8 étages + un sous sol.

- Un sous sol d'usage parking.
- RDC d'usage commerce.
- 1^{ère} étage d'usage bureau.
- 2^{ème} jusqu'à au 8^{ème} étages comportent deux appartements de type F3et F5.
- Cet ouvrage comporte une terrasse inaccessible.

I.2.2 Caractéristiques géométriques :

a. Dimensions en élévation :

- Hauteur totale est de : 30,55m
- Hauteur du rez de chaussée est de : 3,57 m
- Hauteur de l'étage courant est de : 3,06 m
- Hauteur de sous sol est de : 3,25 m

b. Dimensions en plan :

- Longueur totale (sens longitudinal) : $L = 27,51$ m
- Largeur total (sens transversal) : $L = 20,94$ m

I.2.3 Ossature :

Le bâtiment qui fait l'objet de notre étude est constitué par un système de contreventement mixte, à savoir, portiques et voiles en béton armé suivant les deux sens (**type 4a**) selon le règlement parasismique algérien [2]

I.2.4 Les Planchers :

Les planchers sont des éléments plans dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions.

Notre bâtiment comporte deux types de planchers :

- Dalle pleine (balcons, plancher de sous sol, RDC et 1^{ère} étage, et quelques panneaux irréguliers).
- Dalle à corps creux.

I.2.5 Escaliers :

Servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements inter étages, réalisé en béton armé coulé sur place. Notre structure comporte deux types d'escalier :

- Escalier à quatre volées et trois paliers intermédiaire.
- Escalier à trois volées et deux paliers intermédiaire.

I.2.6 Terrasse :

Il existe un seul type de terrasse :

- Terrasse inaccessible.

I.2.7 Ascenseurs :

La structure comporte une cage d'ascenseur du RDC jusqu'au 8^{ème} étage.

I.2.8 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.

L'âme 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 d'épaisseur qui sert à séparer deux logements voisins (une cloison de 10cm d'épaisseur pour la face externe et interne).

I.2.9 Infrastructure :

Elle sera réalisée en béton armé coulé 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 **2.50 bar**.
- e- La profondeur d'ancrage de l'infrastructure est de **3.50 m**.

f- La catégorie de site **S3**.

I.3 Les propriétés des matériaux :

I.3.1 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 obtenu en 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 ($16 \cdot 32$) cm² dont la hauteur est double du diamètre et leur section est de 200 cm². Pour les ouvrages courants, on admet 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).

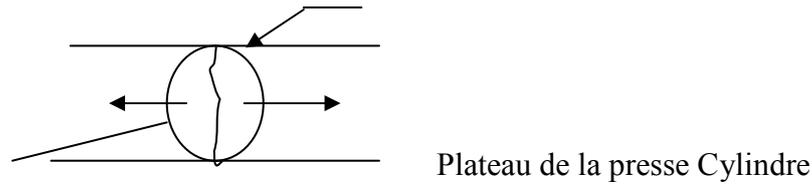


Figure I.1 : Essai Brésilien

3. 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 :

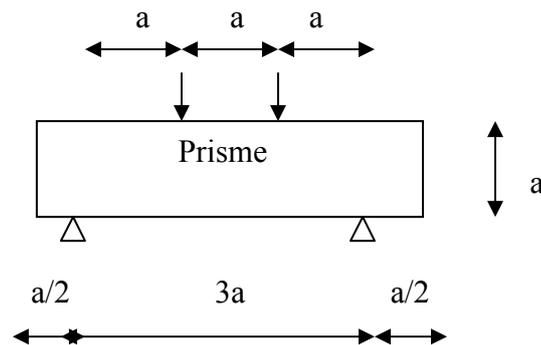


Figure I.2 : Traction par flexion

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (\text{MPa}) \quad [1]$$

Pour notre ouvrage, on utilise le même 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 :

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

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 :

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

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.

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

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

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.

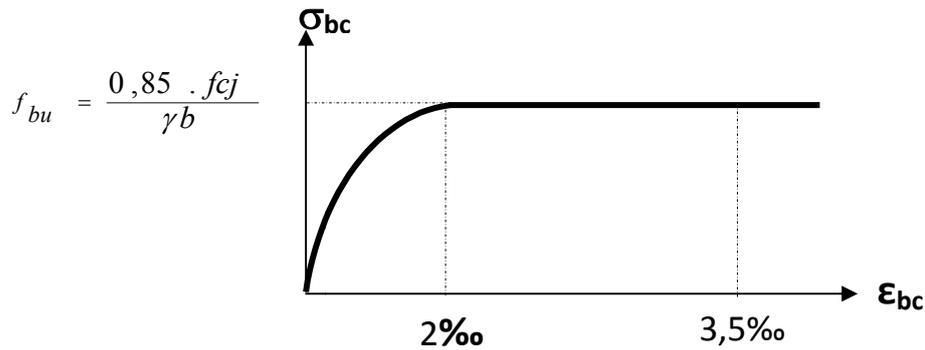


Figure I.3 : Diagramme contraintes – déformations à l'ELU

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 les quels 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 : $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

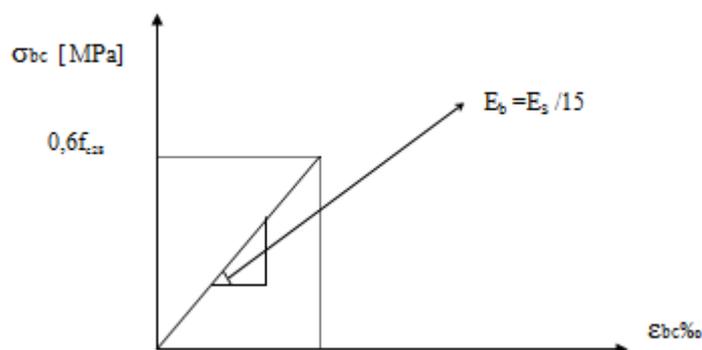


Figure I.4 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS

I.3.2 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 $\varnothing = 6$ mm pour les dalles.

a. Limites élastiques :

Type	Nuance	fe (MPa)
Ronds lisses	FeE22	215
	FeE24	235
Haute adhérence	FeE40	400
	FeE 50	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 $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 204,34 \text{ MPa} \quad \text{Situation durable ou transitoire} \\ \sigma_s = 235 \text{ MPa} \quad \text{Situation accidentelle} \end{array} \right.$
(fe = 235 MPa)
- Haute adhérence $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{Situation durable ou transitoire} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} \quad \text{Situation accidentelle} \end{array} \right.$
(fe = 400 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 : $\bar{\sigma}_s = \zeta_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}})\right)$
- Pour une fissuration très préjudiciable: $\bar{\sigma}_s = 0,8\zeta_s = 0,8 \times \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}})\right)$

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.

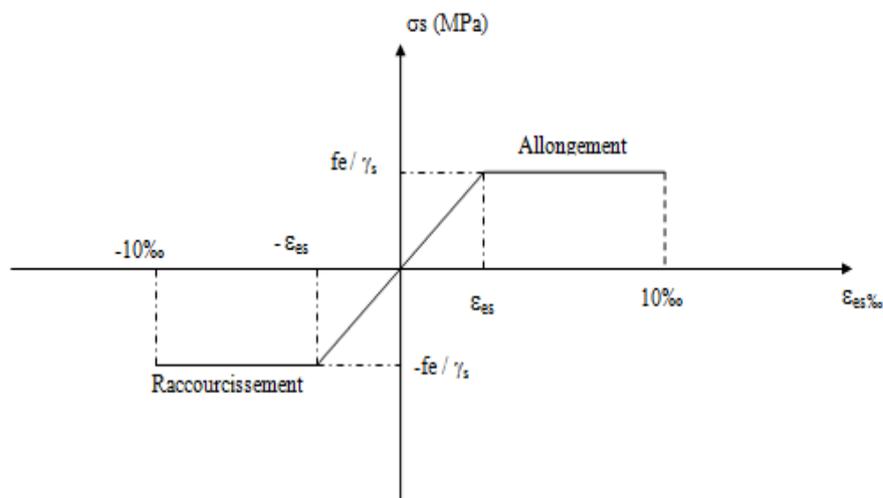


Figure I.5 : Diagramme contrainte – déformations de l'acier à l'E.L.U

I.4. Hypothèses de calcul aux états limites :

I.4.1. Hypothèse de calcul à l'ELU :

H1 : Conservation des sections planes (diagramme linéaire des déformations).

H2 : Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton.

H3 : Le béton tendu est négligé dans le calcul.

H4 : Le raccourcissement unitaire du béton est limité à $\varepsilon_{bc}=3,5\%$ dans le cas de flexion simple ou composée et de 2 % dans le cas de compression simple.

H5 : L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10%.

I.4.2. Règle des trois pivots : [1]

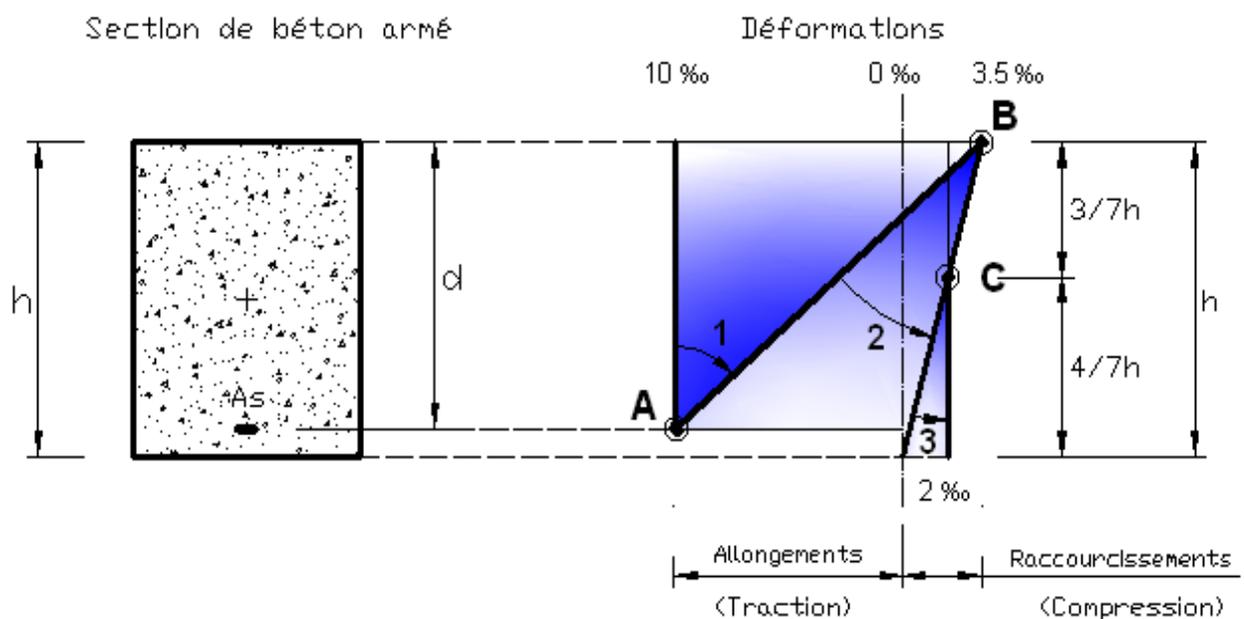


Figure I.6 : Règle des trois pivots.

Le diagramme des déformations de la section correspond à un l'état limite, il passe par un des trois pivots **A**, **B** et **C** ce qui indique que si :

- Le diagramme passe par le pivot **A** (Domaine 1) ce qui correspond à l'allongement unitaire 10% de l'armature la plus tendue.
- Le diagramme passe par le pivot **B** (Domaine 2) ce qui correspond à un raccourcissement unitaire de 3,5% du béton.

- Le diagramme passe par le pivot C (Domaine 3) ce qui correspond à un raccourcissement unitaire de 2‰ de la fibre du béton située à une distance égale à $3h/7$ de la fibre la plus comprimée.

1.4.3. Hypothèse de calcul à l'ELS :

H1 : Conservation des sections planes.

H2 : Glissement entre l'acier et le béton est négligeable.

H3 : Le béton tendu est négligé dans le calcul.

H4 : Les contraintes de compressions du béton, et de leurs déformations élastiques :

$$\sigma_b = E_b * \varepsilon_b$$

$$\sigma_s = E_s * \varepsilon_s$$

H5 : Par convention le coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton et : $\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$

II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres et voiles) d'une structure est une étape très importante dans un projet de 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 version 2003, BAEL 91 modifié 99 et CBA 93 (règles de conception et de calcul des structures en béton armé)**.

Le pré dimensionnement de ces éléments est présenté dans les paragraphes subséquents.

II.2. Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et peuvent reposer sur 2,3 et 4 appuis.

Ils sont conçus afin de supporter leurs poids propres et les surcharges d'exploitation et 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 :

a. Plancher en corps creux :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \quad (\text{Art B.6.8, 424}) [1]$$

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

h_t : Hauteur du plancher.

$$L = 489 - 30 = 459 \text{ cm}$$

$$L = 459 \text{ cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{459}{22.5} = 20.4 \text{ cm.}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de **(16+5)= 21cm**.

Avec :

16 cm : hauteur du corps creux.

5 cm : hauteur de la dalle de compression.

Disposition des poutrelles :

Critère de la petite portée.

Critère de continuité

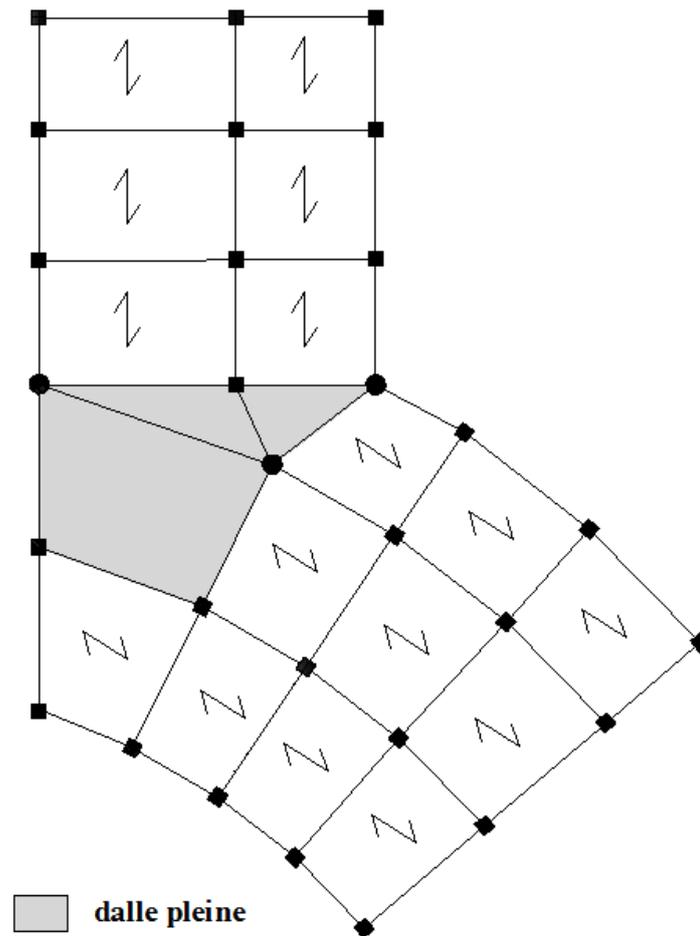


Figure II.1 : dispositions des poutrelles.

b. Planchers à dalle pleine :

Ce type de plancher est le plus utilisé pour les bâtiments industriels et commerciales car ils subissent des surcharges d'exploitations importantes ($Q \geq 2,5 \text{ kN/m}^2$), c'est le cas pour les étages de RDC et 1^{ère} étage.

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

- **Résistance au feu**

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

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

On admet : $e = 10 \text{ cm}$.

- **Résistance à la flexion**

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

-Dalle reposant sur deux appuis :
$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \quad [4]$$

-Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :
$$\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \quad [4]$$

Avec :

e : Epaisseur de la dalle pleine.

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

$$L_x = 4.20 \text{ m}$$

La dalle repose sur quatre appuis

On aura donc : $8,4 \leq e \leq 10,5$ (cm).

On admet : **$e = 10 \text{ cm}$**

- **Isolation phonique :**

Le confort et l'isolation phonique exigent une épaisseur minimale de : **$e = 13 \text{ cm}$**

On admet : **$e = 16 \text{ cm}$**

D'après les conditions précédentes, l'épaisseur des dalles pleines :

$$e \geq \max(10 ; 10 ; 16) \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad = \mathbf{16 \text{ cm.}}$$

Balcon :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine, l'épaisseur est conditionnée par : $L = 1,50 \text{ cm}$

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ cm}$$

Donc on adopte une épaisseur des dalles pleines de 16 cm pour les balcons.

II.3. Evaluation des charges et surcharges : [3]

Cette étape consiste à déterminer les charges et les surcharges qui influent sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

II.3.1 Charges permanentes :

II.3.1.1 Plancher terrasse inaccessible :

a. Dalle en corps creux :

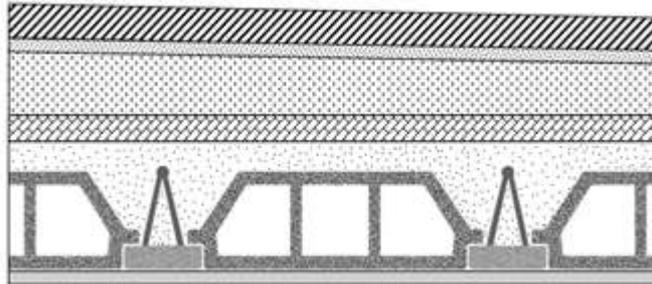


Figure II.2 : Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux.

Protection mécanique en gravier ($e = 5\text{cm}$).....	(0,05) (17)	=	0,85 kN/m ²
Etanchéité multicouches		=	0,12 kN/m ²
Forme de pente ($e_{\text{moy}}=10\text{cm}$).....	(0,10) (22)	=	2,2 kN/m ²
Isolation thermique (liège) ($e=4\text{cm}$)	(0,04) (4)	=	0,16 kN/m ²
Dalle à corps creux (16+5) cm.....		=	3,05 kN/m ²
Enduit au plâtre ($e = 2\text{cm}$).....	(0,02) (10)	=	0,20 kN/m ²

$$\Sigma G \quad = \quad 6,58 \text{ kN/m}^2$$

b. Dalle pleine :

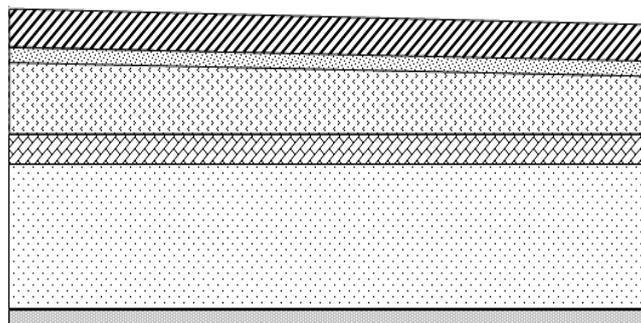


Figure II.3 : Coupe verticale du plancher terrasse à dalle pleine.

Protection mécanique en gravier ($e = 5\text{cm}$).....	(0,05) (17)	=	0,85 kN/m ²
Etanchéité multicouche			0,12 kN/m ²
Forme de pente ($e_{\text{moy}}=10\text{cm}$)			2,2 kN/m ²
Isolation thermique (liège) ($e=4\text{cm}$)			0,16 kN/m ²
Dalle pleine ($e=16\text{cm}$, $\rho_b = 25\text{kN/m}^3$)			4 kN/m ²
Enduit au plâtre ($e = 2\text{ cm}$)			0,20 kN/m ²
		ΣG	= 7,53 kN/m²

II.3.1.2 Plancher de l'étage courant :

a. Dalle en corps creux :

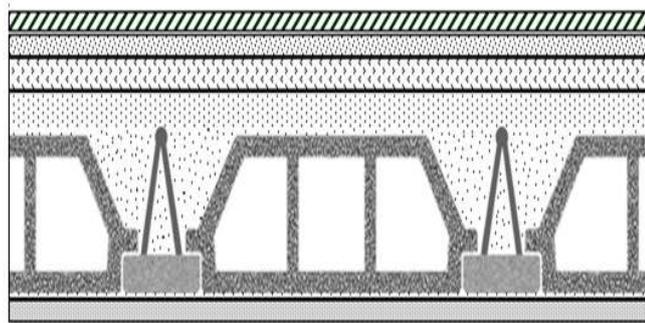
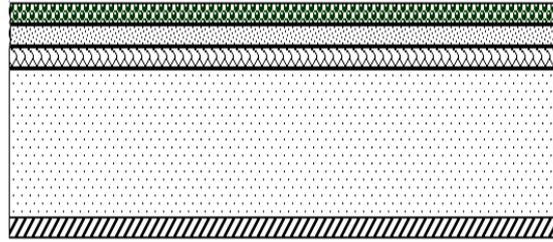


Figure II.4 : Coupe verticale du plancher courant à corps creux.

Carrelage ($e = 2\text{ cm}$)	(0,02) (20)	=	0,4 kN/m ²
Mortier de pose ($e = 2\text{ cm}$)	(0,02) (20)	=	0,4 kN/m ²
Lit de sable ($e = 3\text{ cm}$)	(0,03) (18)	=	0,54 kN/m ²
Dalle à corps creux (16+5) cm		=	3,05 kN/m ²
Enduit au plâtre (2cm)	(0,02) (10)	=	0,20 kN/m ²
Cloisons légères		=	1,00 kN/m ²
		ΣG	= 5,59 kN/m²

b. Dalle pleine :**Figure II.5** : Coupe verticale du plancher courant à dalle pleine.

Carrelage ($e = 2\text{cm}$).....	(0,02) (20)	=	0,4 kN/m ²
Mortier de pose ($e = 2\text{cm}$).....	(0,02) (20)	=	0,4 kN/m ²
Lit de sable ($e = 2\text{cm}$).....	(0,02) (18)	=	0,36 kN/m ²
Dalle à épaisseur (16 cm).....	(0,20) (25)	=	4 kN/m ²
Enduit au plâtre (2cm).....	(0,02) (10)	=	0,20 kN/m ²
Cloisons légères		=	1,00 kN/m ²
		<hr/>	
	ΣG	=	6,36 kN/m²

c. Balcon :

Carrelage ($e = 2\text{cm}$).....	(0,02) (20)	=	0,4 kN/m ²
Mortier de pose ($e = 2\text{cm}$).....	(0,02) (20)	=	0,4 kN/m ²
Lit de sable ($e = 2\text{cm}$).....	(0,02) (18)	=	0,36 kN/m ²
Dalle à épaisseur (16 cm).....	(0,16) (25)	=	4 kN/m ²
Enduit en ciment (2cm).....	(0,02) (18)	=	0,36 kN/m ²
		<hr/>	
	ΣG	=	5,52 kN/m²

II.3.1.3 Maçonnerie :**a. Mur extérieur à double cloison :**

Enduit intérieur au plâtre ($e = 2\text{cm}$).....	(0,02) (10)	=	0,20 kN/m ²
Briques creux ($e = 10\text{cm}$).....	(0,10) (9)	=	0,9 kN/m ²

L'âme d'air ($e = 5\text{cm}$)	=	0 kN/m ²
Briques creux ($e = 15\text{cm}$)..... (0,15) (9)	=	1,35 kN/m ²
Enduit extérieur au ciment ($e = 2\text{cm}$)..... (0,02) (18)	=	0,36 kN/m ²
<hr/>		
ΣG	=	2,81 kN/m ²

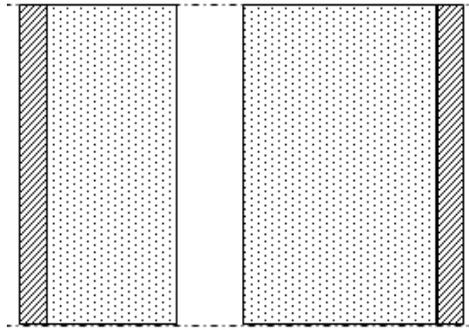


Figure II.6 : Constituants d'un mur extérieur.

b. Mur intérieur :

Enduit au plâtre ($e = 2\text{cm}$)	(0,02) (10)	=	0,2 kN/m ²
Brique creuse ($e = 10\text{cm}$)	(0,1) (9)	=	0,9 kN/m ²
Enduit au plâtre ($e = 2\text{cm}$)	(0,02) (10)	=	0,2 kN/m ²
<hr/>			
ΣG		=	1,30 kN/m ²

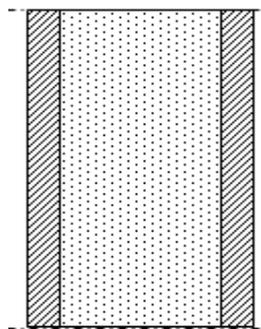
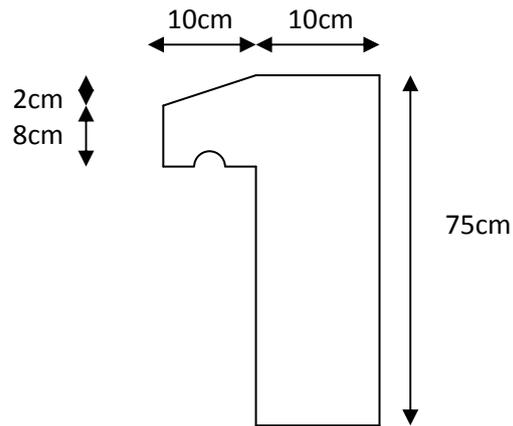


Figure II.7: Constituants d'un mur intérieur.

II.3.1.4 Acrotère :**Figure II.8 :** 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.

$$S = (0,10 \times 0,75) + (0,08 \times 0,10) + 0,1 \times \frac{0,02}{2} = 0,084 \text{ m}^2$$

D'où le poids propre de l'acrotère :

$$G_1 = 25 \times 0,084 = 2,1 \text{ kN/m}$$

Le poids des enduits au ciment ($e_p=1,5\text{cm}$) :

$$G_2 = [0,015 \times (0,75+0,65)] \times 18 = 0,38 \text{ kN/m}$$

Le poids total de l'acrotère :

$$G = G_1 + G_2 = 2,48 \text{ kN/m}$$

II.3.2 Charges d'exploitation : [3]

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

- Acrotère (main courante) Q = 1,0 kN/ml
- Plancher terrasse (accessible)..... Q = 1,5 kN/m²
- Plancher terrasse (inaccessible)..... Q = 1,0 kN/m²
- Plancher a usage habitation Q = 1,5 kN/m²
- Plancher a usage commerce Q = 5 kN/m²
- Plancher a usage bureau Q = 2,5 kN/m²
- Escaliers Q = 2,5 kN/m²
- Balcon Q = 3,5 kN/m²
- Parking Q = 2,5 kN/m²

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 :

- **Selon le BAEL 91 modifié 99 :**

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

Avec :

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

h : Hauteur de la poutre.

b : Largueur de la poutre.

- **Selon le R.P.A 99 (version2003) :**

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

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

II.4.1 Exemple de calcul :

- **Poutre Porteuse :** $L_{\max} = 5.55 - 0.30 = 5.25$ m axes (1.2)

$$35 \leq h \leq 52.5 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad h = 50 \text{ cm}$$

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

Nous choisissons une poutre de : **b x h = 30x 50 cm²**

- **Vérification selon le RPA99 :**

$$\left. \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 50 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1,67 \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées}$$

- **Poutre Porteuse :** $L_{\max} = 3.95 - 0.30 = 3.65$ m axes (2.3)

$$24.33 \leq h \leq 36.5 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad h = 40 \text{ cm}$$

$$12 \leq b \leq 28 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad b = 30 \text{ cm}$$

Nous choisissons une poutre de : **b x h = 30x 40 cm²**

- **Vérification selon le RPA99 :**

$$\left. \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1,33 \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées}$$

- **Poutre Porteuse :** $L_{\max} = 4.66 - 0.30 = 4.36$ m axes (D.E - 1)

$$29.06 \leq h \leq 43.6 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad h = 40 \text{ cm}$$

$$12 \leq b \leq 28 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad b = 30 \text{ cm}$$

Nous choisissons une poutre de : **b x h = 30x 40 cm²**

- **Vérification selon le RPA99 :**

$$\left. \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1,33 \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées}$$

- **Poutre porteuse: axe (1.5 - D)**

$$L_{\max} = 6,96 - 0,30 = 6,66 \text{ m}$$

- **selon BAEL91**

$$44,4 \leq h \leq 66,6 \text{ cm} \Rightarrow h = 50 \text{ cm}$$

$$15 \leq b \leq 35 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

Nous choisissons une poutre de : **b x h = 30x 50 cm²**

- **Vérification selon le RPA99**

$$\left. \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 50 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1,67 \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées}$$

- **Poutre non porteuse: axes (1.5 - E)**

$$L_{\max} = 4,52 - 0,30 = 4,22 \text{ m}$$

- **selon BAEL91**

$$28,13 \leq h \leq 42,2 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm}$$

$$12 \leq b \leq 28 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

Nous choisissons une poutre de : **b x h = 30x 40 cm²**

- Vérification selon le RPA99

$$\left. \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1,33 \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées}$$

II.5 Pré dimensionnement des voiles

On appelle voiles, les murs réalisés en béton armé, ils sont conçus de façon à reprendre les charges et surcharges verticales, et assure la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales (séisme). Pour leur pré dimensionnement, nous avons basés sur les recommandations du **le RPA99 version 2003**.

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

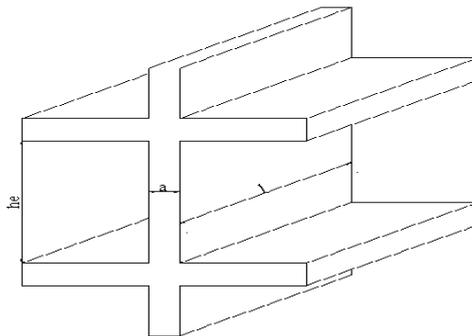


Figure II.9 : Schéma du voile.

Dans notre cas :

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15 \text{ cm} ; h_e / 20 \right\} \text{ (art:7.7.1) [2]}$$

avec:

h_e : Hauteur d'étage.

a_{\min} : Epaisseur de voile

- Pour le S.S $h_e = (3,25 - 0,50) = 2,75 \text{ m}$.

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15 \text{ cm} ; 13,75 \text{ cm} \right\} \Rightarrow a_{\min} \geq 15 \text{ cm}$$

- Pour RDC $h_e = (3,57 - 0,50) = 3,07\text{m}$

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15\text{cm} ; 15,35 \right\} \Rightarrow a_{\min} \geq 15,35 \text{ cm.}$$

Conclusion

On adopte pour $a = 20\text{cm}$

II. 6 Les poteaux

a. Principe

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.

Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge. Et On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

b. Étapes de pré dimensionnement (calcul)

- 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 "RPA99 version 2003" [2].
- Vérification préliminaire de l'effort normal réduit pour éviter l'écrasement du béton.

c. 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 :

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \text{ Donnée par [DTR B.C.2.2][3].}$$

Avec :

n : nombre d'étage.

Q_0 : la structure d'exploitation sur la terrasse.

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

▪ Dimensionnement des poteaux

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

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots \dots (1) \text{ Art (B-8-4-1) [1]}$$

Avec :

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

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

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

l_f : longueur de flambement ;

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

I : moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et

$$\text{perpendiculaire au plan de flambement} \left(I = \frac{bh^3}{12} \right).$$

* 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 ($f_e = 400 \text{ MPa}$) .

* f_{c28} : contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$).

* A_s : section d'acier comprimée.

* **Br : section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle Icm d'épaisseur sur tout son périmétrique tel que :**

- Poteau rectangulaire $B_r = (a - 0,02) (b - 0,02) [\text{cm}^2]$
- Poteau circulaire $B_r = \frac{\pi}{4} (D - 0,02)^2 [\text{cm}^2]$

➤ **Selon le « BAEL 91 modifié 99 »**

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

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

$$\left. \begin{array}{l} \bullet \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{si } \lambda = 50 \\ \bullet \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{array} \right\}$$

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

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

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s}{B} \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = 0,66 N_u$$

➤ **Le minimum requis par « RPA99 version 2003 »**

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

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

Avec :

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

h_e : hauteur d'étage.

Poteau de section circulaire :

$$D \geq 35 \text{ cm}$$

$$D \geq \frac{h_e}{15}$$

- Schéma statique de la descente de charge :

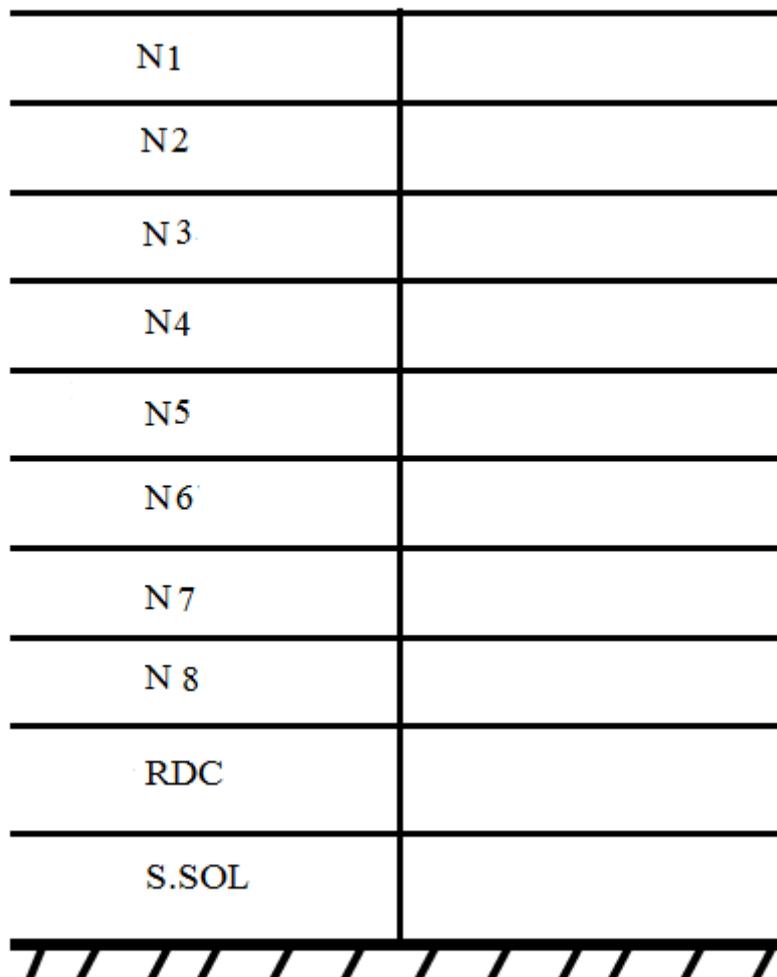


Figure II.10 : Schéma statique de la descente de charge.

▪ **Calcul des poteaux**

Les poteaux les plus sollicités sont :

Poteau central.

Poteau de rive.

Poteau d'angle.

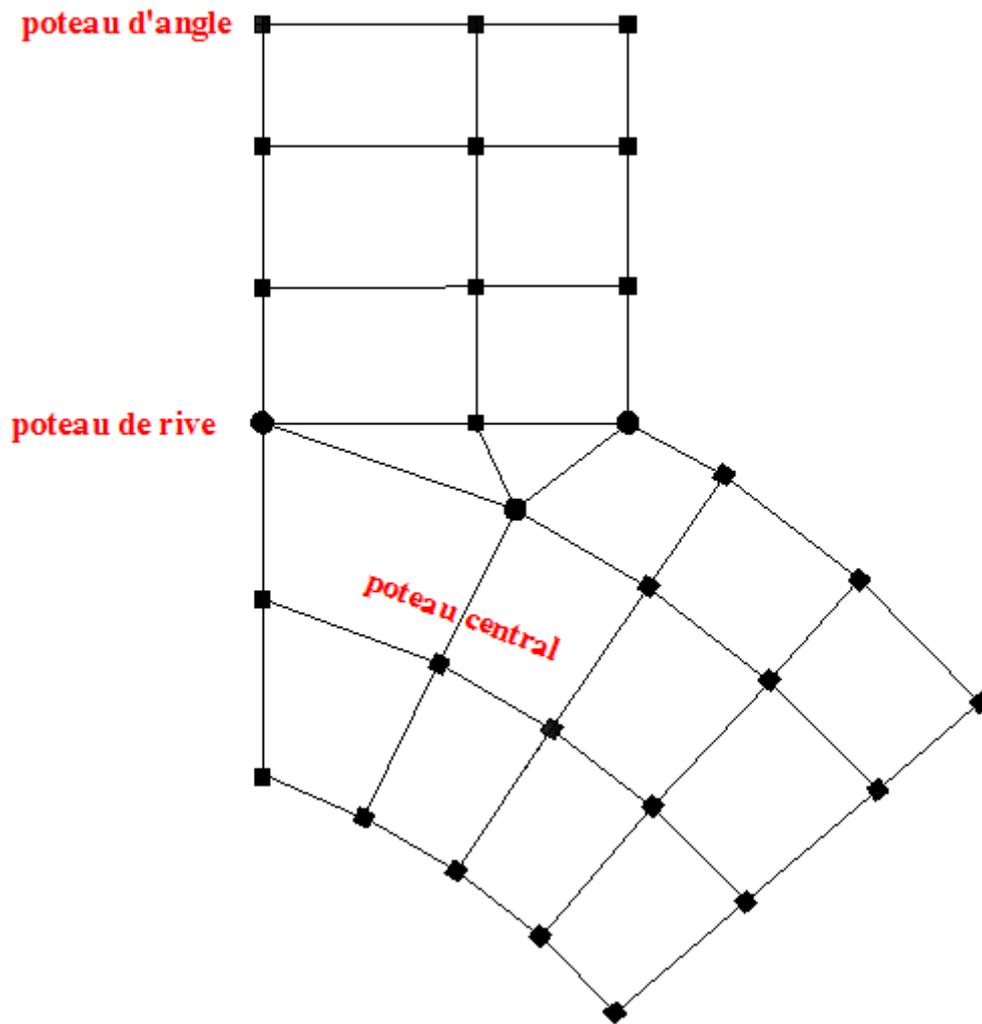


Figure II.11 : Vue en plan « Types de Poteaux »

- Le poteau central : poteau E-5

Soit la surface reprise par le poteau central élargi dans le tableau suivant :

<p>0.42</p> <p>2.92 m</p> <p>1.85 m</p> <p>2.87</p> <p>2.45 m</p> <p>1.70m</p> <p>1.8</p> <p>0.83</p> <p>1.92m</p> <p>1.53m</p> <p>2.26 m</p> <p>2.26 m</p> <p> : Surface vide au niveau de plancher RDC</p>	<p>2.92 m</p> <p>1.85 m</p> <p>2.87</p> <p>2.45 m</p> <p>1.70m</p> <p>1.92m</p> <p>1.53m</p> <p>2.26 m</p> <p>2.26 m</p>
<p>(surface reprise au niveau plancher RDC) surface reprise par plancher dalle pleine = 15,74m²</p>	<p>surface reprise par plancher corp creux = 12,60m² surface reprise par plancher dalle pleine = 6,07 m²</p>

Tableau II.1 : représentation de la surface reprise par le poteau central

La portée de la poutre principale de 30x40 = 4,52

La portée de la poutre secondaire de 30x40 = 4,15m

Calcul des différents poids :

- **Poids des poutres**

Poids des poutres porteuse : $G_{PP} = 13,56 \text{ kN}$

Poids des poutres non porteuse : $G_{PNP} = 12,45 \text{ kN}$.

- **Poids de poteaux**

Poids de poteau terrasse $(3,06 - 0,50) \times 25 \times (0,3)^2 = 5,76 \text{ kN}$

Poids de poteau RDC: $(3,57 - 0,50) \times 25 \times (0,3)^2 = 6,91 \text{ kN}$

Poids de poteau des étages courants : $(3,06 - 0,50) \times 25 \times (0,3)^2 = 5,76 \text{ kN}$

Poids de poteau de l'étage S.S : $(3,25 - 0,50) \times 25 \times (0,3)^2 = 6,19 \text{ kN}$

Charge d'exploitation :

L'évolution de la charge d'exploitation sont traité sur le tableau suivant :

Niveau des planchers	Q_i (kN/m ²)	Charge D'exploitation	Σ Charges D'exploitation	Q cumulée (kN/m ²)
N 1	Q_0	1	Q_0	1
N 2	Q_1	1,5	$Q_0 + Q_1$	2,5
N 3	Q_2	1,5	$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	3,85
N 4	Q_3	1,5	$Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5,05
N 5	Q_4	1,5	$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6,10
N 6	Q_5	1,5	$Q_0 + 0,80(Q_1 + \dots + Q_5)$	7
N 7	Q_6	1,5	$Q_0 + 0,75(Q_1 + \dots + Q_6)$	7,75
N 8	Q_7	1,5	$Q_0 + 0,714(Q_1 + \dots + Q_7)$	8,487
N _{RDC}	Q_8	2,5	$Q_0 + 0,687(Q_1 + \dots + Q_8)$	12,271
N _{S.SOL}	Q_9	5	$Q_0 + 0,667(Q_1 + \dots + Q_9)$	13,006

Tableau II.2 : Dégression des surcharges pour poteau central

Tableau récapitulatif de la descente de charge pour poteau central:

Etages	Niveau	Désignation des éléments	G (KN)	Q (KN)
8 ^{ème} étage	N1	Poids du plancher terrasse corp creux Poids du plancher terrasse dalle pleine Poids des poutres Poids de poteau terrasse Total	82,91 45,71 26,01 5,76 160,39	18,67
7 ^{ème} étage	N2	Venant de N1 Poids du plancher dalle pleine Poids du plancher corp creux Poids des poutres Poids de poteau de l'étage courant Total	160,39 38,61 70,43 26,01 5,76 301,2	46.68
6 ^{ème} étage	N3	Venant de N2 X1 Total	301,2 140,81 442,01	71.88
5 ^{ème} étage	N4	Venant de N3 X1 Total	442,01 140,81 582,82	94.28
4 ^{ème} étage	N5	Venant de N4 X1 Total	582,82 140,81 723,63	113.89
3 ^{ème} étage	N6	Venant de N5 X1 Total	723,63 140,81 864,44	130.69
2 ^{ème} étage	N7	Venant de N6 X1 Total	864,44 140,81 1005,25	144.69
1 ^{ème} étage	N8	Venant de N7 X1 Total	1005,25 140,81 1146,06	158.45
RDC	N9	Venant de N8 Poids du plancher dalle pleine Poids des poutres Poids de poteau de l'étage RDC Total	1146,06 100,11 26,01 6,91 1279,09	193,14
S.SOL	N10	Venant de N9 Poids du plancher dalle pleine Poids des poutres Poids de poteau de l'étage S.SOL Total	1279,09 118,74 26,01 6,19 1430,03	242,82
Totale	Σ		1430,03	242,82

Tableau II.3 : Descente de charge du poteau central

Choix des sections des poteaux centraux :

poteau	Etages	NG (kN)	NQ (kN)	NU (kN)	BR (cm ²)	a=b (cm)	RPA (cm ²)	CHOIX (cm ²)
Central	8 ^{ème} étage	160,39	18,67	244,53	161,39	10,70	30*30	30*30
	7 ^{ème} étage	301,2	46,68	476,64	314,58	15,74	30*30	30*30
	6 ^{ème} étage	442,01	71,88	704,53	464,99	19,56	30*30	30*30
	5 ^{ème} étage	582,82	94,28	928,23	612,63	22,75	30*30	30*30
	4 ^{ème} étage	723,63	113,89	1147,74	757,51	25,52	30*30	30*30
	3 ^{ème} étage	864,44	130,69	1363,03	899,60	27,99	30*30	30*30
	2 ^{ème} étage	1005,25	144,69	1574,12	1038,92	30,23	30*30	35*35
	1 ^{ème} étage	1146,06	158,45	1784,86	1178,00	32,32	30*30	35*35
	RDC	1279,09	193,14	2016,48	1330,88	34,48	30*30	40*40
	S.SOL	1430,03	242,82	2294,77	1514,55	36,92	30*30	40*40

Tableau II.4 : Choix des sections des poteaux centraux.**Vérification de critère de résistance :**

$$\frac{N_u}{B} \leq f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

Poteau	Etages	Nu (KN)	B(cm ²)	NU/B(MPA)	Conditions
Central	8 ^{ème} étage	244,53	30*30	2,72	Vérifiée
	7 ^{ème} étage	476,64	30*30	5,30	Vérifiée
	6 ^{ème} étage	704,53	30*30	7,83	Vérifiée
	5 ^{ème} étage	928,23	30*30	10,31	Vérifiée
	4 ^{ème} étage	1147,74	30*30	12,75	Vérifiée
	3 ^{ème} étage	1363,03	30*30	15,14	Non Vérifiée
	2 ^{ème} étage	1574,12	35*35	12,85	Vérifiée
	1 ^{ème} étage	1784,86	35*35	14,57	Non Vérifiée
	RDC	2016,48	40*40	12,60	Vérifiée
	S.SOL	2294,77	40*40	14,34	Non Vérifiée

Tableau II.5 : Vérification de critère de résistance des poteaux centraux.

La condition de résistance n'est pas vérifiée dans certains étages

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

Poteau	Etages	Nu (KN)	B(cm ²)	NU/B(MPA)	Conditions
Central	8 ^{ème} étage	244,53	30*30	2,72	Vérifiée
	7 ^{ème} étage	476,64	30*30	5,30	Vérifiée
	6 ^{ème} étage	704,53	30*30	7,83	Vérifiée
	5 ^{ème} étage	928,23	30*30	10,31	Vérifiée
	4 ^{ème} étage	1147,74	30*30	12,75	Vérifiée
	3 ^{ème} étage	1363,03	35*35	11,13	Vérifiée
	2 ^{ème} étage	1574,12	35*35	12,85	Vérifiée
	1 ^{ème} étage	1784,86	40*40	11,16	Vérifiée
	RDC	2016,48	45*45	9,96	Vérifiée
	S.SOL	2294,77	45*45	11,33	Vérifiée

Tableau II.6 : Vérification de critère de résistance avec augmentation des dimensions des poteaux centraux.

Vérification du critère de l'effort normal réduit :

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

$$v = \frac{Nd}{Bc \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad [2]$$

Avec :

Bc : section de poteau

Nd : G+Q

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Poteaux central :

Poteau	Etages	$N_d (KN)$	$h * b (cm^2)$	$B_c (cm^2)$	ν	Observation
Central	8 ^{ème} étage	179,06	30*30	900	0,08	Vérifié
	7 ^{ème} étage	347,88	30*30	900	0,15	Vérifiée
	6 ^{ème} étage	513,89	30*30	900	0,23	Vérifiée
	5 ^{ème} étage	677,1	30*30	900	0,30	vérifiée
	4 ^{ème} étage	837,52	30*30	900	0,37	Non vérifiée
	3 ^{ème} étage	995,13	35*35	1225	0,32	Non vérifiée
	2 ^{ème} étage	1149,94	35*35	1225	0,38	Non vérifiée
	1 ^{ème} étage	1304,51	40*40	1600	0,33	Non vérifiée
	RDC	1472,23	45*45	2025	0,29	vérifiée
	S.SOL	1672,85	45*45	2025	0,33	Non vérifiée

Tableau II.7 : Choix des poteaux centraux avec vérification de l'effort normal réduit.

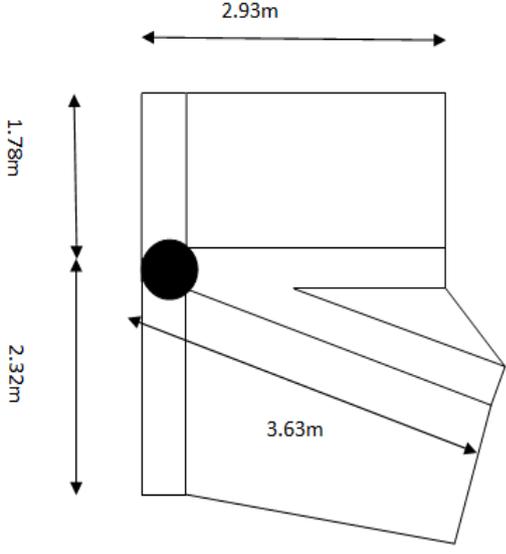
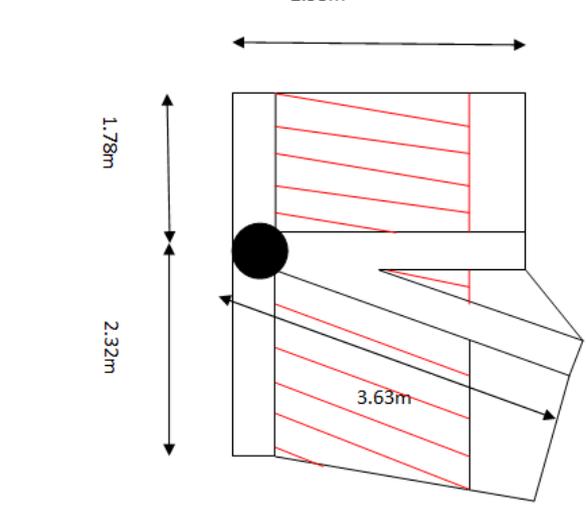
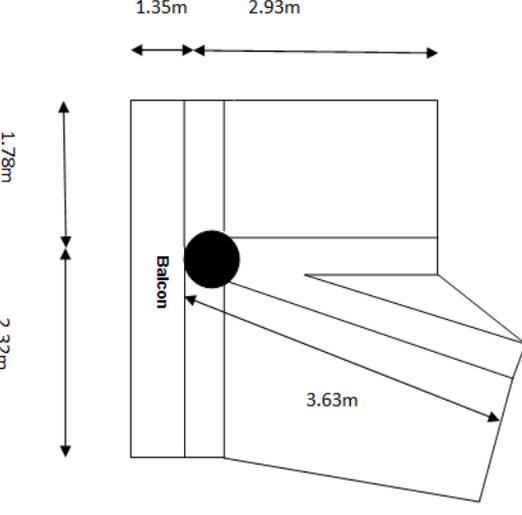
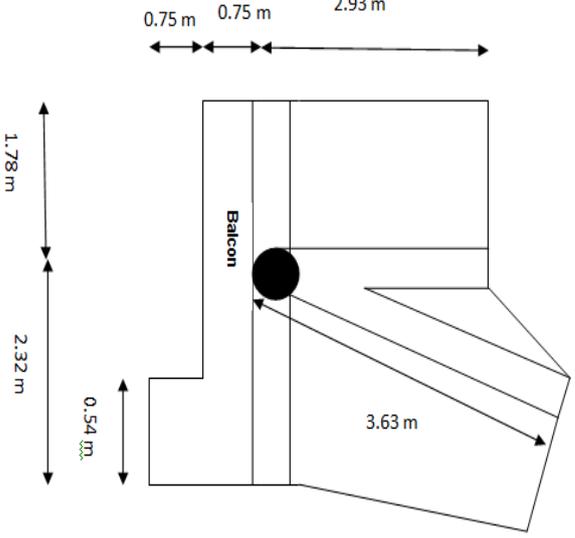
La condition de l'effort normal réduit n'est pas vérifiée dans certains étages

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

Poteau	Etages	$N_d (KN)$	$h * b (cm^2)$	$B_c (cm^2)$	ν	Observation
Central	8 ^{ème} étage	179,06	30*30	900	0,08	Vérifié
	7 ^{ème} étage	347,88	30*30	900	0,15	Vérifiée
	6 ^{ème} étage	513,89	30*30	900	0,23	Vérifiée
	5 ^{ème} étage	677,1	40*40	1600	0,17	Vérifiée
	4 ^{ème} étage	837,52	40*40	1600	0,21	Vérifiée
	3 ^{ème} étage	995,13	40*40	1600	0,25	Vérifiée
	2 ^{ème} étage	1149,94	45*45	2025	0,23	Vérifié
	1 ^{ème} étage	1304,51	45*45	2025	0,26	Vérifié
	RDC	1472,23	50*50	2500	0,24	Vérifié
	S.SOL	1672,85	50*50	2500	0,27	Vérifié

Tableau II.8 : Vérification de l'effort normal réduit avec augmentation des dimensions des poteaux centraux.

• Le poteau de rive : D-01

<p>surface reprise par le poteau d'angle : 1-A au niveau plancher s.sol</p>	<p>surface reprise par le poteau d'angle : 1-A au niveau plancher RDC</p>
	 <p>: Surface vide au niveau de plancher RDC</p>
<p>surface reprise par plancher dalle pleine =14,76m²et</p>	<p>surface reprise par plancher dalle pleine =1,31m²et</p>
<p>surface reprise par le poteau d'angle : 1-A au niveau plancher 1^{er} étage</p>	<p>surface reprise par le poteau d'angle : 1-A au niveau plancher 2^{eme} étage</p>
	
<p>surface reprise par plancher corp creux =5,37m² surface reprise par plancher dalle pleine=9,39 m² et S_{balcon}=5,54m²</p>	<p>surface reprise par plancher corp creux =5,37m² surface reprise par plancher dalle pleine=9,39 m² et S_{balcon}=3,48m²</p>
<p>surface reprise par le poteau d'angle : 1-A au niveau plancher 3, 4, 5, 6, 7,8^{emes} étages</p>	

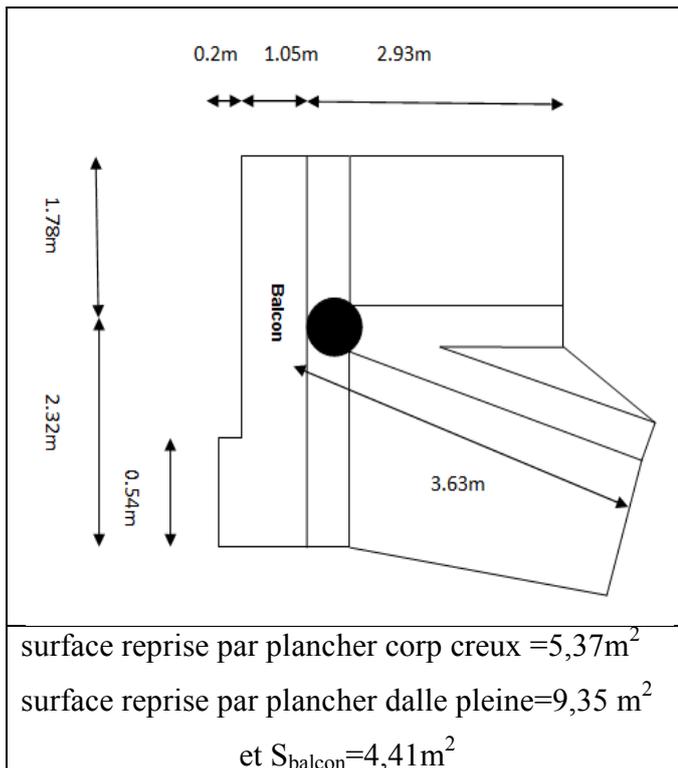


Tableau II.9 : représentation de la surface reprise par le poteau de rive.

La portée de la poutre principale = 5,25m

La portée de la poutre secondaire = 5,26m

Calcul des différents poids :

- **Poids des poutres**

Poids des poutres porteuse partie A : $G_{PP} = 10,99\text{KN}$

Poids des poutres porteuse partie B : $G_{PP} = 6,96\text{KN}$

Poids des poutres non porteuse partie A : $G_{PNP} = 5,34\text{ kN}$.

Poids de la poutre non porteuse axe (1.5 - D) : $G_{PNP} = 13,61\text{ kN}$.

- **Poids de poteaux**

Poids de poteau RDC: $(3,57 - 0,50) \times 25 \times \left(\frac{\pi \times 0,35^2}{4}\right) = 7,43\text{KN}$

Poids de poteau des étages courants : $(3,06 - 0,50) \times 25 \times \left(\frac{\pi \times 0,35^2}{4}\right) = 6,16\text{KN}$

Poids de poteau de l'étage S.S $(3,25 - 0,50) \times 25 \times \left(\frac{\pi \times 0,35^2}{4}\right) = 6,61\text{KN}$

Poids de l'acrotère :

$$G=2,48 \times 4,1=10,17\text{KN}$$

- Charge d'exploitation :**

L'évolution de la charge d'exploitation sont traité sur le tableau suivant :

Niveau des planchers	Q_i (kN/m ²)	Charge D'exploitation	Σ charges D'exploitation	Σ charges D'exploitation	Q cumulée (kN/m ²)
N 1	Q_0	1	$Q_0 \times S$	$14,76 \times 1 + 4,41 \times 1$	19,17
N 2	Q_1	1,5	$Q_0 + Q_1 \times S + Q_{\text{balcon}} \times S$	$19,17 + 14,76 \times 1,5 + 4,41 \times 3,5$	56,75
N 3	Q_2	1,5	$Q_0 + 0,95 \times S (Q_1 + Q_2) + Q_{\text{balcon}} \times S$	$19,17 + 0,95 \times 14,76 \times 3 + 4,41 \times 3,5$	76,67
N 4	Q_3	1,5	$Q_0 + 0,90 \times S (Q_1 + Q_2 + Q_3) + Q_{\text{balcon}} \times S$	$19,17 + 0,90 \times 14,76 \times 4,5 + 4,41 \times 3,5$	94,38
N 5	Q_4	1,5	$Q_0 + 0,85 \times S (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) + Q_{\text{balcon}} \times S$	$19,17 + 0,85 \times 14,76 \times 6 + 4,41 \times 3,5$	109,88
N 6	Q_5	1,5	$Q_0 + 0,80 \times S (Q_1 + \dots + Q_5) + Q_{\text{balcon}} \times S$	$19,17 + 0,80 \times 14,76 \times 7,5 + 4,41 \times 3,5$	123,17
N 7	Q_6	1,5	$Q_0 + 0,75 \times S (Q_1 + \dots + Q_6) + Q_{\text{balcon}} \times S$	$19,17 + 0,75 \times 14,76 \times 9 + 3,48 \times 3,5$	130,98
N 8	Q_7	1,5	$Q_0 + 0,714 \times S (Q_1 + \dots + Q_7) + Q_{\text{balcon}} \times S$	$19,17 + 0,714 \times 14,76 \times 10,5 + 5,54 \times 3,5$	149,22
N _{RDC}	Q_8	2,5	$Q_0 + 0,687 \times S (Q_1 + \dots + Q_8) + Q_{\text{balcon}} \times S$	$19,17 + 0,687 \times 1,31 \times 13$	30,87
N _{S.SOL}	Q_9	5	$Q_0 + 0,667 \times S (Q_1 + \dots + Q_9)$	$19,17 + 14,76 \times 0,667 \times 18$	196,38

Tableau II.10 : Dégression des surcharges des poteaux de rive.

Tableau récapitulatif de la descente de charge pour poteau de rive:

Etages	Niveau	Désignation des éléments	G (KN)	Q (KN)
8 ^{ème} étage	N1	Poids du plancher terrasse corp creux Poids du plancher terrasse dalle pleine Poids du balcon Poids des poutres Poids de poteau Poids de l'acrotère total	35,33 70,71 24,34 36,9 6,16 10,17 183,61	19,17
7 ^{ème} étage	N2	Venant de N1 Poids du plancher habitation corp creux Poids du plancher habitation dalle pleine Poids du balcon Poids des poutres Poids de poteau Total	183,61 30,02 59,72 24,34 36,9 6,16 340,75	56,75
6 ^{ème} étage	N3	Venant de N2 X1 Total	340,75 157,14 497,89	76,67
5 ^{ème} étage	N4	Venant de N3 X1 Total	497,89 157,14 655,03	94,38
4 ^{ème} étage	N5	Venant de N4 X1 Total	655,03 157,14 812,17	109,88
3 ^{ème} étage	N6	Venant de N5 X1 Total	812,17 157,14 969,31	123,17
2 ^{ème} étage	N7	Venant de N6 Poids du plancher habitation corp creux Poids du plancher habitation dalle pleine Poids du balcon Poids des poutres Poids de poteau Total	969,31 30,02 59,72 19,21 36,9 6,16 1121,32	130,98
1 ^{ème} étage	N8	Venant de N7 Poids du plancher habitation corp creux Poids du plancher habitation dalle pleine Poids du balcon Poids des poutres Poids de poteau Total	1121,32 30,02 59,72 30,58 36,9 6,16 1284,7	149,22
RDC	N9	Venant de N8 Poids du plancher dalle pleine Poids des poutres Poids de poteau de l'étage RDC Total	1284,7 8,33 36,9 7,43 1337,36	30,87
S.SOL	N10	Venant de N9 Poids du plancher dalle pleine Poids des poutres Poids de poteau de l'étage S.SOL Total	1337,36 93,87 36,9 6,61 1474,74	196,38
Totale	∑		1474,74	196,38

Tableau II.11 : Descente de charge du poteau de rive.

Choix des sections de poteau de rive :

Poteau	Etages	NG (kN)	NQ (kN)	NU (kN)	BR (cm ²)	D (cm)	RPA (cm)	CHOIX (cm)
Rive	8 ^{ème} étage	183,61	19,17	276,63	182,57	15,30	35	35
	7 ^{ème} étage	340,75	56,75	545,14	359,79	21,48	35	35
	6 ^{ème} étage	497,89	76,67	787,16	519,52	25,81	35	35
	5 ^{ème} étage	655,03	94,38	1025,86	677,07	29,47	35	35
	4 ^{ème} étage	812,17	109,88	1261,25	832,42	32,67	35	35
	3 ^{ème} étage	969,31	123,17	1493,32	985,59	35,55	35	40
	2 ^{ème} étage	1121,32	130,98	1710,25	1128,77	38,05	35	40
	1 ^{ème} étage	1284,7	149,22	1958,18	1292,40	40,71	35	45
	RDC	1337,36	30,87	1851,74	1222,15	39,59	35	45
	S.SOL	1474,74	196,38	2285,47	1508,41	43,98	35	45

Tableau II.12 : Choix des sections de poteau de rive**Vérification de critère de résistance :**

$$\frac{NU}{B} \leq fbc = 14,2 \text{ Mpa}$$

Poteau	Etages	Nu (KN)	D (cm)	B(cm ²)	NU/B(MPA)	Conditions
Rive	8 ^{ème} étage	276,63	35	962,11	2,88	Vérifiée
	7 ^{ème} étage	545,14	35	962,11	5,67	Vérifiée
	6 ^{ème} étage	787,16	35	962,11	8,18	Vérifiée
	5 ^{ème} étage	1025,86	35	962,11	10,66	Vérifiée
	4 ^{ème} étage	1261,25	35	962,11	13,11	Vérifiée
	3 ^{ème} étage	1493,32	40	1256,64	11,88	Vérifiée
	2 ^{ème} étage	1710,25	40	1256,64	13,61	Vérifiée
	1 ^{ème} étage	1958,18	45	1590,43	12,31	Vérifiée
	RDC	1851,74	45	1590,43	11,64	Vérifiée
	S.SOL	2285,47	45	1590,43	14,37	Non vérifiée

Tableau II.13 : Vérification de critère de résistance des poteaux de rives.

La condition de résistance n'est pas vérifiée dans certains étages

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

Poteau	Etages	Nu (KN)	D (cm)	B(cm ²)	NU/B(MPA)	conditions
Rive	8 ^{ème} étage	276,63	35	962,11	2,88	Vérifiée
	7 ^{ème} étage	545,14	35	962,11	5,67	Vérifiée
	6 ^{ème} étage	787,16	35	962,11	8,18	Vérifiée
	5 ^{ème} étage	1025,86	35	962,11	10,66	Vérifiée
	4 ^{ème} étage	1261,25	35	962,11	13,11	Vérifiée
	3 ^{ème} étage	1493,32	40	1256,64	11,88	Vérifiée
	2 ^{ème} étage	1710,25	40	1256,64	13,61	Vérifiée
	1 ^{ème} étage	1958,18	45	1590,43	12,31	Vérifiée
	RDC	1851,74	45	1590,43	11,64	Vérifiée
	S.SOL	2285,47	50	1963,35	11,64	Vérifiée

Tableau II.14 : Vérification de critère de résistance avec augmentation des dimensions des poteaux de rives.

Vérification du critère de l'effort normal réduit :

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Poteau de rive:

Poteau	Etages	N_d (KN)	D (cm)	B_c (cm ²)	ν	Observation
Central	8 ^{ème} étage	202,78	35	962,11	0,08	Vérifié
	7 ^{ème} étage	397,5	35	962,11	0,17	Vérifiée
	6 ^{ème} étage	574,56	35	962,11	0,24	Vérifiée
	5 ^{ème} étage	749,41	35	962,11	0,31	Non vérifiée
	4 ^{ème} étage	922,05	35	962,11	0,38	Non vérifiée
	3 ^{ème} étage	1092,48	40	1256,64	0,35	Non vérifiée
	2 ^{ème} étage	1252,3	40	1256,64	0,40	Non vérifiée
	1 ^{ème} étage	1433,92	45	1590,43	0,36	Non vérifiée
	RDC	1368,23	45	1590,43	0,34	Non vérifiée
	S.SOL	1671,12	50	1963,35	0,34	Non vérifiée

Tableau II.15 : Choix des poteaux de rive avec vérification de l'effort normal réduit.

La condition de l'effort normal réduit n'est pas vérifiée dans certains étages

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

Poteau	Etages	$N_d (KN)$	$D(cm)$	$B_c (cm^2)$	ν	Observation
Central	8 ^{ème} étage	202,78	35	962,11	0,08	Vérifié
	7 ^{ème} étage	397,5	35	962,11	0,17	Vérifiée
	6 ^{ème} étage	574,56	35	962,11	0,24	Vérifiée
	5 ^{ème} étage	749,41	40	1256,64	0,24	Vérifiée
	4 ^{ème} étage	922,05	40	1256,64	0,29	Vérifiée
	3 ^{ème} étage	1092,48	50	1963,35	0,22	Vérifiée
	2 ^{ème} étage	1252,3	50	1963,35	0,26	Vérifié
	1 ^{ème} étage	1433,92	50	1963,35	0,29	Vérifié
	RDC	1368,23	50	1963,35	0,28	Vérifié
	S.SOL	1671,12	55	2375,83	0,28	Vérifié

Tableau II.16 : Vérification de l'effort normal réduit avec augmentation des dimensions des poteaux de rive.

• **Le poteau d'angle : 1-A**

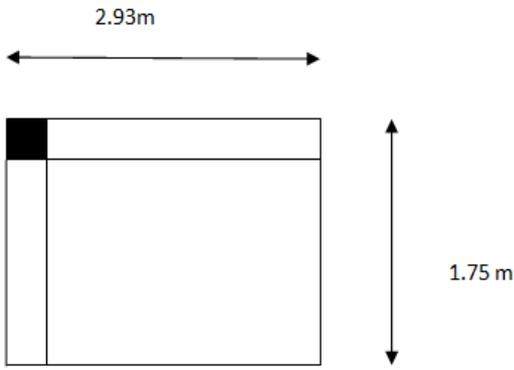
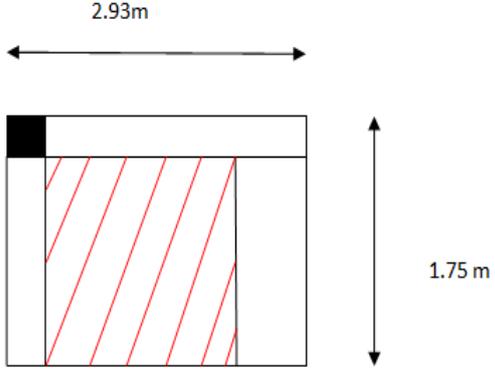
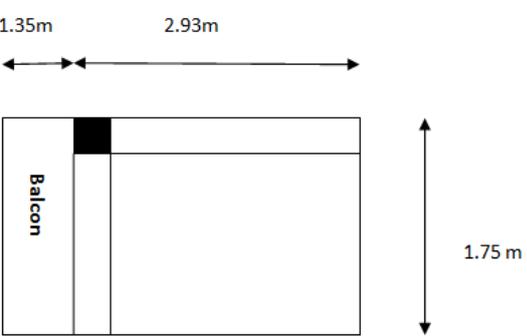
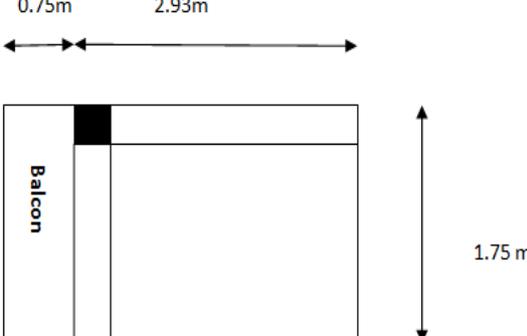
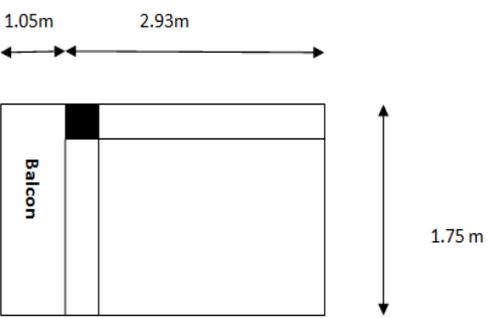
<p>surface reprise par le poteau d'angle : 1-A au niveau plancher s.sol</p>	<p>surface reprise par le poteau d'angle : 1-A au niveau plancher RDC</p>
 <p>2.93m</p> <p>1.75 m</p>	 <p>2.93m</p> <p>1.75 m</p> <p>0.8m</p> <p> : Surface vide au niveau de plancher RDC</p>
<p>$S=5,13m^2$</p>	<p>$S=1,4m^2$</p>
<p>surface reprise par le poteau d'angle : 1-A au niveau plancher 1^{er} étage</p>	<p>surface reprise par le poteau d'angle : 1-A au niveau plancher 2^{ème} étage</p>
 <p>1.35m 2.93m</p> <p>Balcon</p> <p>1.75 m</p>	 <p>0.75m 2.93m</p> <p>Balcon</p> <p>1.75 m</p>
<p>$S=5,13m^2$ et $S_{balcon}=2,36m^2$</p>	<p>$S=5,13m^2$ et $S_{balcon}=1,31m^2$</p>
<p>surface reprise par le poteau d'angle : 1-A au niveau plancher 3,4,5,6,7,8^{èmes} étages</p>	
 <p>1.05m 2.93m</p> <p>Balcon</p> <p>1.75 m</p>	
<p>$S=5,13m^2$ et $S_{balcon}=1,84m^2$</p>	

Tableau II.17 : Représentation de la surface reprise par le poteau d'angle.

La portée de la poutre principale = 2,93m

La portée de la poutre secondaire = 1,75m

Calcul des différents poids :

- **Poids des poutres**

Poids des poutres porteuse : $G_{PP} = 6,59 \text{KN}$

Poids des poutres non porteuse : $G_{PNP} = 5,25 \text{ kN}$.

- **Poids de poteaux**

Poids de poteau RDC : $(3,57 - 0,4) \times 25 \times (0,3)^2 = 7,13 \text{ KN}$

Poids de poteau des étages courants : $(3,06 - 0,4) \times 25 \times (0,3)^2 = 5,99 \text{ KN}$

Poids de poteau de l'étage S.S : $(3,25 - 0,4) \times 25 \times (0,3)^2 = 6,41 \text{ KN}$

- **Poids de l'acrotère :**

Poids de l'acrotère $2,48 \times 4,68 = 11,61 \text{KN}$.

- **Charge d'exploitation :**

L'évolution de la charge d'exploitation sont traité sur le tableau suivant :

Niveau des planchers	Q_i (kN/m ²)	Charge D'exploitation	Σ charges D'exploitation	Σ charges D'exploitation	Q cumulée (kN/m ²)
N 1	Q_0	1	$Q_0 \times S$	$5,13 \times 1 + 1,84 \times 1$	6,97
N 2	Q_1	1,5	$Q_0 + Q_1 \times S + Q_{\text{balcon}} \times S$	$6,97 + 5,13 \times 1,5 + 1,84 \times 3,5$	21,11
N 3	Q_2	1,5	$Q_0 + 0,95 \times S (Q_1 + Q_2) + Q_{\text{balcon}} \times S$	$6,76 + 0,95 \times 5,13 \times 3 + 1,84 \times 3,5$	27,82
N 4	Q_3	1,5	$Q_0 + 0,90 \times S (Q_1 + Q_2 + Q_3) + Q_{\text{balcon}} \times S$	$6,76 + 0,90 \times 5,13 \times 4,5 + 1,84 \times 3,5$	33,98
N 5	Q_4	1,5	$Q_0 + 0,85 \times S (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) + Q_{\text{balcon}} \times S$	$6,76 + 0,85 \times 5,13 \times 6 + 1,84 \times 3,5$	39,36
N 6	Q_5	1,5	$Q_0 + 0,80 \times S (Q_1 + \dots + Q_5) + Q_{\text{balcon}} \times S$	$6,76 + 0,80 \times 5,13 \times 7,5 + 1,84 \times 4 \times 3,5$	43,98
N 7	Q_6	1,5	$Q_0 + 0,75 \times S (Q_1 + \dots + Q_6) + Q_{\text{balcon}} \times S$	$6,76 + 0,75 \times 5,13 \times 9 + 1,31 \times 3,5$	45,97
N 8	Q_7	1,5	$Q_0 + 0,714 \times S (Q_1 + \dots + Q_7) + Q_{\text{balcon}} \times S$	$6,76 + 0,714 \times 5,13 \times 10,5 + 2,36 \times 3,5$	53,48
N _{RDC}	Q_8	2,5	$Q_0 + 0,687 \times S (Q_1 + \dots + Q_8) + Q_{\text{balcon}} \times S$	$6,76 + 0,687 \times 1,4 \times 13$	19,26
N _{S.SOL}	Q_9	5	$Q_0 + 0,667 \times S (Q_1 + \dots + Q_9)$	$6,76 + 5,13 \times 0,667 \times 18$	63,35

Tableau II.18 : Dégression des surcharges pour poteau d'angle.

Tableau récapitulatif de la descente de charge pour poteau d'angle:

Etages	Niveau	Désignation des éléments	G (KN)	Q (KN)
8 ^{ème} étage	N1	Poids du plancher terrasse Poids du balcon Poids des poutres Poids de poteau Poids de l'acrotère Total	33,76 10,16 11,84 5,99 11,61 73,36	6,97
7 ^{ème} étage	N2	Venant de N1 Poids du plancher étage habitation Poids du balcon Poids des poutres Poids de poteau Total	73,36 28,68 10,16 11,84 5,99 129,35	21,11
6 ^{ème} étage	N3	Venant de N2 X1 Total	130,03 56,67 186,7	27,82
5 ^{ème} étage	N4	Venant de N3 X1 Total	186,7 56,67 243,37	33,98
4 ^{ème} étage	N5	Venant de N4 X1 Total	243,37 56,67 300,04	39,36
3 ^{ème} étage	N6	Venant de N5 X1 Total	300,04 56,67 356,71	43,98
2 ^{ème} étage	N7	Venant de N6 Poids du plancher étage habitation Poids du balcon Poids des poutres Poids de poteau de l'étage courant Total	356,71 28,68 7,23 11,84 5,99 410,45	45,97
1 ^{ème} étage	N8	Venant de N7 Poids du plancher étage habitation Poids du balcon Poids des poutres Poids de poteau de l'étage courant Total	410,45 28,68 13,03 11,84 5,99 469,99	53,48
RDC	N9	Venant de N8 Poids du plancher dalle pleine Poids des poutres Poids de poteau de l'étage RDC Total	469,99 8,90 11,84 7,13 497,86	19,26
S.SOL	N10	Venant de N9 Poids du plancher dalle pleine Poids des poutres Poids de poteau de l'étage S.SOL Total	497,86 32,63 11,84 6,41 548,74	63,35
Totale	∑		548,74	63,35

Tableau II.19 : Descente de charge du poteau d'angle.

Choix des sections de poteau d'angle:

Poteau	Etages	NG (kN)	NQ (kN)	NU (kN)	BR (cm ²)	a=b (cm)	RPA (cm ²)	CHOIX (cm ²)
Angle	8 ^{ème} étage	73,36	6,97	109,49	72,26	9,63	30*30	30*30
	7 ^{ème} étage	129,35	21,11	206,29	136,15	13,21	30*30	30*30
	6 ^{ème} étage	186,7	27,82	293,78	193,89	15,77	30*30	30*30
	5 ^{ème} étage	243,37	33,98	379,52	250,48	17,92	30*30	30*30
	4 ^{ème} étage	300,04	39,36	464,09	306,30	19,82	30*30	30*30
	3 ^{ème} étage	356,71	43,98	547,53	361,37	21,53	30*30	30*30
	2 ^{ème} étage	410,45	45,97	623,06	411,22	22,96	30*30	30*30
	1 ^{ère} étage	469,99	53,48	714,71	471,71	24,60	30*30	30*30
	RDC	497,86	19,26	701,00	462,66	24,36	30*30	30*30
	S.SOL	548,74	63,35	835,82	551,64	26,60	30*30	30*30

Tableau II.20 : Choix des sections de poteau d'angle.**Vérification de critère de résistance :**

$$\frac{NU}{B} \leq fbc = 14,2 \text{ Mpa}$$

Poteau	Etages	Nu (KN)	B(cm ²)	NU/B(MPA)	Conditions
Angle	S.SOL	109,03	30*30	1,22	Vérifiée
	RDC	206,29	30*30	2,29	Vérifiée
	1 ^{er} étage	292,40	30*30	3,26	Vérifiée
	2 ^{ème} étage	377,68	30*30	4,22	Vérifiée
	3 ^{ème} étage	461,80	30*30	5,16	Vérifiée
	4 ^{ème} étage	544,77	30*30	6,08	Vérifiée
	5 ^{ème} étage	619,85	30*30	6,92	Vérifiée
	6 ^{ème} étage	711,03	30*30	7,94	Vérifiée
	7 ^{ème} étage	697,42	30*30	7,79	Vérifiée
	8 ^{ème} étage	831,80	30*30	9,29	Vérifiée

Tableau II.21 : Vérification de critère de résistance poteau d'angle.

Vérification du critère de l'effort normal réduit :

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Poteau d'angle:

Poteau	étages	$N_d (KN)$	$h * b (cm^2)$	$B_c (cm^2)$	ν	observation
Central	8 ^{ème} étage	80,33	30*30	900	0,04	Vérifié
	7 ^{ème} étage	150,46	30*30	900	0,07	Vérifiée
	6 ^{ème} étage	214,52	30*30	900	0,10	vérifiée
	5 ^{ème} étage	277,35	30*30	900	0,12	Vérifiée
	4 ^{ème} étage	339,4	30*30	900	0,15	vérifiée
	3 ^{ème} étage	400,69	30*30	900	0,18	vérifiée
	2 ^{ème} étage	456,42	30*30	900	0,20	Vérifié
	1 ^{ème} étage	523,47	30*30	900	0,23	Vérifié
	RDC	517,12	30*30	900	0,23	Vérifié
	S.SOL	612,09	30*30	900	0,27	Vérifié

Tableau II.22 : Choix des poteaux d'angle avec vérification de l'effort normal réduit.

Le choix final des sections des poteaux :

Choix final des poteaux est résumé dans le tableau ci-dessous :

Etages	Forme de la section	
	Carrée (axa)	Circulaire (D)
8 ^{ème} étage	30*30	35
7 ^{ème} étage	30*30	35
6 ^{ème} étage	30*30	35
5 ^{ème} étage	40*40	40
4 ^{ème} étage	40*40	40
3 ^{ème} étage	40*40	50
2 ^{ème} étage	45*45	50
1 ^{ème} étage	45*45	50
RDC	50*50	50
S.SOL	50*50	55

Tableau II.23 : Tableau comparatif des sections des poteaux.

III.1 Acrotère :

III.1.1 Définition :

L'acrotère est un élément secondaire de sécurité entourant la terrasse. Le calcul se fait à la flexion composée pour une bande de 1 m de longueur

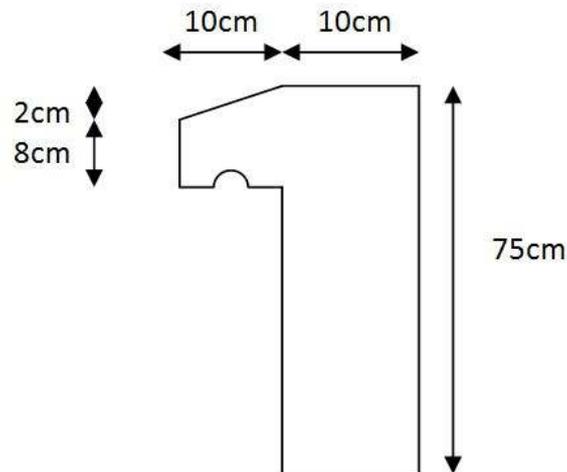


Figure III.1 : Acrotère.

III.1.2 Evaluation des charges :

a. Charges permanentes :

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.

$$S = (0,10 \times 0,75) + (0,08 \times 0,10) + 0,1 \times \frac{0,02}{2} = 0,084 \text{ m}^2$$

D'où le poids propre de l'acrotère :

$$G_1 = 25 \times 0,084 = 2,1 \text{ kN/m}$$

Le poids des enduits au ciment ($ep=1,5\text{cm}$) :

$$G_2 = [0,015 \times (0,75+0,65)] \times 18 = 0,38 \text{ kN/m}$$

Le poids total de l'acrotère :

$$G = G_1 + G_2 = 2,48 \text{ kN/m}$$

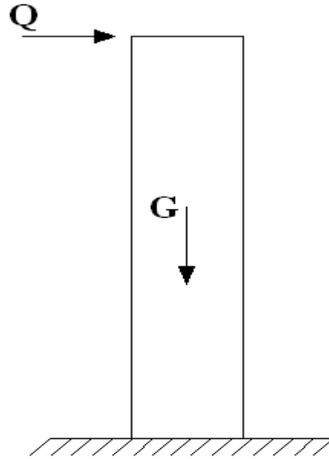


Figure III.2 : Charges et surcharges agissent sur l'acrotère.

b. Charge d'exploitation

$$Q=1,00\text{kN/ml}$$

L'action des forces horizontales $Q_h ; (F_p)$.

L'action des forces horizontales est donnée par : $F_p=4AC_pW_p \dots(6-3)[3]$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **Tableau (4.1) RPA** 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 =2,48kN.

$$F_p=4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,48=1,98\text{kN}.$$

$$Q_h=\text{Max} (1,5Q ; F_p)$$

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 1,98\text{kN} \\ 1,5Q = 1,5\text{kN} \end{array} \right\} \Rightarrow Q_h = 1,98\text{kN}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur

$$\mathbf{G=2,48\text{kN/ml} \text{ et } Q_h=1,98\text{kN/ml}}$$

III.1.3 Calcul des efforts :

Pour une bande de $1m$ de largeur :

E.L.U : $N_u=1,35G=3,35kN$

$$M_u=1,5.Q_h.h=2,23kNm$$

$$T_u=1,5.Q_h=2,97kN$$

E.L.S :

$$N_{ser}=G=2,48kN$$

$$M_{ser}=Q_h.h=1,49kNm$$

$$T_{ser}=Q_h=1,98kN$$

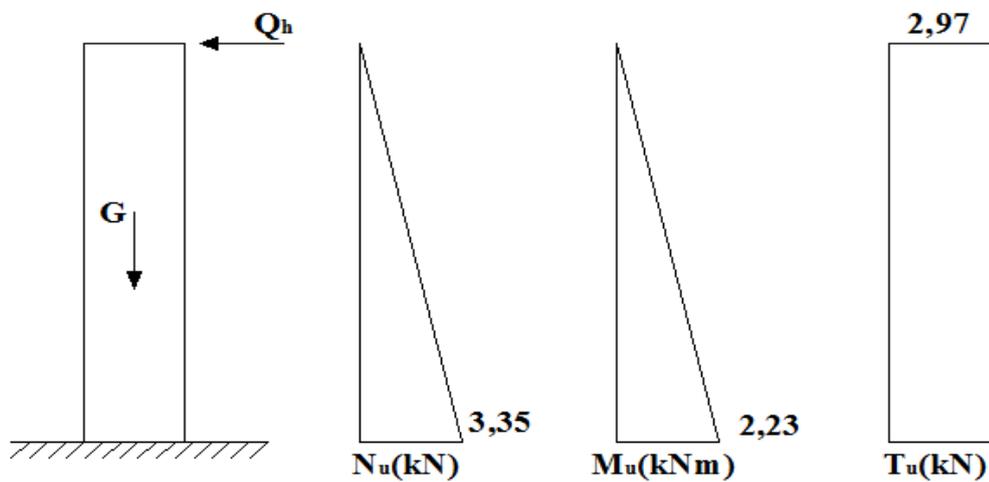


Figure III.3 : Diagramme des efforts à l'ELU.

III.1.4 Ferrailage de l'acrotère:

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

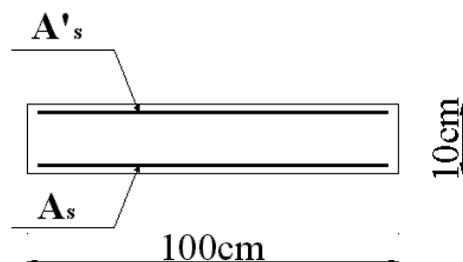


Figure III.4 : Ferrailage de l'acrotère.

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2,23}{3,35} = 66,57 \text{ cm} \left. \vphantom{e_0} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

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

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 »**

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 2,33 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,026$$

$$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0 \quad \text{Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,033$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 7,89 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,026 < 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10\% \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

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

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = 84,86 \text{ mm}^2$$

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

- $A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 75,23 \text{ mm}^2$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{s1} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 0,75 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

III.1.5 Vérification de la section d'acier selon le BAEL91 : [1]

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

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

Avec :

$$f_{t28}=2,1\text{MPa} ; \quad f_e=400\text{MPa} ; \quad b=100\text{cm} ; \quad d=8\text{cm}$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \{ 1\text{cm}^2 ; 0,97\text{cm}^2 \} = 1\text{cm}^2$$

Donc : on opte finalement pour 6T6=1,70cm²

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

III.1.6 Armatures de répartition :

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

On choisi 4T6=1,13 cm² avec un espacement : $S_t = \frac{75}{3} = 25 \text{ cm}$

III.1.7 Vérification des à L'E.L.S :

a. Détermination de l'axe neutre :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 60,08\text{cm}$$

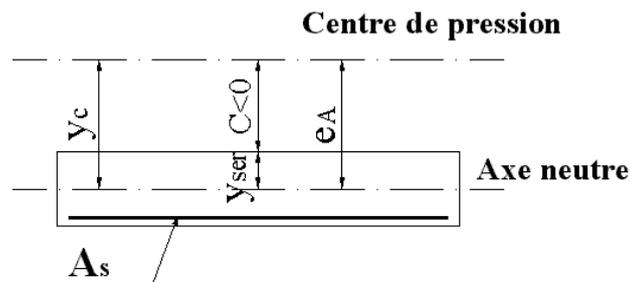


Figure III.5 : Distance de l'axe neutre

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.

$$C = d - e_A$$

$$\text{Avec : } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 63,08\text{cm} \Rightarrow C = -55,08\text{cm} \quad (C < 0)$$

D'après le "BAEL 91 modifié 99", on doit résoudre l'équation suivant :

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

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

Avec :

$$n = 15; \begin{cases} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A'_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = -9004,91 \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A'_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 328116,11 \end{cases}$$

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

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27} \right) = -5,17 \cdot 10^8$$

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

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 109,57$$

$$y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -109,45 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 59,20 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 50,25 \text{ cm}$$

La solution qui convient est : $y_c = 59,20 \text{ cm}$

$$Y_{ser} = Y_c + C = 4,12 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_{ser} = 4,12 \text{ cm} \\ y_c = 59,20 \text{ cm} \end{cases}$$

b. Calcul du moment d'inertie :

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

avec : $A_s' = 0$

$$\Rightarrow I = 2715,04 \text{ cm}^4$$

III.1.8 Vérification des contraintes :**a. Contrainte du béton :**

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

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2,48 \cdot 10^3 \times 59,20 \cdot 10}{2715,04 \cdot 10^4} \right) \times 41,2 = 2,23 MPa < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

b. Contraintes de l'acier :

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

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

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

$$\sigma_s = 31,47 MPa < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 1,15 MPa < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

III.1.9 Vérification à l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

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

$$\tau_u = \frac{2,97 \cdot 10^3}{80 \cdot 10^3} = 0,037 MPa < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

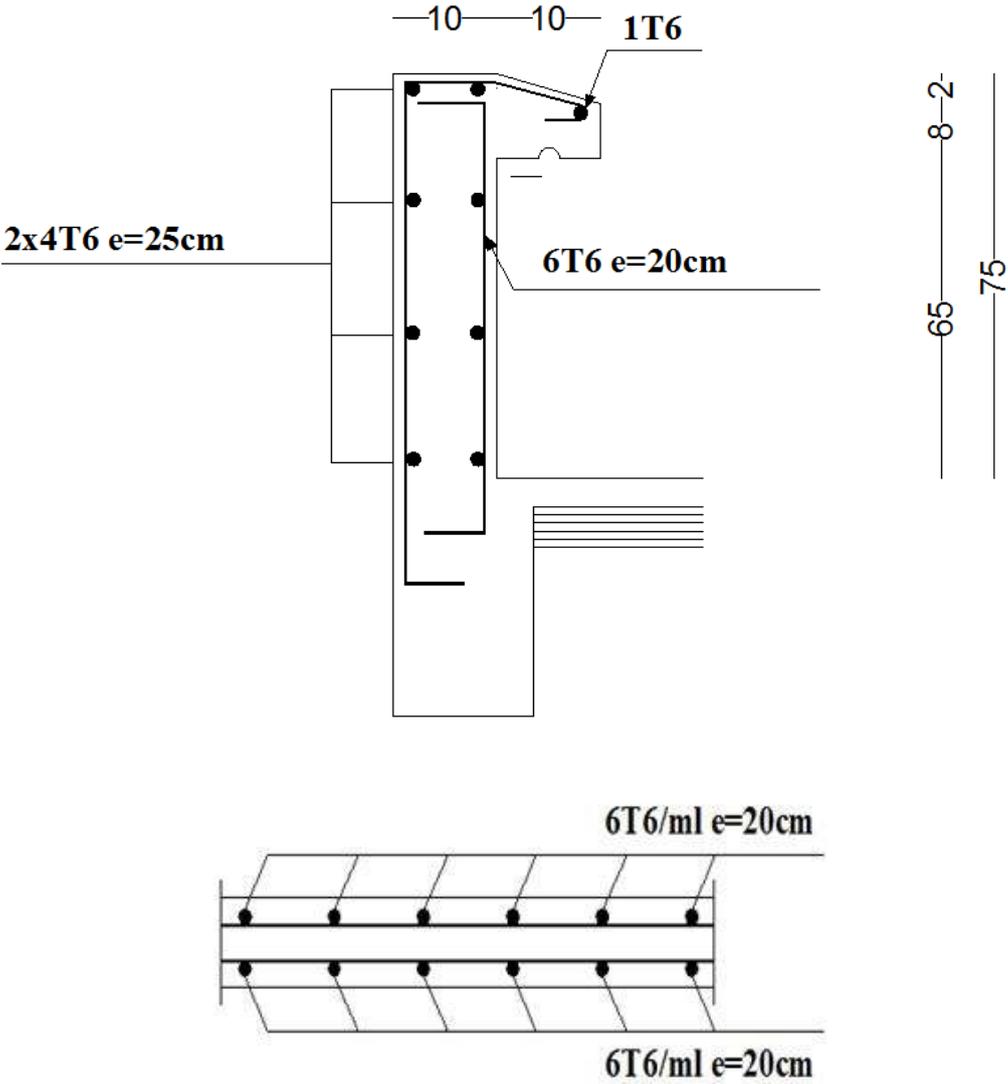


Figure III.6 : Ferrailage de l'acrotère

III.2 Etude des balcons :

III.2.1 Introduction :

Le bâtiment étudié comporte un seul type de balcon, et se calcule comme une console en dalle pleine encastree 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.

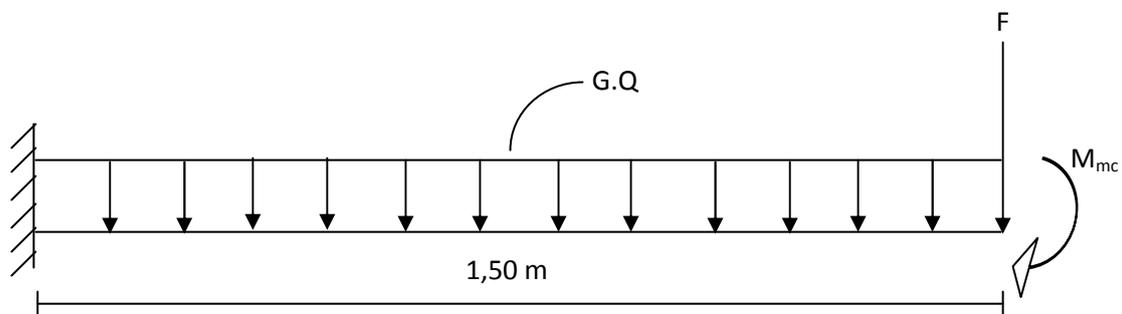


Figure III.7 : Schéma statistique du balcon

III.2.2 Calcul des charges sollicitant le balcon :

a. Charges permanentes et surcharges d'exploitation :

- Charge permanente :

- Carrelage (ép=2cm)	0,4 kN/m ²
- Mortier de pose	0,4 kN/m ²
- Lit de sable	0,36 kN/m ²
- Dalle en B.A (ép=16cm)	4,00 kN/m ²
- Enduit au ciment (ép=2cm).....	0,36 kN/m ²

$$\Sigma G=5,52 \text{ kN/m}^2$$

Pour une bande de 1m :

$$G \times 1m = 5,52 \times 1 = 5,52 \text{ KN/m}$$

- **Charge d'exploitation :**

$$Q = 3,5 \text{ kN/m, pour une bande de 1m.}$$

- **Charge concentrée :**

- Enduit au ciment :0,36 kN/m²

- Maçonnerie (ép=10cm) :0,90 kN/m²

- Enduit au ciment :0,36 kN/m²

$$F = 1,62 \text{ kN/m}^2$$

Pour une bande de 1m, $F = 1,62 \text{ kN/m}^2$

- **Moment due à la main courante :**

$$M_{mc} = Q \times L = 1 \times 1 \times 1 = 1 \text{ kN/m}$$

b. Combinaisons des charges :

	ELU	ELS
q (kN/m)	12,70	9,02
F(kN)	2,19	1,62
M_{mc}(kN.m)	1,5	1,00

Tableau III.1 : Les combinaisons des charges.

c. Calcul des efforts internes :

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

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

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

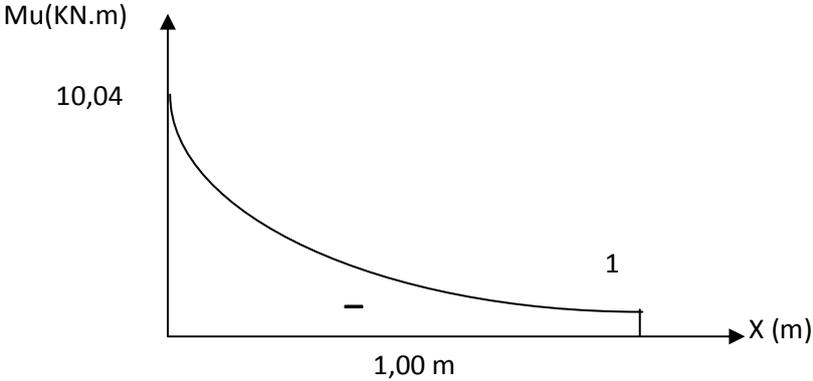


Figure III.8 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.

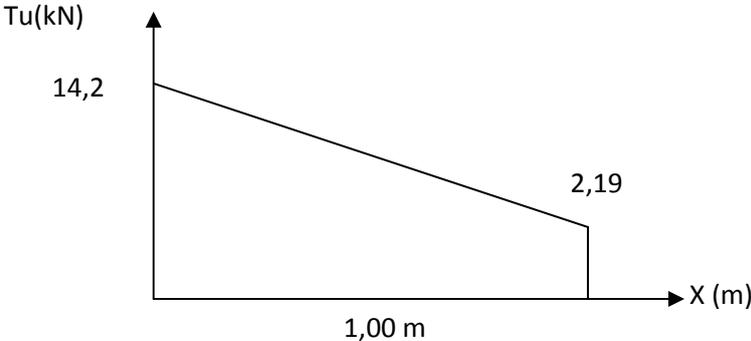


Figure III.9 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

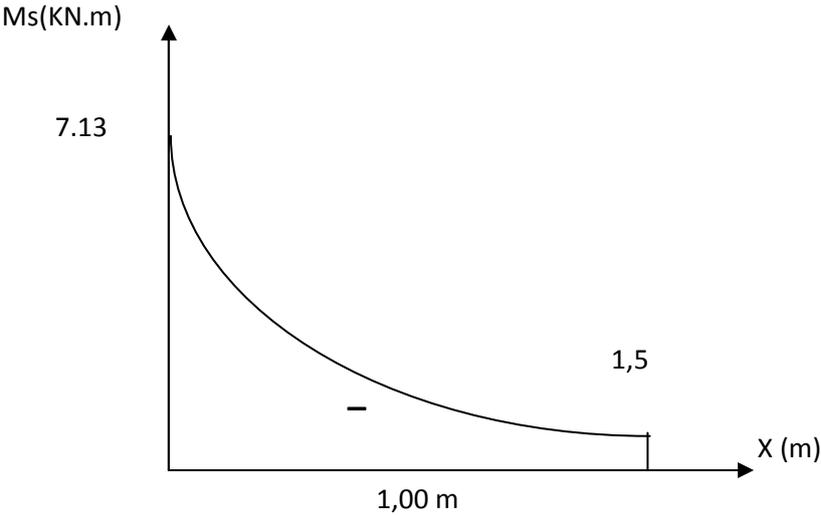


Figure III.10 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS

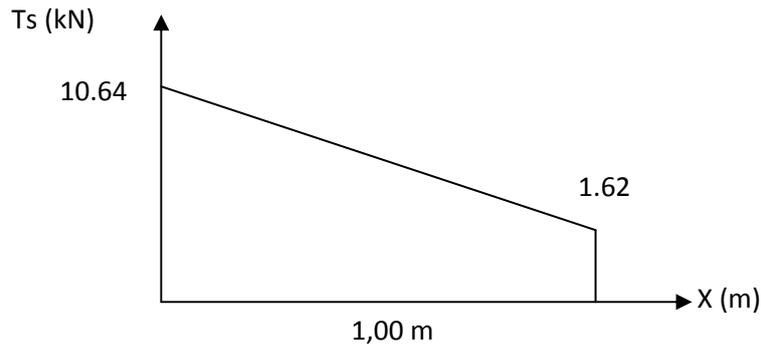


Figure III.11 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

III.2.3 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)=(100x16)cm²

Les données : $f_{c28} = 25$ MPa, $f_{t28} = 2,1$ MPa, $f_{bc} = 14,17$ MPa, $d = 13,5$ cm, $f_e = 400$ MPa

MU (kN,m)	μ	$\mu < \mu_r$	A'S (cm ²)	α	Z (cm)	As (cm ²)	Le choix	As (cm ²)	ESP (cm)
10,04	0,039	oui	0	0,0497	13.23	2,18	5T10	3,93	20

Tableau III.2 : Ferrailage du balcon.

$$\begin{aligned}
 St < \min \left\{ \begin{array}{l} (33 \text{ et } 3h) \text{ pour une charge répartie} \\ (22 \text{ et } 2h) \text{ pour une charge concentrée} \end{array} \right. \\
 \\
 St < \min \left\{ \begin{array}{l} 33 \text{ cm} \\ 22 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow St = 20 \text{ cm} \dots\dots \text{Espacement vérifié}
 \end{aligned}$$

b. Armatures de répartition :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0.79 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 1.97 \text{ cm}^2$$

On adopte: 3T8/ml = 1.51 cm² avec: S_f = 20 cm

III.2.4 Vérification :**a. Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s = 3.93 \text{ cm}^2 \geq A_s^{\min} = 1.73 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

b. Vérification à l'effort tranchant:

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

Avec:

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.1f_{c28} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{14,20 \cdot 10^3}{1000 \times 135} = 0.105 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

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: $n=15$; $\eta=1,6(H.A)$; $c'=2 \text{ cm}$; $d=14,4 \text{ cm}$; $b=100 \text{ cm}$; $A'_s=0$

On doit vérifier que:

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right) = 201.6 \text{ MPa} \end{cases}$$

Avec : $\eta=1,6(H.A)$

$M_{ser}(kNm)$	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	σ_s (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
7,13	3,93	3,44	7322,87	3,35	vérifiée	146,93	vérifiée

Tableau III.3 : Vérification des contraintes.

• **Vérification de la flèche :**

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{16}{150} = 0,106 > 0,0625 \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{bd} < \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3,93}{100 \times 13,5} = 0,0029 < 0,0105 \dots \text{vérifiée}$$

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

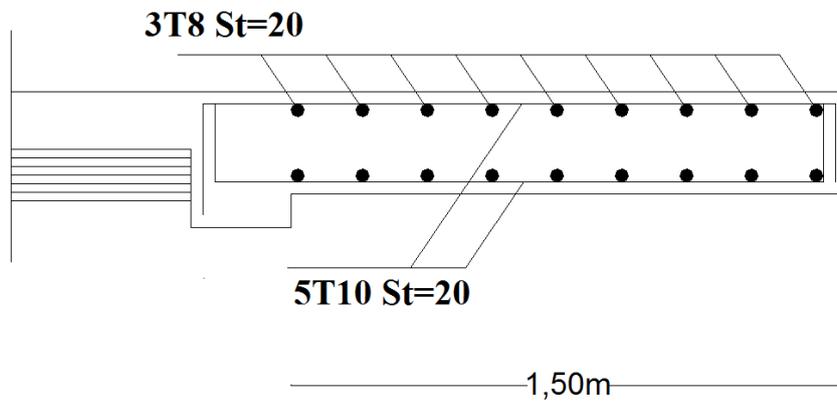


Figure III.12: Schéma de ferrailage des balcons.

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 :

On a un seul type de plancher en corps creux d'épaisseur **21cm**.

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 $(16 \times 20 \times 65) \text{ cm}^3$ avec une dalle de compression de 5cm d'épaisseur.

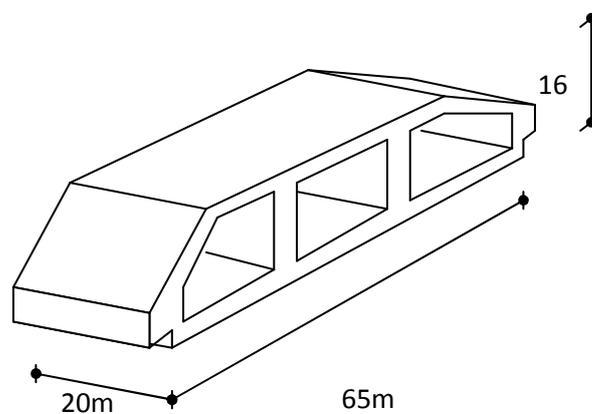


Figure III.13 : Corps Creux

III.3.2.1.1 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.

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) * h_t$$

Avec :

h_t : Hauteur du plancher.

h_0 : Hauteur de la dalle de compression.

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y}{10} \right)$$

Tel que :

L_x : Distance entre nus d'appuis des poutrelles.

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

$$b = 2 * b_1 + b_0$$

$$b_0 = (0,4; 0,6) * h = (8; 12) \text{ cm. On adopte } b_0 = 12 \text{ cm.}$$

Soit : **$b_0 = 12 \text{ cm.}$**

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \min \left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10} \right) \Rightarrow b \leq 2 * \min \left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10} \right) + b_0$$

$$L_x = 65 - 12 = 53 \text{ cm.}$$

$$L_y = 555 - 30 = 525 \text{ cm.}$$

$$b_1 = \min \left(\frac{53}{2}; \frac{525}{10} \right) = 26.5 \text{ cm.} \Rightarrow b = 2 * 26.5 + 12 = 65 \text{ cm.}$$

Soit : **$b = 65 \text{ cm}$**

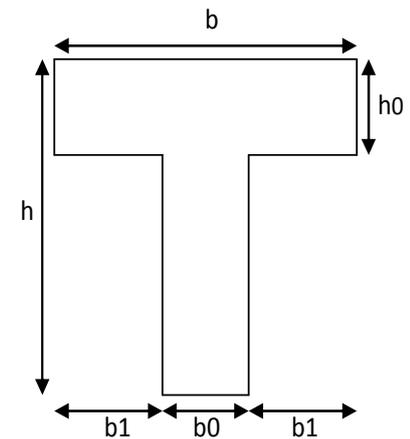


Figure III.14 : Schéma de poutrelle

III.3.2.1.2 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 $p_s = 0.65 \times q_s$

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	6.58	1.00	10.38	6.75	7.58	4.93
Etages d'habitation	5.59	1.50	9.80	6.37	7.09	4.61

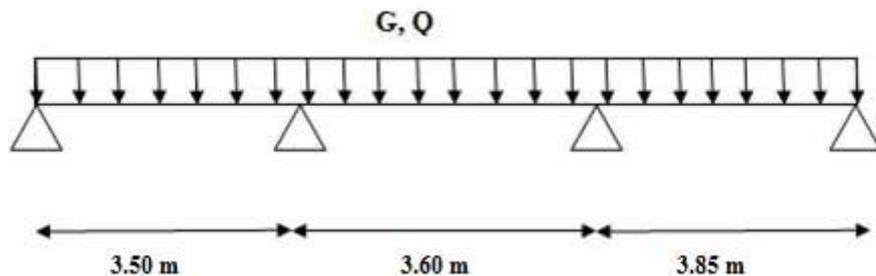
Tableau III.4 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles

Conclusion :

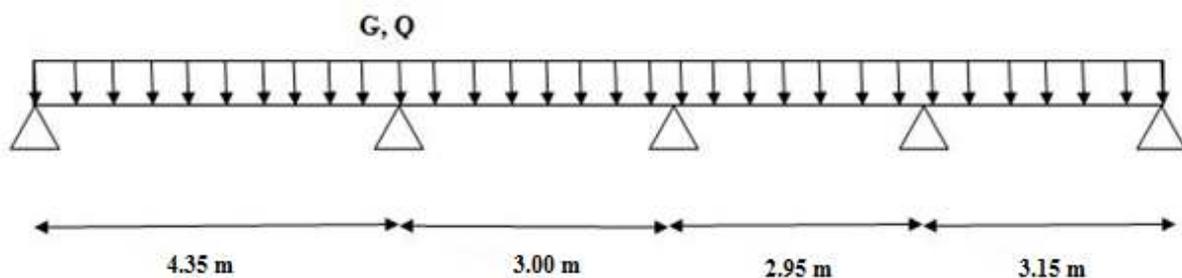
Le plancher terrasse est le plus sollicité.

III.3.2.1.3 Les Différents types de poutrelles :

- **Type 1:** 3 travées.



- **Type 2:** 4 travées.

**III.3.2.1.4 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 :

- **Méthode forfaitaire**

➤ **condition d'application**

1- Il faut que le plancher soit à surcharge 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

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

4- La fissuration est non préjudiciable.

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

- **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**

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

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 calcule, de chaque côté de l'appuis, les longueurs de travées fictives " l_w " à gauche et " l_e " à droite, avec :

$l_w = l$ pour une travée de rive

$l_w = 0,8l$ 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.

❖ **TYPE 1** : poutrelle à trois travées.

Vérification des conditions d'application :

- **Plancher terrasse inaccessible :**

$$G = 6,58 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$Q \leq \max(2G ; 5 \text{ KN/m}^2) \dots \dots \dots \text{vérifier.}$$

- **Plancher étages d'habitation :**

$$G = 5,34 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q \leq (2G ; 5 \text{ KN/m}^2) \dots \dots \dots \text{vérifier.}$$

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité car ses sections sont constants.**vérifier.**

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

$$3,50/3,60 = 0,97 \dots \dots \dots \text{vérifier.}$$

$$3,60 / 3,85 = 0,94 \dots \dots \dots \text{vérifier.}$$

La fissuration ne compromet pas la tenue de béton armé et de ses revêtements car elle Considère comme peu préjudiciable.

➤ **Exposée de la méthode :**

Le principe consiste à autoriser le transfert de moment entre les sections sur appuis, et en travées et réciproquement.

a. Calcul des moments :

$$\text{Soit : } \alpha = \frac{Q}{Q+G}$$

Les moments en travées et en appuis doivent vérifier :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max\{(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0\}.$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \dots\dots\dots (\text{Cas d'une travée de rive}).$$

$$M_{t1} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \dots\dots\dots (\text{Cas d'une travée intermédiaire}).$$

Avec :

- M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (c'est le moment isostatique)

- M_g et M_d : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

- M_t : le moment maximal en travée dans la travée considérée

- $M = 0.2 M_0$appui de rive

- $M = 0.6 M_0$pour une poutre à deux travées

- $M = 0.5 M_0$pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées

- $M = 0.4 M_0$pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées

b. Calcul des efforts tranchants :

On considère qu'il y a discontinuité entre les travées, donc les efforts tranchants du système hyperstatique sont confondus avec les efforts tranchants du système isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire, on tient compte des moments de continuité.

Alors considère chaque travée séparément et en multiplie l'effort tranchant isostatique par un coefficient (C) tel que :

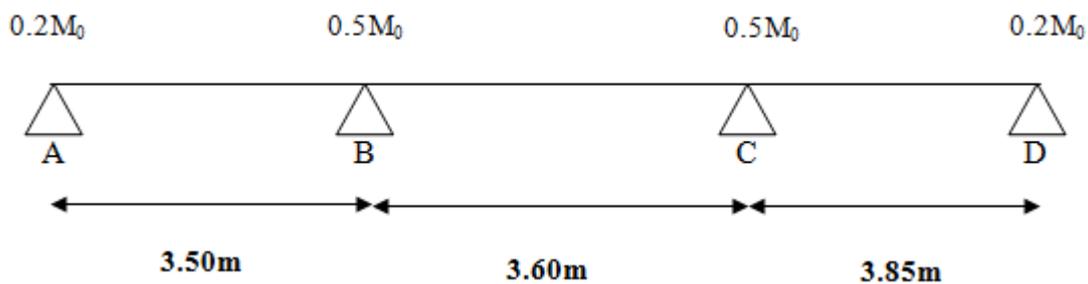
$C = 1,15$ cas de travée de rive pour les poutres à deux travées.

$C = 1,1$ cas de travée de rive pour les poutres à plus deux travées.

➤ **Application :**

Terrasse inaccessible : Il y a deux types de poutrelle :

❖ **Type1 :** poutrelle à trois travées.



Avec : $Q = 1\text{KN}/\text{m}^2$.

$G = 6,58\text{ KN}/\text{m}^2$.

$P_u = 6,75\text{KN}/\text{m}^2$

$P_s = 4,93\text{KN}/\text{m}^2$

Moments isostatiques

- **À l'ELU :**

$$M_0^{AB} = \frac{p_u l^2}{8} = \frac{6,75 \times (3,50)^2}{8} = 10,34 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{p_u l^2}{8} = \frac{6,75 \times (3,60)^2}{8} = 10,94 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{p_u l^2}{8} = \frac{6,75 \times (3,85)^2}{8} = 11,87 \text{ KN.m}$$

- **À l'ELS**

$$M_0^{AB} = 7,55\text{KN.m}$$

$$M_0^{BC} = 7,99\text{KN.m}$$

$$M_0^{CD} = 9,13\text{KN.m}$$

Moment aux appuis :**- À l'ELU**

$$M_A = 0,2 \times 10,34 = 2,07 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max(10,34 ; 10,94) = 5,47 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,5 \times 11,87 = 5,94 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,2 \times 11,87 = 2,37 \text{ KN.m}$$

- À l'ELS

$$M_A = 0,2 \times 7,55 = 1,51 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max(7,55 ; 7,99) = 4 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,5 \times 9,13 = 4,57 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,2 \times 9,13 = 1,22 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6,58} = 0,13$$

$$\begin{cases} (1,2 + 0,3\alpha) = 1,24 \\ (1 + 0,3\alpha) = 1,04 \end{cases}$$

- À l'ELU

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{Pour une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{Pour une travée intermédiaire.} \end{array} \right.$$

Travée A-B (travée de rive)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1,05 \times 10,34 - \frac{2,07 + 5,47}{2} = 7,09 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1,24}{2} \times 10,34 = 6,41 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Travée B-C (travée intermédiaire)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1.05 \times 10.94 - \frac{5.47 + 5.94}{2} = 5.78 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.04}{2} \times 10.94 = 5.69 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Travée C-D : (travée de rive)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1.05 \times 11.87 - \frac{2.37 + 5.94}{2} = 8.30 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.24}{2} \times 11.87 = 7.36 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- À l'ELS

Travée A-B (travée de rive)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1.05 \times 7.55 - \frac{1.51 + 4}{2} = 5.17 \text{ N.m} \\ M_t \geq \frac{1.24}{2} \times 7.55 = 4.68 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Travée B-C : (travée intermédiaire)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1.05 \times 7.99 - \frac{4 + 4.57}{2} = 4.10 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.04}{2} \times 7.99 = 4.15 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Travée C-D : (travée de rive)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1.05 \times 9.13 - \frac{4.57 + 1.83}{2} = 6.39 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.24}{2} \times 9.13 = 5.66 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Les efforts tranchants**- À L'ELU**

Travée A-B

$$V_A = \frac{6.75 \times 3.50}{2} = 11.81 \text{KN}$$

$$V_B = 1.1 \times V_A = -12.99 \text{KN}$$

Travée B-C

$$V_B = 1.1 \times \frac{6.75 \times 3.60}{2} = 12.15 \text{KN}$$

$$V_C = -12.15 \text{KN}$$

Travée C-D

$$V_C = 1.1 \times \frac{6.75 \times 3.85}{2} = 14.29 \text{KN}$$

$$V_D = -12.99 \text{KN}$$

- À P'ELS

Travée A-B

$$V_A = \frac{4.93 \times 3.50}{2} = 8.63 \text{KN}$$

$$V_B = 1.1 \times V_A = -9.49 \text{KN}$$

Travée B-C

$$V_B = 1.1 \times \frac{4.93 \times 3.60}{2} = 9.76 \text{KN}$$

$$V_C = 1.1 \times \frac{4.93 \times 3.60}{2} = -9.76 \text{KN}$$

Travée C-D

$$V_C = 1.1 \times \frac{4.93 \times 3.85}{2} = 10.44 \text{KN}$$

$$V_D = \frac{4.93 \times 3.85}{2} = -9.49 \text{KN}$$

Les résultats des sollicitations sont présentés dans les tableaux suivants :

Type 1 :

Travée	L	P _u	M ₀	M _g	M _d	M _t	V _g	V _d
	(m)	(KN/m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN)	(KN)
A-B	3.50	6.75	10.34	2.07	5.47	7.09	11.81	-12.99
B-C	3.60	6.75	7.59	5.47	5.94	5.78	12.15	-12.15
C-D	3.85	6.75	11.87	5.94	2.37	8.30	14.29	-12.99

Tableau III.5 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 1 à l'ELU.

Travée	L	P _s	M ₀	M _g	M _d	M _t	V _g	V _d
	(m)	(KN/m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN)	(KN)
A-B	3.50	4.93	7.55	1.51	4.00	5.17	8.63	-9.49
B-C	3.60	4.93	5.55	4.00	4.57	4.15	9.76	-9.76
C-D	3.85	4.93	9.13	4.57	1.83	6.39	10.44	-9.49

Tableau III.6 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 1 à l'ELS.

❖ **TYPE 2:** poutrelle à quatre travées

Vérification des conditions d'application

• **Plancher terrasse inaccessible**

$$G = 6,58 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$Q \leq \max(2G ; 5 \text{ KN/m}^2) \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

• **Plancher étages courants**

$$G = 5,59 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q \leq \max(2G ; 5 \text{ KN/m}^2) \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité car ses sections sont constants. **vérifier.**

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

$4.35/3=1.4\dots\dots\dots$ **Non vérifier.**

Donc on utilise la méthode de Caquot :

➤ **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.

• **Calcul à l'ELU**

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Travée	L (m)	L' (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	4.35	4.35	6.75	15.97	-3.19	-12.18	8.60	12.61	-16.75
B-C	3.00	2.4	6.75	4.86	-12.18	-5.49	-3.40	10.89	-5.31
C-D	2.95	2.36	6.75	4.70	-5.49	-5.57	-0.83	7.93	-8
D-E	3.15	3.15	6.75	8.37	-5.57	-1.67	4.86	11.87	9.39

Tableau III.7 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 2 à l'ELU.

• **Calcul à l'ELS :**

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Travée	L (m)	L' (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
A-B	4.35	4.35	4.93	11.66	-2.33	-11.70	5.12
B-C	3.00	2.4	4.93	3.55	-11.70	-3.65	-2.98
C-D	2.95	2.36	4.93	3.43	-3.65	-5.28	-0.99
D-E	3.15	3.15	4.93	6.11	-5.28	-1.22	3.03

Tableau III.8 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 2 à l'ELS.

III.3.2.1.5 Ferrailage des poutrelles :

- **Poutrelle type 1 :**

On considère pour le ferrailage 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 :

$$\text{E.L.U : } M_{tu}^{\max} = 8,30 \text{ kNm}$$

$$M_{au}^{\max} = 5,94 \text{ kNm}$$

$$T_u^{\max} = 14,29 \text{ kN}$$

$$\text{E.L.S : } M_{tser}^{\max} = 6,39 \text{ kNm}$$

$$M_{aser}^{\max} = 4,57 \text{ kNm}$$

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

a. Ferrailage longitudinal en travée :

Calcul de M_{tu} :

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

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

$$M_{t \max} = 8,30 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$M_{tu} > M_t^{\max} \Rightarrow$ 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

$$\mu_{bc} = \frac{M_t}{f_{bc} d^2 b} = \frac{8.30 \times 10^{-3}}{14.17 \times 0.65 \times 0.189^2} = 0.025 < 0.186$$

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

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

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

Calcul de A_s :

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.025}) = 0.032$$

$$Z = 0.189 \times (1 - 0.4 \times 0.032) = 0.187m$$

$$A_s = \frac{8.30 \times 10^{-3}}{348 \times 0.187} = 1.28 \times 10^{-4} m^2$$

$$A_s = 1.28 cm^2$$

Soit : $A_s = 3T10 = 2,36 cm^2$

▪ **Condition de non fragilité**

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

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

b. Ferrailage longitudinal sur appuis :

$$\text{On a: } M_{\text{au}}^{\max} = 5.94 \times 10^{-3} \text{ MNm} < M_{\text{tab}} = 0,076 \text{ MNm}$$

\Rightarrow 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.

$$\mu_{bc} = \frac{M_a^{\text{rive}}}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5.94 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.189^2 \times 14.17} = 0.098$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.098}) = 0.129$$

$$z = 0.189 \times (1 - 0.4 \times 0.129) = 0.179$$

$$A_{\text{rive}} = \frac{M_a^{\text{rive}}}{z \times \sigma_s} = \frac{5.94 \times 10^{-3}}{0.179 \times 348} = 9.54 \times 10^{-5} m^2$$

$$A_{\min} = 0.95 cm^2$$

On choisit : $A_s = 1T12 = 1.13 cm^2$

▪ **Condition de non fragilité**

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

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

c. Vérification :

Effort tranchant

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{\max} = 14,29 \text{ kN}$.

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

Tel que :

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = 0,63 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Au voisinage des appuis :

• **Appuis de rives :**

- **Vérification de la compression du béton [1] :**

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

Avec : $T_u = 12,99 \text{ kN}$ (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{12,99 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0,64 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

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

$$A_s = 0,79 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{f_e} = 0,41 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Appuis intermédiaires :**

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

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0,9b_0d} = \frac{14,29 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0,70 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

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

$$A_s = 1,13 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s} = -0,59 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

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

$$\text{que : } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad [4]$$

- **Détermination de l'axe neutre**

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

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

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

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

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

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 :

$$\begin{cases} b_0y^2 + [2(b-b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)]y - [(b-b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)] = 0 \\ I = \frac{b_0}{3}y^3 + \frac{(b-b_0)h_0^3}{12} + (b-b_0)h_0\left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15[A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2] \end{cases}$$

	$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	Vérification
Travée	6.39	2.36	4.03	9245.64	2.79	vérifiée
Appuis	4.57	1.13	3.80	4084.26	4.25	vérifiée

Tableau III.9 : Vérification de la contrainte de béton.

Vérification de la flèche

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

Les conditions à vérifier :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Avec:

$h=21cm$; $b_0=12cm$; $d=18.9cm$; $L=3,60 m$; $M_{tser}=6.39kNm$; $M_0=7.99 kNm$; $A_s=2,36cm^2$; $f_e=400MPa$.

Alors:

$$\frac{h}{L} = 0,058 < 0,0625 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} = 0,011 > 0,0105 \dots \dots \dots \text{non; vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,058 < 0,08 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

Alors:

Puisque les (03) conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ [1].

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

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

$$\text{Donc : } \bar{f} = \frac{360}{500} = 0,72 \text{ cm}$$

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 » [1] :

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

- Moment d'inertie de la section totale homogène « I_0 » [1] :

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

- Calcul des moments d'inerties fictifs [3] :

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

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 :

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y_1 (cm)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
6.39	2,36	7.20	0,010	143.26	4.11	1.64	0,53	23257.12	8049.22	12442.29

Tableau III.10 : Calcul de la flèche

- Calcul des modules de déformation :

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

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

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} = 0,32.cm \quad (L = 3.60m)$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 0,61 \text{ cm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,29 \text{ cm} < \bar{f} = 0,74 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- Calcul des armatures transversales et l'espace

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance *FeE24*
($f_e = 235 \text{ MPa}$)

Selon le C.B.A 93 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_y K}{0,8 f_e} \quad K = 1 \quad \text{Art A 5.1.2.3} \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40 \text{ cm}) \quad \text{Art A 5.1.2.2} \\ \bullet \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right) \quad \text{Art A 5.1.2.2} \end{array} \right.$$

• RPA 99 version 2003 :

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

Avec :

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

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

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

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

Donc :

Choix des armatures :

$$\text{On adopte : } A_t = 2\phi_6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

- Selon le C.B.A 93:

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0cm \\ \bullet S_t \leq 17.01cm \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0.012cm \end{array} \right.$$

- Selon le "RPA 99 version 2003" :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0.036 cm \\ \bullet S_t \leq 5 cm \dots \text{Zonenodale} \\ \bullet S_t \leq 10 cm \dots \text{Zonecourante} \end{array} \right.$$

Choix des espacements :

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

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

❖ Poutrelle type 2

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

$$\mathbf{E.L.U} : M_{tu}^{\max} = 8,60 \text{ kNm}$$

$$M_{au}^{\max} = 12,18 \text{ kNm}$$

$$T_u^{\max} = 16,75 \text{ kN}$$

$$\mathbf{E.L.S} : M_{tser}^{\max} = 5,12 \text{ kNm}$$

$$M_{aser}^{\max} = 11,70 \text{ kNm}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

	M_u (KN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z(cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	8,60	0,026	Oui	0	0,033	18,65	1.33	3T10	2.36
Appui	12,18	0,20	Oui	0	0.28	16.78	2.09	2T12	2.26

Tableau III.11 : Ferrailage de Plancher terrasse

- **Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 * b * d \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Art A.4.2.1}) [1]$$

Position	As (choisi)	As _{min}	observation
Travée	2.36	1.48	vérifier
Appuis	2,26	0.27	vérifier

Tableau III.12 : Vérification de la Condition de non fragilité.

Position	Tu max (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Travée	16.75	0,74	3,33	Vérifier

Tableau III.13 : Vérification de l'effort tranchant.

- **Vérification des contraintes**

	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	Vérification
Travée	5.12	2.36	4.03	9245.64	2.23	vérifiée
Appuis	11.70	1.13	4.03	4084.26	11.54	vérifiée

Tableau III.14 : Vérification de la contrainte de béton.

- **Vérification de la flèche**

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y_1 (cm)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
5.12	2,36	7.20	0,010	114.79	4.11	1.64	0,55	23257.12	7846.29	12227.72

Tableau III.15 : Calcul de la flèche

Donc :

$$f_i = 0.38 \text{ cm}$$

$$f_v = 0.73 \text{ cm}$$

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ [1].

$$\bar{f} = \frac{435}{500} = 0,87 \text{ cm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0.35 \text{ cm} \leq \bar{f} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- **Calcul des armatures transversales et l'espacement**

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

Choix des espacements

$$\begin{cases} S_t = 5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

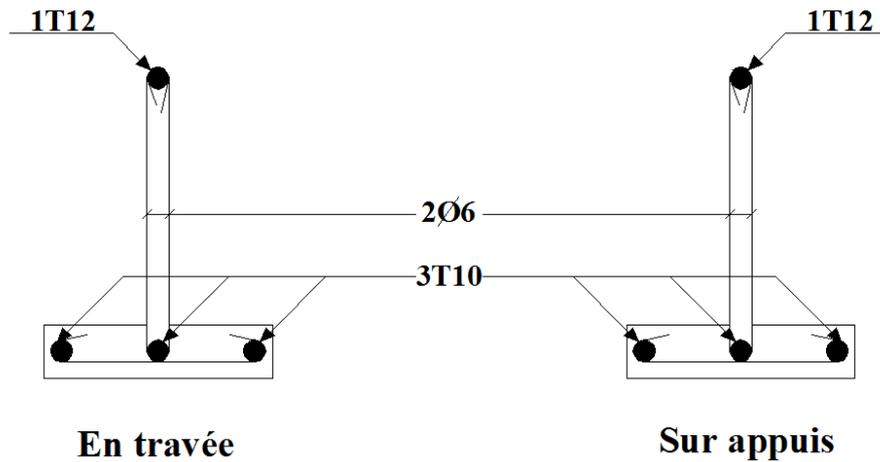


Figure III.15 : Schéma de ferrailage des poutrelles type 1

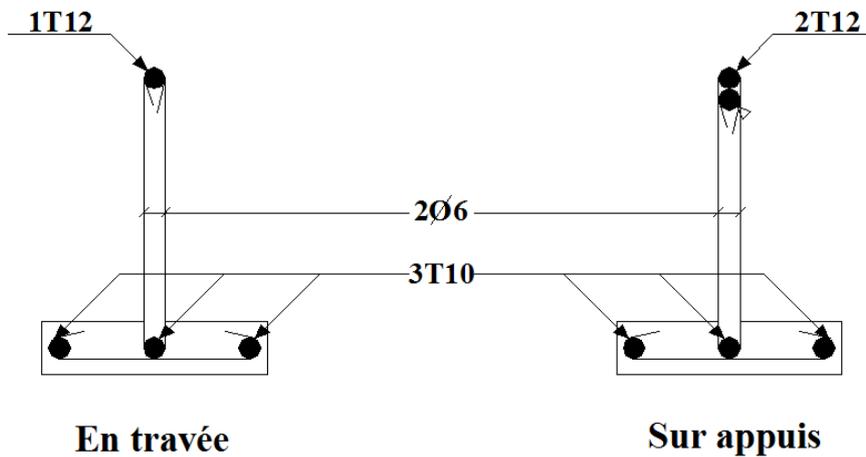


Figure III.16 : Schéma de ferrailage des poutrelles type 2

III.3.2.2 Ferrailage de la table 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.

$$\text{Si : } \begin{cases} 50 \leq L \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_1 = \frac{4L}{f_e} \\ L \leq 50\text{cm} \Rightarrow A_2 = \frac{200}{f_e} \end{cases} \quad [4] \text{ (art.6.8.4.2.3)}$$

Avec :

L : distance entre axes des poutrelles

A_1 : armatures perpendiculaires aux poutrelles

A_2 : armatures parallèles aux poutrelles

Tel que :

$L=65\text{cm}$; $F_e=235\text{MPa}$ (acier rond lisse)

Donc on obtient : $A_1= 1,11\text{cm}^2/\text{ml}$.

On prend : **$6\text{T}6=1,18\text{cm}^2$**

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

- **Armatures de répartition :**

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,56\text{cm}^2$$

Soit : **$6\text{T}6=1,18\text{cm}^2$** $S_t=20\text{cm}$.

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.

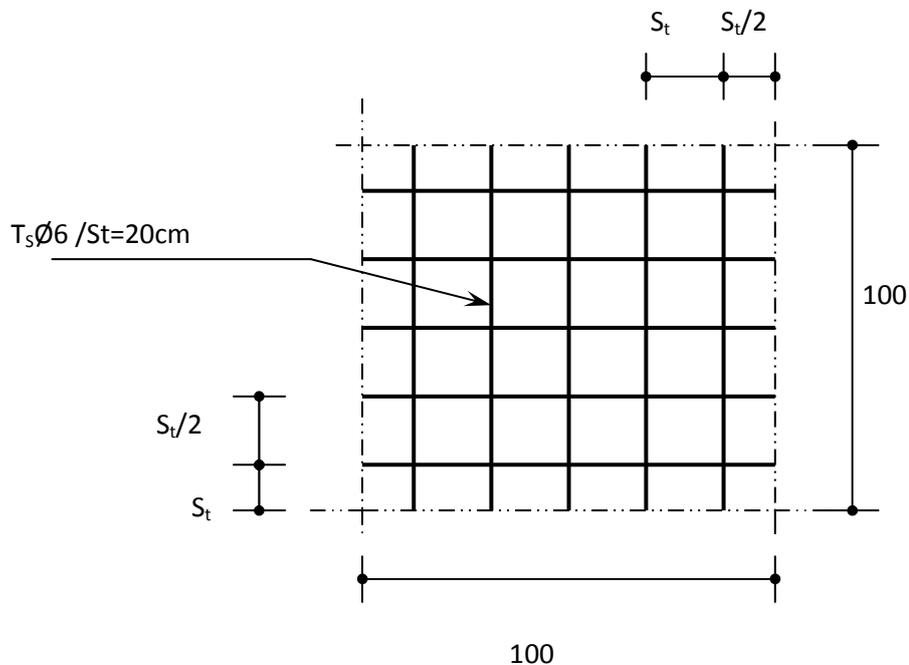


Figure III.17 : Ferrailage de la dalle de compression

III.3.3 Plancher en dalle pleine

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

Dans notre structure, on a :

- **Dalle pleine rectangulaire**

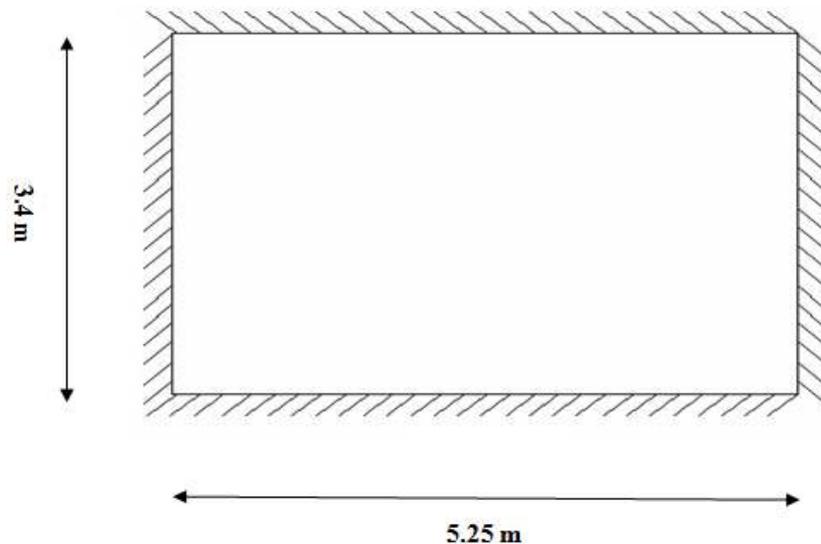


Figure III.18 : Dimensions d'une dalle pleine rectangulaire.

a. Evaluation des charges

$G=6,36\text{kN/m}^2$, $Q=5,00\text{ kN/m}^2$.

ELU :

$$q_u=1,35G+1,5Q=16,09\text{ kN/m}^2$$

ELS :

$$q_{\text{ser}}=G+Q=11,36\text{ kN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,40}{5,25} = 0,65 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

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 de ν .

ν : 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**"

$$\rho = 0,65 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0751 \\ \mu_y = 0,3613 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 13,97 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 5,05 \text{ kNm}$$

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 11,87 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 4,29 \text{ kNm}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 6,99 \text{ kNm}$$

c. Ferrailage de la dalle

$b=100\text{cm}$; $h=16\text{cm}$; $c=c'=3\text{cm}$; $d=13\text{cm}$; $f_c=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$;

$\sigma_s=348\text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

	<i>Sens</i>	M_u (kNm)	μ	A_s' (cm ²)	α	Z(cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	11.87	0,050	0	0,064	12,67	2,69	4T10	3,14	25
	y-y	4.29	0,018	0	0,023	12,88	0.96	4T8	2,01	25
Appuis	x-x	6.99	0,019	0	0,024	12,88	1,56	4T8	2,01	25
	y-y									

Tableau III.16 : Ferrailage de la dalle pleine rectangulaire

d. Espacement :**- Travée :**

$$\text{Sens x-x : } esp = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \text{Vérifiée}$$

$$\text{Sens y-y : } esp = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \text{Vérifiée}$$

- Appuis :

$$\text{Sens x-x : } esp = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \text{Vérifiée}$$

$$\text{Sens y-y : } esp = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \text{Vérifiée}$$

e. Condition de non fragilité [1]

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3 - \rho)}{2} bh = 1,43\text{cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1,2\text{cm}^2 \end{cases} \quad (\text{Dalle rectangulaire } \rho < 1)$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_0 = 0,8\text{‰} \dots \dots \dots \text{pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,65 \end{cases}$$

- Travée :

- Sens x-x : $A_x = 3,14\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1,50\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

- Sens y-y : $A_y = 2,01\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1,28\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

- Appuis :

- Sens x-x : $A_{ex} = 2,01\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1,50\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

- Sens y-y : $A_{con} = 2,01\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1,28\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

f. Calcul des armatures transversales [1]

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

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

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{16,09 \times 3,40 \times 5,25}{2 \times 3,40 + 5,25} = 23,83kN$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = \frac{16,09 \times 3,40}{3} = 18,24kN$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 23,83kN$$

$$\tau_u = \frac{23,83 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

g. Vérification à l'ELS [1]

g.1 Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,65 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0751 \\ \mu_y = 0,3613 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 9,86kNm \\ M_y = \mu_y M_x = 3,09kNm \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85M_x = 8,38kNm \\ M_{ty} = 0,85M_y = 2,63kNm \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 4,93kNm \end{cases}$$

g.2 Vérification des contraintes :

D'après le "BAEL91 modifié 99 " [1] on doit vérifier que :

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

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

	Sen s	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	8.38	3,14	4,81	6868,77	5,87	vérifié	149,88	vérifié
	y-y	2.63	2,01	4,03	4607,59	2,30		76,80	
Appui s	x-x	4.93	2,01	4,03	4607,59	4,31	vérifié	143,96	vérifié
	y-y								

Tableau III.17 : Vérification des contraintes à l'ELS

g.3 Vérification de la flèche :

Dans le cas des dalles de bâtiments courants dont le rapport des portées est compris entre 0,4 et 2,5 ; on peut se dispenser du calcul des flèches si les conditions suivantes sont réalisées en même temps :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,047 > 0,028 \text{ à } 0,037 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 2.6.10^{-3} < 5.10^{-3} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

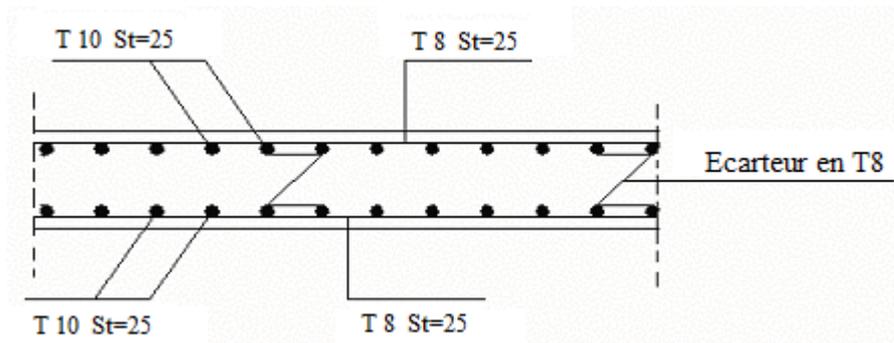


Figure III.19 : Ferrailage de la dalle pleine rectangulaire

- **Dalle pleine trapézoïdale**

Le ferrailage de cette dalle se fait par la méthode des lignes de rupture

- a. **Evaluation des charges**

- Charge permanente : $G=6,36\text{kN/m}^2$
- Charge d'exploitation : $Q=5,00\text{kN/m}^2$

- Combinaison des charges**

E.L.U : $q_u=1,35G+1,5Q=16,09\text{kN/m}^2$

E.L.S : $q_{ser}=G+Q=11,36\text{kN/m}^2$

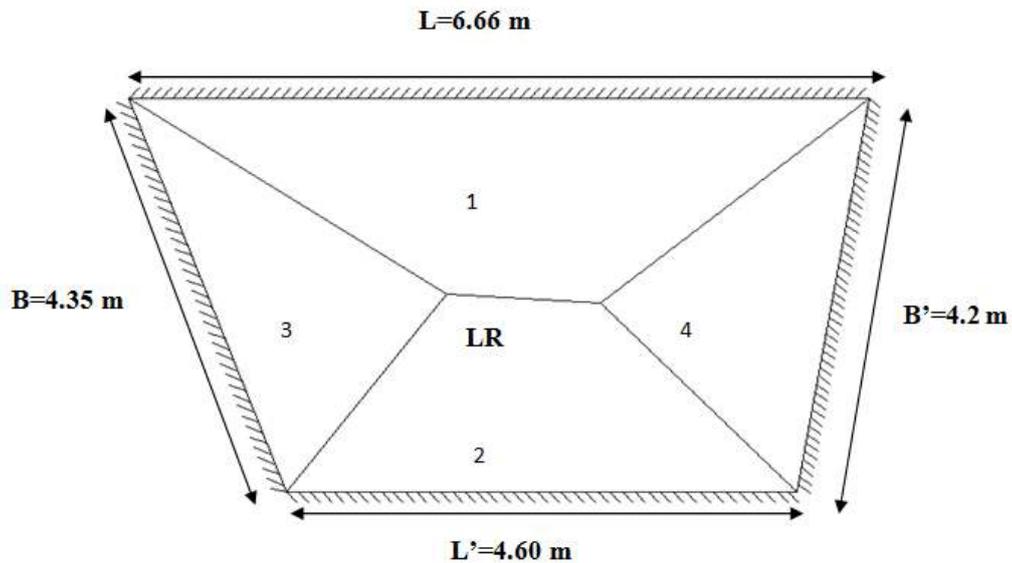


Figure III.20 : Dimension de la dalle pleine trapézoïdale

- **La théorie des lignes de ruptures :**

$$\tau_{int} = \tau_{ext}$$

τ_{int} = travail des forces intérieures

τ_{ext} = travail des forces extérieures

$$\tau_{ext} = \sum p_i \cdot S_i \cdot \delta_{Gi}$$

p_i : charge appliquée sur un élément de surface " ds "

δ_i : déplacement de l'élément " ds "

S_i : surface de l'élément " ds "

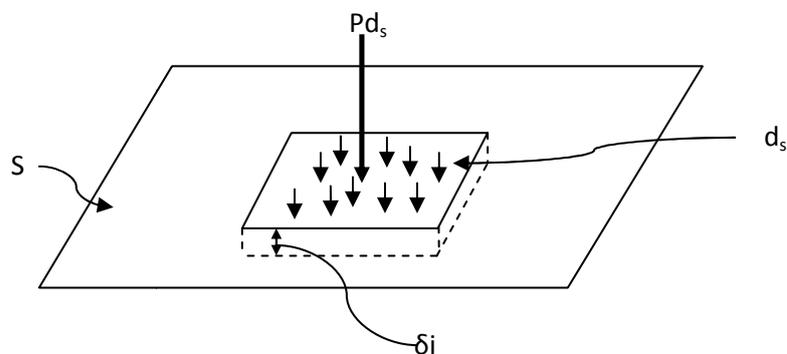


Figure III.21 : Travail de forces extérieures (τ_{ext})

$$\tau_{int} = m \cdot \omega \cdot a$$

m : le moment dû à la charge appliquée

ω : angle de rotation

a : projection de la "L.R" sur (Δ)

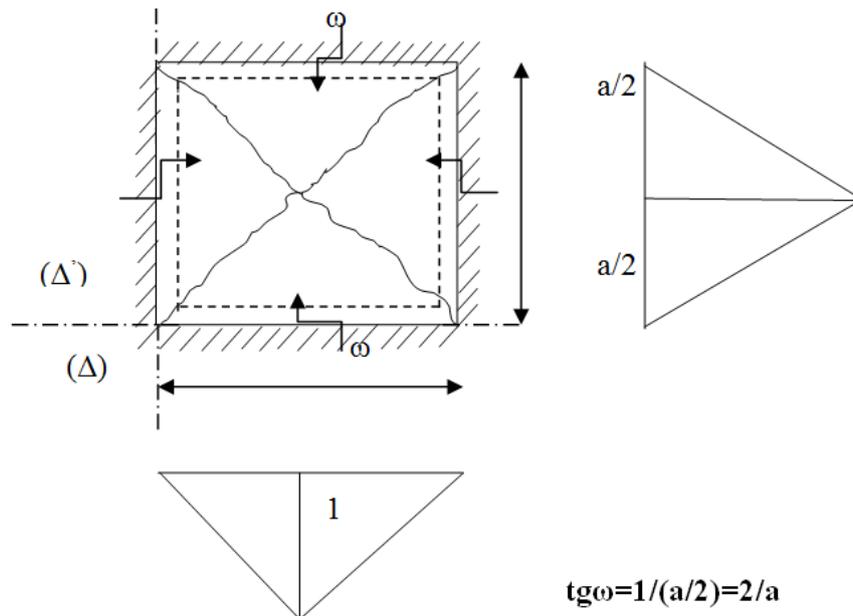


Figure III.22 : Travail des forces intérieures

b. Calcul des moments :

$$\tau_{int} = \tau_{ext}$$

$$\tau_{int} = (M + M') \times [L \cdot \omega_1 + L' \cdot \omega_2 + B \cdot \omega_3 + B' \cdot \omega_4]$$

$$\tau_{int} = (M + M') \times [6,66 \times 0,49 + 4,60 \times 0,49 + 4,35 \times 0,35 + 4,20 \times 0,42]$$

$$\tau_{int} = 8,80 (M + M')$$

On prend : $M' = 0,5 M$ (moment à l'encastrement)

$$\text{Donc : } \tau_{int} = 8,80 (M + 0,5M)$$

$$\tau_{int} = 13,2 M$$

$$\tau_{ext} = \sum p_i \cdot S_i \cdot \delta_{Gi}$$

	1	2	3	4
Si	8,39	6,03	4,44	4,29
δ_{Gi}	1/2	1/2	1/3	1/3

Tableau III.18 : Calcul des surfaces et déplacements des éléments

$$\tau_{ext} = pi \times [8,39 \times 1/2 + 6,03 \times 1/2 + 4,44 \times 1/3 + 4,29 \times 1/3] = pi \ 10,12$$

=> le mécanisme de repture : $\tau_{int} = \tau_{ext}$

$$=> 13,2M = 10,12 \ pi$$

$$pi = pu = 1,35G + 1,5Q = 16,09 \text{ kN/m}^2$$

$$ELU: M_u = \frac{10,12 \times 16,09}{13,2} = 12.34 \text{ kN.m}$$

$$pi = ps = G + Q = 11,36 \text{ kN/m}^2$$

$$ELS: M_s = \frac{10,12 \times 11,36}{13,2} = 8.71 \text{ kN.m}$$

Au niveau de l'encastrement

$$M'_u = 0,5 M_u = 6.17 \text{ kN.m}$$

$$M'_s = 0,5 M_s = 4.36 \text{ kN.m}$$

Les résultats des moments sont présentés dans le tableau suivant :

	ELU	ELS
En travée	12.34	8.71
Sur appuis	6.17	4.36

Tableau III .19 : Résultats des moments

c. ferrailage de la dalle:

Le calcul se fait en flexion simple, pour une bande de 1m de largeur, pour une section rectangulaire $(b \times h) = (100 \times 16) \text{ cm}^2$

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$; $h=16\text{cm}$; $c=c'=3\text{cm}$; $d=13\text{cm}$;
 $f_e=400\text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Mu (kN .m)	μ	A's (cm ²)	α	Z (cm)	AS (cm) ²	As_{min} (cm) ²	choix	As adop (cm) ²	St (cm)
En travée	12.34	0,052	0	0,067	12,65	2.80	1,73	5T10	3,93	20
En appui	6.17	0,026	0	0,033	12,82	1,38	1,73	5T8	2,51	20

Tableau III.20 : Ferrailage de la dalle pleine trapézoïdale

d. Calcul des armatures transversales

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

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd}$$

$$T_x = \frac{P_u B' L}{2B' + L_y} = \frac{16,09 \times 4,2 \times 6,66}{2 \times 4,2 + 6,66} = 29,89 \text{kN} \quad ; \quad T_y = \frac{P_u B'}{3} = 22,53 \text{kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 29,89 \text{kN}$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{29,89 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

e. Vérification des contraintes :

D'après le "BAEL91 modifié 99 " [1] on doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa} \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right) = 201,63 \text{MPa} \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous:

	$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s(MPa)$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Travée	8.71	3,93	3,37	6742,60	4,35	vérifié	186.60	vérifié
Appuis	4.36	2,51	2,77	4648,65	2,60	vérifié	143,92	vérifié

Tableau.III.21 : Vérification des contraintes de la dalle trapézoïdale

f. Vérification de la flèche

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

$$\left. \begin{array}{l} 1. \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ 2. \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} 0,038 \geq 0,028 \text{ à } 0,037 \dots\dots \text{vérifier} \\ 4,35 \cdot 10^{-3} \leq 5 \cdot 10^{-3} \dots\dots \text{vérifier} \end{cases}$$

On remarque que les deux conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

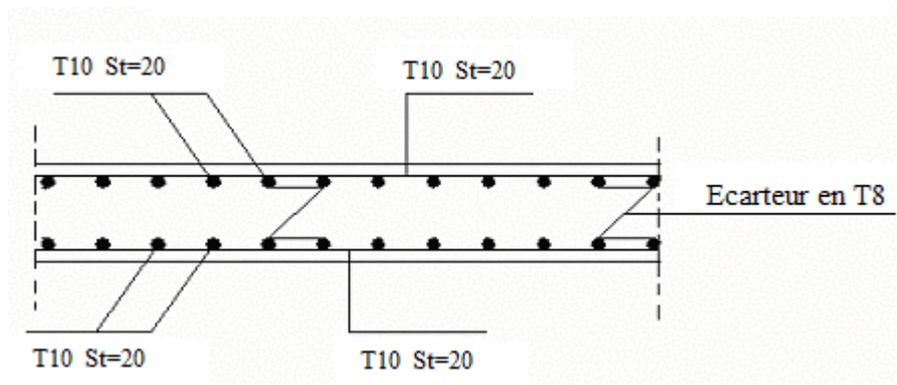


Figure III.23 : Ferrailage de la dalle pleine trapézoïdale

- **Dalle pleine triangulaire**

Le ferrailage de cette dalle se fait par la méthode des lignes de rupture

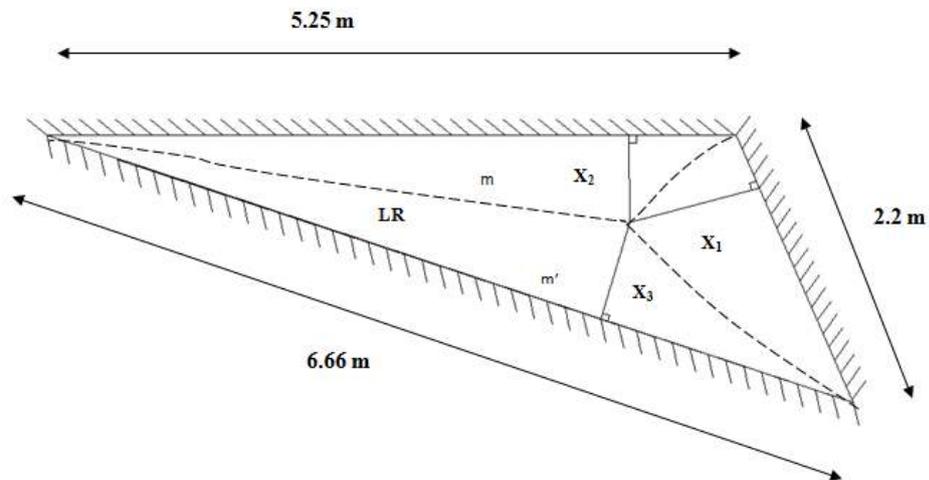


Figure.III.24 : Dimension de la dalle pleine triangulaire

a. Evaluation des charges

- Charge permanente : $G=6,36\text{kN/m}^2$
- Charge d'exploitation : $Q=5,00\text{kN/m}^2$

Combinaison des charges

E.L.U : $q_u=1,35G+1,5Q=16,09\text{kN/m}^2$

E.L.S : $q_{ser}=G+Q=11,36\text{kN/m}^2$

b. Calcul des efforts internes

$x_1=0,73\text{m}$

$x_2=1,75\text{m}$

$x_3=2,22$

- **Travail extérieur :**

$$\tau_{ext} = \sum P_u S \delta_G$$

Avec :

P_u : Charge uniformément répartie.

S : Surface de la dalle.

δ_G : Déplacement du centre de gravité de la surface "S".

$$\text{On a : } S_1 = \frac{2,2 \times 0,73}{2} = 0,80 m^2 \quad \delta_{G1} = 1/3 \quad \tau_{ext1} = P(0,8 \times \frac{1}{3}) = 0,27P$$

$$S_2 = \frac{5,25 \times 1,75}{2} = 4,59 m^2 \quad \delta_{G2} = 1/3 \quad \tau_{ext2} = P(4,59 \times \frac{1}{3}) = 1,53P$$

$$S_3 = \frac{6,66 \times 2,22}{2} = 7,33 m^2 \quad \delta_{G3} = 1/3 \quad \tau_{ext3} = P(7,33 \times \frac{1}{3}) = 2,44P$$

$$\text{Alors : } \tau_{ext} = 4,24P$$

• **Travail intérieur :**

Pour une partie de dalle le travail des forces internes est égal au produit du moment de plastification par la rotation de la partie de dalle autour de son axe et par la projection de la ligne de rupture (L.R) sur l'axe de rotation :

$$\tau_{int} = \sum m \omega a + \sum m' \omega a$$

a: Projection de L.R sur l'axe de rotation

$$\text{On a : } \omega_1 = \frac{1}{0,73} = 1,37 \quad \tau_{int1} = (m + m') \times 1,37 \times 2,22 = 3,04(m + m')$$

$$\omega_2 = \frac{1}{1,75} = 0,57 \quad \tau_{int2} = (m + m') \times 0,57 \times 5,25 = 2,99(m + m')$$

$$\omega_3 = \frac{1}{2,22} = 0,45 \quad \tau_{int3} = (m + m') \times 0,45 \times 6,66 = 3(m + m')$$

$$\text{Alors : } \tau_{int} = 9,03(m + m')$$

Pour une dalle transformée en mécanisme : $\tau_{ext} = \tau_{int}$

$$4,24P = 9,03(m + m') \Rightarrow (m + m') = \frac{4,24P}{9,03}$$

$$\text{On a : } m' = 0,5m \Rightarrow m = \frac{4,24P_u}{1,5 \times 9,03} = 0,4P_u$$

- **A l'ELU:** $P_u = 16,09 \text{ kN/m}^2$

$$\text{On trouve : } \begin{cases} m = 0,4P_u = 6,44 \text{ kNm} \\ m' = 0,2P_u = 3,22 \text{ kNm} \end{cases}$$

- A P'ELS : $P_s = 11.36 \text{ kN/m}^2$

On trouve : $\begin{cases} m = 0,4P_{ser} = 4,54 \text{ kNm} \\ m' = 0,2P_{ser} = 2,27 \text{ kNm} \end{cases}$

c. Calcul de ferrailage

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m.

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$; $h=16\text{cm}$; $c=c'=3\text{cm}$; $d=13\text{cm}$; $f_e=400\text{MPa}$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

	M_u (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	6.44	0,027	Oui	0	0,034	12,82	1,44	5T8	2,51	20
Appuis	3.22	0,013	Oui	0	0,016	12,92	0,72	5T8	2,51	20

Tableau.III.22 : Ferrailage de la dalle pleine triangulaire

$S_t \leq \text{Min}(33\text{cm}; 3h) \Rightarrow S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

d. Condition de non fragilité [1]

On doit vérifier que :

$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,45\text{cm}^2$

La condition de non fragilité est vérifiée en travée et sur appuis

$A_s = 2,51\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1,45\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

e. Vérification de l'effort tranchant [1]:

On doit vérifie que: $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 1,25\text{MPa}$

$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd}$

$T_x = \frac{P_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{16,09 \times 2,2 \times 6,66}{2 \times 2,2 + 6,66} = 21,32\text{kN}$; $T_y = \frac{P_u L_x}{3} = 11,80\text{kN}$

$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 21,32\text{kN}$

$\tau_u^{\max} = \frac{21,32 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

f. Vérification des contraintes :

D'après le "BAEL91 modifié 99 " [1] on doit vérifier que :

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

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous:

	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	6.44	2,51	4,41	5624,06	5.05	vérifié	147,54	vérifié
Appuis	3.22	2,51	4,41	5624,06	2,52	vérifié	73,77	vérifié

Tableau III.23 : Vérification des contraintes de la dalle triangulaire

g. Vérification de la flèche :

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

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{L_x} &\geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \frac{A}{bd} &\leq \frac{2}{f_e} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \begin{cases} 0,073 > 0,028 \text{ à } 0,037 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 0,0019 < 0,005 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

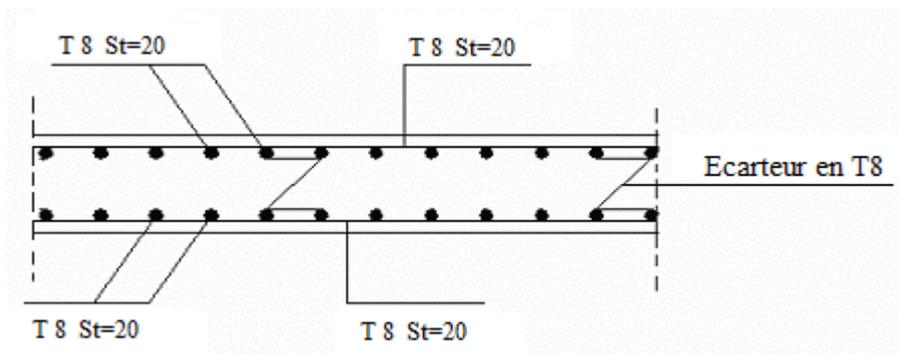


Figure III.25 : Ferrailage de la dalle pleine triangulaire

III.4 Escalier

III.4.1 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 deux types d'escaliers.

III.4.2 Escalier à trois volées :

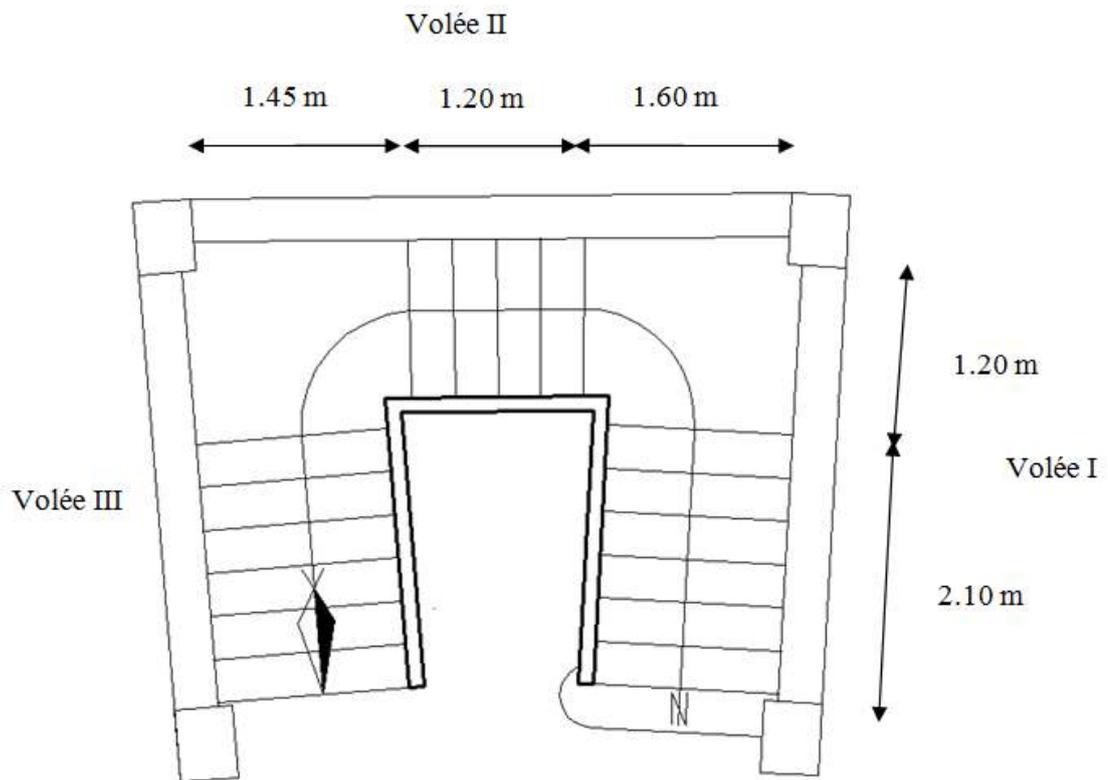


Figure III.26 Vue en plan de l'escalier à 3 volées (RDC)

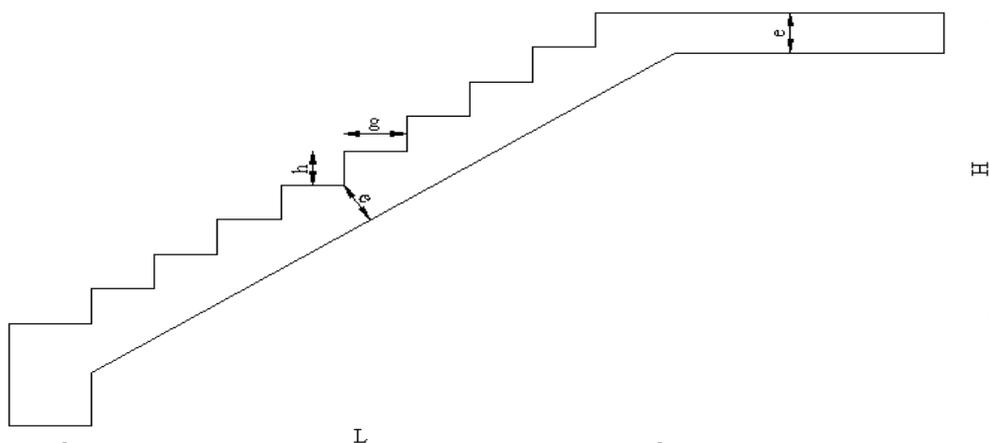


Figure III.27 : Dimensions de l'escalier

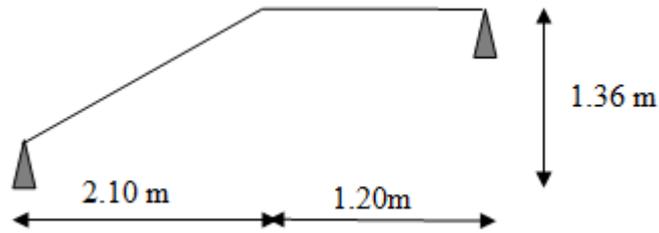


Figure III.28 : Schéma statique de volée I

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 :

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

Avec :

- n : La racine de l'équation

Les valeurs de H et L

$$H=136\text{cm} ; L=210\text{cm}$$

$$64n^2 - 546n + 272 = 0$$

Solution :

- $n_1=0,53$refusée.
- $n_2=8$

Donc on prend :

- le nombre de contre marche $n=8$
- le nombre des marches $n-1=7$

Alors :

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

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

a. Vérification de l'équation de « BLONDEL »

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

b. Détermination de l'épaisseur de la paille :

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

Avec :

$$l = \sqrt{L^2 + H^2} + 1.20 = \sqrt{(2,10)^2 + (1,36)^2} + 1.20 = 3,70m$$

Donc :

$$12,33 \leq e \leq 18,50cm$$

On prend donc l'épaisseur $e = 16 \text{ cm}$

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

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

c. Angle d'inclinaison de la paille :

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{136}{210} = 0,647 \Rightarrow \alpha = 32,90^\circ$$

III.4.2.1 Evaluation des charges et surcharges :

Désignation des éléments	palier (KN/ m ²)	paillasse (KN/ m ²)
Poids de la dalle	25*0.16= 4	25*0.16/cos(32,90)=4.76
Poids des marches	0.00	25*0.17/2=2.13
Mortier de pose vertical	0.00	20*0.02*0.17/0.3=0.23
Mortier de pose horizontal	20*0.02=0.4	20*0.02=0.40
Carrelage de pose horizontal	22*0.02=0.44	22*0.02=0.44
Carrelage vertical	0.00	22*0.02*0.17/0.3=0.25
Garde corps	0.00	0,60
Enduit en plâtre	0.15	0.15

Tableau III.24 : Evaluation des charges sur les escaliers.

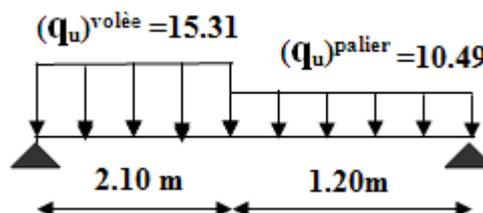
$$G_{\text{palier}} = 4.99 \text{ KN} / \text{m}^2 ; G_{\text{paillasse}} = 8.56 \text{ KN} / \text{m}^2 ; Q_{\text{escalier}} = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2$$

III.4.2.2 Calcul des sollicitations

Combinaison	La volée (KN /m ²)	Le palier (KN /m ²)
ELU	15.31	10.49
ELS	11.06	7.49

Tableau III.25 : Calcul des sollicitations

III.4.2.3 Schéma RDM de volée I



III.4.2.4 Ferrailage

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h)
Tel que : b=100cm ; h=16cm
- Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur
(organigramme I, voir annexe)

$$f_{c28} = 25MPa ; f_{bc} = 14,17MPa ; f_{t28} = 2,10MPa ; \gamma_b = 1,5 ; d=0,9h=14.4cm$$

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

➤ **ELU :**

En appuis :

$$M_a = 0,5 \times M_u = 0,5 \times 17.08 = 8.54 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$M_t = 0,85 \times M_u = 0,85 \times 17.08 = 14.52 \text{ KN.m}$$

	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	8.54	0,029	Oui	0	0,037	14.19	1.75	4T8	2.01
Travée	14.52	0,049	Oui	0	0,063	14.037	2.97	4T10	3.14

Tableau III.26 : Ferrailage de l'escalier.

Espacement

- Armatures principales**

En travée : $esp \leq \frac{100}{4} = 25cm .$

On prend : $esp=25cm$

Sur appui : $esp \leq \frac{100}{4} = 25cm$

On prend : $esp=25cm$

▪ **Armature de répartition**

En travée : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0.79cm^2/ml \leq A_r \leq 1.57cm^2/ml$

Le choix est de 4T8=2.01cm² avec S_t=25cm

Sur appui : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0.50cm^2/ml \leq A_r \leq 1.01cm^2/ml$

Le choix est de 3T8=1.51cm² avec S_t=25cm

III.4.2.5 Vérification :

a. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,74cm^2$$

- **En travée :** $A_s = 3.14cm^2 > A_s^{\min} = 1,74cm^2$ vérifiée

- **Sur appui :** $A_s = 2.01cm^2 > A_s^{\min} = 1,74cm^2$ vérifiée

b. Effort tranchant :

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

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right) = 3,33MPa \dots\dots\dots \text{(Fissuration peu nuisible)} \quad [1]$$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{24.21 \times 10^3}{1000 \times 144} = 0,17MPa < \bar{\tau}_u = 3,33MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

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

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

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante : $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 24.21 \times 10^3 - \frac{8.54 \times 10^6}{0,9 \times 144} = -41.67KN < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction

- **Vérification des armatures transversales**

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = 0,17 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

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 :

$$n=15 ; c'=2\text{cm} ; d=14.4 \text{ cm} ; b=100\text{cm} ; A'_s=0$$

On doit vérifier que:

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

En appuis :

$$M_a = 0,5 \times M_{ser} = 0,5 \times 12.51 = 6.26 \text{ kN.m}$$

En travée :

$$M_t = 0,85 \times M_{ser} = 0,85 \times 12.51 = 10.63 \text{ KN.m}$$

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 :

	$M_{ser}(\text{kNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	Vérification
Appui	6.15	2.01	2.66	4782.87	3.48	Vérifiée
Travée	10.46	3.14	3.24	7105.44	4.77	Vérifiée

Tableau III.27 : Vérification de compression du béton.

c.2 Vérification de la flèche :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{16}{330} = 0,048 \leq 0,0625 \quad \text{non vérifiée} \\ \frac{3.14}{100 \times 14.4} = 0,0022 \leq 0,0105 \quad \text{vérifiée} \\ 0,048 \geq \frac{1}{10} = 0,1 \quad \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

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

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ [1].

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{array} \right. \quad L=3.30\text{m} < 5\text{m}.$$

- **Moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

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

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

Avec :

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

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

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

M_{ser} (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)
10.46	3.14	0,0022	231.33	9.55	3.82	0,11	36062.55	19345.92	25392.59

Tableau III.28 : Vérification de la flèche de l'escalier.

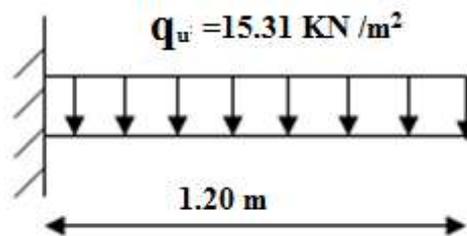
Donc :

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0,18cm \\ f_v = 0,41cm \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,23cm$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{330}{500} = 0,66cm$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,23 \text{ cm} > \bar{f} = 0,67cm \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

III.4.2.6 Schéma RDM de volée II



III.4.2.7 Ferrailage

Il sera étudié comme une console encastrée

Les charges

- $G = 8.56 \text{ KN/m}^2$
- $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

Calcul des sollicitations

Pour une bande de 1m de largeur :

ELU :

- $q_u = (1,35.G + 1,5.Q) \cdot 1m = 15.31 \text{ KN/ml}$
- $M_U = (-q_u.L^2)/2 = (-15.31 \cdot 1,20^2)/2 = - 11.02 \text{ KN.m}$
- $T_U = q_u.L = 18.37 \text{ KN}$

ELS :

- $q_{ser} = (G+Q).1m = 11.06 \text{ KN/ml}$
- $M_{ser} = (-q_{ser}.L^2)/2 = -7.96 \text{ KN.m}$

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)
11.02	0,038	Oui	0	0,048	14.12	2.24	4T10	3.14

Tableau III.29 : Ferrailage de l'escalier**Calcul des espacements**

$$S_t \leq \min(3e; 33cm) \Rightarrow S_t \leq 33cm \quad \text{on adopte } S_t = 25cm$$

Armature de répartition

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0.79cm^2 / ml \leq A_r \leq 1.57cm^2 / ml$$

Le choix est de 4T8=2.01cm² avec S_t=25cm

III.4.2.8 Vérification :**a. Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,74cm^2$$

$$A_s = 3.14cm^2 > A_s^{\min} = 1,74cm^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

b. Effort tranchant :

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

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa$$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{18.37 \times 10^3}{1000 \times 144} = 0,13MPa < \bar{\tau}_u = 1.25MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

c. Vérification à l'ELS**c.1 Vérification des contraintes**

$$A_s = 3.14cm^2, Y = 2.48cm, I = 7200.70 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser}/I).y = (12,66.10^6.24,8 / 7200,70.10^4) = 4,36MPa.$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,36 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

b.1 Vérification de la flèche

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{16}{120} = 0,13 \geq 0,0625 \quad \text{vérifiée} \\ \frac{3,14}{100 \times 14,4} = 0,0022 \leq 0,0105 \quad \text{vérifiée} \\ 0,13 \geq \frac{1}{10} = 0,1 \quad \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification à la flèche n'est pas nécessaire

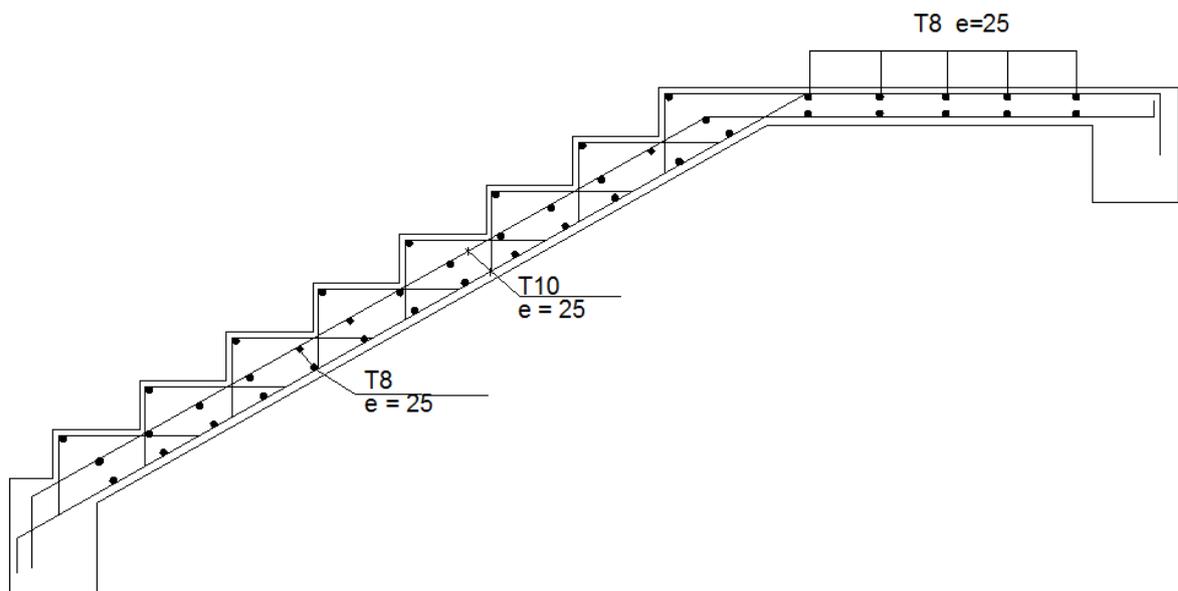


Figure III.29 : Ferrailage de l'Escalier (Volée 1)

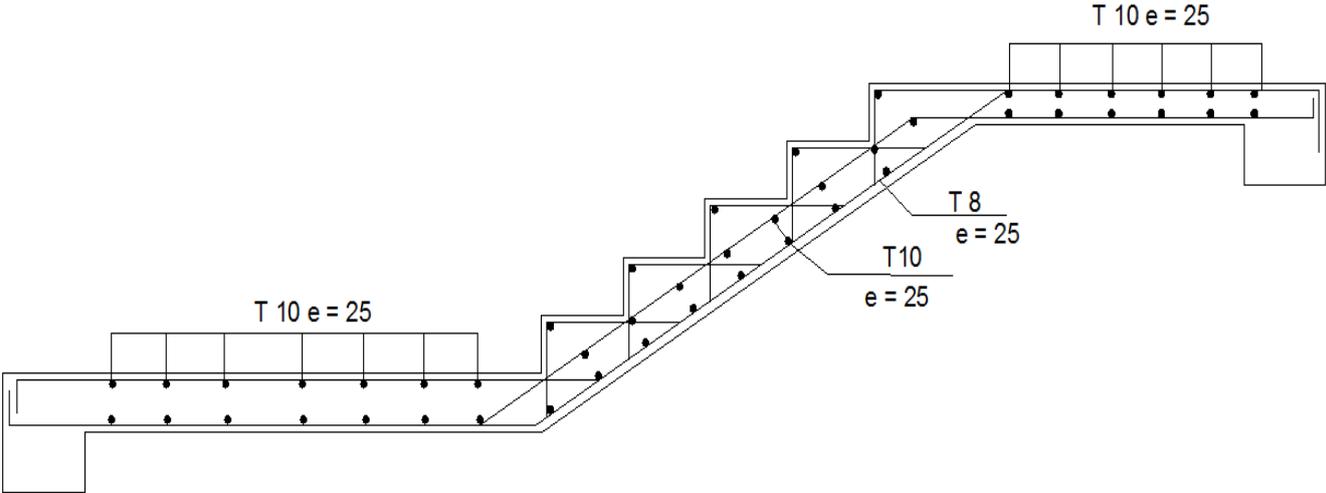


Figure III.30 : Ferrailage de l'Escalier (Volée 2)

III.4.3 Escalier à quatre volées :

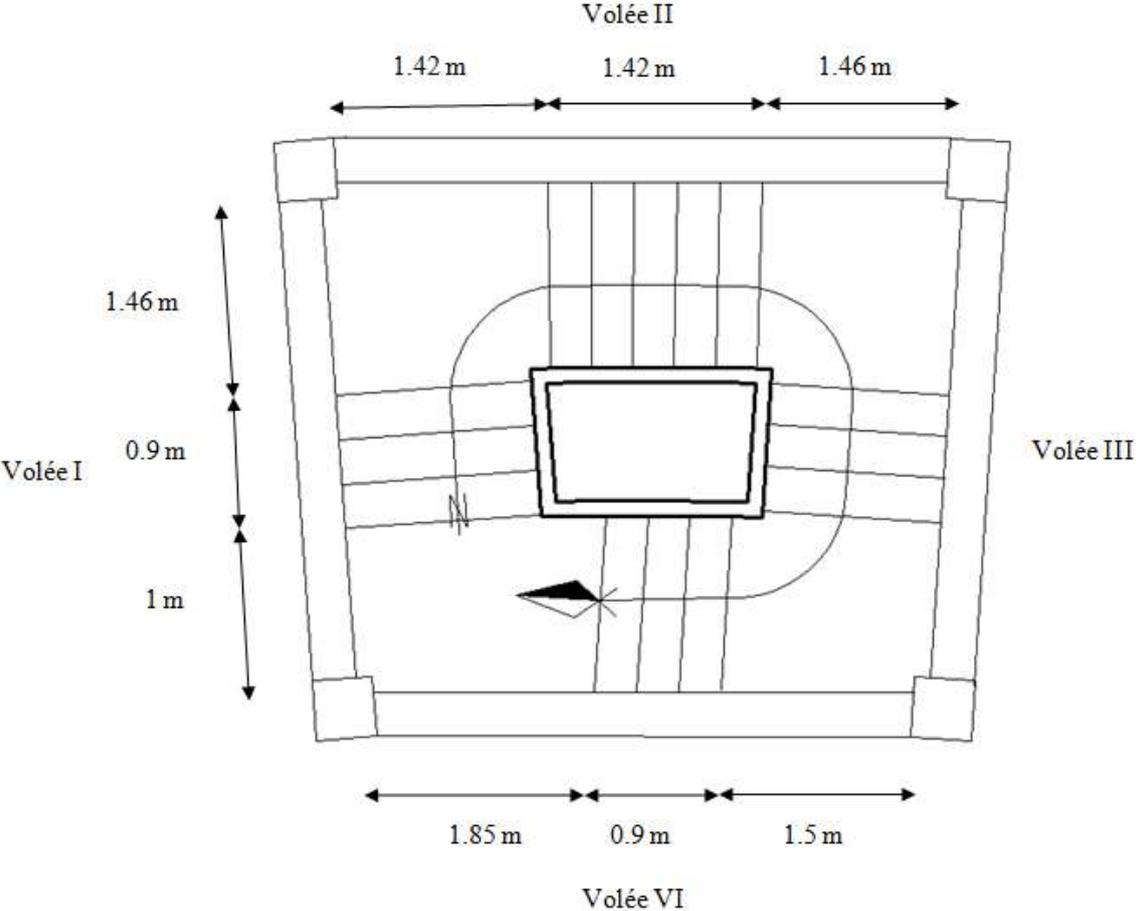


Figure III.31 : Vue en plan de l'escalier à 4 volées

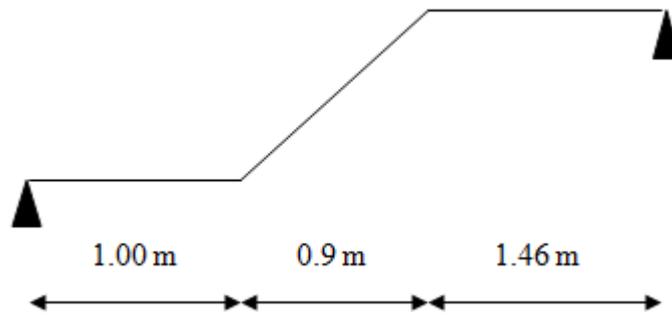


Figure III.32 : Schéma statique de la 1^{ère} volée

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 :

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

Avec :

- n : La racine de l'équation

Les valeurs de H et L

$$H=68\text{cm} ; L=90\text{cm}$$

$$64n^2 - 290n + 136 = 0$$

Solution

- $n_1=0,53$refusée.
- $n_2=4$

Donc on prend :

- le nombre de contre marches n=4
- le nombre des marches n-1=3

Alors :

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

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

a. Vérification de l'équation de "BLONDEL"

$$\left\{ \begin{array}{l} (59 \leq (g + 2h) \leq 66) \text{ cm} \\ (16 \leq h \leq 18) \text{ cm} \\ (22 \leq g \leq 33) \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 2h + g = 64 \text{ cm} \\ h = 17 \text{ cm} \\ g = 30 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{Vérfiée}$$

b. Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

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

Avec :

$$l = \sqrt{L^2 + H^2} + 1.20 = \sqrt{(0.9)^2 + (0.68)^2} + 1.20 = 2,33m$$

Donc :

$$7,77 \leq e \leq 11,65cm$$

On prend donc l'épaisseur $e=16$ 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 :

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{68}{90} = 0,76 \Rightarrow \alpha = 40,54^\circ$$

III.4.3.1 Evaluation des charges et surcharges :

Désignation des éléments	palier (KN/ m ²)	paillasse (KN/ m ²)
Poids de la dalle	25*0.16= 4	25*0.16/cos(40,54)=5.26
Poids des marches	0.00	25*0.17/2=2.13
Mortier de pose vertical	0.00	20*0.02*0.17/0.3=0.23
Mortier de pose horizontal	20*0.02=0.4	20*0.02=0.40
Carrelage de pose horizontal	22*0.02=0.44	22*0.02=0.44
Carrelage vertical	0.00	22*0.02*0.17/0.3=0.25
Garde corps	0.00	0,60
Enduit en plâtre	0.15	0.15

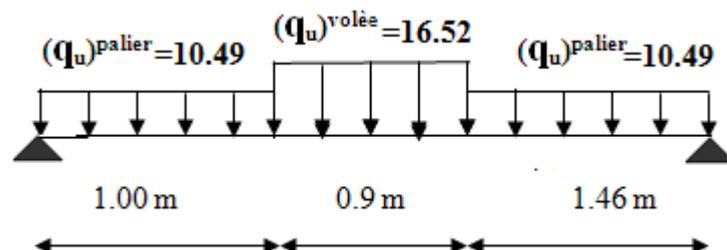
Tableau III.30 : Evaluation des charges sur les escaliers.

$$G_{\text{palier}} = 4.99 \text{ KN} / \text{m}^2 ; G_{\text{paillasse}} = 9.46 \text{ KN} / \text{m}^2 ; Q_{\text{escalier}} = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2$$

III.4.3.2 Calcul des sollicitations :

Combinaison	La volée (KN / m ²)	Le palier (KN / m ²)
ELU	16.52	10.49
ELS	11.96	7.49

Tableau III.31 : Calcul des sollicitations

III.4.3.3 Schéma RDM de la 1^{ère} et la 3^{ème} volée :

III.4.3.4 Ferrailage :

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h)
Tel que : b=100cm ; h=10cm
- Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur (organigramme I, voir annexe)

$$f_{c28} = 25MPa ; f_{bc} = 14,17MPa ; f_{t28} = 2,10MPa ; \gamma_b = 1,5 ; d=0,9h=14.4cm$$

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

➤ **ELU :****En appuis :**

$$M_a = 0,5 \times M_u = 0,5 \times 18,61 = 9,31 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$M_t = 0,85 \times M_u = 0,85 \times 18,61 = 15,82 \text{ KN.m}$$

	M_u (KNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} / ml (cm²)	Choix	A_s^{adp} / ml (cm²)
Appui	9,31	0,032	Oui	0	0,041	14.16	1.89	4T8	2.01
Travée	15,82	0,054	Oui	0	0,069	14	3.24	5T10	3.93

Tableau III.32 : Ferrailage de l'escalier**Espacement :**▪ **Armatures principales**

$$\text{En travée : } esp \leq \frac{100}{5} = 20cm .$$

On prend : $esp=20cm$

Sur appui : $esp \leq \frac{100}{4} = 25cm$

On prend : $esp=25cm$

▪ **Armature de répartition**

En travée : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0.98cm^2/ml \leq A_r \leq 1.97cm^2/ml$

Le choix est de 4T8=2.01cm² avec S_t=25cm

Sur appui : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0.50cm^2/ml \leq A_r \leq 1.01cm^2/ml$

Le choix est de 3T8=1.51cm² avec S_t=25cm

III.4.3.5 Vérification :

a. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,74cm^2$$

En travée : $A_s = 3.93cm^2 > A_s^{\min} = 1,74cm^2$ vérifiée

Sur appui : $A_s = 2.01cm^2 > A_s^{\min} = 1,74cm^2$ vérifiée

b. Effort tranchant :

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

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right) = 3,33MPa \dots\dots\dots(\text{Fissuration peu nuisible}) \quad [1]$$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{20.7 \times 10^3}{1000 \times 144} = 0,14MPa < \bar{\tau}_u = 3,33MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

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

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

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante : $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 20,7 \times 10^3 - \frac{9,31 \times 10^6}{0,9 \times 144} = -51,14 \text{ KN} < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction

- **Vérification des armatures transversales**

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = 0,14 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

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 :

$$n=15 ; c'=2\text{cm} ; d=14,4 \text{ cm} ; b=100\text{cm} ; A'_s=0$$

On doit vérifier que:

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

En appuis :

$$M_a = 0,5 \times M_{ser} = 0,5 \times 13,40 = 6,7 \text{ kN.m}$$

En travée :

$$M_t = 0,85 \times M_{ser} = 0,85 \times 13,40 = 11,39 \text{ KN.m}$$

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 :

	M_{ser}(kNm)	A_s(cm²)	Y(cm)	I(cm⁴)	σ_{bc}(MPa)	Vérification
Appui	6.7	2.01	2.66	4782.87	3.73	Vérifiée
Travée	11.39	3.93	3.57	8430.82	4.82	Vérifiée

Tableau III.33 : Vérification de compression du béton

c.2 Vérification de la flèche :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{16}{336} = 0,048 \leq 0,0625 \quad \text{non vérifiée} \\ \frac{3,93}{100 \times 14,4} = 0,0027 \leq 0,0105 \quad \text{vérifiée} \\ 0,048 < \frac{1}{10} = 0,1 \quad \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

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

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ [1].

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{array} \right. \quad L=3.36\text{m} < 5\text{m}.$$

- **Moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

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

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

Avec :

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

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

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

M_{ser} (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)
11.39	3.93	0,0027	201,27	7.78	3.11	0,14	36547.93	19243.12	25461.84

Tableau III.34 : Vérification de la flèche de l'escalier

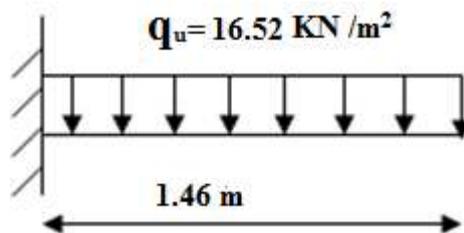
Donc :

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

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{336}{500} = 0,67cm$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,26 \text{ cm} < \bar{f} = 0,67cm \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

III.4.3.5 Schéma RDM de la 2^{ème} volée :



Il sera étudié comme une console encastrée

Les charges

- $G = 9.46 \text{ KN/m}^2$
- $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

III.4.3.6 Calcul des sollicitations :

Pour une bande de 1m de largeur :

ELU :

- $q_u = (1,35.G + 1,5.Q) \cdot 1m = 16.52 \text{ KN/ml}$
- $M_U = (-q_u \cdot L^2) / 2 = (-16.52 \cdot 1,46^2) / 2 = - 17.61 \text{ KN.m}$
- $T_U = q_u \cdot L = 24.12 \text{ KN}$

ELS :

- $q_{ser} = (G + Q) \cdot 1m = 11.96 \text{ KN/ml}$
- $M_{ser} = (-q_{ser} \cdot L^2) / 2 = -12.75 \text{ KN.m}$

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)
17.61	0,06	Oui	0	0,077	13.96	3.62	5T10	3.93

Tableau III.35 : Ferrailage de l'escalier

Calcul des espacements :

$$S_t \leq \min(3e; 33cm) \Rightarrow S_t \leq 33cm \quad \text{on adopte } S_t = 20cm$$

Armature de répartition

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0.98cm^2 / ml \leq A_r \leq 1.97cm^2 / ml$$

Le choix est de 4T8=2.01cm² avec S_t=25cm

III.4.3.7 Vérification :**a. Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,74cm^2$$

$$A_s = 3.93cm^2 > A_s^{\min} = 1,74cm^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

b. Effort tranchant :

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

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa$$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{24.12 \times 10^3}{1000 \times 144} = 0,17MPa < \bar{\tau}_u = 1.25MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

c. Vérification à l'ELS**c.1 Vérification des contraintes**

$$A_s = 3.93cm^2, Y = 3.57cm, I = 8430.82 cm^4$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser}/I) \cdot y = (12,75 \cdot 10^6 \cdot 35,7 / 8430,82 \cdot 10^4) = 5,40MPa.$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = 5,40MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15Mpa \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

c.2 Vérification de la flèche

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{16}{146} = 0,11 \geq 0,0625 \quad \text{vérifiée} \\ \frac{3,93}{100 \times 14,4} = 0,0027 \leq 0,0105 \quad \text{vérifiée} \\ 0,11 \geq \frac{1}{10} = 0,1 \quad \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification à la flèche n'est pas nécessaire

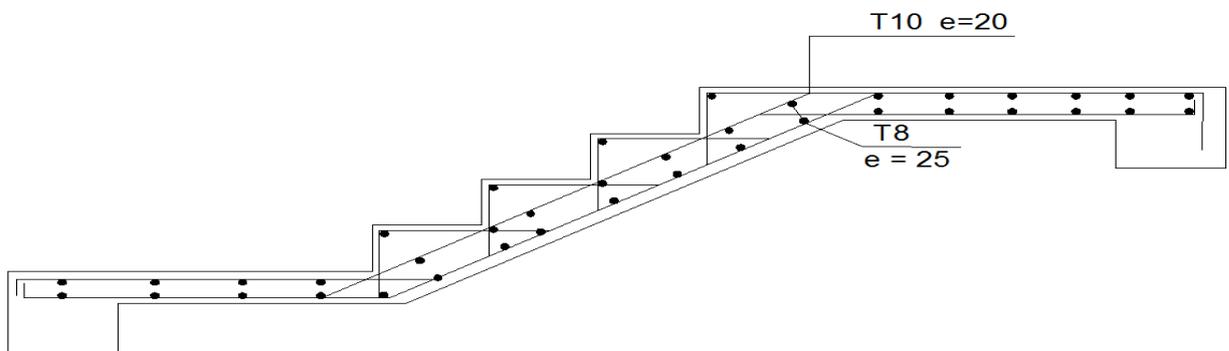


Figure III.33 : Ferrailage de l'Escalier (Volée 1)

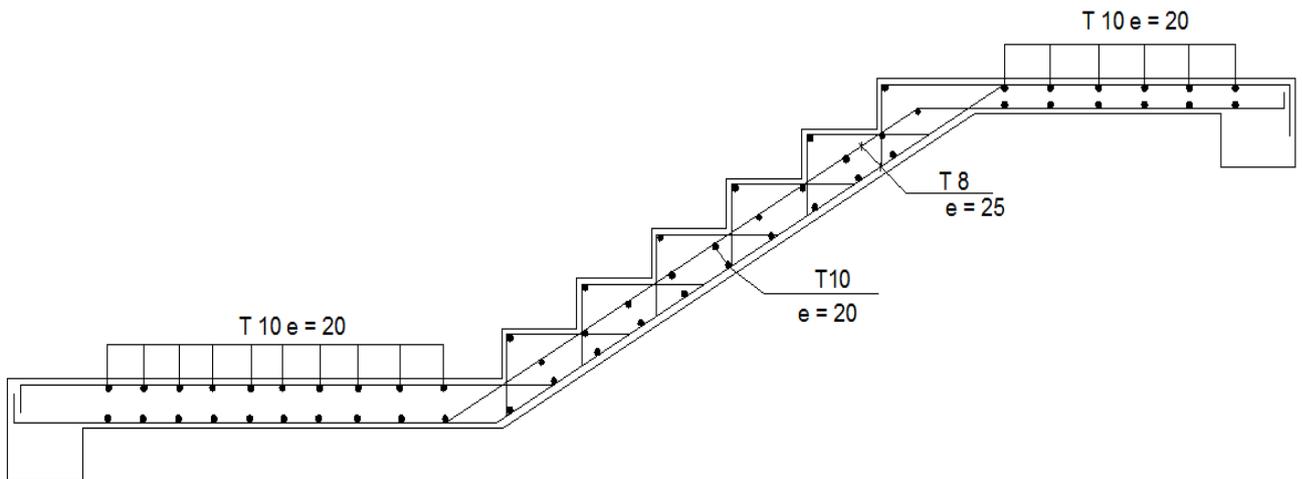


Figure III.34 : Ferrailage de l'Escalier (Volée 2)

III.4.4 Etude de la poutre brisée

III.4.4.1 Dimensionnement:

Selon le BAEL91, le critère de rigidité est:

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{452}{15} \leq h \leq \frac{452}{10} \Rightarrow h = 40\text{cm} \\ 0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 0,3 \times 36 \leq b \leq 0,4 \times 36 \Rightarrow b = 30\text{cm} \end{cases}$$

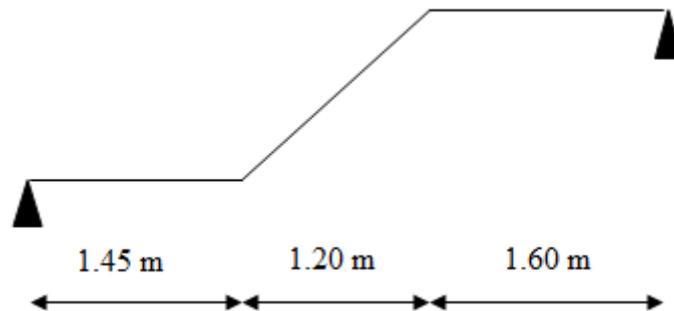


Figure III.35 : Schéma statique poutre brisée

Vérification des conditions RPA99 (version 2003) :

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 30 \geq 20 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ 40 \geq 30 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{40}{30} = 1.33 < 4 \dots\dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

III.4.4.2 Charge supportée par la poutre:

a. Chargement de la partie droite de la poutre :

- Poids propre de la poutre: $0,4 \times 0,3 \times 25 = 3\text{KN/m}$
- Poids du mur situé sur la poutre : $2,81 \times (3,57 - 0,3) = 9,19\text{KN/m}$
- Réaction du palier sur la poutre : $R_b = 24,21\text{KN/m}$

$$G = 36,40\text{KN/m}$$

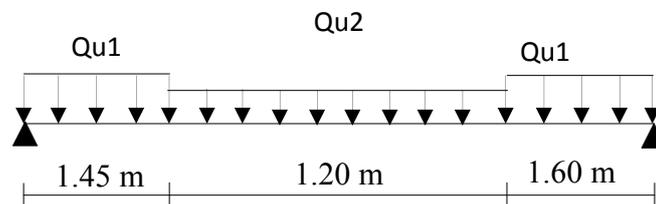
$$\text{On a : } q_{ul} = 1,35(3 + 9,19) + 24,21\text{KN/m} = 40,67\text{KN/m}$$

b. Chargement de la partie inclinée de la poutre :

- Poids propre de la poutre: $(0,4 \times 0,3 \times 25) / \cos \alpha = 3,66 \text{KN/m}$
- Poids du mur situé sur la poutre : $2,81 \times (3,57 - 0,3) = 9,19 \text{KN/m}$
- Réaction du palier sur la poutre : $R_b = 8,39 \text{KN/m}$.

$$G = 21,24 \text{KN/m}$$

$$\text{On a : } q_{u2} = 1,35(3,66 + 9,19) + 8,39 \text{KN/m} = 25,74 \text{KN/m}$$

III.4.4.3 Schéma RDM de la poutre brisée**III.4.4.4 Ferrailage de la poutre brisée :**

$$f_{c28} = 25 \text{MPa} ; f_{bc} = 14,17 \text{MPa} ; f_{t28} = 2,10 \text{MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; d = 0,9h = 36 \text{cm} ; b = 30 \text{cm}$$

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

➤ **ELU :**

En appuis :

$$M_a = 0,5 \times M_u = 0,5 \times 75,42 = 37,71 \text{KN.m}$$

En travée :

$$M_t = 0,85 \times M_u = 0,85 \times 75,42 = 64,11 \text{KN.m}$$

	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	37.71	0,068	Oui	0	0,088	34.73	3.12	3T12	3.39
Travée	64.11	0,116	Oui	0	0,155	33.77	5.46	3T16	6.03

Tableau III.36 : Ferrailage de poutre brisée

III.4.4.5 Vérification :

a. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,30 \text{ cm}^2$$

En travée : $A = 6.03 \text{ cm}^2 > A_{\min}$ condition Vérifiée.

En appuis : $A = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min}$ condition vérifiée.

b. Effort tranchant :

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$$

$$T = 77.78 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{77.78 \times 10^3}{300 \times 360} = 0,72 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0,13.f_{c28}, 5 \text{ Mpa} \} = 3,25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,72 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

III.4.4.6 Calcul des armatures transversales et l'espacement

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance *FeE40*
($f_e = 400 \text{ MPa}$)

Selon le C.B.A 93 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj}K}{0,8f_e} \quad K=1 \quad \text{Art A 5.1.2.3} \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40 \text{ cm}) \quad \text{Art A 5.1.2.2} \\ \bullet \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right) \quad \text{Art A 5.1.2.2} \end{array} \right.$$

• **RPA 99 version 2003 :**

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

Avec : $\phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_L\right\} = \min\{ 1.14 ; 1.6 ; 1.2 \}$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Choix des armatures :

On adopte : $A_t = 4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \text{ Selon le C.B.A 93:} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0.08 \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 32.4 \text{ cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0.27 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0.09 \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 10 \text{ cm} \dots\dots \text{Zonenodale} \\ \bullet S_t \leq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zonecourante} \end{array} \right.$$

Choix des espacements :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,09 \Rightarrow S_t \leq 22.33 \text{ cm}$$

Donc : $\left\{ \begin{array}{l} S_t = 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zonenodale} \\ S_t = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$

c. Vérification à l'ELS

c.1 Vérification des contraintes

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

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

	$M_{ser}(\text{kNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	Vérification
Appui	32.78	3.39	9.48	44283.05	7.02	Vérifiée
Travée	55.73	6.03	12.02	69378.95	9.66	Vérifiée

Tableau II.37: Vérification de compression du béton

c.2 Vérification de la flèche

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{40}{452} = 0,089 \geq 0,0625 \quad \text{vérifiée} \\ \frac{6,03}{30 \times 36} = 0,0056 \leq 0,0105 \quad \text{vérifiée} \\ 0,089 < 0,085 \quad \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

Une condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calculer la flèche

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ [1].

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{array} \right. \quad L=4.52\text{m} < 5\text{m}.$$

• Moment d'inertie de la section homogène I_0 :

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

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

Avec :

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

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

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

M_{ser} (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)
55.73	6.03	0,0056	265.73	3.75	1.5	0,54	1943155.2	706601.89	1073566.41

Tableau III.38 : Vérification de la flèche de poutre brisée

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0,50 \text{ cm} \\ f_v = 0,98 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,48 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{452}{500} = 0,90 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,48 \text{ cm} < \bar{f} = 0,90 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

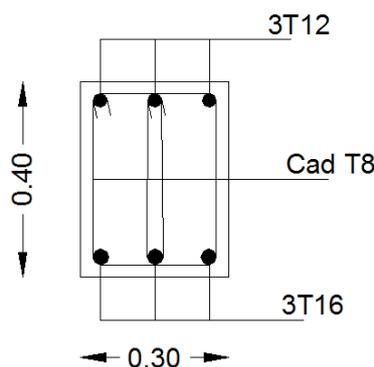


Figure III.36: Schéma de ferrailage de la poutre brisée

IV.1 Introduction

Vu que l'activité sismique peut se produire à tout moment, provoquant d'importants dégâts humains et matériels, les structures doivent être conçues et construites de manière adéquate afin de résister à ses secousses sismiques, tout en respectant les recommandations des règlements parasismiques.

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

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

IV.2 Etude sismique

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

VI.2.1 Modélisation de rigidité

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

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

VI.2.2 Modélisation de la masse

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le **RPA99 version 2003** avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation. (mass source).
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir $2,5t/m^3$.

- La charge de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).

VI.3 Choix de la méthode de calcul

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

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

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

VI.3.1 La méthode statique équivalente

a. Principe :

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

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure

b. Conditions d'applications

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

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes :

Zone III :

- groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieur ou égale à 5 niveaux ou 17m
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieur ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieur ou égale à 2 niveaux ou 8m

- la méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est en zone **III** de groupe d'usage 2 et sa hauteur dépasse les 17m.

VI.3.2 La méthode modale spectrale :

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

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

a. Principe :

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

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

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

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

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20 \text{sec} \quad \dots\dots (4-14) \quad [1]$$

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

b. Analyse spectrale :

➤ Utilisation des spectres de réponse

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse

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

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

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases} \dots\dots\dots (4-13)[1]$$

➤ **Représentation graphique du spectre de réponse :**
Sa/g

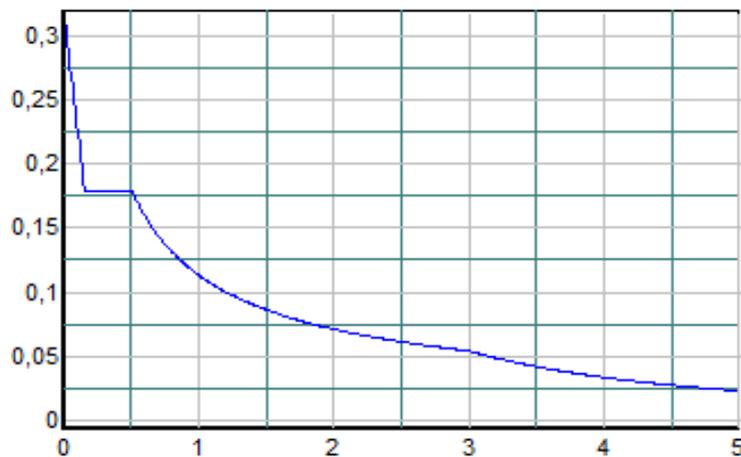


Figure IV.1 : Spectre de réponse

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement.

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

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : Facteur de qualité.

➤ Résultante des forces sismiques de calcul

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

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

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

➤ Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

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

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad [1]$$

Avec

A : coefficient d'accélération de zone.

$$\left. \begin{array}{l} * \text{ groupe d'usage : } \mathbf{2} \\ * \text{ zone sismique : } \mathbf{III} \end{array} \right\} \longrightarrow \mathbf{A=0.25}$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen

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

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

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

Catégorie $S_3 \rightarrow$ site meuble $\left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \text{ sec.} \\ T_2 = 0.50 \text{ sec.} \end{array} \right.$

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

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

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

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

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

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

$$C_T = 0,05$$

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

$$h_N = 28.05\text{m}$$

D : Est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

$$\left\{ \begin{array}{l} \Rightarrow D_x = 18.67\text{m}, \\ \Rightarrow D_y = 25.92\text{m} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow T = C_T \times h_N^{3/4} = 0.05(28.05)^{3/4} = 0.60\text{s}, \text{ dans les deux directions.}$$

- Suivant la direction (x - x) $T_x = 0,09 \frac{28,05}{\sqrt{18,67}} = 0,58\text{sec}$

- Suivant la direction (y - y) $T_y = 0,09 \frac{28,05}{\sqrt{25,92}} = 0,50\text{sec}$

Sens (x-x) : $T_x = \min(0.58, 0.60) = 0.58 \text{ sec.}$

Sens (y-y) : $T_y = \min(0.50, 0.60) = 0.50 \text{ sec.}$

$$\text{Calcul de D : } \left\{ \begin{array}{l} D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.8819 \times \left(\frac{0.5}{0.58} \right)^{2/3} = 1.99 \\ D_y = 2.5\eta = 2.5 \times 0.8819 = 2.20 \end{array} \right.$$

R : Coefficient de comportement

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

Le coefficient de comportement global de la structure, Sa valeur unique est donnée par le tableau (4.3) de **RPA 99 v2003** en fonction du système de contreventement.

$R=5$ (mixte portique/voiles avec interaction)

Q : Facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

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

La valeur de **Q** déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad [1]$$

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

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

Critère q	Observée (o/n)	Pq // xx	Observée (o/n)	Pq // yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	non	0.05	non	0.05
Redondance en plan	non	0.05	non	0.05
Régularité en plan	non	0.05	non	0.05
Régularité en élévation	oui	0	oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	non	0.05	non	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	non	0.1	non	0.1

Tableau IV.1 : Facteur de qualité

$$Q//xx=1+(0.05+0.05+0.05+0+0.05+0.1)=1.30$$

$$Q//yy=1+(0.05+0.05+0.05+0+0.05+0.1)=1.30$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} \cdot W = \frac{0,25 \times 1,99 \times 1,30}{5} \cdot W = 0,12935 \cdot W \\ V_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} = \frac{0,25 \times 2,20 \times 1,30}{5} \cdot W = 0,143 \cdot W \end{array} \right.$$

VI.4 Résultats de l'analyse sismique

1. Modèle initial :

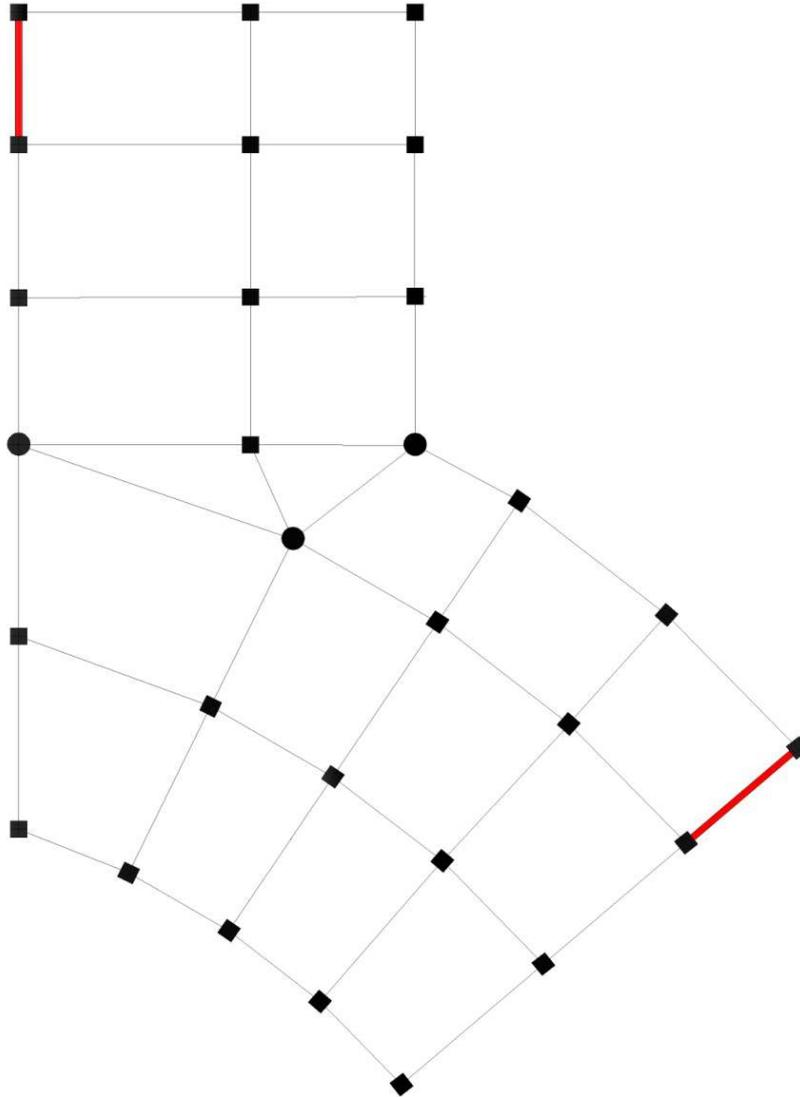


Figure IV.2 : Vue en plan du 1^{er} modèle

a. Caractéristiques dynamique propres du modèle initial :

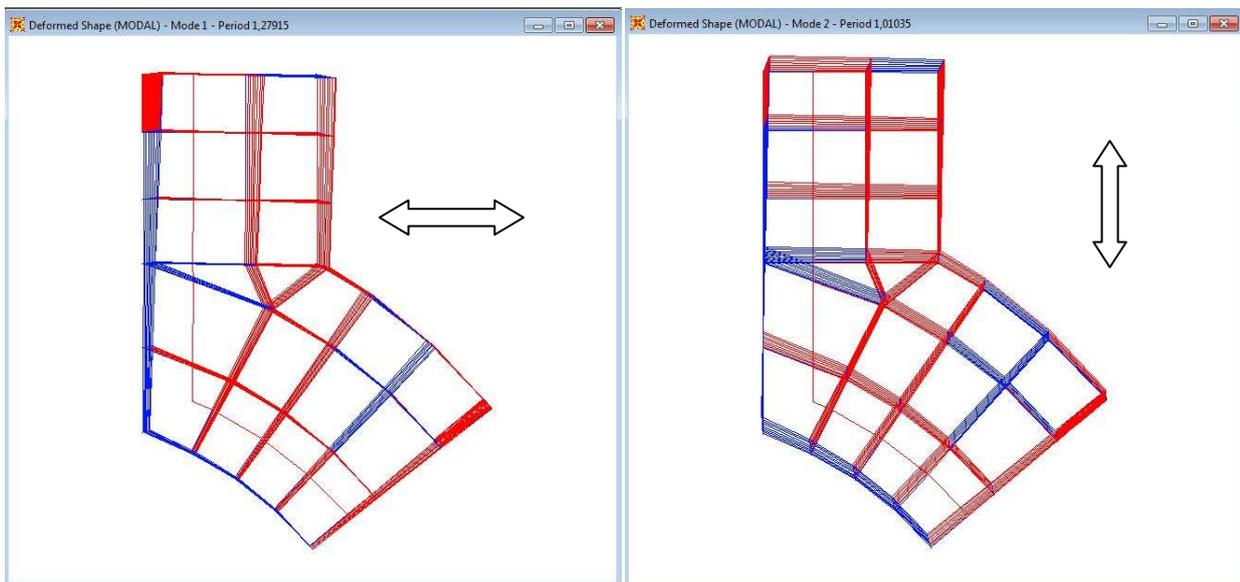
L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 1,279$ sec.
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **10^{ème}** mode.

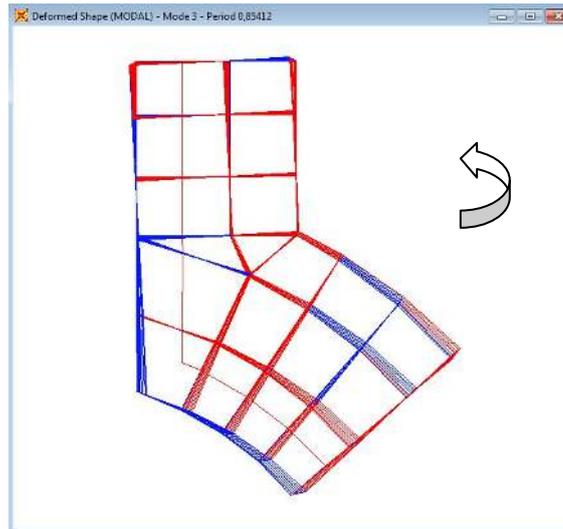
Modes	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	1,279151	0,60791	0,02171	0,000005023	0,60791	0,02171	0,000005023
2	1,010354	0,00191	0,66681	0,00001078	0,60982	0,68853	0,0000158
3	0,854121	0,15001	0,01996	0,00001059	0,75982	0,70849	0,0000264
4	0,490871	0,09937	0,00702	0,00000966	0,85919	0,71551	0,00003606
5	0,305734	0,00264	0,15067	0,00003455	0,86182	0,86618	0,00007061
6	0,276466	0,03057	0,00382	0,000000112	0,89239	0,87	0,00007072
7	0,23189	0,04128	0,01289	0,00004128	0,93367	0,88289	0,00011
8	0,19986	0,00991	0,00095	0,00004402	0,94358	0,88385	0,00016
9	0,148262	0,00783	0,00191	0,00009868	0,95141	0,88575	0,00025
10	0,142322	0,00135	0,05284	0,00009923	0,95276	0,93859	0,00035

Tableau IV.2 : Participation massique du modèle initial

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



Le 1^{er} mode : translation parallèlement à x-x. Le 2^{ème} mode : translation parallèlement à y-y.



Le 3^{ème} mode : rotation.

b. Résultantes des forces sismiques :

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

$$\bullet \quad W = 32627,293 \text{ KN} \rightarrow \begin{matrix} V^x = 4220,34 \text{ KN} \\ V^y = 4665,70 \text{ KN} \end{matrix} \rightarrow \begin{matrix} 0,8V^x = 3376,27 \text{ KN} \\ 0,8V^y = 3732,56 \text{ KN} \end{matrix}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} F_1 = V_t^x = 2783,26 \text{ KN} \\ F_2 = V_t^y = 3336,3 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Ce qui donne : } \left\{ \begin{array}{l} V_t^x = 2756,28 \text{ KN} < 0,8V^x = 3376,27 \text{ KN} \\ V_t^y = 3359,41 \text{ KN} < 0,8V^y = 3732,56 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Le rapport } \left\{ \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 1,22 \right. \quad \text{Le rapport } \left\{ \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 1,11 \right.$$

c. Vérification des déplacements inter étage :

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

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

$$\text{Avec : } \bar{\Delta} = 0,01 h_e$$

Où : h_e représente la hauteur de l'étage.

$$\text{Avec : } \begin{matrix} \delta_K^x = R \frac{0,8V^x}{V_t^x} \delta_{eK}^x & \text{et} & \delta_K^y = R \frac{0,8V^y}{V_t^y} \delta_{eK}^y \\ \Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x & \text{et} & \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y \end{matrix} \quad \text{si } \frac{0,8V^x}{V_t^x} > 1, \text{ et } \frac{0,8V^y}{V_t^y} > 1$$

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).

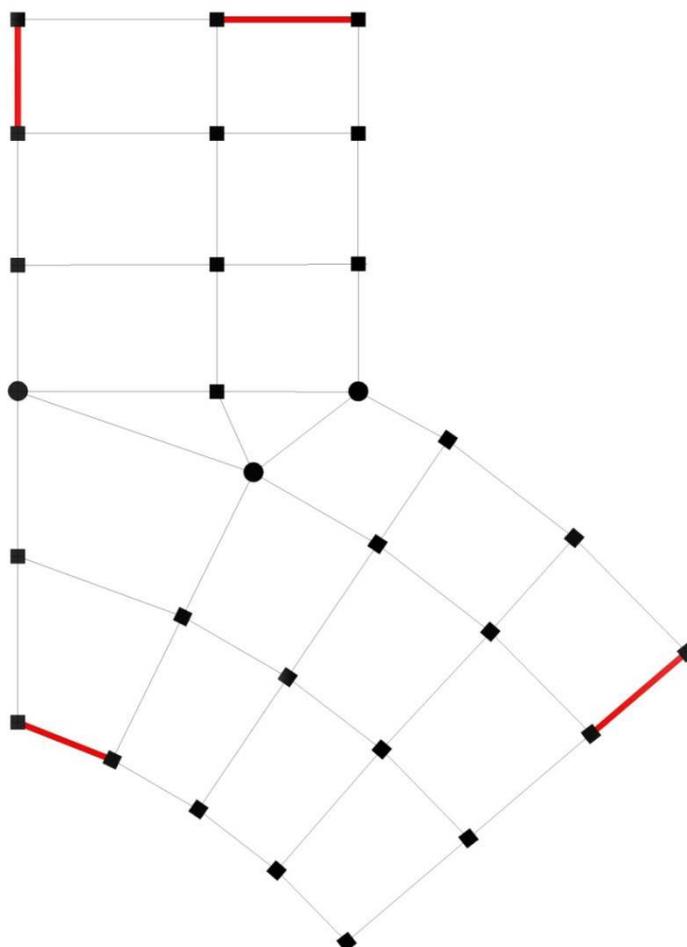
Niveaux	$\delta_{eK}^x (cm)$	$\delta_{eK}^y (cm)$	$\delta_K^x (cm)$	$\delta_K^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	$\Delta_K^y (cm)$	$\bar{\Delta} (cm)$	Observation
9	7,5778	5,0904	46,4	28,3	3,254	2,572	3,06	Non vérifiée
8	7,0465	4,6275	43,2	25,7	5,180	3,411	3,06	Non vérifiée
7	6,2007	4,0135	38,0	22,3	6,586	4,018	3,06	Non vérifiée
6	5,1254	3,2902	31,4	18,3	4,895	3,174	3,06	Non vérifiée
5	4,3261	2,7189	26,5	15,1	5,431	3,343	3,06	Non vérifiée
4	3,4393	2,1172	21,1	11,8	5,675	3,352	3,06	Non vérifiée
3	2,5128	1,5139	15,4	8,4	5,228	2,993	3,06	Non vérifiée
2	1,6592	0,9752	10,2	5,4	5,682	3,068	3,06	Non vérifiée
1	0,7315	0,4229	4,5	2,3	4,480	2,349	3,57	Non vérifiée
Base	0	0	0	0	0	0	0	Vérifiée

Tableau IV.3 : Vérification des déplacements inter étages du 1^{er} modèle

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

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

L'augmentation de la section des poteaux risque de réduire la surface exploitable de la structure, donc on opte pour l'ajout des voiles de contreventement.

2^{ème} Modèle :**Figure IV.3 :** Vue en plan du 2^{ème} modèle**a. Caractéristiques dynamique propres du modèle 2**

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

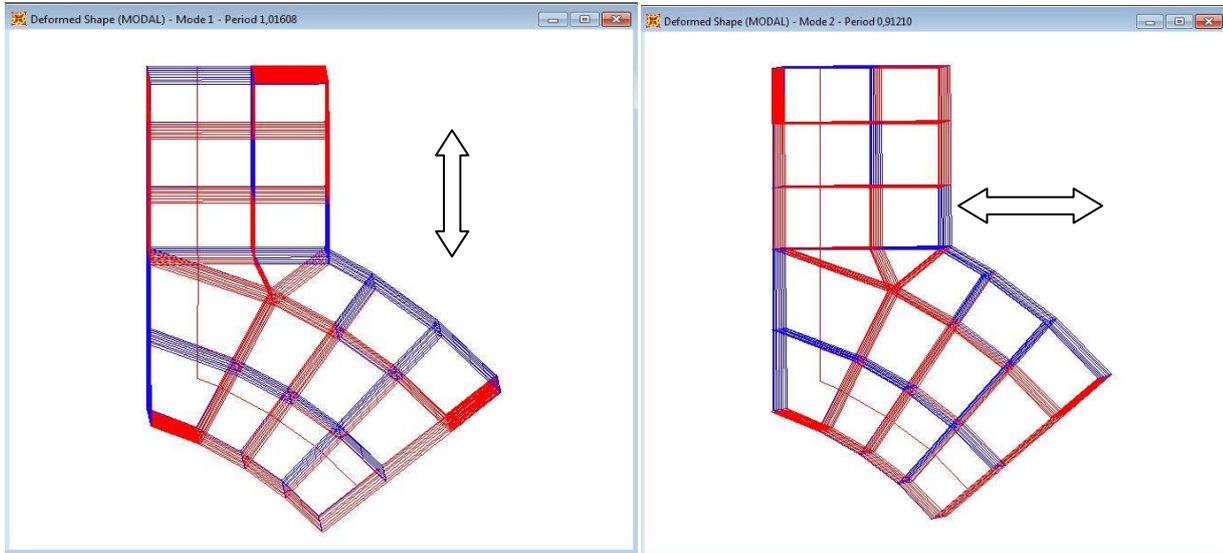
- Une période fondamentale : $T=1,016$ sec

La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 9^{ème} mode.

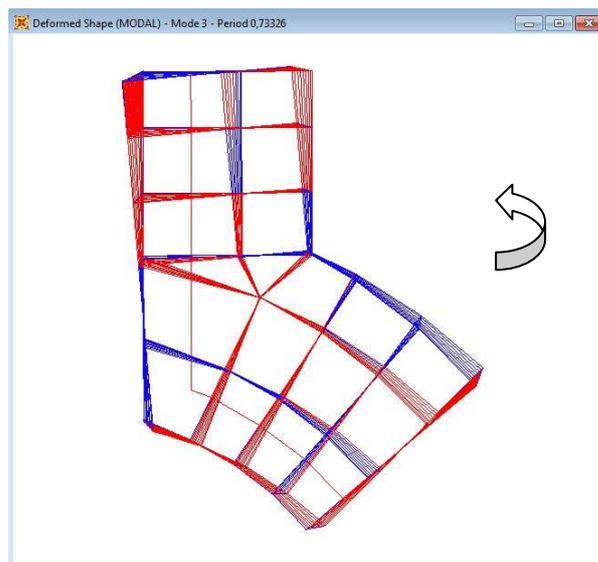
Modes	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	1,016084	0,03063	0,67389	0,00001789	0,03063	0,67389	0,00001789
2	0,912096	0,6565	0,02842	0,00001576	0,68712	0,70231	0,00003365
3	0,733261	0,00459	0,00008155	0,00002915	0,69172	0,7024	0,00006281
4	0,310854	0,01495	0,15487	0,00007333	0,70667	0,85726	0,00014
5	0,250929	0,16336	0,01749	0,00003735	0,87002	0,87476	0,00017
6	0,183872	0,00393	0,00002962	0,00019	0,87395	0,87479	0,00037
7	0,145092	0,00543	0,05727	0,00011	0,87938	0,93206	0,00047
8	0,125753	9,553E-10	0,000007668	0,18912	0,87938	0,93207	0,18959
9	0,11298	0,05845	0,00623	0,00003837	0,93783	0,9383	0,18963

Tableau IV.4 : Participation massique du 2^{ème} modèle

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



Le 1^{er} mode : translation parallèlement à y-y. Le 2^{ème} mode : translation parallèlement à x-x.



Le 3^{ème} mode : rotation.

b. Résultantes des forces sismiques :

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

$$\bullet \quad W=33578,53 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad \begin{matrix} V^x = 4343,38 \text{ KN} \\ V^y = 4801,73 \text{ KN} \end{matrix} \quad \rightarrow \quad \begin{matrix} 0,8V^x = 3474,70 \text{ KN} \\ 0,8V^y = 3841,38 \text{ KN} \end{matrix}$$

$$\left\{ \begin{matrix} F_1 = V_t^x = 3794,62 \text{ KN} \\ F_2 = V_t^y = 3622,79 \text{ KN} \end{matrix} \right.$$

$$\text{Ce qui donne : } \begin{cases} V_t^x = 3794,625 \text{ KN} > 0,8V^x = 3474,70 \text{ KN} \\ V_t^y = 3622,79 \text{ KN} < 0,8V^y = 3841,38 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Le rapport } \left\{ \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 0,93 \Rightarrow r_x = 1 \right. \quad \text{Le rapport } \left\{ \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 1,06 \Rightarrow r_y = 1,06 \right.$$

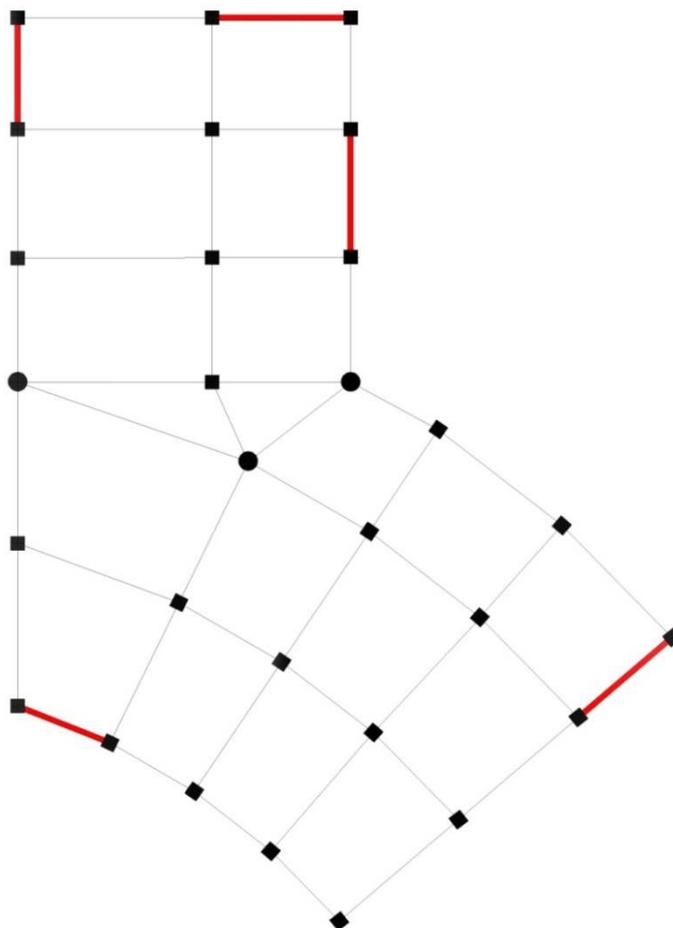
c. Vérification des déplacements inter étage :

Niveaux	$\delta_{eK}^x (cm)$	$\delta_{eK}^y (cm)$	$\delta_K^x (cm)$	$\delta_K^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	$\Delta_K^y (cm)$	$\bar{\Delta} (cm)$	Observation
9	4,0318	4,3281	20,2	22,9	2,604	3,048	3,06	Non Vérifiée
8	3,5111	3,7531	17,6	19,9	2,713	3,268	3,06	Non Vérifiée
7	2,9686	3,1367	14,8	16,6	2,770	3,147	3,06	Non Vérifiée
6	2,4146	2,5431	12,1	13,5	2,640	2,835	3,06	Vérifiée
5	1,8867	2,0083	9,4	10,6	2,558	2,794	3,06	Vérifiée
4	1,3751	1,4813	6,9	7,9	2,367	2,624	3,06	Vérifiée
3	0,9017	0,9863	4,5	5,2	2,019	2,268	3,06	Vérifiée
2	0,498	0,5585	2,5	3,0	1,577	1,836	3,06	Vérifiée
1	0,1827	0,2122	0,9	1,1	0,914	1,125	3,57	Vérifiée
Base	0	0	0	0	0	0	0	Vérifiée

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

Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles imposée par le "RPA99 version 2003".

Il faut donc rajouter d'autres voiles dans la structure.

3^{ème} Modèle :**Figure IV.4 :** Vue en plan du 3^{ème} modèle**a. Caractéristiques dynamique propres du modèle final**

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

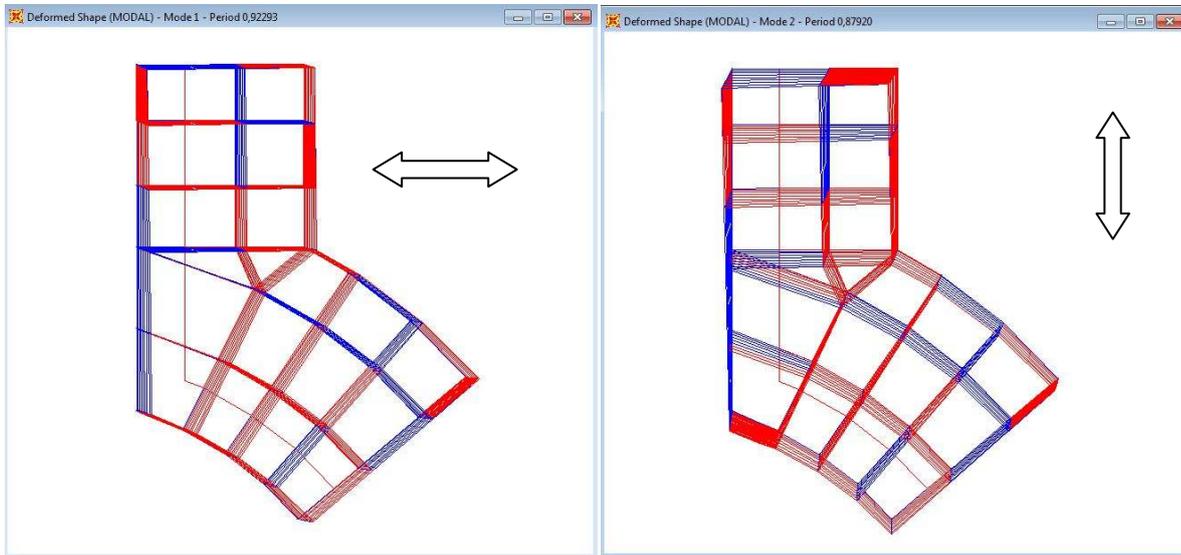
- Une période fondamentale : $T=0,92$ sec

La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 10^{ème} mode.

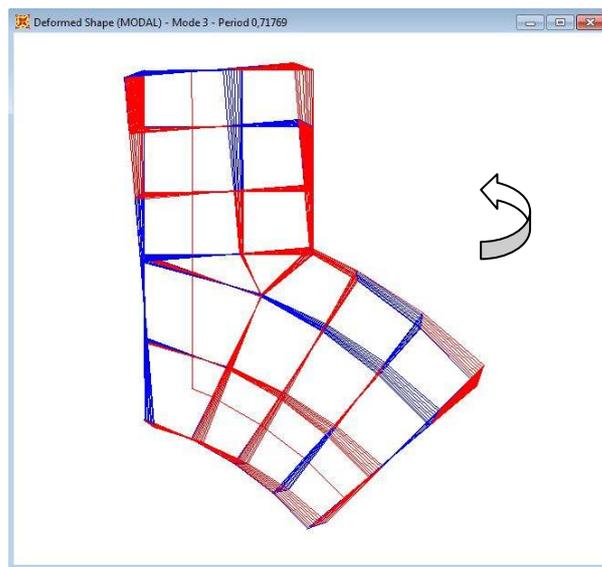
Modes	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,922933	0,62789	0,05565	0,000004394	0,62789	0,05565	0,000004394
2	0,879202	0,06037	0,60418	0,00006703	0,68826	0,65983	0,00007142
3	0,717686	0,00353	0,03264	0,00002345	0,69179	0,69246	0,00009487
4	0,266468	0,11549	0,05315	0,00001099	0,80728	0,74561	0,00011
5	0,238446	0,06281	0,12064	0,00026	0,87009	0,86625	0,00036
6	0,181869	0,00241	0,00523	0,00018	0,87251	0,87148	0,00055
7	0,125723	0,00004839	0,00005018	0,17912	0,87256	0,87153	0,17966
8	0,12181	0,03904	0,02252	0,00004181	0,9116	0,89405	0,17971
9	0,109151	0,00013	0,0003	0,06575	0,91172	0,89435	0,24545
10	0,107566	0,02319	0,03681	0,01818	0,93491	0,93115	0,26363

Tableau IV.6 : Participation massique du 3^{ème} modèle

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



Le 1^{er} mode : translation parallèlement à x-x. Le 2^{ème} mode : translation parallèlement à y-y.



Le 3^{ème} mode : rotation.

b. Résultantes des forces sismiques :

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

$$W = 34097,459 \text{ KN} \rightarrow \begin{matrix} V^x = 4410,50 \text{ KN} \\ V^y = 4875,93 \text{ KN} \end{matrix} \rightarrow \begin{matrix} 0,8V^x = 3528,40 \text{ KN} \\ 0,8V^y = 3900,74 \text{ KN} \end{matrix}$$

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 3875,95 \text{ KN} \\ F_2 = V_t^y = 3875,96 \text{ KN} \end{cases}$$

Ce qui donne :
$$\begin{cases} V_t^x = 3875,95 \text{ KN} > 0,8V^x = 3528,40 \text{ KN} \\ V_t^y = 3875,96 \text{ KN} < 0,8V^y = 3900,74 \text{ KN} \end{cases}$$

Le rapport
$$\left\{ \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 0,91 \quad \Rightarrow \quad r_x = 1 \quad \text{Le rapport} \quad \left\{ \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 1,01 \quad \Rightarrow \quad r_y = 1,01 \right. \right.$$

c. Vérification des déplacements inter étage :

Niveaux	$\delta_{ek}^x (cm)$	$\delta_{ek}^y (cm)$	$\delta_k^x (cm)$	$\delta_k^y (cm)$	$\Delta_k^x (cm)$	$\Delta_k^y (cm)$	$\bar{\Delta} (cm)$	Observation
9	4,2191	3,8425	21,1	19,3	2,714	2,467	3,06	Vérifiée
8	3,6764	3,3522	18,4	16,9	2,833	2,587	3,06	Vérifiée
7	3,1099	2,838	15,5	14,3	2,897	2,659	3,06	Vérifiée
6	2,5305	2,3096	12,7	11,6	2,766	2,557	3,06	Vérifiée
5	1,9773	1,8015	9,9	9,1	2,682	2,479	3,06	Vérifiée
4	1,4409	1,3088	7,2	6,6	2,483	2,280	3,06	Vérifiée
3	0,9443	0,8556	4,7	4,3	2,117	1,936	3,06	Vérifiée
2	0,521	0,4709	2,6	2,4	1,651	1,498	3,06	Vérifiée
1	0,1908	0,1733	1,0	0,9	0,954	0,872	3,06	Vérifiée
Base	0	0	0	0	0	0	0	Vérifiée

Tableau IV.7 : Vérification des déplacements inter étages du 3^{ème} modèle

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

e. 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 : G+Q ±E

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Poteaux carrés :

<i>Niveaux</i>	N_d (KN)	B_c (cm ²)	ν	<i>Obs</i>	<i>Section corrigée</i> (cm ²)	ν	<i>Obs</i>
P8	193,62	30×30	0,086	<0,3	30×30	0,086	<0,3
P7	399,38	30×30	0,178	<0,3	30×30	0,178	<0,3
P6	637,53	30×30	0,283	<0,3	30×30	0,283	<0,3
P5	894,73	40×40	0,224	<0,3	40×40	0,224	<0,3
P4	1121,58	40×40	0,280	<0,3	40×40	0,280	<0,3
P3	1422,42	40×40	0,356	>0,3	50×50	0,227	<0,3
P2	1689,85	45×45	0,334	>0,3	50 x 50	0,270	<0,3
P1	1955,93	45×45	0,386	>0,3	55 x 55	0,259	<0,3
R.D.C	2060,52	50×50	0,330	>0,3	55 x 55	0,272	<0,3

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

Poteaux circulaire :

<i>Niveaux</i>	N_d (KN)	D (cm)	ν	<i>Obs</i>	D corrigée (cm)	ν	<i>Obs</i>
P8	185,00	35	0,077	<0,3	35	0,077	<0,3
P7	416,67	35	0,173	<0,3	35	0,173	<0,3
P6	687,65	35	0,286	<0,3	40	0,219	<0,3
P5	879,83	40	0,280	<0,3	40	0,280	<0,3
P4	1175,66	40	0,374	>0,3	50	0,24	<0,3
P3	1462,79	50	0,298	<0,3	50	0,298	<0,3
P2	1749,97	50	0,357	>0,3	60	0,248	<0,3
P1	2026,23	50	0,413	>0,3	60	0,28	<0,3
R.D.C	2170,13	50	0,442	>0,3	65	0,262	<0,3

Tableau IV.9 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux circulaire

les efforts normales réduit dépassent les valeurs admissibles imposée par le “**RPA99 version 2003**”.

Il faut donc augmenter les sections des poteaux dans la structure

a. Caractéristiques dynamique propres du modèle final (après augmentation des sections des poteaux)

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période fondamentale : $T=0,88$ sec

La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 9^{ème} mode.

modes	période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,880531	0,61264	0,05392	0,000003976	0,61264	0,05392	0,000003976
2	0,835566	0,05916	0,59127	0,00005005	0,6718	0,64519	0,00005403
3	0,685022	0,00384	0,03127	0,0000189	0,67564	0,67647	0,00007293
4	0,261233	0,12369	0,05517	0,00001025	0,79932	0,73164	0,00008317
5	0,23393	0,06409	0,12769	0,00018	0,86341	0,85933	0,00026
6	0,179069	0,0024	0,0054	0,00014	0,86581	0,86473	0,00041
7	0,120166	0,04185	0,02348	0,00035	0,90767	0,88821	0,00075
8	0,115745	0,00003652	0,000001597	0,16625	0,9077	0,88821	0,167
9	0,106147	0,02599	0,0434	0,0000644	0,93369	0,93161	0,16706

Tableau IV.10 : Participation massique du 3^{ème} modèle après la vérification l'effort normal réduit

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

b. Résultantes des forces sismiques :

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

$$W = 34678,98 \text{ KN} \rightarrow \begin{matrix} V^x = 4485,72 \text{ KN} & 0,8V^x = 3588,58 \text{ KN} \\ V^y = 4959,09 \text{ KN} & 0,8V^y = 3967,27 \text{ KN} \end{matrix}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} F_1 = V_t^x = 4039,12 \text{ KN} \\ F_2 = V_t^y = 4044,67 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Ce qui donne : } \left\{ \begin{array}{l} V_t^x = 4039,12 \text{ KN} > 0,8V^x = 3588,58 \text{ KN} \\ V_t^y = 4044,67 \text{ KN} > 0,8V^y = 3967,27 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Le rapport } \left\{ \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 0,89 \Rightarrow r_x = 1 \right. \quad \text{Le rapport } \left\{ \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 0,98 \Rightarrow r_y = 1 \right.$$

c. Vérification des déplacements inter étage :

Niveaux	$\delta_{eK}^x (cm)$	$\delta_{eK}^y (cm)$	$\delta_K^x (cm)$	$\delta_K^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	$\Delta_K^y (cm)$	$\bar{\Delta} (cm)$	Observation
9	4,0319	3,634	20,2	18,2	2,697	2,405	3,06	Vérifiée
8	3,4926	3,153	17,5	15,8	2,808	2,518	3,06	Vérifiée
7	2,9311	2,6495	14,7	13,2	2,850	2,569	3,06	Vérifiée
6	2,3611	2,1358	11,8	10,7	2,685	2,438	3,06	Vérifiée
5	1,8241	1,6483	9,1	8,2	2,547	2,309	3,06	Vérifiée
4	1,3148	1,1866	6,6	5,9	2,274	2,059	3,06	Vérifiée
3	0,86	0,7749	4,3	3,9	1,918	1,728	3,06	Vérifiée
2	0,4764	0,4293	2,4	2,1	1,484	1,331	3,06	Vérifiée
1	0,1797	0,1631	0,9	0,8	0,899	0,816	3,57	Vérifiée
Base	0	0	0	0	0	0	0	Vérifiée

Tableau IV.11 : Vérification des déplacements inter étages du 3^{ème} modèle

Vérification des conditions du facteur de comportement R

d. 1. Justification des voiles sous charges verticales

L'effort normal total à la base de la structure $P_{Tot} = 38604,19$ kN.

L'effort normal à la base repris par les voiles $P_{voiles} = 7224,13$ kN.

$P_{voiles} / P_{Tot} = 18,71 \% < 20\%$.

Alors les voiles de contreventement reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

d. 2. Justification des portiques sous charges horizontale

NIV	V _{Xtot} (KN)	V _{X portique} (KN)	V _{port} %	V _{Ytot} (KN)	V _{Yportique} (KN)	V _{port} %	condition	Obs
9	989,921	851,22	85,988	984,4125	811,39	82,423	25	Vérifiée
8	1719,9197	751,0422	43,667	1717,7986	692,23	40,297	25	Vérifiée
7	2241,7494	821,425	36,642	2244,7119	786,986	35,060	25	Vérifiée
6	2683,5452	1632,774	60,844	2689,0617	1503,809	55,923	25	Vérifiée
5	3088,9142	1824,300	59,060	3096,5596	1770,595	57,179	25	Vérifiée
4	3417,2664	2055,836	60,160	3425,002	1985,555	57,972	25	Vérifiée
3	3705,879	2096,838	56,581	3713,2621	2034,520	54,791	25	Vérifiée
2	3938,965	1665,583	42,285	3945,9803	1592,655	40,361	25	Vérifiée
1	4037,4277	1198,066	29,674	4043,8053	1120,498	27,709	25	Vérifiée

Tableau IV.12 : Vérification des portiques sous 25% de l'effort tranchant d'étage.

f. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre)

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

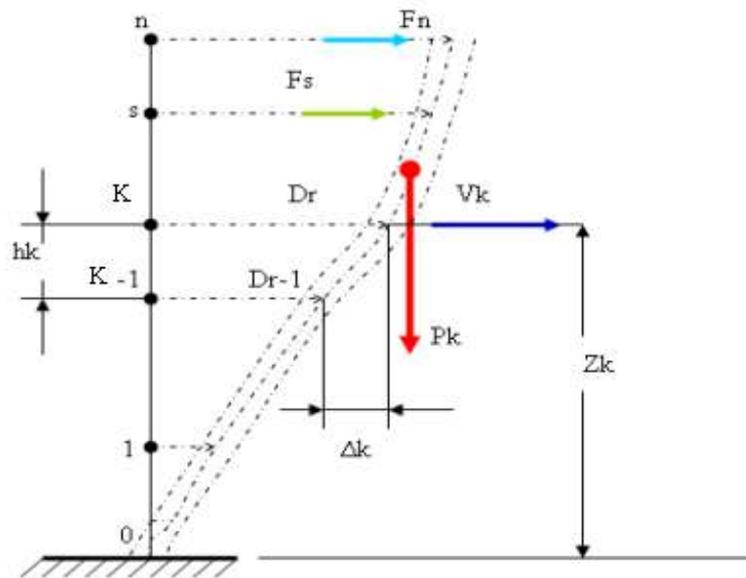


Figure IV.5 : Evaluation des effets du second ordre.

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \text{ "RPA99 version 2003" [2]}$$

Avec :

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau K :

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

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

h_k : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure.

NIV	Vx (KN)	Vy (KN)	Pk (KN)	Δx (cm)	Δy (cm)	Hk(m)	θ_x	θ_y	observation
9	982,4933	977,0864	3558,17	2,697	2,405	3.06	0,0319	0,0286	vérifiée
8	1715,5814	1712,3711	7185,74	2,808	2,518	3.06	0,0384	0,0345	vérifiée
7	2249,2656	2250,4546	10921,32	2,850	2,569	3.06	0,0452	0,0407	vérifiée
6	2688,9779	2693,9776	14802,88	2,685	2,438	3.06	0,0483	0,0438	vérifiée
5	3088,9142	3096,5596	18700,66	2,547	2,309	3.06	0,0504	0,0456	vérifiée
4	3410,8059	3417,9909	22682,98	2,274	2,059	3.06	0,0494	0,0447	vérifiée
3	3705,879	3713,2621	26769,23	1,918	1,728	3.06	0,0453	0,0407	vérifiée
2	3938,965	3945,9803	32334,13	1,484	1,331	3.06	0,0398	0,0356	vérifiée
1	4038,1774	4044,5855	34630,40	0,899	0,816	3,57	0,0216	0,0196	vérifiée

Tableau IV.13 : Vérification l'effet p- Δ inter étages du modèle 3.

Vu les résultats obtenus les conditions θ_x et $\theta_y \leq 0,1$ est satisfaites, d'où les effets du 2° ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés.

Conclusion :

Etant donné que :

- Les voiles de contreventement reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les portiques prennent, outre les sollicitations dues aux charges verticales, plus de 25 % de l'effort tranchant dans chaque étage.

Alors, le choix du coefficient de comportement global de la structure (R=5) est justifié.

V.1 Introduction

Le ferrailage des éléments résistants 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:

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

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

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 selon RPA99 version 2003 :

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

- Leur pourcentage est limité par:

$$* 0,9\% < \frac{A_s}{B} < 4\% \quad \text{Zone courante (Z.C)}$$

$$* 0,9\% < \frac{A_s}{B} < 6\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R)}$$

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

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

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

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

1. Situation durable :

- Combinaison : **1,35G+1,5Q**

Poteaux carrés :

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

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\max} [kn]	M^{corr} [kn.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s \text{ min}}$ RPA
RDC et 1 ^{er}	55x55	2381,626	2,6882	SEC	0	0	27.23
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	50x50	1948,581	34,305	SEC	0	0	22.5
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	40x40	1350,395	23,5795	SEC	0	0	14.4
6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème}	30x30	771,621	15,267	SEC	0	0	8.1

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

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

Niveaux	Section [cm ²]	M^{\max} [kn.m]	N^{corr} [kn]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s \text{ min}}$ RPA
RDC et 1 ^{er}	55x55	38,4046	1852,741	SEC	0	0	27.23
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	50x50	49,7135	1588,644	SEC	0	0	22.5
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	40x40	49,5854	838,377	SEC	0	0	14.4
6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème}	30x30	33,888	150,414	SPC	1,79	0	8.1

Tableau V.3 : Ferrailages des poteaux carrés situation durable (M^{\max} , N^{corr})

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

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\min} [kn]	M^{corr} [kn.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\text{min}}$ RPA
RDC et 1 ^{er}	55x55	1115,107	25,9859	SEC	0	0	27.23
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	50x50	963,373	28,5823	SEC	0	0	22.5
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	40x40	513,794	36,5457	SEC	0	0	14.4
6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème}	30x30	83,187	18,3884	SPC	0,79	0	8.1

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

Poteaux circulaires :

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

Niveaux	D [cm]	N^{\max} [kn]	M^{corr} [kn.m]	T	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\text{min}}$ RPA
RDC	65	2588,695	18,2053	13,605	SEC	0	0	29,85
1 ^{ère} et 2 ^{ème}	60	2404,266	55,2155	40,137	SEC	0	0	25,43
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	50	1750,007	52,4807	41,637	SEC	0	0	17,66
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	40	1119,647	35,1906	24,482	SEC	0	0	11.30
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	35	821,387	27,6096	18,424	SEC	0	0	8,65

Tableau V.5 : Ferrailages des poteaux circulaires situation durable (N^{\max} , M^{corr})b. (M^{\max} , N^{corr}) :

Niveaux	D [cm]	M^{\max} [kn.m]	N^{corr} [kn]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\text{min}}$ RPA
RDC	65	18,2053	2588,695	SEC	0	0	29,85
1 ^{ère} et 2 ^{ème}	60	67,6024	2375,065	SEC	0	0	25,43
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	50	66,3221	1415,272	SEC	0	0	17,66
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	40	39.723	1106.669	SEC	0	0	11.30
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	35	33,473	223,897	SPC	1,28	0	8,65

Tableau V.6 : Ferrailages des poteaux circulaires situation durable (M^{\max} , N^{corr})

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

Niveaux	D [cm]	N^{\min} [kn]	M^{corr} [kn.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	$A_{s \min}$ RPA
RDC	65	1432,565	15,0398	SEC	0	0	29,85
1 ^{ère} et 2 ^{ème}	60	1234,256	15,2539	SEC	0	0	25,43
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	50	726,102	19,0749	SEC	0	0	17,66
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	40	563,268	11,8271	SEC	0	0	11.30
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	35	121,845	13,3648	SEC	0	0	8,65

Tableau V.7 : Ferrailages des poteaux circulaires situation durable (N^{\min} , M^{corr})

2. Situation accidentelle

- Combinaison : **G+Q+E**

Poteaux carrés :

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

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\max} [kn]	M^{corr} [kn.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	$A_{s \min}$ RPA
RDC et 1 ^{er}	55x55	2087,943	97,7794	SEC	0	0	27.23
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	50x50	1704,652	125,9413	SEC	0	0	22.5
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	40x40	1159,387	110,3333	SEC	0	0	14.4
6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème}	30x30	638,346	58,8627	SEC	0	0	8.1

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

Niveaux	Section [cm ²]	M^{\max} [kn.m]	N^{corr} [kn]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	$A_{s \min}$ RPA
RDC et 1 ^{er}	55x55	145,951	1232,763	SEC	0	0	27.23
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	50x50	179,8583	1070,628	SEC	0	0	22.5
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	40x40	181,8073	821,861	SPC	5,76	0	14.4
6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème}	30x30	85,9545	127,704	SPC	7,53	0	8.1

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

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

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\min} [kn]	M^{corr} [kn.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s \min}$ RPA
RDC et 1 ^{er}	55x55	276,746	56,1983	SEC	0	0	27.23
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	50x50	256,029	75,3899	SPC	0,85	0	22.5
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	40x40	205,572	89,747	SPC	3,92	0	14.4
6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème}	30x30	36,889	88,2722	SPC	8,76	0	8.1

Tableau V.10 : Ferrailages des poteaux carrés situation durable (N^{\min} ; M^{corr})

Poteaux circulaires :

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

Niveaux	D [cm]	N^{\max} [kn]	M^{corr} [kn.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s \min}$ RPA
RDC	65	2297,893	123,6578	SEC	0	0	29,85
1 ^{ère} et 2 ^{ème}	60	2127,476	123,0662	SEC	0	0	25,43
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	50	1523,794	129,3022	SEC	0	0	17,66
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	40	933,987	88,8104	SEC	0	0	11.30
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	35	675,174	69,7295	SPC	0,76	0	8,65

Tableau V.11 : Ferrailages des poteaux circulaires situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr})b. (M^{\max} , N^{corr}) :

Niveaux	D [cm]	M^{\max} [kn.m]	N^{corr} [kn]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s \min}$ RPA
RDC	65	125,0568	1376,746	SEC	0	0	29,85
1 ^{ère} et 2 ^{ème}	60	132,8967	1574,691	SEC	0	0	25,43
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	50	183,6939	924,803	SPC	4,98	0	17,66
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	40	103,4769	558,82	SPC	5,95	0	11.30
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	35	80,7876	129,105	SPC	13,36	0	8,65

Tableau V.12 : Ferrailages des poteaux circulaires situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr})

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

Niveaux	D [cm]	N^{\min} [kn]	M^{corr} [kn.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s \text{ min}}$ RPA
RDC	65	798,661	33,9271	SEC	0	0	29,85
1 ^{ère} et 2 ^{ème}	60	662,842	88,3609	SEC	0	0	25,43
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	50	355,866	145,1651	SPC	10,52	0	17,66
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	40	264,73	87,154	SPC	8,45	0	11.30
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	35	49,073	63,4411	SPC	11,12	0	8,65

Tableau V.13 : Ferrailages des poteaux circulaires situation durable (N^{\min} , M^{corr})

• Combinaison : **0,8G+E** :

Poteaux carrés :

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

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\max} [kn.]	M^{corr} [kn.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s \text{ min}}$ RPA
RDC et 1 ^{er}	55x55	1512,869	97,0248	SEC	0	0	27.23
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	50x50	1224,381	121,8041	SEC	0	0	22.5
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	40x40	828,336	105,107	SEC	0	0	14.4
6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème}	30x30	452,828	55,123	SPC	0,43	0	8.1

Tableau V.14 : Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr})

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

Niveaux	Section [cm ²]	M^{\max} [kn.m]	N^{corr} [kn]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s \text{ min}}$ RPA
RDC et 1 ^{er}	55x55	143,0208	863,053	SEC	0	0	27.23
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	50x50	179,5043	749,574	SPC	1,24	0	22.5
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	40x40	178,8755	622,151	SPC	6,2	0	14.4
6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème}	30x30	82,1648	124,03	SPC	7,1	0	8.1

Tableau V.15 : Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr})

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

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\min} [kn]	M^{corr} [kn.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\text{min}}$ RPA
RDC et 1 ^{er}	55x55	24,77	50,3522	SPC	2,23	0	27.23
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	50x50	37,442	69,5647	SPC	3,42	0	22.5
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	40x40	76,262	64,4952	SPC	3,62	0	14.4
6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème}	30x30	20,776	83,9548	SPC	8,42	0	8.1

Tableau V.16 : Ferrailages des poteaux carrés situation durable (N^{\min} , M^{corr})

Poteaux circulaires :

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

Niveaux	D [cm]	N^{\max} [kn.]	M^{corr} [kn.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\text{min}}$ RPA
RDC	65	1681,136	118,8641	SEC	0	0	29,85
1 ^{ère} et 2 ^{ème}	60	1545,308	109,3334	SEC	0	0	25,43
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	50	1100,747	116,9909	SEC	0	0	17,66
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	40	665,633	80,6874	SPC	0	0	11.30
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	35	480,866	63,4057	SPC	2,04	0	8,65

Tableau V.17 : Ferrailages des poteaux circulaires situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr})b. (M^{\max} , N^{corr}) :

Niveaux	D [cm]	M^{\max} [kn.m]	N^{corr} [kn]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\text{min}}$ RPA
RDC	65	125,038	866,522	SEC	0	0	29,85
1 ^{ère} et 2 ^{ème}	60	128,8487	772,024	SEC	0	0	25,43
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	50	175,1903	655,868	SPC	8,8	0	17,66
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	40	100,5379	437,15	SPC	7,63	0	11.30
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	35	77,9975	102,885	SPC	13,26	0	8,65

Tableau V.18 : Ferrailages des poteaux circulaires situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr})

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

Niveaux	D [cm]	N^{\min} [kn]	M^{corr} [kn.m]	Sollicitation	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s,\text{min}}$ RPA
RDC	65	489,842	34,601	SEC	0	0	29,85
1 ^{ère} et 2 ^{ème}	60	399,251	90,6677	SEC	0	0	25,43
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	50	199,095	149,4487	SPC	14,95	0	17,66
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	40	143,059	90,093	SPC	11,79	0	11,30
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	35	22,854	66,2312	SPC	12,36	0	8,65

Tableau V.19 : Ferrailages des poteaux circulaires situation durable (N^{\min} , M^{corr})

V.2.4. Choix des armatures :

Poteaux carrés :

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 et 1 ^{er}	55x55	2,23	27,23	181,5	90,75	12T20	37,70
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	50x50	3,42	22,5	150	75	4T20 + 8T16	28,65
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	40x40	6,2	14,4	96	48	4T20 + 8T16	28,65
6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème}	30x30	8,76	8,1	54	27	4T20 + 8T16	28,65

Tableau V.20 : Choix des armatures des poteaux carrés

Poteaux circulaires :

Niveaux	D [cm]	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	65	0	29,85	199,00	99,50	12T20	37,70
1 ^{ère} et 2 ^{ème}	60	0	25,43	169,56	84,78	4T20 + 8T16	28,65
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	50	14,95	17,66	117,75	58,88	12T14	18,47
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	40	11,79	11,30	95,38	47,69	12T14	18,47
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	35	13,26	8,65	57,70	28,85	12T14	18,47

Tableau V.21 : Choix des armatures des poteaux circulaires

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

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

● **Béton** : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa$

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

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

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 $\sigma_s=201.63 MPa$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Poteaux carrés :

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

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 et 1 ^{er}	55x55	1732,419	1,9404	37.70	72	201.63	6,22	15	OK
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	50x50	1416,023	24,9267	28.64	59,8	201.63	7,21	15	OK
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	40x40	981,58	17,1584	28.64	56,7	201.63	8,25	15	OK
6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème}	30x30	561,399	11,0977	28.64	42,6	201.63	9,39	15	OK

Tableau V.22 : Vérifications des contraintes pour les poteaux carrés

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

Niveaux	Sections (cm ²)	M_{ser}^{\max} (kN)	$N_{\text{ser}}^{\text{corr}}$ (kN.m)	Section	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa) sup	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC et 1 ^{er}	55x55	27,8334	1347,002	37.70	46,3	201.63	5,72	15	OK
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	50x50	36,1084	1155,015	28.64	41,1	201.63	5,73	15	OK
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	40x40	36,039	609,883	28.64	11,1	201.63	7,39	15	OK
6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème}	30x30	24,6971	110,299	28.64	-64,9	201.63	7,05	15	OK

Tableau V.23 : Vérification des contraintes pour les poteaux carrés

Poteaux circulaires :

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

Niveaux	D [cm]	N_{ser}^{\max} (kN)	$M_{\text{ser}}^{\text{corr}}$ (kN.m)	Section	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	65	1884,231	13,1859	37.70	78,41	201.63	5,31	15	OK
1 ^{ère} et 2 ^{ème}	60	1748,655	40,1071	28.65	100,14	201.63	7	15	OK
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	50	1272,903	38,2265	18,47	117,66	201.63	8,38	15	OK
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	40	814,728	25,6515	18,47	118,66	201.63	8,55	15	OK
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	35	598,06	20,1325	18,47	115,04	201.63	8,37	15	OK

Tableau V.24 : Vérifications des contraintes pour les poteaux circulaires

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

Niveaux	D [cm]	M_{ser}^{\max} (kN)	$N_{\text{ser}}^{\text{corr}}$ (kN.m)	Section	σ_s (MPa) sup	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa) sup	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	65	21,9954	1854,615	37.70	80,51	201.63	5,5	15	OK
1 ^{ère} et 2 ^{ème}	60	49,1977	1727,025	28.65	103,48	201.63	7,29	15	OK
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	50	48,3367	1029,318	18,47	109,69	201.63	7,99	15	OK
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	40	28,9591	805,115	18,47	122,68	201.63	8,9	15	OK
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	35	24,473	164,098	18,47	82,25	201.63	6,73	15	OK

Tableau V.25 : Vérifications des contraintes pour les poteaux circulaires

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 carré

$$\tau_u = \frac{T_u}{R^2 \sqrt{2}} \leq \bar{\tau}_u \text{ Poteaux circulaire}$$

Où τ_u : contrainte de cisaillement

T_u : effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée

b : la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile

R : Rayon de la section du poteau.

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible $\bar{\tau}_u$ égale à :

Selon le BAEL 91 [1] :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,13 f_{c28}, 5\text{MPa}) \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10 f_{c28}, 4\text{MPa}) \dots\dots\dots \text{Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

Selon RPA99 ver.03 [2] :

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = 0,075 \dots\dots\dots \text{si l'élancement } \lambda \geq 5$$

$$\rho_d = 0,040 \dots\dots\dots \text{si l'élancement } \lambda < 5$$

Avec :

λ : L'élancement du poteau

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Poteaux carrés :

Niveaux	Sections (cm ²)	T _u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{CBA 93}$ (MPa)	Vérification
RDC et 1 ^{er}	55x55	28,537	0.094	4.54	0.040	1	2,50	OK
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	50x50	33,162	0.13	4.28	0.040	1	2,50	OK
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	40x40	34,209	0.21	5.36	0,075	1.875	2,50	OK
6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème}	30x30	23,529	0.26	7.14	0,075	1.875	2,50	OK

Tableau V.26 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux carrés

Poteaux circulaires :

Niveaux	D [cm]	T_u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{CBA 93}$ (MPa)	Vérification
RDC	65	13,605	0.023	3.85	0.040	1	2,50	OK
1 ^{ère} et 2 ^{ème}	60	40,137	0.079	3.57	0.040	1	2,50	OK
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	50	41,637	0.12	4.28	0.040	1	2,50	OK
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	40	24,482	0.43	5.36	0.075	1.875	2,50	OK
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	35	18,424	0.43	6.12	0,075	1.875	2,50	OK

Tableau V.27 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux circulaires**V.2.7 Ferrailage 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 :

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases} \quad \begin{array}{l} A_t : \text{Section d'armatures transversales.} \\ b : \text{Largeur de la section droite.} \\ h : \text{Hauteur de la section droite.} \end{array}$$

S_t : Espacement des armatures transversales.

\varnothing_t : Diamètre des armatures transversales.

\varnothing_l : Diamètre des armatures longitudinales.

- Selon le RPA99 version 2003 :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\rho_a = 2,5 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5$$

λ_g : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t \leq 10 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale (zone III).}$$

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l \right) \dots \dots \dots \text{Zone courante (zone III).}$$

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 :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e = 400 \text{ MPa}$ (FeE400).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Poteaux carrés :

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	ϕ_l (mm)	S _t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC et 1 ^{er}	55x55	12T20	20	10	20
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	50x50	4T20 + 8T16	20 et 16	10	15
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	40x40	4T20 + 8T16	20 et 16	10	15
6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème}	30x30	4T20 + 8T16	20 et 16	10	15

Tableau V.28 : Espacement maximale selon RPA99 des poteaux carrés

Poteaux circulaires :

Niveaux	D [cm]	Barres	\varnothing_1 (mm)	S_t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC	65	12T20	20	10	20
1 ^{ère} et 2 ^{ème}	60	4T20 +8T16	20 et 16	10	15
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	50	12T14	14	10	14
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	40	12T14	14	10	14
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	35	12T14	14	10	14

Tableau V.29 : Espacement maximales selon RPA99des poteaux circulaires

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Poteaux carrées :

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 et 1 ^{er}	55x55	2.50	4.54	3,75	28,537	N	10	0,49	6T8	3.02
						C	20	0,39	6T8	3.02
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	50x50	2.14	4.28	3,75	33,162	N	10	0,62	6T8	3.02
						C	15	0,93	6T8	3.02
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	40x40	2.14	5.36	2,5	34,209	N	10	0,53	4T8	2.01
						C	15	0,80	4T8	2.01
6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème}	30x30	2.14	7.14	2,5	23,529	N	10	0,49	4T8	2.01
						C	15	0,74	4T8	2.01

Tableau V.30 : Choix des armatures transversales pour les poteaux carrées

Poteaux circulaires :

Niveaux	D [cm]	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	65	2.50	3.85	3,75	13,605	N	10	0,20	6T8	3.02
						C	20	0,39	6T8	3.02
1 ^{ère} et 2 ^{ème}	60	2.14	3.57	3,75	40,137	N	10	0,63	6T8	3.02
						C	15	0,94	6T8	3.02
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	50	2.14	4.28	3.75	41,637	N	10	0,78	6T8	3.02
						C	14	1,09	6T8	3.02
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	40	2.14	5.36	2.5	24,482	N	10	0,38	6T8	3.02
						C	14	0,54	6T8	3.02
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	35	2.14	6.11	2,5	18,424	N	10	0,33	6T8	3.02
						C	14	0,53	6T8	3.02

Tableau V.31 : Choix des armatures transversales pour les poteaux circulaires**V.2.8 Longueur de recouvrement**

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50\phi_1$ en zone III.

Pour :

- $\phi = 25\text{mm}$ $L_r = 125\text{cm}$
- $\phi = 20\text{mm}$ $L_r = 100\text{cm}$
- $\phi = 16\text{mm}$ $L_r = 80\text{cm}$
- $\phi = 14\text{mm}$ $L_r = 70\text{cm}$
- $\phi = 12\text{mm}$ $L_r = 60\text{cm}$

5.2.9 Ferrailage des poteaux de sous-sol :

Les poteaux de l'infrastructure sont supposés travailler à la compression simple, la section d'armature longitudinale sera donnée par:

$$A_s \geq \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_T \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right] \cdot \frac{\gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots (*) [1]$$

Avec :

- N_u : Effort normal de compression simple pondéré.
- γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que $\Rightarrow \gamma_b = 1,5$ situation durable ou transitoire

- γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que $\Rightarrow \gamma_s = 1,15$ situation durable ou transitoire
- α : Coefficient de réduction en fonction de λ

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

- Poteau carré $\lambda = \frac{L_f}{i}$
- Poteau circulaire $\lambda = 4 \frac{L_f}{D}$
- 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 $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- f_e : contrainte limite élastique des aciers $f_e = 400 \text{ MPa}$
- B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout sa périphérie tel que :
 - Poteau carré..... $B_r = (a-0,02)^2 \text{ [m}^2\text{]}$.
 - Poteau circulaire..... $B_r = \pi \cdot (D-0,02)^2 / 4 \text{ [m}^2\text{]}$.

➤ **Poteau carré :**

a. Calcul de l'effort normal pondéré :

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal.

$$N_u(\text{RDC}) = 2381,626 \text{ KN}$$

- Poids du plancher..... $6,36 \cdot 18,67 = 118,74 \text{ KN}$
- Poids du poteau..... $(0,55)^2 \cdot (3,25 - 0,5) \cdot 25 = 20,80 \text{ KN}$
- Poids de la poutre principale..... $G_{pp} = 13,56 \text{ KN}$
- Poids de la poutre secondaire..... $G_{PNP} = 12,45 \text{ KN}$.

$$G = 165,55 \text{ KN}$$

Surcharge d'exploitation : $Q = 5 \cdot 18,67 = 93,35 \text{ KN}$

$$N_{ul}=1,35G+1,5Q=363,52\text{KN}$$

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de sous sol : $N_{u(ss)}=N_{u(RDC)}+N_{ul}=2745,1\text{KN}$

b. Calcul du ferrailage :

Le sous sol est de section carré $B=55 \times 55 \text{ cm}^2$

$$\begin{aligned} \rightarrow i &= \frac{a}{\sqrt{12}} = 15,88\text{cm} \\ \rightarrow \lambda &= \frac{0,7 \times 3,25 \cdot 10^2}{15,88} = 14,33 < 50 \\ \rightarrow \alpha &= \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,822 \\ \rightarrow Br &= (55 - 2)^2 = 2809 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

D'où :

$$A_s \geq \left(\frac{2745,1 \cdot 10^3}{0,822} - \frac{2809 \cdot 10^2}{0,9} \cdot \frac{25}{1,5} \right) \frac{1,15}{400}$$

$$A_s \geq -53,54 \text{ cm}^2$$

Le calcul en compression simple du poteau le plus sollicité au niveau du sous sol sous un effort normal à la base égal à 2745,1kN a donné une section inférieure à celle exigée par l'RPA99 v03 ($A_{s_{\min}}=27,23 \text{ cm}^2$) ; notre choix est la même section d'armature des poteaux du RDC, soit :

$$A_s = 12T20 = 37,70 \text{ cm}^2$$

➤ Poteau circulaire :

c. Calcul de l'effort normal pondéré :

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal.

$$N_u(\text{RDC}) = 2588,695\text{KN}$$

- Poids du plancher..... $6.36 \cdot 14,76 = 93,87\text{KN}$
 - Poids du poteau..... $(0,65)^2 \cdot (3.25 - 0.5) \cdot 25 = 29,05\text{KN}$
 - Poids de la poutre principale..... $G_{PP} = 17,95\text{KN}$
 - Poids de la poutre secondaire..... $G_{PNP} = 18,95 \text{ KN}$.
-
- G=159,82KN**

Surcharge d'exploitation : $Q=5 \times 14,76=73,80\text{KN}$

$N_{ul}=1,35G+1,5Q=326,46\text{KN}$

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de sous sol : $N_{u(ss)}=N_{u(RDC)}+N_{ul}=2915,16\text{KN}$

a. Calcul du ferrailage :

Le **sous sol** est de section **circulaire** $D=65\text{ cm}$

b. $i = \frac{D}{4} = 16,25\text{cm}$

c. $\lambda = \frac{4 \times 0,7 \times 3,25 \cdot 10^2}{65} = 14 < 50$

d. $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,824$

e. $B_r = \pi \cdot (65-2)^2 / 4 = 3117,25\text{cm}^2$

D'où :

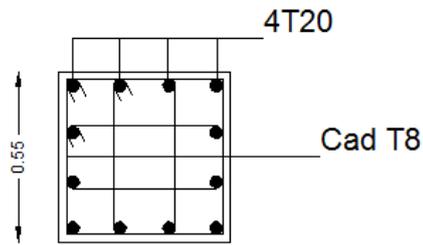
$$A_s \geq \left(\frac{2915,16 \cdot 10^3}{0,824} - \frac{3117,25 \cdot 10^2}{0,9} \cdot \frac{25}{1,5} \right) \frac{1,15}{400}$$

$$A_s \geq -64,25 \text{ cm}^2$$

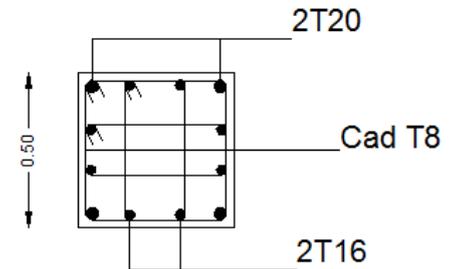
Le calcul en compression simple du poteau le plus sollicité au niveau du sous sol sous un effort normal à la base égal à 2915,16 KN a donné une section inférieure à celle exigée par l' RPA99 v03 ($A_{s_{\min}}=29,85 \text{ cm}^2$) ; notre choix est la même section d'armature des poteaux du RDC, soit : $A_s= 12T20=37,70 \text{ cm}^2$

V.2.10 Schéma de ferraillage des poteaux :

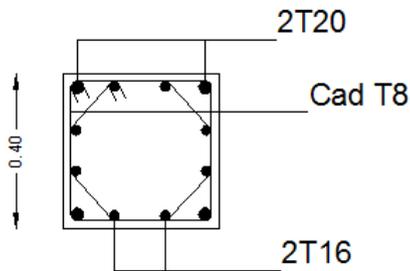
- **Poteaux carrés :**



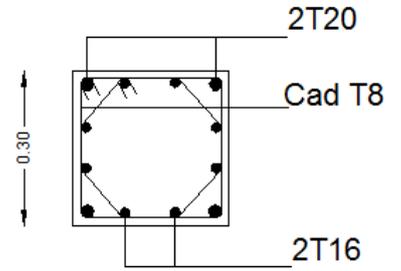
Poteaux S.sol ,RDC et 1ère Etages



Poteaux 2ème et 3ème Etages

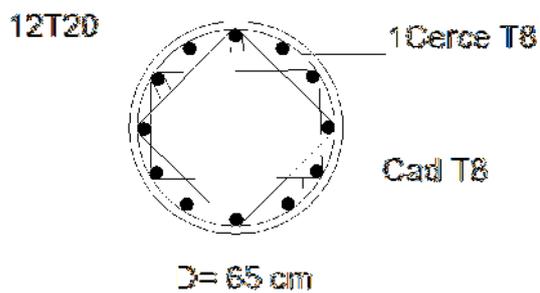


Poteaux 4ème et 5ème Etages

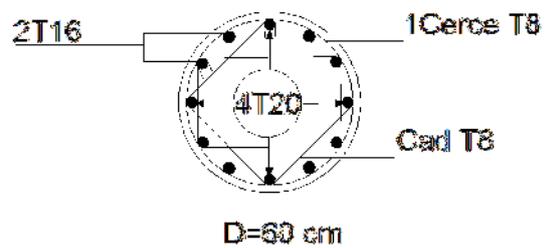


Poteaux 6ème, 7ème et 8ème Etages

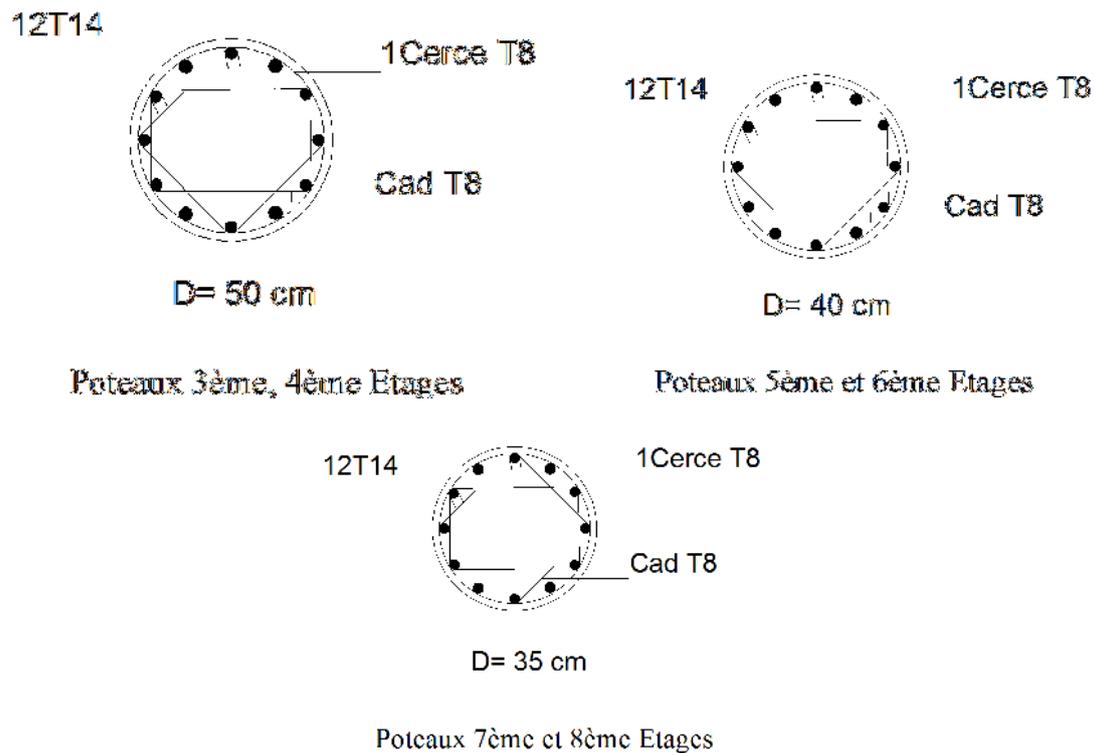
- **poteaux circulaire :**



Poteaux S.sol ,RDC



Poteaux 1ère et 2ème Etages



V.3 Ferrailage des poutres :

V.3.1 Introduction

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple (voir annexe).
On fait le calcul pour les situations suivantes :

a. Selon CBA 93 :

Situation durable

- E.L.U: $1.35 G + 1.5 Q$
- E.L.S: $G + Q$

b. Selon RPA 99

Situation accidentelle

- $0.8 G \pm E$
- $G + Q \pm E$

V.3.2 Recommandations selon RPA99 version 2003

- 1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- 2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- 3- La longueur minimale de recouvrement est de $50\varnothing$ en zone III.
- 4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

V.3.3 Calcul de ferrailage

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre porteuse).
- Sens non porteur (poutre secondaire).

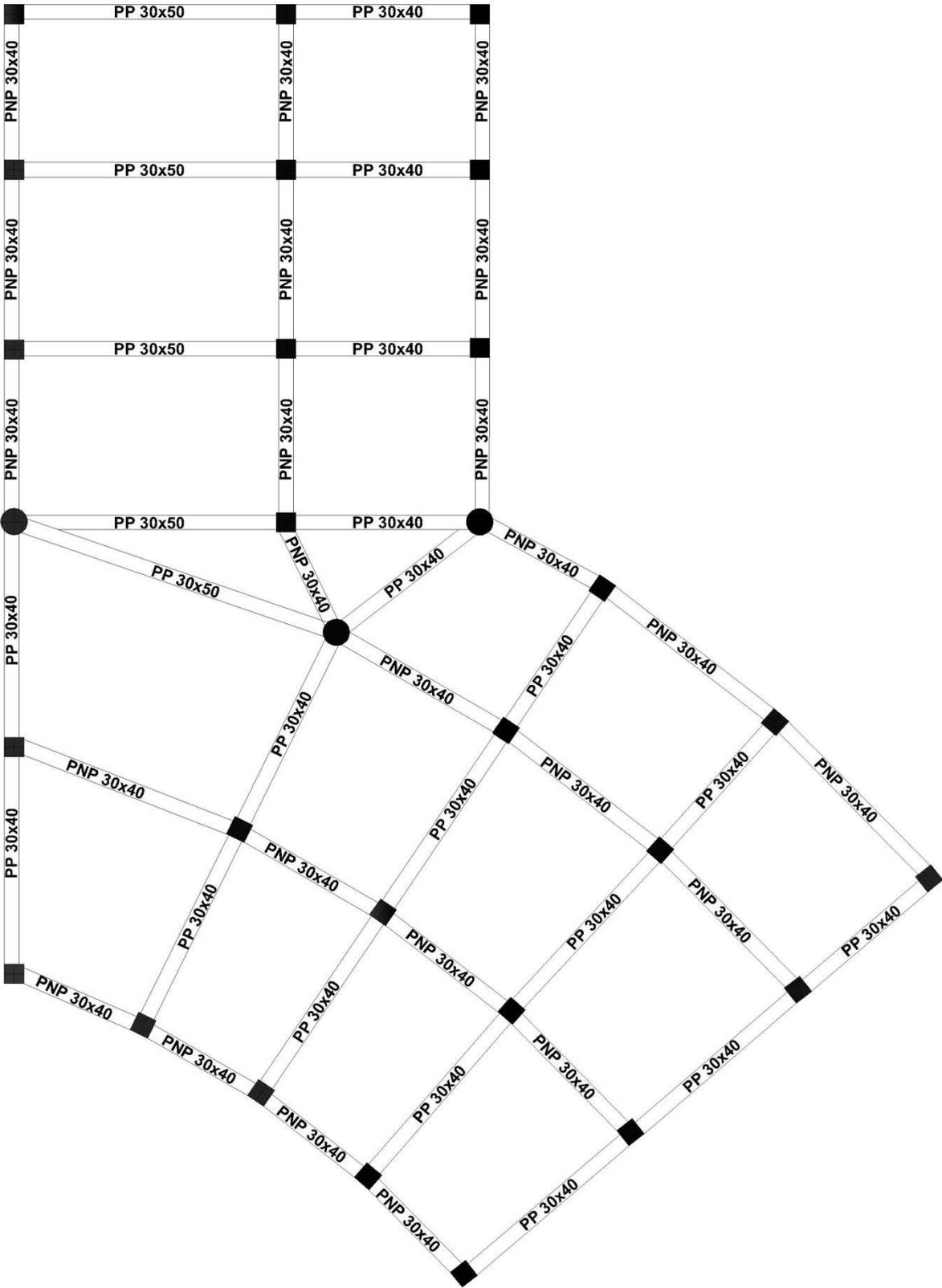


Figure V.1 : Disposition des Poutres.

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

1. Sens porteur 30x50 :

a. Situation durable : 1.35G+1.5Q

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage de bureau	30x50	Travée	72,4453	4,85	0
		Appui	81,7112	0	5,5
Etage courant	30x50	Travée	80,5643	5,42	0
		Appui	114,4965	0	7,9
Terrasse	30x50	Travée	90,6037	6,14	0
		Appui	117,8099	0	8,15

Tableau V.32 : Ferrailage des poutres porteuses 30x50(situation durable)

b. Situation accidentelle : G+Q+E

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage de bureau	30x50	Travée	56,4546	3,21	0
		Appui	130,4224	0	7,66
Etage courant	30x50	Travée	116,6192	6,8	0
		Appui	218,8264	0	13,42
Terrasse	30x50	Travée	90,4404	5,22	0
		Appui	163,931	0	9,78

Tableau V.33 : Ferrailage des poutres porteuses 30x50 (situation accidentelle)

c. Situation accidentelle : 0.8 G + E

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage de bureau	30x50	Travée	50,3431	2,85	0
		Appui	117,7039	0	6,87
Etage courant	30x50	Travée	128,9195	7,56	0
		Appui	199,6966	0	12,12
Terrasse	30x50	Travée	88,5753	5,1	0
		Appui	151,3775	0	8,97

Tableau V.34 : Ferrailage des poutres porteuses 30x50 (situation accidentelle)

2. Sens porteur 30x40 :

a. Situation durable : 1.35G+1.5Q

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage de bureau	30x40	Travée	36,2271	3	0
		Appui	64,9871	0	5,55
Etage courant	30x40	Travée	56,3943	4,77	0
		Appui	106,3831	0	9,57
Terrasse	30x40	Travée	44,547	3,72	0
		Appui	71,0857	0	6,11

Tableau V.35 : Ferrailage des poutres porteuses 30x40(situation durable)

b. Situation accidentelle : G+Q+E

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage de bureau	30x40	Travée	39,771	2,83	0
		Appui	90,3353	0	6,66
Etage courant	30x40	Travée	52,943	3,8	0
		Appui	144,1567	0	11,09
Terrasse	30x40	Travée	44,8504	3,2	0
		Appui	122,2987	0	9,24

Tableau V.36 : Ferrailage des poutres porteuses 30x40 (situation accidentelle)

c. Situation accidentelle : 0.8 G + E

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage de bureau	30x40	Travée	40,2435	2,87	0
		Appui	77,4568	0	5,66
Etage courant	30x40	Travée	58,7346	4,24	0
		Appui	129,6183	0	9,85
Terrasse	30x40	Travée	43,3909	3,1	0
		Appui	107,1291	0	8

Tableau V.37 : Ferrailage des poutres porteuses 30x40 (situation accidentelle)

3. Sens non porteur 30x40 :

a. Situation durable : 1.35G+1.5Q

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage de bureau	30x40	Travée	24,2946	1,99	0
		Appui	40,7358	0	3,39
Etage courant	30x40	Travée	30,458	2,51	0
		Appui	56,71	0	4,8
Terrasse	30x40	Travée	34,2049	2,82	0
		Appui	48,7463	0	4,09

Tableau V.38 : Ferrailage des poutres non porteuses (situation durable)

b. Situation accidentelle : G+Q+E

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage de bureau	30x40	Travée	85,114	6,25	0
		Appui	102,1843	0	7,6
Etage courant	30x40	Travée	116,1005	8,73	0
		Appui	154,1984	0	11,96
Terrasse	30x40	Travée	77,5133	5,66	0
		Appui	100,3618	0	7,46

Tableau V.39 : Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle)

c. Situation accidentelle : 0.8 G + E

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage de bureau	30x40	Travée	85,411	6,28	0
		Appui	99,2258	0	7,37
Etage courant	30x40	Travée	117,6841	8,86	0
		Appui	142,5794	0	10,95
Terrasse	30x40	Travée	79,9773	5,85	0
		Appui	92,8204	0	6,86

Tableau V.40 : Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle)

V.3.4. Choix des armatures :

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

1. Sens porteur 30x50 :

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 bureau	30x50	Travée	72.4453	60	90	7.5	4.85	4T16	8.04
		Appui	130.4224				7.66	6T14	9.24
Etage courant	30x50	Travée	128.9195	60	90	7.5	7.56	4T16	7.70
		Appui	218.8264				13.42	4T20+2T14	15.65
Terrasse	30x50	Travée	90.6037	60	90	7.5	6.14	4T16	9.24
		Appui	163.931				9.78	6T16	12.06

Tableau V.41 : Choix des armatures pour les poutres porteuses 30x50

2. Sens porteur 30x40 :

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 bureau	30x40	Travée	36.2271	48	72	6	3	4T14	6.16
		Appui	90.3353				6.66	6T14	9.24
Etage courant	30x40	Travée	56.3943	48	72	6	4.77	4T14	6.16
		Appui	144.1567				11.09	6T16	12.06
Terrasse	30x40	Travée	44.547	48	72	6	3.72	4T14	6.16
		Appui	122.2987				9.24	6T16	12.06

Tableau V.42 : Choix des armatures pour les poutres porteuses 30x40

3. Sens non porteur 30x40 :

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KN.m)	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 bureau	30x40	Travée	85.411	48	72	6	6.28	4T16	8.04
		Appui	102.1843				7.6	6T14	9.24
Etage courant	30x40	Travée	117.6841	48	72	6	8.86	6T14	9.24
		Appui	154.1984				11.96	6T16	12.06
Terrasse	30x40	Travée	79.9773	48	72	6	5.85	4T14	6.16
		Appui	100.3618				7.46	6T14	9.24

Tableau V.43 : Choix des armatures pour les poutres non porteuses**V.3.5 Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad [1]$$

Avec :

$$f_{t28}=2.1\text{MPa} ; f_e=400\text{Mpa}$$

Section (cm ²)	A _{s(min)} ^{choisi} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Vérification
30x50	7.70	1.63	Vérifiée
30x40	6.16	1.30	Vérifiée

Tableau V.44 : Vérification de la condition de non fragilité**V.3.6 Vérification vis à vis de l'ELS :****1. Sens porteur 30x50 :**

Niveaux	Position	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Etage de bureau	Travée	52,1873	5,66	15	162,8	201.63	OK
	Appui	58,9399	6,1		161,2		
Etage courant	Travée	58,6505	6,46	15	190,7	201.63	OK
	Appui	83,332	7,29		138,7		
Terrasse	Travée	66,3914	6,87	15	181,6	201.63	OK
	Appui	86,2982	8,18		183,5		

Tableau V.45 : Vérification des poutres porteuse 30x50 à l'ELS

2. Sens porteur 30x40 :

Niveaux	Position	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Etage de bureau	Travée	26,0923	4,49	15	132,5	201.63	OK
	Appui	46,8312	7,03		162,1		
Etage courant	Travée	38,8273	6,68	15	197,2	201.63	OK
	Appui	77,078	10,1		196,9		
Terrasse	Travée	32,5617	5,6	15	165,4	201.63	OK
	Appui	51,9935	7,19		140,1		

Tableau V.46 : Vérification des poutres porteuse 30x40 à l'ELS

3. Sens non porteur 30x40 :

Niveaux	Position	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Etage de bureau	Travée	17,5051	2,75	15	69,1	201.63	OK
	Appui	29,3874	4,41		101,7		
Etage courant	Travée	22,1716	3,33	15	76,7	201.63	OK
	Appui	41,0867	5,68		110,7		
Terrasse	Travée	25,0767	4,31	15	127,4	201.63	OK
	Appui	35,6707	5,36		123,5		

Tableau V.47 : Vérification des poutres non porteuse 30x40 à l'ELS

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

1. Sens porteur 30x50 :

Niveaux	Section (cm ²)	T_u^{\max} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
bureau	30x50	79,584	0,59	2.5	OK
	30x50	62,467	0,46	2.5	OK
Etage courant	30x50	113,809	0,84	2.5	OK
	30x50	115,958	0,86	2.5	OK
terrasse	30x50	121,43	0,90	2.5	OK
	30x50	116,88	0,87	2.5	OK

Tableau V.48 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens porteur 30x50**2. Sens porteur 30x40 :**

Niveaux	Section (cm ²)	T_u^{\max} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
bureau	30x40	72,202	0,67	2.5	OK
	30x40	67,653	0,63	2.5	OK
Etage courant	30x40	125,296	1,16	2.5	OK
	30x40	125,617	1,16	2.5	OK
terrasse	30x40	92,963	0,86	2.5	OK
	30x40	97,805	0,91	2.5	OK

Tableau V.49 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens porteur 30x40**3. Sens non porteur 30x40 :**

Niveaux	Section (cm ²)	T_u^{\max} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
bureau	30x40	49,781	0,46	2.5	OK
	30x40	52,886	0,49	2.5	OK
Etage courant	30x40	67,904	0,63	2.5	OK
	30x40	73,779	0,68	2.5	OK
terrasse	30x40	50,903	0,47	2.5	OK
	30x40	51,58	0,48	2.5	OK

Tableau V.50 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans sens non porteur 30x40

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 : $\rightarrow \begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad K = 1 \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$

• Selon le RPA 99 version 2003 : $\rightarrow \begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$

Avec : $\phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,43\text{cm}$

On prend : $\phi_t=8\text{mm}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

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	30x50	121,43	0,90	40.5	25	12.5	10	20	1.80	4T8
Porteur	30x40	125,617	1,16	32.4	20	10	10	20	1.80	4T8
Non Porteur	30x40	73,779	0,68	32.4	20	10	10	20	1.80	4T8

Tableau V.51 : Calcul des armatures transversales

V.3.9 Recouvrement des armatures longitudinales :

$L_r = 50\phi$ (zone III). L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

f. $\phi = 20\text{mm}$ $L_r = 100\text{cm}$

g. $\phi = 16\text{mm}$ $L_r = 80\text{cm}$

h. $\phi = 14\text{mm}$ $L_r = 70\text{cm}$

V.3.10 Arrêt des barres :

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures : $h' \geq \left\{ \begin{array}{l} \frac{L^{MAX}}{4} \quad \text{Appuis en travée de rive.} \\ \frac{L^{MAX}}{5} \quad \text{Appuis en travée intermédiaire.} \end{array} \right.$

Avec : $L = \text{Max} (L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$

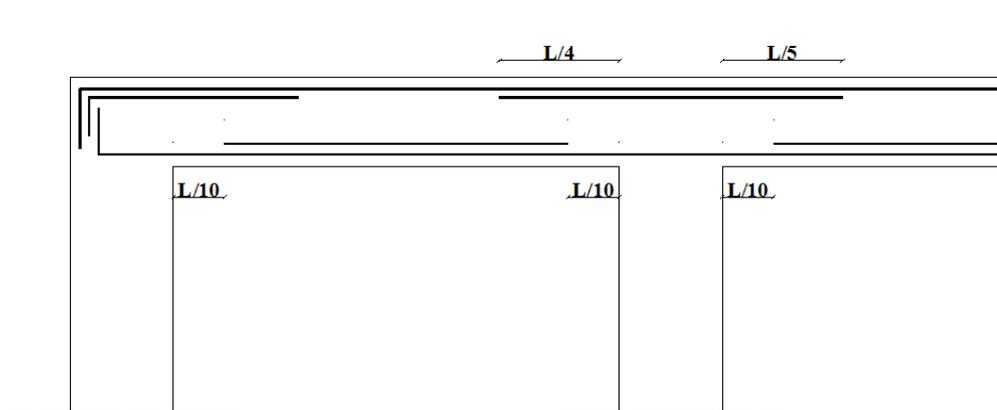


Figure V.2 : Arrêt des barres

V.3.11 Vérification de la flèche :

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq f_{adm}$.

Tel que :

$$\text{Poutre porteuse (30x50) : } f_{adm} = 0,5 \text{ (cm)} + \frac{666}{1000} = 1,17\text{cm}$$

$$\text{Poutre porteuse (30x40) : } f_{adm} = \frac{450}{500} = 0,90\text{cm}$$

$$\text{Poutre non porteuse (30x40) : } f_{adm} = \frac{489}{500} = 0,98\text{cm}$$

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

$$f_v = \frac{M_{ser} I^2}{10 E_v I_{fv}}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées

$$f_i = \frac{M_{ser} I^2}{10 E_i I_{fi}}$$

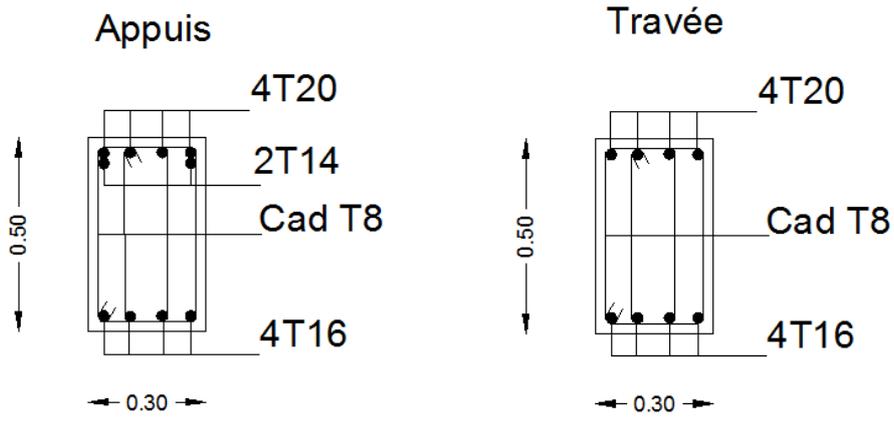
Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Cas	Section (cm ²)	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y ₁ (cm)	δ	σ _s (Mpa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)
Poutre porteuse	30x50	66,3914	9.24	26.69	0.0068	159.67	3.09	1.24	0.43	363250.65
Poutre porteuse	30x40	38,8273	6.16	21.14	0.0057	175.09	3.68	1.47	0.40	119620.97
Poutre non porteuse	30x40	25,0767	6.16	21.14	0.0057	113.08	3.68	1.47	0.21	119620.97

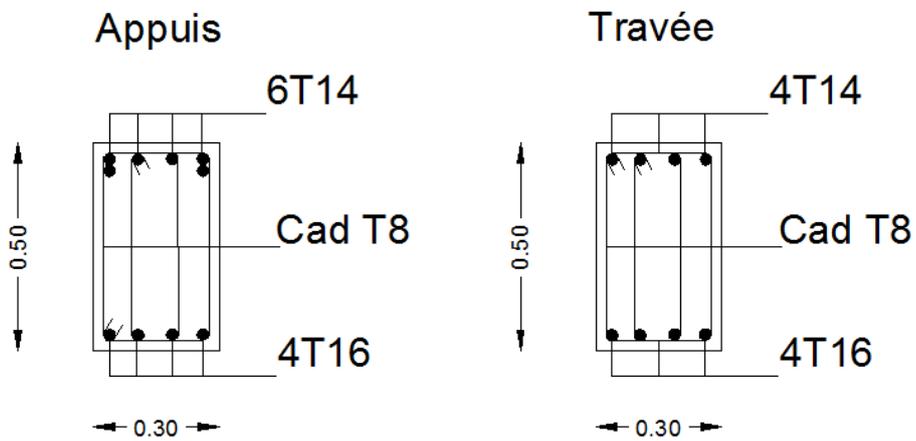
I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)	f _i (mm)	f _v (mm)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)	Vérification
171587.46	236923.20	5.3	11.5	6.2	11.7	OK
53229.40	75328.067	4.59	9.65	5.06	9.0	OK
74223.30	91404.42	2.5	6.06	3.56	9.8	OK

Tableau V.52 : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche

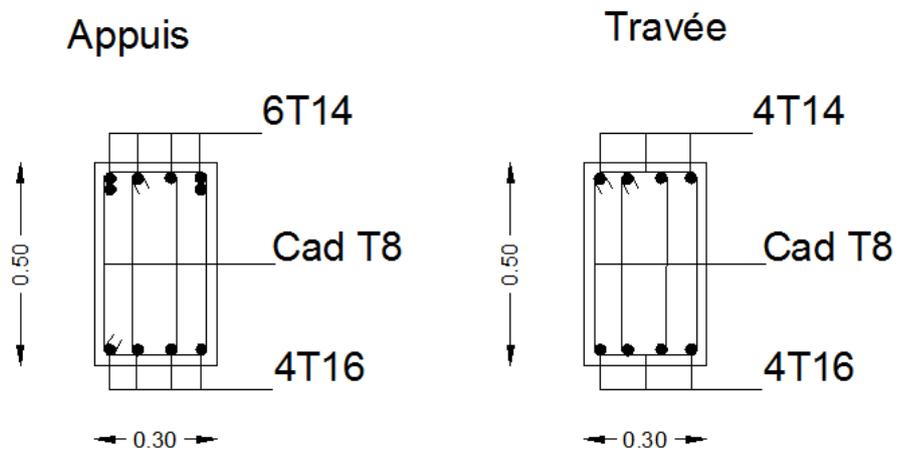
V.3.12 Schéma de ferrailage des poutres :



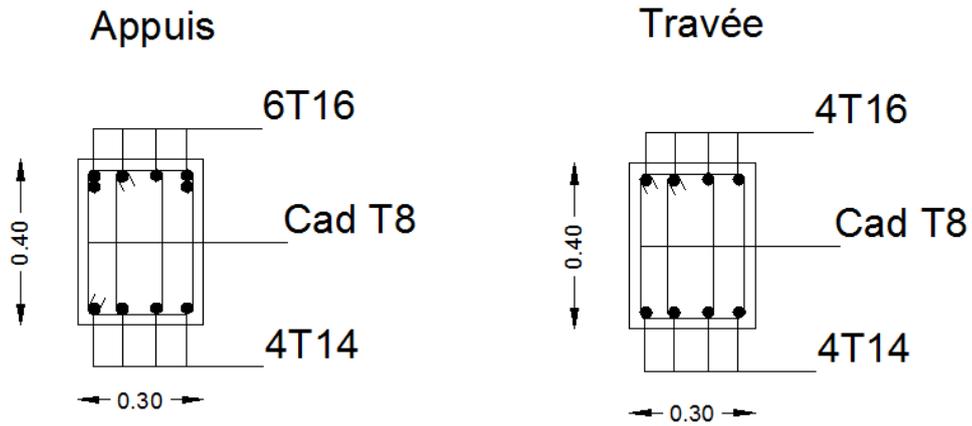
poutres porteuses 30x50
Etage courant



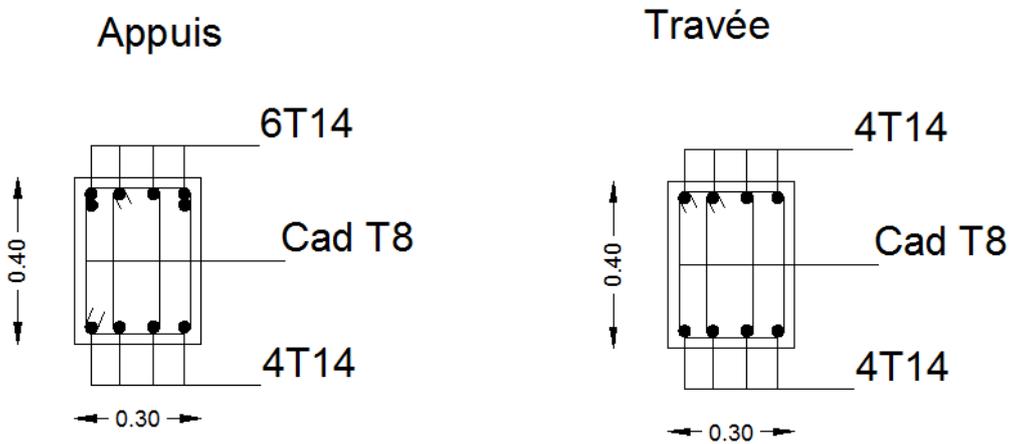
poutres porteuses 30x50
Etage bureau



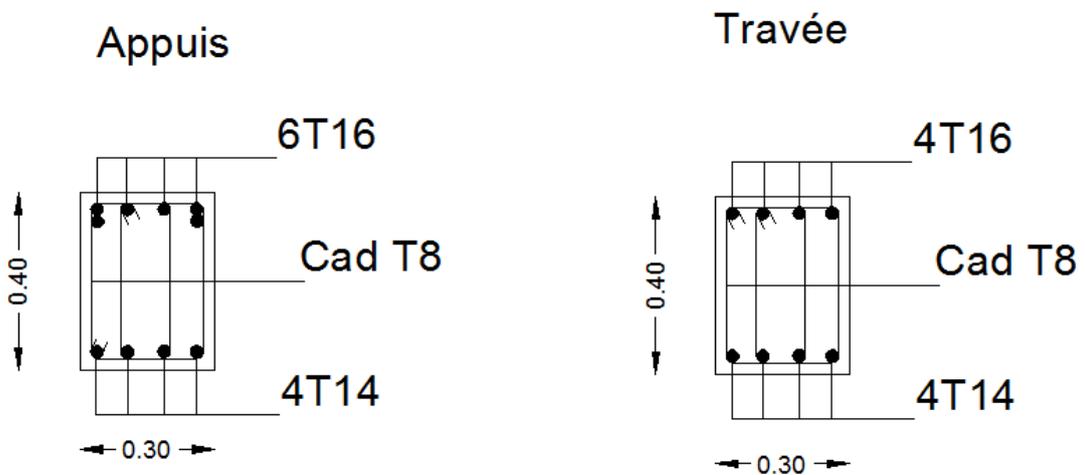
poutres porteuses 30x50
Etage terrasse



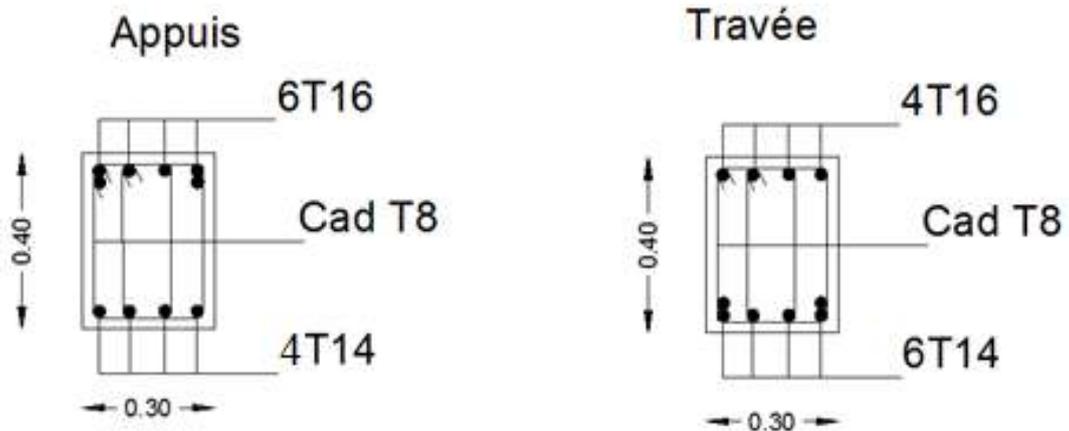
poutres porteuses 30x40
Etage courant



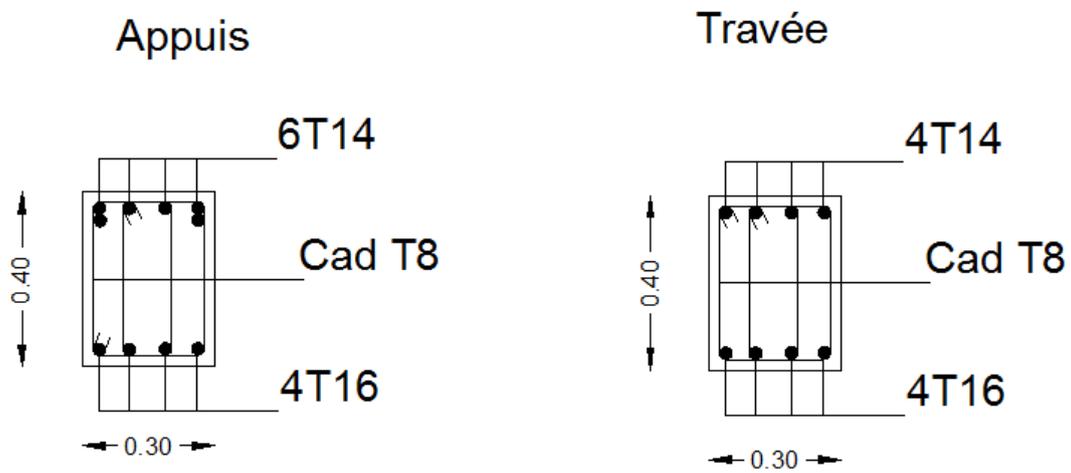
poutres porteuses 30x40
Etage bureau



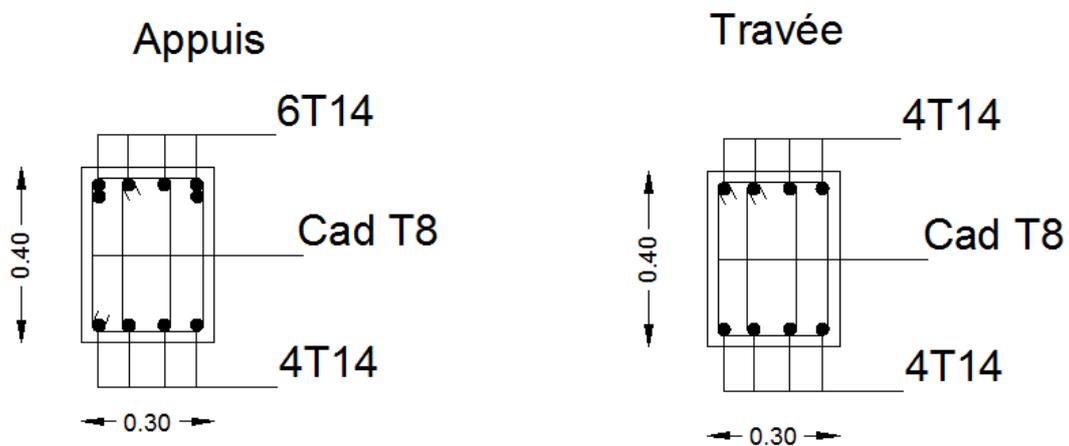
poutres porteuses 30x40
Etage terrasse



poutres non porteuses 30x40
Etage courant



poutres non porteuses 30x40
Etage bureau



poutres non porteuses 30x40
Etage terrasse

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.

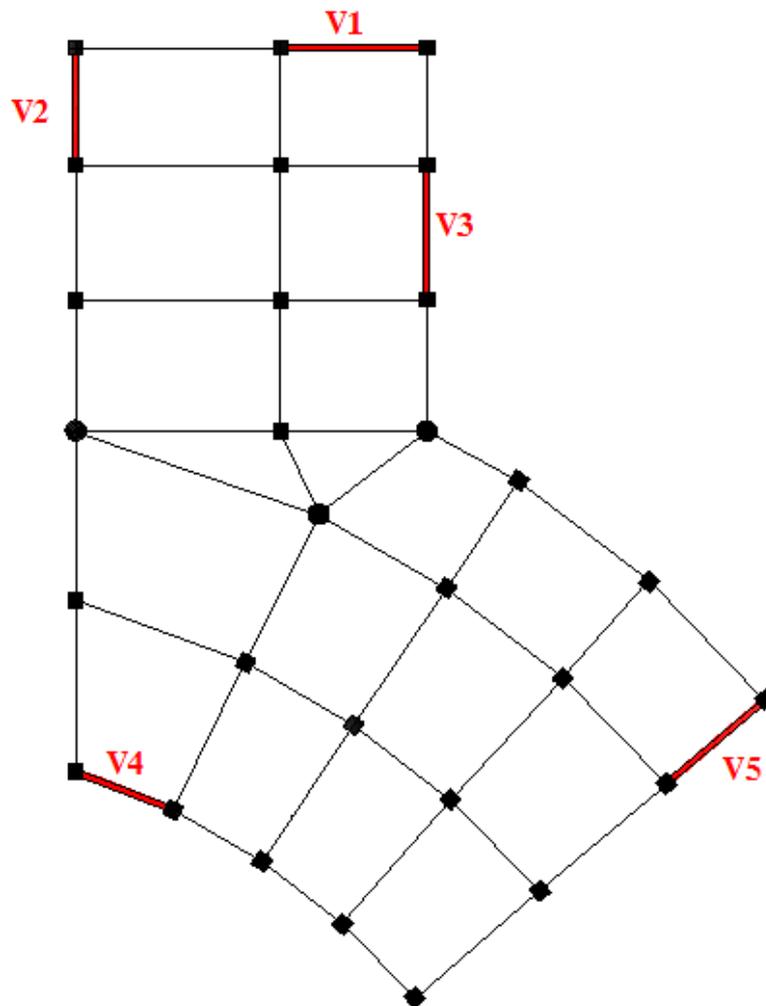


Figure V.3 : Disposition des voiles dans la structure

➤ **Procédure de ferrailage des trumeaux :**

• **Introduction**

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastrée 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.

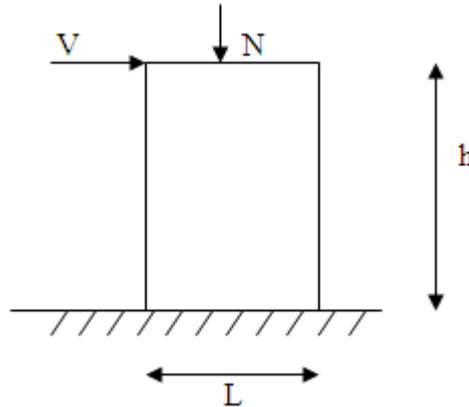


Figure V.4 : Section rectangulaire, soumise à la flexion composée

Le voile est donc sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

- 1- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage ρ_{V0}) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage ρ_V)
- 2- D'armatures horizontales, parallèles aux faces des murs, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage ρ_H
- 3- Les armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile).

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l'âme horizontales et verticales ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

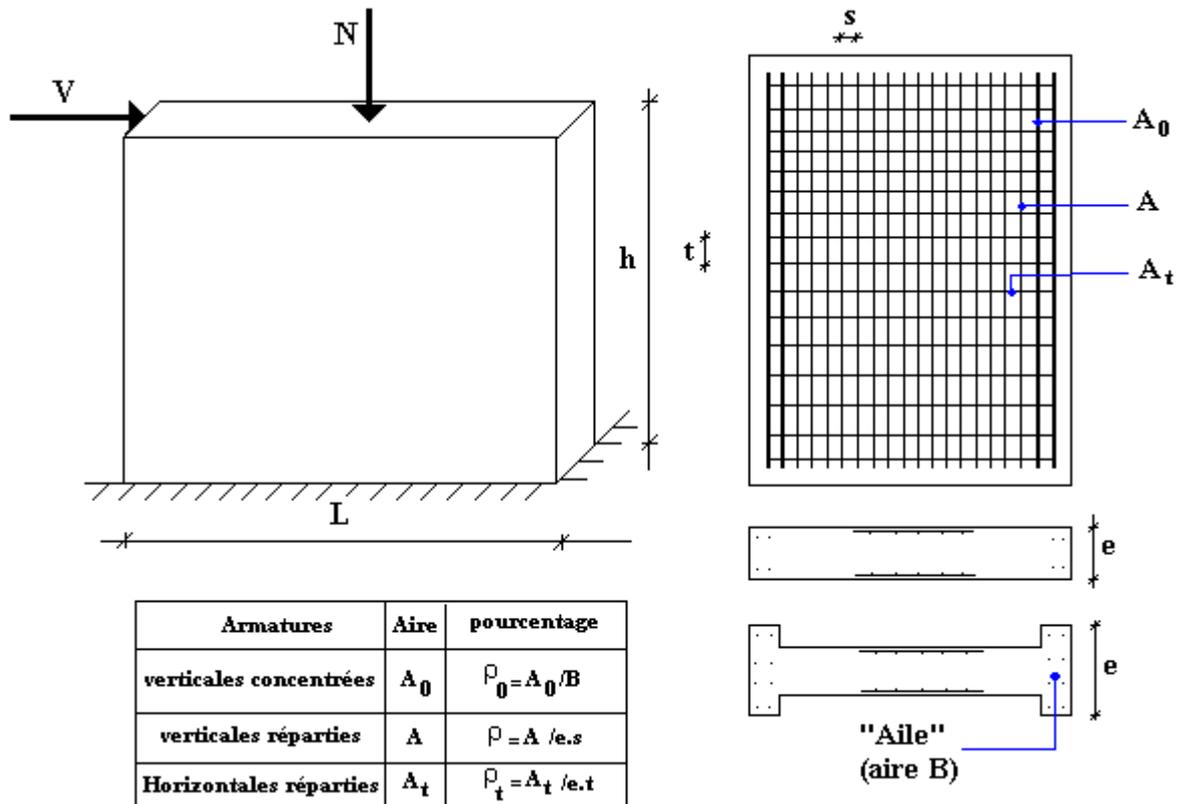


Figure V.5 : Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage

➤ **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 : $r \geq 3a$

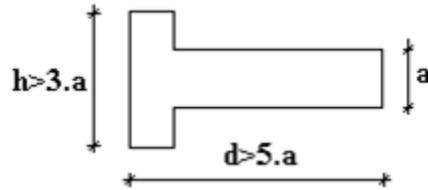


Figure V.6 : Définition de l'élément mur

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.

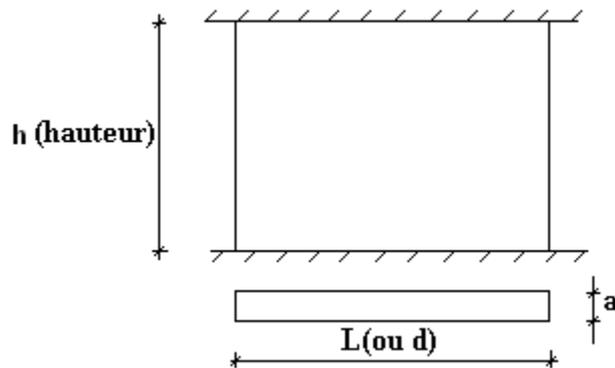


Figure V.7 : Mur encastré

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement de l_f déduit de la hauteur libre du mur l , en fonction de ses liaisons avec le

plancher. Les valeurs du rapport $\left(\frac{l_f}{l}\right)$ sont données par le tableau suivant :

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encastré en tête et en pied	Il existe un plancher de part et d'autre	0,80	0,85
	Il existe un plancher d'un seul côté	0,85	0,90
Mur articulé en tête et en pied		1,00	1,00

Tableau V.53 : Valeurs de (l_f/l)

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.

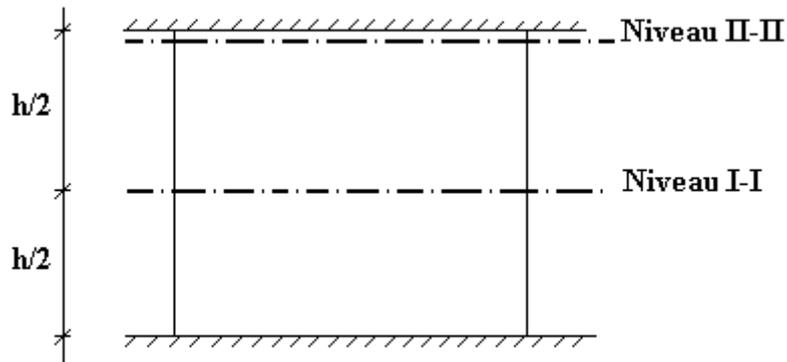
	Notation	Unités	Voiles armé verticalement	Voile non armé verticalement
Elancement	λ		$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
Section réduite	B_r	M^2	$d(a-0,02)$	
Pour $\lambda \leq 50$	α	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30} \right)^2}$
Pour $50 \leq \lambda \leq 80$			$0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$	
Effort limite ELU	$N_{u \text{ lim}}$	kN	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right]$
Contraintes limites	σ	kPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$

Tableau V.54 : Calcul de $\sigma_{u \text{ lim}}$

Remarque :

La contrainte limite vaut $\sigma_{u \text{ lim}} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$ 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 $\sigma_u^c < \sigma_{bna}$ 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

	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Espacement maximal entre axes	$S_t \leq \min(0,33m ; 2a)$	$S_t \leq 0,33m$
Acier minimal	$A_{sv} \geq \rho_v d a$	$\rho_H = \frac{A_H}{100a} \geq \text{Max} \left[\frac{2\rho_{v\text{Max}}}{3}; 0,001 \right]$
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	

Tableau V.55 : Aciers verticaux et horizontaux

- La section d'armatures correspondant au pourcentage ρ_v doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée.
- La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

2. Aciers transversaux : (perpendiculaire aux parements)

Seuls les aciers verticaux (de diamètre ϕ_l) pris en compte dans le calcul de $N_{u\text{lim}}$ sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre ϕ_t)

	Nombres d'armatures transversales	Diamètre ϕ_t
$\phi_l \leq 12\text{mm}$	4 épingles par m^2 de voile	6mm
$12\text{mm} < \phi_l \leq 20\text{mm}$	Reprendre toutes les barres verticales	6mm
$20\text{mm} < \phi_l$	Espacement $\leq 15 \phi_l$	8mm

Tableau V.56 : Aciers transversaux

e. Cisaillement

Aucune vérification à l'effort tranchant ultime n'est exigée en compression si le cisaillement est inférieur à $0,05f_{c28}$ (il faudra donc vérifier que $S_{12} \leq 0,05f_{c28}$)

- **méthode simplifiée basée sur les contraintes : (calcul des aciers verticaux)**

Comme déjà dit, les voiles du Bâtiment sont sollicités en flexion composée.

Les contraintes normales engendrées (σ) peuvent être soit des contraintes de compression ou de traction

1 - Zone comprimée

Si $\sigma < 0 \rightarrow$ compression

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

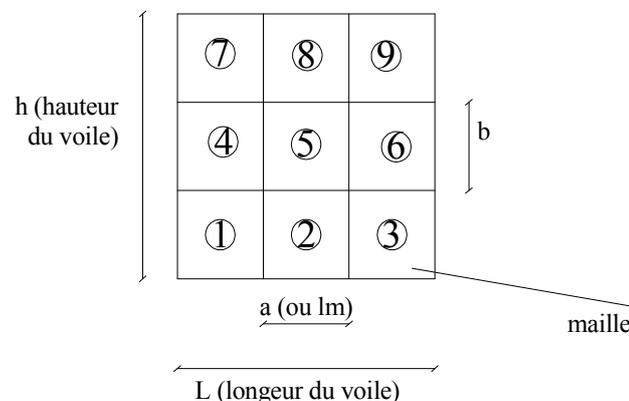


Figure V.8 : Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.

La lecture des contraintes moyennes (de traction ou de compression) se fait directement au milieu de chaque maille dont le ferrailage est calculé par l'équation (1) dans le cas de la traction.

- **Aciers horizontaux**

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v, \quad (A_v = A_s \text{ précédemment définie})$$

$$A_{h2} = \frac{\bar{\tau}_u b_0 S_t}{0,8(0,8f_e)} = \frac{1,4 \tau_u a S_t}{0,8f_e} 1,25,$$

$\tau_u = S_{12}$ Est donnée par les résultats du logiciel **SAP2000**,

S_t : Espacement maximal trouvé pour A_v ,

$b_0 = a$ (épaisseur du trumeau),

$$A_h \geq \text{Max} (A_{h1}, A_{h2}).$$

- **Aciers supplémentaires et dispositions constructives**

➤ **Aciers de peau** : pour limiter les effets hygrothermiques (voir le tableau ci-dessous)

Aciers de peau	Unité	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Section minimale	cm ²	$0,6 \frac{400}{f_e}$	$1,2 \frac{400}{f_e}$
Espacement maximal	m	0,5	0,33

Tableau V.57 : Aciers supplémentaires

- **Préconisation du règlement parasismique algérien (RPA 99/VER2003)**

Aciers verticaux :

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.2%.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

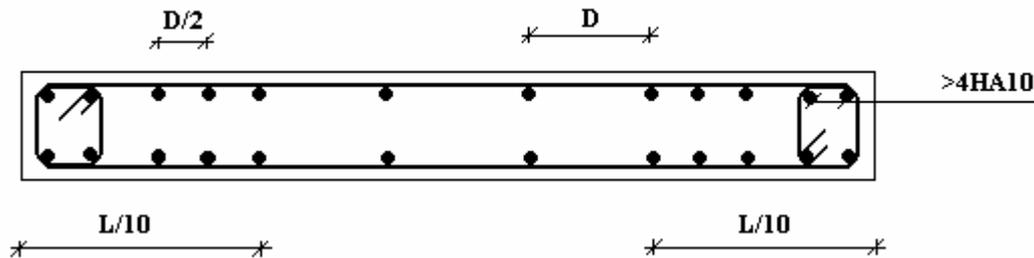


Figure V.9 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

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 : $S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30cm \end{cases}$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

-20φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de

couture dont la section doit être calculée avec la formule : $A = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.4.3 Exemple de calcul (V₁) :

Soit le voile de longueur

$$L = 3.95\text{m}$$

$$a = 0.2 \text{ m (épaisseur)}$$

$$h_e = 3.57 \text{ m (hauteur de RDC)}$$

- 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)

	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 $\sigma = \frac{N_{u \text{ lim}}}{a d}$ Avec $d = 1\text{m}$	MPa	$\sigma_{bna} = \frac{0,463}{1} \left[\frac{0,18 \times 25}{0,9 \times 1,15 \times 0,2} \right]$ $\sigma_{bna} = 10,07 \text{ MPa}$	$\sigma_{ba} = \frac{0,637}{0,2 \times 1} \left(\frac{0,18 \times 25}{0,9 \times 1,15} + A_s \frac{400}{1} \right)$ $\sigma_{ba} = 14.10 \text{ MPa}$

Tableau V.58 : Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple (V1)

Remarque :

$$B_{et} = (0.20) (1) \text{ m}^2$$

$$A_s = 2.10^{-4} \text{ m}^2$$

- Armatures de traction :**

Maille $L_i=0,99 \text{ m}$	1		2		3		4	
Dimensions (m ²) (a*I ⁱ) = S _j	0,198		0,198		0,198		0,198	
Contrainte moyenne par maille σ_j (MPa)	3.2		0.51		1.4		5.2	
Force de traction $F_t(\text{MN}) = \sigma_j S_j$	0.63		0,10		0,28		1.03	
Section d'acier (cm ²) $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$ (situation accidentelle $\gamma_s=1$)	15.75		2.50		7		25.75	
Aciers minimaux (cm ²) 1. Selon BAEL: 0,1% S _{béton} 2. Selon RPA99: 0,2 % S _{béton}	1,98 3,96		1,98 3,96		1,98 3,96		1,98 3,96	
choix	2x4T12	2x3T12	2x5T12		2x5T12		2x3T12	2x4T12
A _v adopté	15.85		11.31		11.31		15.85	
S _i :espacement (cm)	10	20	20		20		20	10

Tableau V.59 : Calcul des armatures verticales de l'exemple (V1)

- Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture) :** "RPA99 version 2003"

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad ; \quad \bar{V} = 1,4 V_u^{cal} \quad ; \quad V_u^{cal} = S_{12} \cdot a.1$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{1,70 (200)(990)}{400} 1,4 = 1296 \text{ mm}^2$$

$$A_{vj} = 12.96 \text{ cm}^2$$

- **Aciers horizontaux**

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \cdot a \cdot S_t}{(0,8 f_e) 0,8} \quad S_{t \min} = 300 \text{ mm}$$

$$\bar{\tau}_u = 1,4 \tau_u = 1,4 S_{12}$$

$$A_{h1} = \frac{1,4 (1,70) (200) (300)}{(0,8) (400) (0,8)} = 5,58 \text{ cm}^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v ; \quad A_v = \{ \text{Section d'acier vertical de la bande la plus armé} \}$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (15,85) = 10,57 \text{ cm}^2$$

$$A_{h \min} = (0,15\%) a \cdot l = \frac{0,15}{100} (0,20) (0,99) = 2,97 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_h = \text{Max}(A_{h1}, A_{h2}, A_h^{\min}) = 10,57 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 2 \times 5 \text{ HA}12 = 11,31 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } S_t = \frac{999}{5} = 19,98 \text{ mm}$$

Les résultats de ferrailage des voiles sont regroupés dans les tableaux suivants :

- Voile V1 :

$e=20$; $L=3.95m$

Hauteur (m)	maille	L_i (m)	S_i (m^2)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_v (cm^2)	Le choix	$A_{vadopté}$ (cm^2)	S_t (cm)
RDC - 1 ^{ère}	1	0.99	0,198	3.2	0.63	15.75	2x4T16	28.14	10
							2x3T16		20
	2	0.99	0,198	0.51	0.10	2.50	2x5T12	11.31	20
	3	0.99	0,198	1.4	0.28	7	2x5T12	11.31	20
4	0.99	0,198	5.2	1.03	25.75	2x3T16	28.14	20	
						2x4T16		10	
2 ^{ème} - 4 ^{ème}	1	0.99	0,198	1.2	0.24	6	2x4T12	15.85	10
							2x3T12		20
	2	0.99	0,198	-0.15	/	/	2x5T10	7.85	20
	3	0.99	0,198	1.2	0.24	6	2x5T10	7.85	20
4	0.99	0,198	2.9	0.57	14.52	2x3T12	15.85	20	
						2x4T12		10	
5 ^{ème} - 8 ^{ème}	1	0.99	0,198	1.2	0.24	6	2x4T10	10.99	10
							2x3T10		20
	2	0.99	0,198	0.3	0.06	1.50	2x5T8	5.03	20
	3	0.99	0,198	0.55	0.11	2.75	2x5T8	5.03	20
4	0.99	0,198	1.8	0.36	9	2x3T10	10.99	20	
						2x4T10		10	

Tableau V.60 : Calcul des armatures du voile (V1)

- Voile V2 :

e=20 ;L=3.20m

Hauteur (m)	maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_v (cm ²)	Le choix	$A_{v\text{adopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC - 1 ^{ère}	1	0.80	0,16	2.07	0.33	8.25	2x4T12	15.85	7.5
							2x3T12		15
	2	0.80	0,16	-0.66	/	/	2x5T10	7.85	15
	3	0.80	0,16	0.408	0.065	1.63	2x5T10	7.85	15
4	0.80	0,16	3.44	0.55	13.75	2x3T12	15.85	15	
						2x4T12		7.5	
2 ^{ème} - 4 ^{ème}	1	0.80	0,16	0.114	0.018	0.45	2x4T10	10.99	7.5
							2x3T10		15
	2	0.80	0,16	-0.83	/	/	2x5T8	5.03	15
	3	0.80	0,16	-0.49	/	/	2x5T8	5.03	15
4	0.80	0,16	2.3	0.37	9.25	2x3T10	10.99	15	
						2x4T10		7.5	
5 ^{ème} - 8 ^{ème}	1	0.80	0,16	1.20	0.19	4.75	2x4T10	10.99	7.5
							2x3T10		15
	2	0.80	0,16	0.44	0.07	1.75	2x5T8	5.03	15
	3	0.80	0,16	0.51	0.08	2	2x5T8	5.03	15
4	0.80	0,16	2.1	0.34	8.50	2x3T10	10.99	15	
						2x4T10		7.5	

Tableau V.61 : Calcul des armatures du voile (V2)

- Voile V3 :

e=20 ;L=3.70m

Hauteur (m)	maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_v (cm ²)	Le choix	$A_{v\text{adopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC - 1 ^{ère}	1	0.93	0,186	3.20	0.60	15	2x5T12	17.59	7.5
							2x4T10		15
	2	0.93	0,186	0.65	0.12	3	2x6T8	6.03	15
	3	0.93	0,186	0.701	0.13	3.25	2x6T8	6.03	15
4	0.93	0,186	3.50	0.65	16.25	2x4T10	17.59	15	
						2x5T12		7.5	
2 ^{ème} - 4 ^{ème}	1	0.93	0,186	1.20	0.22	5.50	2x5T10	11.87	7.5
							2x4T8		15
	2	0.93	0,186	-0.23	/	/	2x6T8	6.03	15
	3	0.93	0,186	0.22	0.04	1	2x6T8	6.03	15
4	0.93	0,186	1.40	0.26	6.50	2x4T8	11.87	15	
						2x5T10		7.5	
5 ^{ème} - 8 ^{ème}	1	0.93	0,186	0.90	0.17	4.25	2x5T10	11.87	7.5
							2x4T8		15
	2	0.93	0,186	0.18	0.033	0.83	2x6T8	6.03	15
	3	0.93	0,186	0.19	0.035	0.88	2x6T8	6.03	15
4	0.93	0,186	1.05	0.20	5	2x4T8	11.87	15	
						2x5T10		7.5	

Tableau V.62 : Calcul des armatures du voile (V3)

- Voile V4 :

e=20 ;L=2.83m

Hauteur (m)	maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_v (cm ²)	Le choix	$A_{v\text{adopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC - 1 ^{ère}	1	0.94	0,188	-0.395	/	/	2x4T16	32.17	7.5
							2x4T16		15
	2	0.94	0,188	1.40	0.26	6.50	2x6T10	9.42	15
	3	0.94	0,188	6.40	1.20	30	2x4T16	32.17	15
							2x4T16		7.5
	2 ^{ème} - 4 ^{ème}	1	0.94	0,188	-0.58	/	/	2x4T10	12.56
2x4T10								15	
2		0.94	0,188	0.29	0.055	1.38	2x6T8	6.03	15
3		0.94	0,188	2.30	0.43	10.75	2x4T10	12.56	15
							2x4T10		7.5
5 ^{ème} - 8 ^{ème}		1	0.94	0,188	0.73	0.14	3.50	2x4T10	10.30
	2x4T8							15	
	2	0.94	0,188	0.401	0.075	1.88	2x6T8	6.03	15
	3	0.94	0,188	0.65	0.12	3	2x4T8	10.30	15
							2x4T10		7.5

Tableau V.63 : Calcul des armatures du voile (V4)

- Voile V5 :

e=20 ;L=3.53m

Hauteur (m)	maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_v (cm ²)	Le choix	$A_{v\text{adopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC - 1 ^{ère}	1	0.88	0,176	3.20	0.56	14	2x5T12	15.89	7.5
							2x3T10		15
	2	0.88	0,176	0.65	0.11	2.75	2x6T8	6.03	15
	3	0.88	0,176	0.70	0.12	3	2x6T8	6.03	15
4	0.88	0,176	3.50	0.62	15.50	2x3T10	15.89	15	
						2x5T12		7.5	
2 ^{ème} - 4 ^{ème}	1	0.88	0,176	1.20	0.21	5.25	2x5T10	10.87	7.5
							2x3T8		15
	2	0.88	0,176	-0.23	/	/	2x6T8	6.03	15
	3	0.88	0,176	0.22	0.038	0.95	2x6T8	6.03	15
4	0.88	0,176	1.40	0.25	6.25	2x3T8	10.87	15	
						2x5T10		7.5	
5 ^{ème} - 8 ^{ème}	1	0.88	0,176	0.90	0.16	4	2x5T10	10.87	7.5
							2x3T8		15
	2	0.88	0,176	0.18	0.032	0.8	2x6T8	6.03	15
	3	0.88	0,176	0.19	0.033	0.83	2x6T8	6.03	15
4	0.88	0,176	1.05	0.18	4.50	2x3T8	10.87	15	
						2x5T10		7.5	

Tableau V.64 : Calcul des armatures du voile (V5)

- Armature de joint de bétonnage (acier de couture) :

Voile	étages	τ_u (Mpa)	A_{vj}^{cal} (cm ²)	Le choix	$A_{adopté}$ (cm ²)	S_T
V1 $L_i=0.99$	RDC-1 ^{ère}	1.7	12.95	2 x 5T14	15.39	20
	2 ^{ème} - 4 ^{ème}	1,3	9.91	2 x 5T12	11.31	20
	5 ^{ème} - 8 ^{ème}	0.9	6.86	2 x 5T10	7.85	20
V2 $L_i=0.80$	RDC-1 ^{ère}	1.5	9.24	2 x 5T12	11.31	15
	2 ^{ème} - 4 ^{ème}	1.05	6.47	2 x 7T8	7.04	15
	5 ^{ème} - 8 ^{ème}	0.85	5.24	2 x 7T8	7.04	15
V3 $L_i=0.93$	RDC-1 ^{ère}	1.65	11.82	2 x 6T12	13.57	15
	2 ^{ème} - 4 ^{ème}	1.1	7.88	2 x 6T10	9.42	15
	5 ^{ème} - 8 ^{ème}	0.81	5.73	2 x 6T8	6.03	15
V4 $L_i=0.94$	RDC-1 ^{ère}	1.4	10.13	2 x 5T12	11.31	15
	2 ^{ème} - 4 ^{ème}	0.68	4.92	2 x 5T12	11.31	15
	5 ^{ème} - 8 ^{ème}	1.5	10.86	2 x 5T12	11.31	15
V5 $L_i=0.88$	RDC-1 ^{ère}	1.65	11.82	2 x 6T12	13.57	15
	2 ^{ème} - 4 ^{ème}	1.1	7.88	2 x 6T10	9.42	15
	5 ^{ème} - 8 ^{ème}	0.80	5.80	2 x 6T8	6.03	15

Tableau V.65 : Calcul des aciers de couture des voiles

- Aciers horizontaux :

Voile	Niveaux	τ_u (Mpa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_h^{\min} (cm ²)	A_h (cm ²)	choix	$A_h^{\text{adopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
V1	RDC-1 ^{ère}	1.7	5,58	18,76	2.97	18,76	2x10T12	22.62	10
	2 ^{ème} - 4 ^{ème}	1,3	4,27	10,56	2.97	10,56	2x9T10	14.14	11
	5 ^{ème} - 8 ^{ème}	0.9	2,95	7,33	2.97	7,33	2x8T8	8.04	12
V2	RDC-1 ^{ère}	1.5	4,92	10,57	2.4	10,57	2x8T10	12.57	10
	2 ^{ème} - 4 ^{ème}	1.05	3,45	7,33	2.4	7,33	2x8T8	8.04	10
	5 ^{ème} - 8 ^{ème}	0.85	2,79	7,33	2.4	7,33	2x8T8	8.04	10
V3	RDC-1 ^{ère}	1.65	5,41	11,73	2.79	11,73	2x9T10	14.14	10
	2 ^{ème} - 4 ^{ème}	1.1	3,61	7,91	2.79	6,03	2x9T8	9.05	10
	5 ^{ème} - 8 ^{ème}	0.81	2,66	7,91	2.79	6,03	2x9T8	9.05	10
V4	RDC-1 ^{ère}	1.4	4,59	21,45	2.82	21,45	2x9T14	27.71	10
	2 ^{ème} - 4 ^{ème}	0.68	2,23	8,37	2.82	8,37	2x9T8	9.05	10
	5 ^{ème} - 8 ^{ème}	1.5	4,92	6,87	2.82	5,36	2x9T8	9.05	10
V5	RDC-1 ^{ère}	1.65	5,41	10,59	2.64	10,59	2x8T10	12.57	11
	2 ^{ème} - 4 ^{ème}	1.1	3,61	7,25	2.64	5,36	2x8T8	8.04	11
	5 ^{ème} - 8 ^{ème}	0.80	2,63	7,25	2.64	5,36	2x8T8	8.04	11

Tableau V.66 : Calcul des aciers horizontaux des voiles

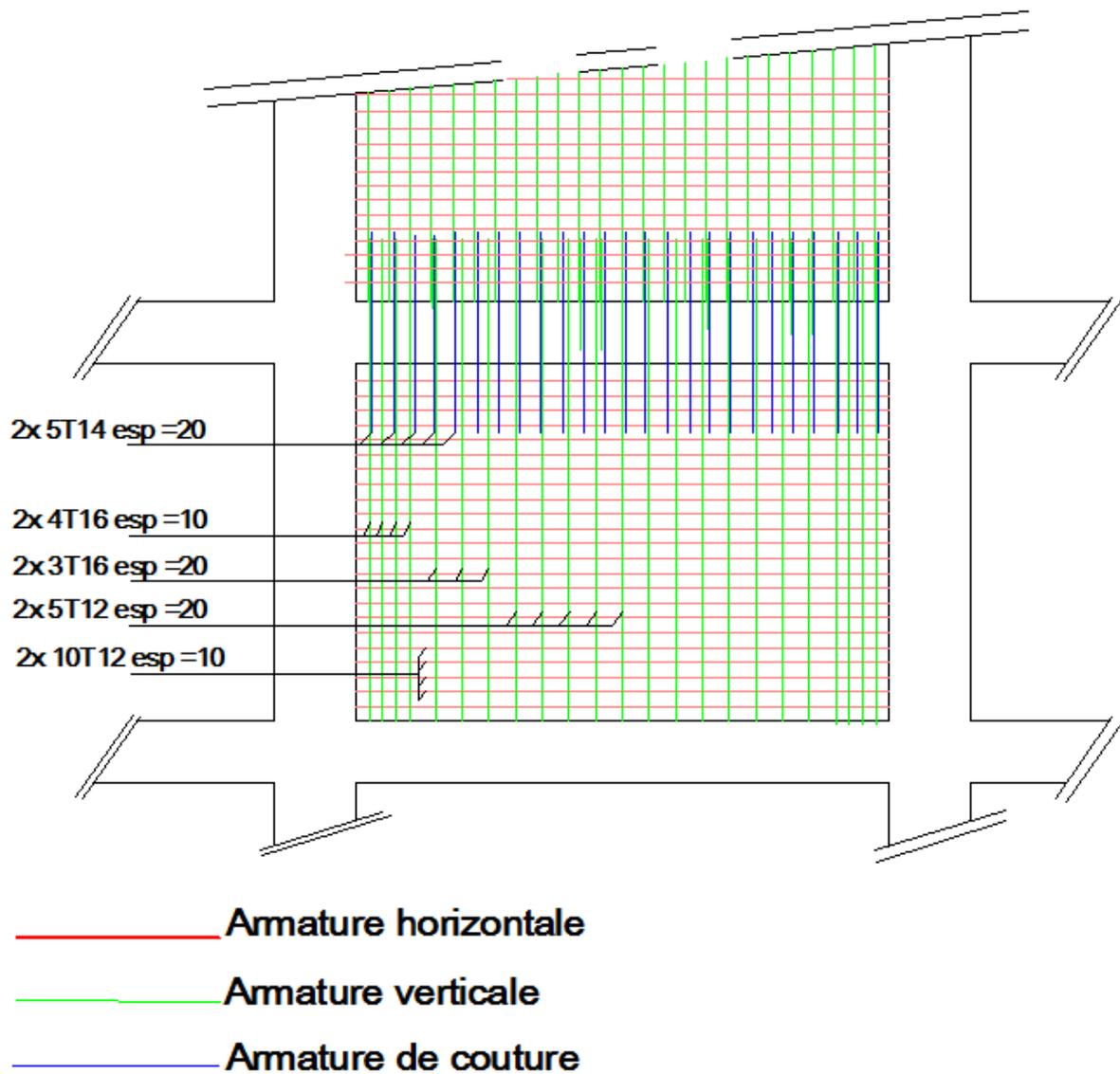
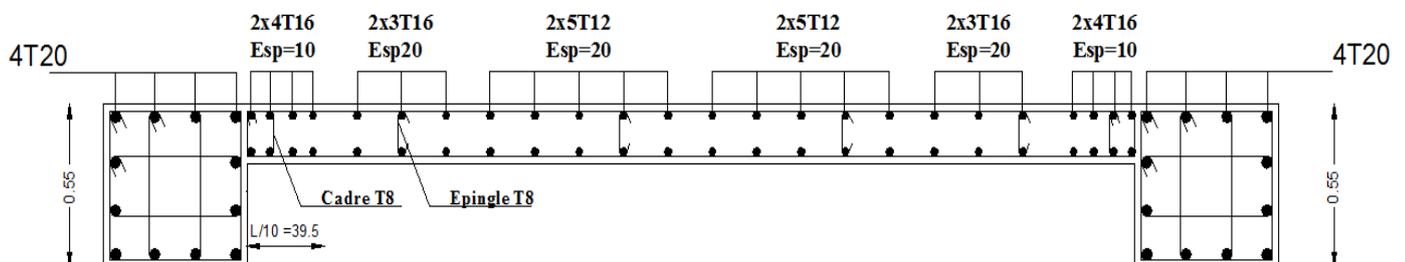


Figure V.10 : Détail de ferrailage voile 1 au niveau RDC- 1^{er} étage

Voile 1 (RDC et 1ère Etages)



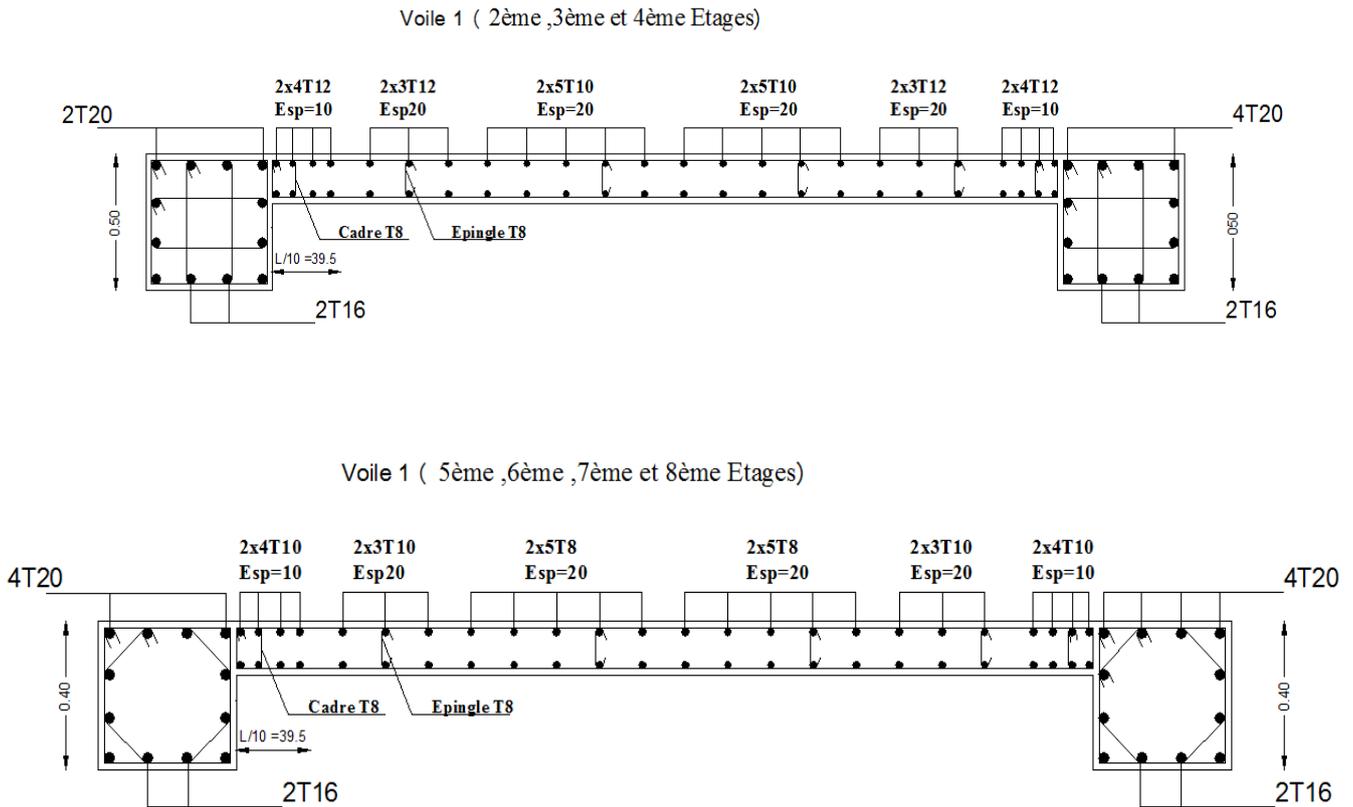


Figure V.11 : Ferrailage Voile 1

V.4.4 Ferrailage des linteaux :

Les linteaux sont des éléments considérés comme des poutres courtes de faible raideur, bi encastrés dans les trumeaux.

Sous l’effet d’un chargement horizontal et vertical, le linteau sera sollicité par un moment M et un effort tranchant V. les linteaux se comporte selon le cas, soit en flexion simple soit en diagonale par formation des bielles de traction/compression.

La méthode de ferrailage décrite ci-dessus est proposée dans le **RPA99 version 2003**.

Le **RPA99 version 2003** limite les contraintes de cisaillement (dans les linteaux (et les trumeaux)) dans le béton à ; $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28}$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \quad \text{Avec} \quad \bar{V} = 1,4 V_u^{cal}$$

Avec :

b_0 : Épaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile = 0.9h.

h : Hauteur totale de la section brute.

V.4.4.1 Premier Cas $\tau_b \leq 0,06 f_{c28}$

- Dans ce cas les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M et V)
- On devra disposer :
 - Des aciers longitudinaux de flexion (A_l)
 - Des aciers transversaux (A_t)
 - Des aciers en partie courante. également appelés aciers de peau (A_c)

a. Aciers Longitudinaux

Les aciers longitudinaux inférieurs ou supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{Z f_e}$$

Avec: $Z = h - 2d'$

Où:

h : Est la hauteur totale du linteau.

d' : Est la distance d'enrobage.

M : Moment dû à l'effort tranchant ($\bar{V} = 1,4 V_u^{cal}$)

b. Aciers Transversaux

Deux cas se présentent :

α . Premier sous cas : Linteaux Longs ($\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$)

On a :

$$S \leq \frac{A_t f_e Z}{\bar{V}}$$

Où : S : Représente l'espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : Représente la section d'une cour d'armatures transversales.

$Z = h - 2 d'$

V : Représente l'effort tranchant dans la section considérée ($\bar{V} = 1,4 V_u^{cal}$)

l : Représente la portée du linteau.

β - Deuxième Sous Cas : Linteaux Courts ($\lambda_g \leq 1$)

On doit avoir :

$$S \leq \frac{A_t f_e l}{V + A_t f_e}$$

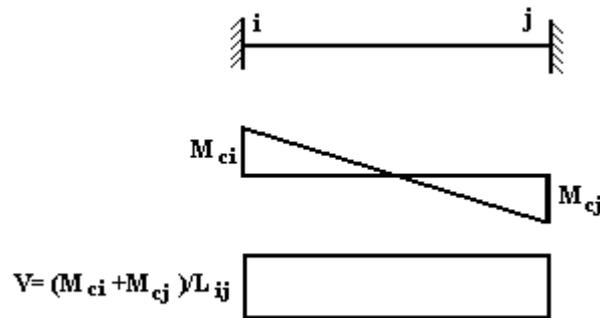
Avec : $V = \text{Min}(V_1, V_2)$

$$V_2 = 2 V_u^{cal}$$

$$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Avec : M_{ci} et M_{cj} moments "résistants ultimes" des sections d'about à droite et à gauche du linteau de portée l_{ij} (voir figure suivante) et calculés par : $M_c = A_l f_e Z$

Où : $Z = h - 2d'$



V.4.4.2 Deuxième Cas

$$\tau_b > 0,06 f_{c28}$$

Dans ce cas il y a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armature de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts (M , V) sont repris suivant des bielles diagonales (compression et traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement.

Le calcul de A_D se fait suivant la formule :
$$A_D = \frac{V}{2f_e \sin \alpha}$$

Avec :
$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h - 2d}{l} \quad (\text{voir figure})$$

Et :
$$V = V_u^{cal} \quad (\text{sans majoration})$$

V.4.4.3 Ferrailage Minimal

b : Epaisseur du linteau

h : Hauteur totale du linteau

S : Espacement des armatures transversales

a. Armatures Longitudinales A_l et A'_l :

$(A_l, A'_l) \geq 0,0015 b h \quad (0,15\%) \quad (\text{Avec } A_l \text{ lit inférieur et } A'_l \text{ lit supérieur})$

b. Armatures Transversales A_t

- si $\tau_b \leq 0,025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0,0015 b S$
- si $\tau_b > 0,025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0,0025 b S$

$$S_t \leq \frac{h}{4} \quad (\text{Espace des cadres})$$

c. Armatures de Peau (ou en section courante) A_c

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égale à 0.2%

$$\text{C'est à dire : } A_c \geq 0,002 bh \quad (\text{en deux nappes})$$

d. Armatures Diagonales A_D

- si $\tau_b \leq 0,06 f_{c28} \Rightarrow A_D = 0$
- si $\tau_b > 0,06 f_{c28} \Rightarrow A_D \geq 0,0015 b h$

Linteau de type :

$$h = 0.96\text{m}$$

$$l = 1.20\text{m}$$

$$b = 0,20\text{m}$$

On lit sur le **SAP 2000** : $S_{12} = \tau_u^{cal} = 2.8\text{MPa}$

Les calculs :

- $\tau_b = 2.8\text{MPa}$
- $\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5\text{MPa} \Rightarrow \bar{\tau}_b > \tau_b$
- $0,06 f_{c28} = \tau'_b = 1,5\text{MPa}$

$$\tau_b > 0,06 f_{c28} \Rightarrow \text{On est dans le cas N}^\circ 2$$

Dans ce cas il y a lieu de disposer le ferrailage longitudinal (supérieur et inférieur), transversal et en zone courante suivant les minimums réglementaires suivants :

$$\text{➤ } A_t = A'_t \geq 0,0015(0,2)(1.20)10^4 = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = A'_t = 2\text{HA}16 = 4,02 \text{ cm}^2$$

$$\text{➤ } A_c \geq (0,002)(0,20)(1.20)10^4 = 4.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_c = 4\text{HA}14 = 6.16 \text{ cm}^2 \quad (\text{répartie en deux nappes}) \text{ (soit 3 barres /nappe)}$$

$$\text{➤ } 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_b > 0,025 f_{c28} \quad \text{donc :}$$

$$A_t \geq 0,0025bS = (0,0025)(0.20)(0.24)10^4 = 1.20\text{cm}^2 \quad \text{car } S_t^{\max} = \frac{h}{4} = 24\text{cm}$$

soit : $A_t = 5HA8 = 2,51 \text{ cm}^2$

$$S_t = \frac{96}{5} = 19,20 \text{ cm} = 15 \text{ cm} \quad \text{or} \quad S_t = 15 \text{ cm} < S_t^{\text{max}}$$

$$\triangleright A_D = \frac{(\tau_u b h)}{2f_e \sin \alpha}$$

$$\text{Avec : } \text{tg } \alpha = \frac{h - 2d'}{l} = \frac{96 - 2(2)}{120} = 0,766 \Rightarrow \alpha = 37,45^\circ$$

$$A_D = \frac{(2,80) (0,2) (1,20)}{(2) (400) \sin (37,45)} = 13,81 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_D = 2 \times 4HA16 = 16,08 \text{ cm}^2$

- $A_D \geq 0,0015 b h = 2,88 \text{ cm}^2$ c'est vérifié
- Longueur d'ancrage : $L_a \geq \frac{h}{4} + 50\phi = \frac{96}{4} + 50(1,6) = 104 \Rightarrow L_a = 110 \text{ cm}$

Disposition des Armatures dans le Linteau :

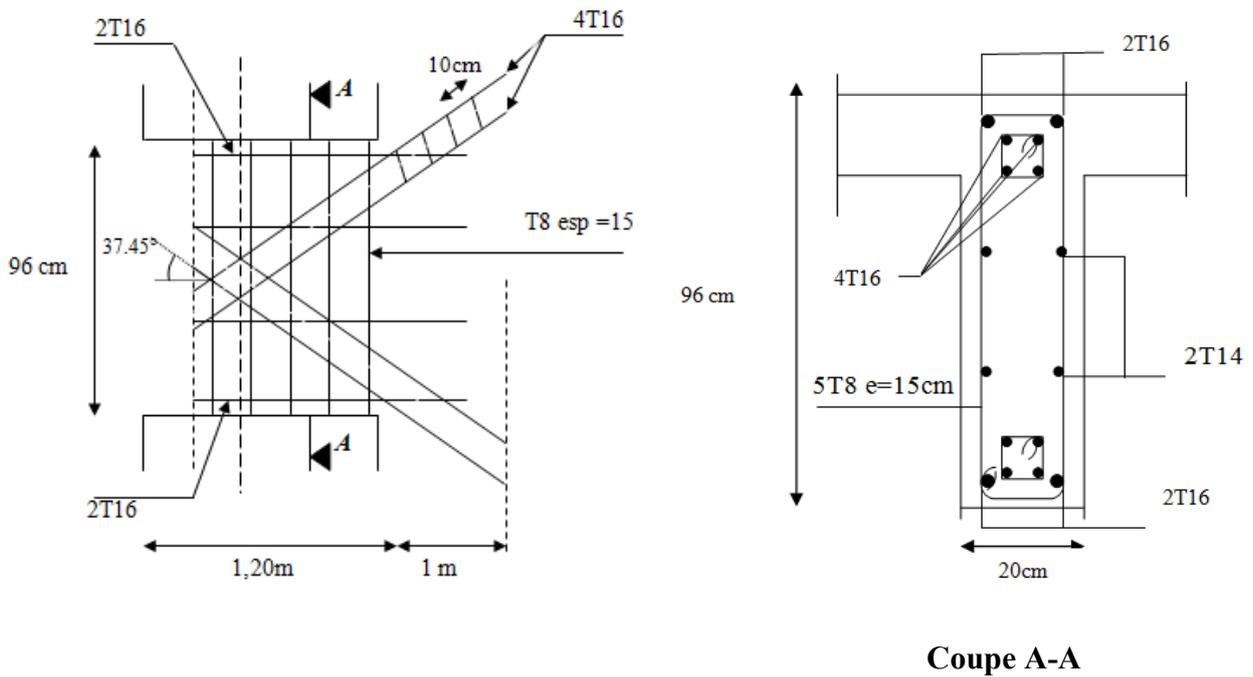


Figure V.12 : Ferrailage des linteaux

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.

VI.2 Fonctions assurée par les fondations :

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, dû à l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

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 de type de fondation :

Le choix de type de fondation se fait suivent trois paramètres.

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible =2,50 bars)

Sur le quel est implanté notre ouvrage et la proximité du bon sol par rapport à la surface, nous a conduit dans un premier temps à considérer les semelles isolées comme solution.

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 : $\frac{N_{ser}}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol $\sigma_{sol}=2,50$ bar .

S_{nec} : Surface de la fondation.

N_{ser} : Effort normal appliqué sur la fondation.

VI.6 Choix de type de semelle:

VI.6.1 Semelles isolées :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au

rapport a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour les poteaux carrés : $a=b$ donc $A=B \Rightarrow S=A^2$

A est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}} \right]$

Avec: $A = \sqrt{S}$; $\sigma_{sol}=2.50$ bars

Les résultats des sections des semelles isolées sont résumés dans le tableau suivant:

N° Poteaux	N(kN)	S(m ²)	A(m)	A ^{choisie} (m)
1646	908,887	5,13	2,26	2,3
1647	1009,664	8,53	2,92	3
1648	609,994	3,99	2,00	2
1649	1131,602	10,44	3,23	3,3
1650	1468,566	16,45	4,06	4,06
1651	804,303	7,7	2,77	2,8
1652	1706,307	10,99	3,32	3,4
1653	1665,264	17,17	4,14	4,2
1655	919,923	8,08	2,8	2,8
1659	2143,131	14,76	3,84	3,9
1656	1724,599	12,03	3,47	3,5
1660	1335,877	8,28	2,88	2,9
1658	1277,4	4,7	2,17	2,2
1657	1991,319	12,09	3,48	3,5
1673	966,365	7,78	2,79	2,8
1669	1272,361	7,23	2,69	2,7
1665	1357,326	7,5	2,74	2,8
1661	1172,704	3,96	1,99	2
1674	1796,05	18,67	4,32	4,4
1670	1575,952	15,25	3,91	4
1666	1546,317	15,37	3,92	4
1662	1351,453	8,54	2,92	3
1675	1858,634	18,3	4,28	4,3
1671	1623,851	15,57	3,95	4
1667	1520,032	15,99	4,00	4
1663	890,22	8,73	2,95	3
1672	1270,306	7,61	2,76	2,8
1668	1346,92	8,74	2,96	3
1664	810,243	4,92	2,22	2,3

Tableau VI.1 : Sections des semelles isolées

Vérification de l'interférence entre deux semelles

Il faut vérifier que : $L_{\min} \geq 1,50 \times A$

Tel que : L_{\min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux.

A: Largeur maximum de la semelle (A=4,40 m).

On a $L_{\min} = 2,51 < 1,50 \times A = 6,60$ non vérifié

Conclusion:

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI.6.2 Semelles filantes

Le recours à des semelles filantes se fait quand les poteaux et par conséquent les semelles dans une direction donnée sont proches les unes des autres de façon que la somme des contraintes des deux semelles au niveau du point d'interface dépasse la contrainte du sol.

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

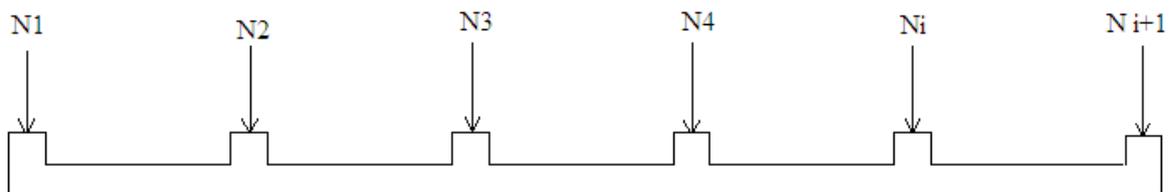


Figure VI.1 : Semelle filante.

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que: $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que:

$N = \sum N_i$ de chaque fil de poteaux.

$S = B \times L$

B: Largeur de la semelle.

L: Longueur du fil considéré.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés sur le tableau qui suit:

Files	N(kN)	S(m ²)	L(m)	B(m)	B ^{choisie} (m)
1	9158,646	46.37	20.16	2,27	2.30
2	5868,093	30.31	10.45	2,81	2.90
3	3670,097	18.81	10.45	1,76	1.80
F	6046,156	30.24	11.2	2,70	2.70
E	8261,091	42.17	15.06	2,74	2.80
D	8035,868	41.71	18.96	2,12	2.20
D'	4763,346	24.86	11.84	2,01	2.10

Tableau VI.2 : Sections des semelles filantes

Vérification :

$$\text{Il faut vérifier que : } \frac{S_s}{S_b} \leq 50 \%$$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut :

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{234.47}{304.27} = 77.06 \% > 50\%$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. 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 la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

VI.6.3 Radier général

VI.6.3.1 Introduction

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.

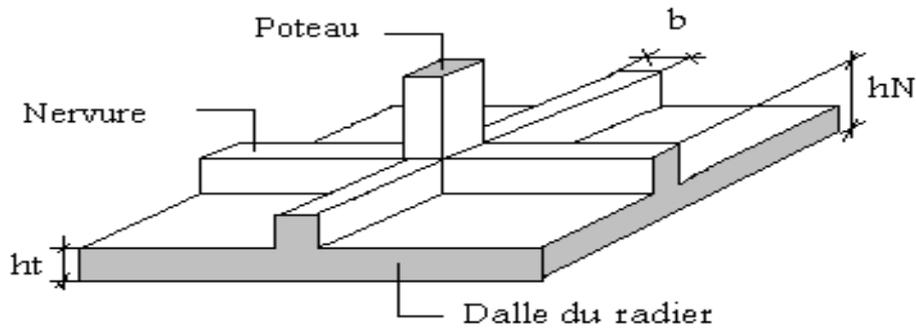


Figure VI.2 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

VI.6.3.2 Surface nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier il faut que: $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de superstructure et de sous-sol.

$$\text{Pour: } \begin{cases} N = 53850.18 \text{ kN} \\ \sigma_{sol} = 2.50 \text{ bars} \end{cases}$$

On trouve: $S \geq 215.40 \text{ m}^2$

La surface du bâtiment $S_b = 304.27 \text{ m}^2$

Donc la surface totale du radier est 304.27 m^2

VI.6.3.3 Pré dimensionnement de radier :

1. Dalle:

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes:

a. Condition forfaitaire:

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad \text{Avec:}$$

L_{\max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 6.96 \text{ m}$$

$$\Rightarrow h_1 \geq 34.8 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h_1 \approx 40 \text{ cm}$$

b. Condition de cisaillement: [1]

On doit vérifier que: $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 3\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

$$\text{Avec: } T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u \cdot 1\text{ml}}{S_{rad}}$$

$$N_u = 39055,57 \text{ kN}$$

$$L = 6.96\text{m} ; b = 1\text{m}$$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L \cdot 1\text{ml}}{2S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u L}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u L \cdot 1\text{ml}}{2S_{rad} b (0,9\bar{\tau})} = 19.85\text{cm}$$

$$\Rightarrow h_3 \geq 19.85\text{cm}$$

Conclusion: $h \geq \text{Max}(h_1; h_2;) = 40\text{cm}$

Pour des raisons constructif on adopte $h = 50 \text{ cm}$

2. Nervures:**a. Condition de coffrage:**

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} \text{ donc on opte } b = 70\text{cm}$$

b. La hauteur de nervure:**b.1 Condition de la flèche:**

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche:

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_N \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$\text{On a : } L_{\max} = 6,96 \text{ m} \Rightarrow 46.4 \text{ cm} < h_N < 69.6 \text{ cm}$$

On prend: $h_{n1} = 50\text{cm}$

b.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=20000MPa).

K: Coefficient de raideur du sol ($0,5\text{kg/m}^3 \leq K \leq 12\text{kg/cm}^3$).

a=0.55: Largeur de poteau.

I: Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

Pour un sol de densité moyenne on a $K=4\text{Kg/cm}^3$

H nervure (m)	1.10	1.20	1.40	1.60	1.80	2.00	2.20
I (10^{-4} m^4)	0.0776	0.10	0.16	0.239	0.34	0.467	0.621
$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$	2.42	2.58	2.90	3.21	3.51	3.80	4.08
$\frac{\pi}{2} L_e + a$	4.36	4.61	5.11	5.59	6.06	6.52	6.96

Tableau VI.3 : Choix de hauteur des nervures.

On opte : $h_{n2} = 220 \text{ cm}$

Conclusion:

$$H \geq \text{Max}(h_1; h_2) = 220\text{cm}$$

On prend: $h=220\text{cm}$

Le choix final :

- Epaisseur de la dalle du radier $h=50\text{cm}$
- Les dimensions de la nervure: $\begin{cases} h_N = 220\text{cm} \\ b = 70\text{cm} \end{cases}$

VI.6.3.4 Caractéristiques géométriques du radier :

a. Position du centre de gravité :

$$\left\{ \begin{array}{l} X_G = 7.17\text{m} \\ Y_G = 6.88\text{m} \end{array} \right.$$

b. Moments d'inertie :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{xx} = 27613.78\text{m}^4 \\ I_{yy} = 21245.56\text{m}^4 \end{array} \right.$$

VI.6.3.5 Vérifications Nécessaires

VI.6.3.5.1 Vérification de la Stabilité du Radier

Selon **RPA99/version 2003(Art.10.1.5)[2]**, quelque soit le type de fondation (superficielle ou profonde) nous devons vérifier que l'excentrement des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié du centrale de la base des éléments de fondation résistant au reversement.

$$e_0 = \frac{Mr}{Nr} \leq \frac{B}{4}$$

Avec :

e_0 : La plus grande valeur de l'excentricité due aux charges sismiques.

M_r : Moment de renversement dû aux forces sismique.

N_r : effort normal de la structure

B : la largeur du radier.

Suivant le sens xx :

$$B_x = 19.44 \text{ m} \Rightarrow \frac{B_x}{4} = 4.86 \text{ m}$$

Suivant le sens yy :

$$B_y = 26.46 \text{ m} \Rightarrow \frac{B_y}{4} = 6.62 \text{ m}$$

Sens x-x

$M_0 = 76207,9745 \text{ KN.m}$; $V_0 = 4038,177 \text{ KN}$; $h = 3.25 \text{ m}$

Donc: $M_R = 89332.05 \text{ KN.m}$

$N_u(\text{superstructure}) = 53063,05 \text{ KN}$

Différents poids d'infrastructures :**❖ Charges permanents :**

- Poids du plancher..... $6.36 \times 304.27 = 1935.16 \text{ KN}$
- Poids des poteaux..... $29 \times (0,55)^2 \times (3.25 - 0.5) \times 25 = 603.11 \text{ KN}$
- Poids des poutres 30x50..... $29.16 \times 0.3 \times 0.5 \times 25 = 109.35 \text{ KN}$
- Poids des poutres 30x40..... $162.74 \times 0.4 \times 0.3 = 488.22 \text{ KN}$
- Poids des voiles périphériques $76.74 \times 25 \times 0.20 \times 3.25 = 1243.19 \text{ KN}$
- Poids de radier nervurée..... $= 11191.53 \text{ KN}$

G = 15570.56 KN

❖ Surcharge d'exploitation : $Q = 5 \times 304.27 = 1521.35 \text{ KN}$

$N_u \text{ sous sol} = 23302.28 \text{ KN}$

$N_s \text{ sous sol} = 17091.91 \text{ KN}$

Donc: $N_u(\text{structure}) = N_u(\text{superstructure}) + N_u(\text{infrastructure}) = 76365.33 \text{ KN}$

$N_{\text{ser}}(\text{structure}) = N_{\text{ser}}(\text{superstructure}) + N_{\text{ser}}(\text{infrastructure}) = 53850.18 \text{ KN}$

$$e_0 = \frac{Mr}{Nr} = \frac{89332.05}{53850.18} = 1,66 \leq \frac{B}{4} = 4,86 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Sens y-y

$M_0 = 76558,9545 \text{ KN.m}$; $V_0 = 4044,585 \text{ kN}$; $h = 3.25 \text{ m}$

Donc: $M_R = 89703,86 \text{ KN.m}$

$$e_0 = \frac{Mr}{Nr} = \frac{89703.86}{53850.18} = 1,67 \leq \frac{B}{4} = 6,62 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Conclusion :

La condition est vérifiée donc le bâtiment est stable

VI.6.3.5.2 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 : $\sigma_{sol}=2,5$ bars

Les contraintes du sol sont données par :

a. Sollicitation du premier genre

On doit vérifier que : $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{53850.18}{304.27} = 176,98 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 195.2 \text{ kN} / \text{m}^2 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 250 \text{ kN} / \text{m}^2 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

b. Sollicitation du second genre:

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_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.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{sol}$$

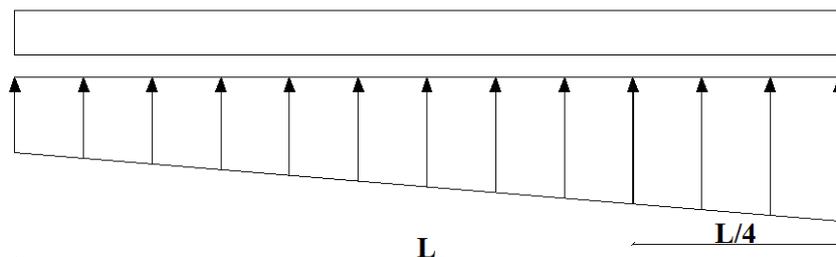


Figure VI.3 : Contraintes sous le radier

ELU:

$$N_u = 76365.33 \text{ KN}$$

$$M_x = 89332.05 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 89703.86 \text{ kN.m}$$

$$S_r = 304.27 \text{ m}^2$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 250 \text{ kN/m}^2$$

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	274.17	227.78	262.57
Sens y-y	280.03	221.93	265.51
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 375$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol} = 332.5$

Tableau VI.4: Contraintes sous le radier à l'ELU**Conclusion:**

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

➤ **ELS:**

$$N_{ser} = 53850.18 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 250 \text{ kN/m}$$

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	200.18	153.79	188.58
Sens y-y	206.03	147.93	191.51
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 375$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol} = 322.5$

Tableau VI.5 : Contraintes sous le radier à l'ELS**Conclusion:**

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement

c. Détermination des sollicitations les plus défavorables

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

$$\text{ELU : } \sigma_u = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 265.51 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\text{ELS : } \sigma_{ser} = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 191.51 \text{ kN} / \text{m}^2$$

VI.6.3.6 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 :

- Valeur de la pression sous radier :

$$\text{ELU : } q_u = \sigma_m^u \cdot 1\text{m} = 265.51 \text{ kN} / \text{m}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1\text{m} = 191,51 \text{ kN} / \text{m}$$

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.

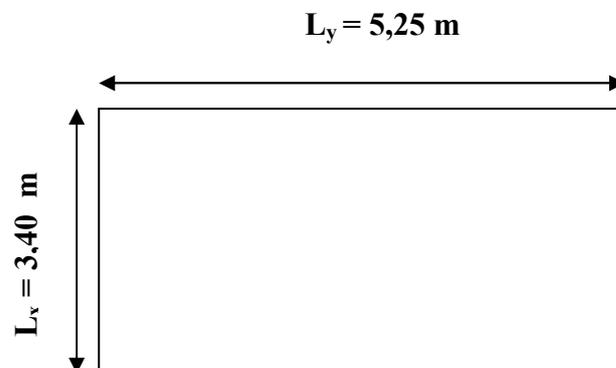


Figure VI.4 : Panneau de la dalle du radier

a.2 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 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 "BAEL91 modifié 99 "

$$\rho = 0,65 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0751 \\ \mu_y = 0,3613 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 230,50 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 83,28 \text{ kNm}$$

A. Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 195,93 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 70,79 \text{ kNm}$$

B. Moments sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 115,25 \text{ kNm}$$

C. Ferrailage de la dalle

$b=100\text{cm}$; $h=50\text{cm}$; $d=45\text{cm}$; $f_c=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Sens	M_u (kNm)	μ	A_s' (cm^2)	α	Z(cm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)	Esp (cm)
Travée	x-x	195,93	0,068	0	0,088	43,42	12,97	8T16	16,08	12
	y-y	70,79	0,025	0	0,032	44,42	4,58	6T12	6,79	15
Appuis	x-x	115,25	0,04	0	0,051	44,08	7,51	6T14	9,24	15
	y-y									

Tableau VI.6 : Ferrailage des panneaux du radier

c.3 Vérifications nécessaires :**- Condition de non fragilité :**

$$A_{s\min} = 0,23.b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 5,43\text{cm}^2$$

$$A_{s\min} = 5,43\text{cm}^2 < A_{s\text{ adopté}} = 6,79\text{cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée.

- Vérification des contraintes à l'ELS :

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérif
Trav	x-x	141.32	16,08	5,53	15	215,3	201.63	NON
	y-y	51.06	6,79	2,82	15	178,5	201.63	OK
App	x-x	83.13	9,24	4,04	15	215,7	201.63	NON
	y-y							

Tableau VI.7 : Vérification des contraintes

Remarque :

La contrainte d'acier n'est pas vérifiée ni en travée ni en appuis donc on augmente la section de l'acier.

	Sens	M _{ser} (kNm)	Choix	A _s (cm ²)	Esp (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérif
Trav	x-x	141.32	8T20	25.13	12	4,7	15	140,6	201.63	Oui
	y-y	51.06	6T12	6,79	15	3,08	15	195,5	201.63	Oui
App	x-x	83.13	8T14	12.32	12	3,6	15	163,5	201.63	Oui
	y-y									

Tableau VI.8 : Vérification des contraintes (correction)

- Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{265,51 \times 5,25}{2} = 696,96 kN$$

$$\tau_u = \frac{696,96 \cdot 10^3}{1000 \times 450} = 1,55 MPa < \bar{\tau}_u = 2,5 MPa \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

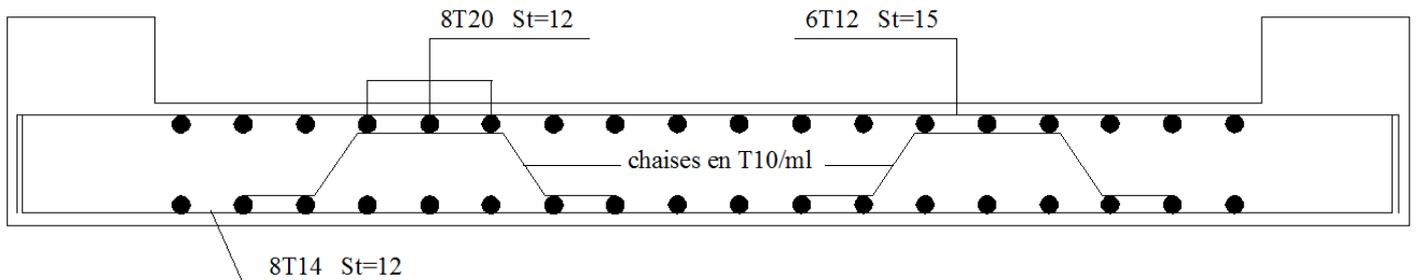


Figure VI.5 : Schéma de ferrailage du radier

b. Ferrailage des nervures :

b.1 Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire “BAEL91 modifier 99” [1]

On a : $M_0 = \frac{qL^2}{8}$

En travée : $M_t = 0,85M_0$

Sur appuis : $M_a = 0,50M_0$

b.2 Calcul des armatures :

b=70 cm ; h=220 cm ; d=198 cm

- Sens porteur : L=6.96 m ; q=265.51 kN/ml

	$M_u(kNm)$	μ	α	Z (cm)	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$
Travée	1366.56	0.035	0.045	194.44	20.20	14T16	28.15
Appuis	807.86	0.021	0.026	195.94	11.85	9T16	18.10

Tableau VI.9 : Ferrailage des nervures (sens porteur)

- **Sens non porteur :** L=4.52 m ; q=265.51 kN/ml

	M_u (kNm)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	576.35	0.015	0.019	196.50	8.43	9T16	18.10
Appuis	339.03	0.0087	0.011	197.12	4.94	9T16	18.10

Tableau VI.10 : Ferrailage des nervures (sens non porteur)

b.3 Vérifications nécessaires :

1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 16,74.cm^2$$

Sens	position	A_s^{adp} (cm ²)	A_s^{\min}	Vérification
porteur	Travée	28.15	16.74	Oui
	Appuis	18.10	16.74	Oui
Non porteur	Travée	18.10	16.74	Oui
	Appuis	18.10	16.74	Oui

Tableau VI.11 : Vérification de la condition de non fragilité.

2. Vérification des contraintes à l'ELS :

Sens	Position	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Porteur	Travée	985.68	28.15	3,55	15	190,7	201.6	Oui
	Appuis	579.82	18.10	2,51	15	172,1	201.6	Oui
Non porteur	Travée	415.72	18.10	1,8	15	123,4	201.6	Oui
	Appuis	244.54	18.10	1,06	15	72,6	201.6	Oui

Tableau VI.12 : Vérification des contraintes à l'ELS

3. Vérification de la contrainte tangentielle du béton : [2]

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

Avec : $T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{265,51 \times 6.96}{2} = 923,97 kN$

$$\tau_u = \frac{923,97 \times 10^3}{700 \times 1980} = 0,67 MPa < \bar{\tau}_u = 2,5 MPa \dots \dots \dots \text{Vérier}$$

4. Armatures transversales :

• BAEL 91 modifié 99 [1] :

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage })$$

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

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 MPa \right) = 0,40 MPa$$

• RPA99 version 2003 [2] :

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12 \phi_t \right) = 24 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 110 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \phi; \frac{b}{10} \right) = 1.6 \text{ cm}$$

$f_c=400MPa ; \tau_u=0,67 \text{ Mpa} ; f_{t28}=2,1MPa ; b=70cm ; d=220cm$

On trouve :

$S_t=15cm \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$

$S_t=30cm \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$

	Section	Zone	St(cm)	Φt (cm)	At calculée (cm ²)	Choix des armatures	At (cm ²)
Nervures	70x220	courante	30	12	6.3	8T12	9.05
		nodale	15		3.15	8T12	9.05

Tableau VI.13 : choix des armatures transversales

5. 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.

$h=220 \text{ cm}$

$$A_p = 3 \times 2.20 = 6.60 \text{ cm}^2$$

On choisie $A_p= 4\text{T16}$

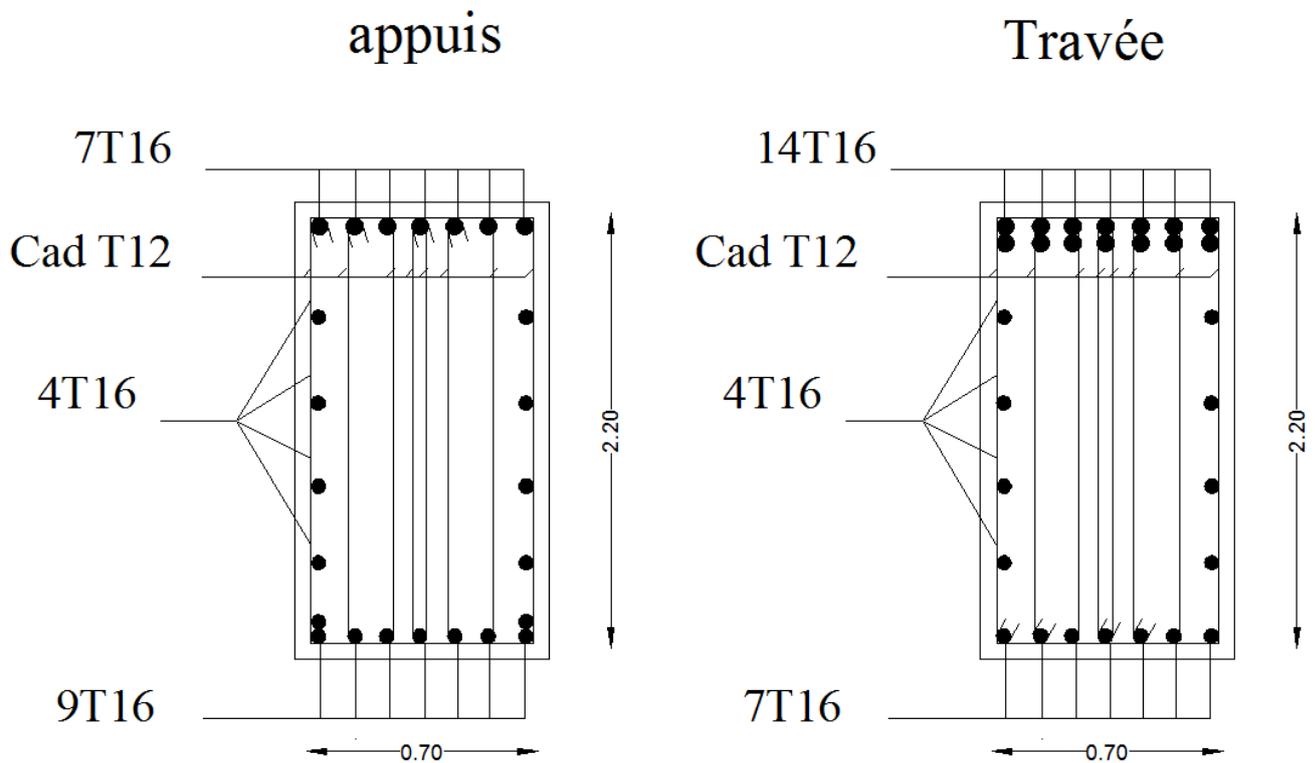


Figure VI.6 : Schéma de ferrailage des nervures (sens porteur)

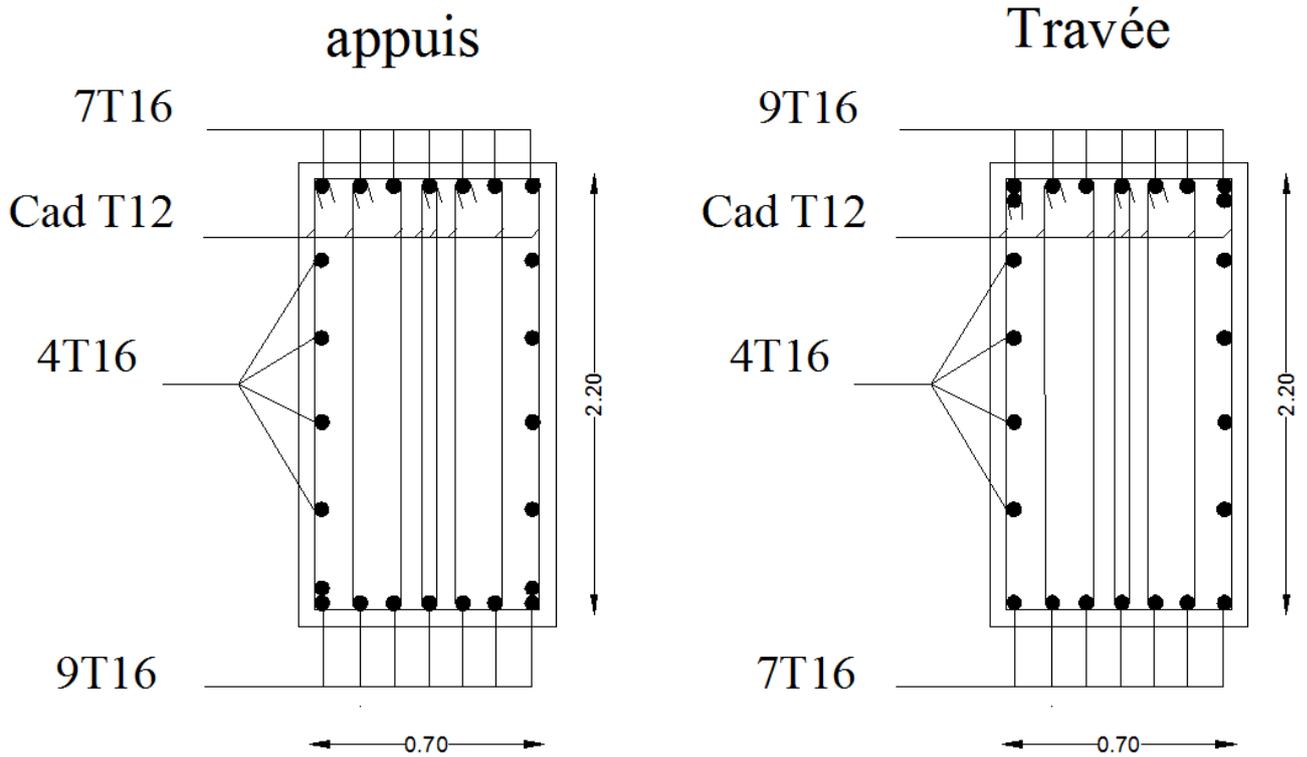


Figure VI.7 : Schéma de ferrailage des nervures (sens non porteur)

c. Ferrailage des débords :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L=0.50m$, le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de 1m à l'ELU.

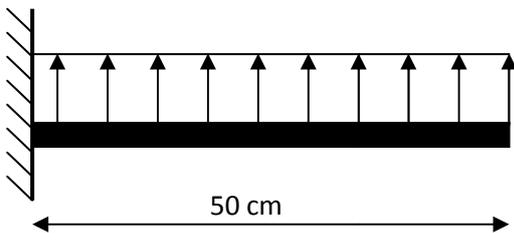


Figure VI.8: Schéma statique du débord.

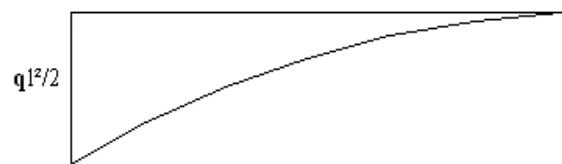


Figure VI.9: Diagramme des Moments.

c.1.Calcul de ferrailage :

$$q_u = 265.51 \text{ kN/ml}, b = 100 \text{ cm}, h = 50 \text{ cm}, f_{c28} = 25 \text{ MPa}, \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}.$$

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = 33.19 \text{ kNm} \quad ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,012$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,015$$

$$Z = d \left(1 - 0,4 \alpha \right) = 44.73 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 2.13 \text{ cm}^2$$

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 5.43 \text{ cm}^2$$

On adopte: 5T14=7.70cm

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

c.2. Armature de répartition:

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow 1.925 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T10=3,14 , S_t=25cm

c.3. Vérification des contraintes à l'ELS:

$$q_{ser} = 209.73 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{2} = 23.94 \text{ kNm}$$

M_{ser}(kNm)	A_s(cm²)	σ_{bc}(MPa)	σ̄_{bc}(MPa)	σ_s(MPa)	σ̄_s(MPa)	Vérification
23.94	7.70	1,25	15	74,1	201.63	OK

Tableau VI.14 : Vérifications des contraintes du béton et d'acier.

VI.7 Voile périphérique :

VI.7.1 Introduction :

Notre structure comporte un voile périphérique de soutènement qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC et les fondations.

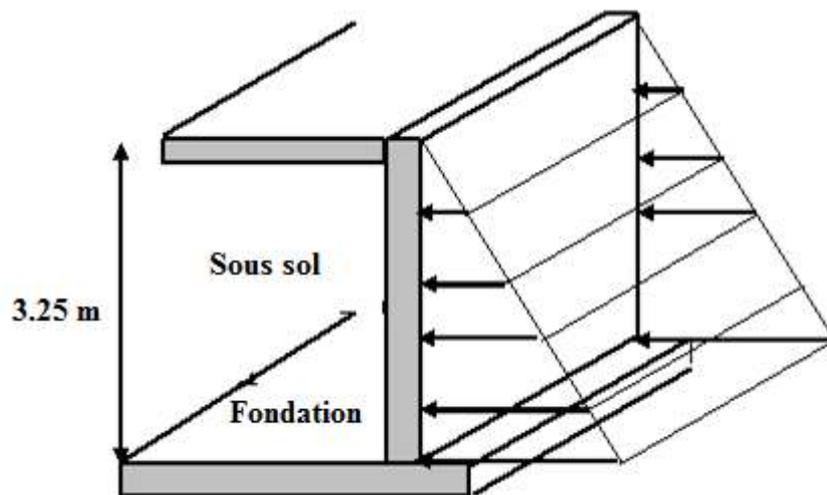


Figure VI.10 : Evaluation des charges

VI.7.2 Pré dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003**, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- Les ossatures au dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
 - 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.7.3 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).

$L_x=3.25\text{m}$; $L_y=3.95\text{m}$; $e=20\text{ cm}$.



Figure VI.11 : Poussées des terres.

La charge de poussées des terres est donnée par:

$$Q=A \times \gamma \times h$$

Avec :

Q : Contrainte sur une bande de 1m.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma=20.5\text{ KN/m}^3$).

h : Hauteur du voile.

A: coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\varphi = 26.69^\circ \Rightarrow A = f(\varphi) = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.380$$

$$Q = A \cdot \gamma \cdot H = 25.32 \text{ kN/ml} \Rightarrow Qu = 1,35 \times 25.32 = 34.18 \text{ kN/ml}$$

VI.7.4 Effort dans le voile périphérique:

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.25}{3.95} = 0,82 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

- 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 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 rectangulaire

$$\rho = 0,82 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0539 \\ \mu_y = 0,6313 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 19.50 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 12.31 \text{ kNm}$$

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 16.58 \text{ kNm.}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 10.46 \text{ kNm.}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 9.75 \text{ kNm}$$

VI.7.5 Ferrailage du voile périphérique :

$b=100\text{cm}$; $h=20\text{cm}$; $d=0,9h=18\text{cm}$; $f_c=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$;
 $F_{bc}=14,17\text{MPa}$ (organigramme I voir annexe)

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Sens	M_u (kNm)	μ	α	Z(cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	16.58	0.036	0.0458	17.67	2.70	6T10	2x4,71	15
	y-y	10.46	0.023	0.029	17.79	1.69	6T10	2x4,71	15
Appuis	x-x	9.75	0.021	0.0265	17.81	1.57	6T10	2x4,71	15
	y-y								

Tableau VI.15 : Ferrailage du voile périphérique.

VI.7.6 Condition exigée par les RPA99/version 2003:

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposé en deux nappes.

$$A_L \geq 0,1 \times 20 \times 100 = 2,0 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

$$A_T \geq 0,1 \times 20 \times 100 = 2,0 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

VI.7.7 Condition de non fragilité :

Pour les voiles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est compté entre 12 et 30cm.

$$\text{On a : } 12 \text{ cm} \leq e \leq 30 \text{ cm}$$

$$h=e=20 \text{ cm} ; b=100 \text{ cm.}$$

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min} ; & A_x^{\min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min} ; & A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0=0,0008$ pour les barres de FeE400

$$A_x^{\min} = 0,0008 \left(3 - \frac{3,25}{3,95} \right) \frac{100 \cdot 20}{2} = 1,74 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée :**

$$\begin{cases} A_x = 4.71 \text{ cm}^2 \rangle A_x^{\min} = 1,73 \text{ cm}^2 \\ A_y = 4.71 \text{ cm}^2 \rangle A_y^{\min} = 1,6 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

➤ **Sur appuis :**

$$\begin{cases} A_x = 4.71 \text{ cm}^2 \rangle A_x^{\min} = 1,73 \text{ cm}^2 \\ A_y = 4.71 \text{ cm}^2 \rangle A_y^{\min} = 1,6 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

VI.7.8 Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que :

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

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{34.18 \times 3.25 \times 3.95}{2 \times 3.25 + 3.95} = 41.90 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 37.03 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 41.90 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{41.90 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

VI.7.9 Vérification à L'ELS :

a. Evaluation des sollicitations à l'ELS:

$$Q_{\text{ser}} = Q_1 = 25.32 \text{ kN/m}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.82 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0539 \\ \mu_y = 0.6313 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{\text{ser}} L_x^2 = 14.42 \text{ kNm} \\ M_y = \mu_y M_x = 9.10 \text{ kNm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{\text{tx}} = 0,85 M_x = 12.26 \text{ kNm} \\ M_{\text{ty}} = 0,85 M_y = 7.74 \text{ kNm} \\ M_a = 0,5 M_x = 7.21 \text{ kNm} \end{cases}$$

b. Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

	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	12.26	4.71	3,38	15	157,4	201.63	OK
	y-y	7.74	4.71	2,13	15	99,4	201.63	OK
Appuis	x-x	7.21	4.71	1,99	15	92,6	201.63	OK
	y-y							

Tableau VI.16 : Vérifications des contraintes.

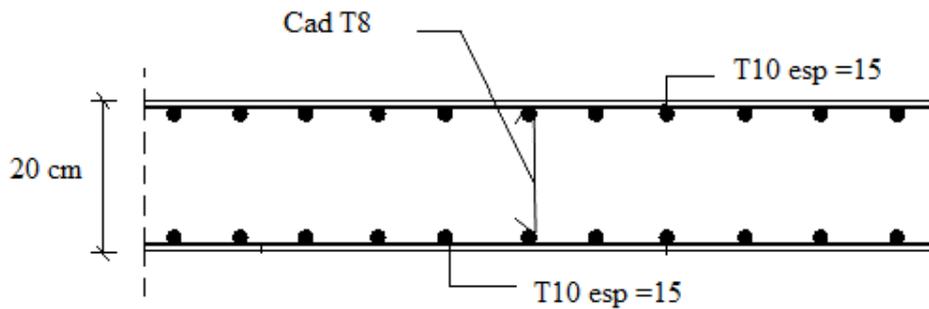


Figure VI.12 : Ferrailage du Voile Périphérique sens x-x.

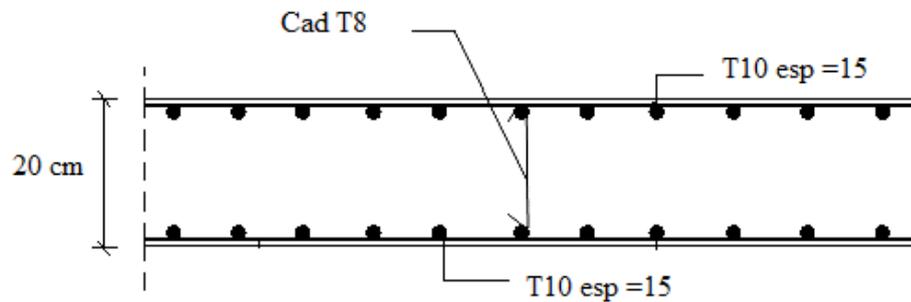


Figure VI.13 : Ferrailage du Voile Périphérique sens y-y.

Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que de les approfondir d'avantage concernant le domaine du bâtiment tout en respectant la réglementation en vigueur.

Les points importants tirés de cette étude sont :

- La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur de Génie Civil, ces contraintes architecturales influentes directement sur le comportement adéquat de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.
- La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.
- La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel SAP2000, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.
- La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est satisfaite.
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, il faut vérifier l'effet du second ordre (Effet P- delta).
- Pour l'infrastructure, le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat pour notre Structure.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Référence

- [1] DTU Règles BAEL 91 révisées 99 règle de calcul DTU P 18-702. février 2000
- [2] D.T.R – B.C. 2.48, "Règles Parasismiques Algériennes 99 version 2003", C.G.S.
- [3] Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, DTR B C 2 2.
- [4] M.BELAZOUGUI," calcul des ouvrages en béton armée ".
- [5] Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé. CBA93, Ministère de l'Habitat.

ORGANIGRAMME -1-
SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

Cas générale

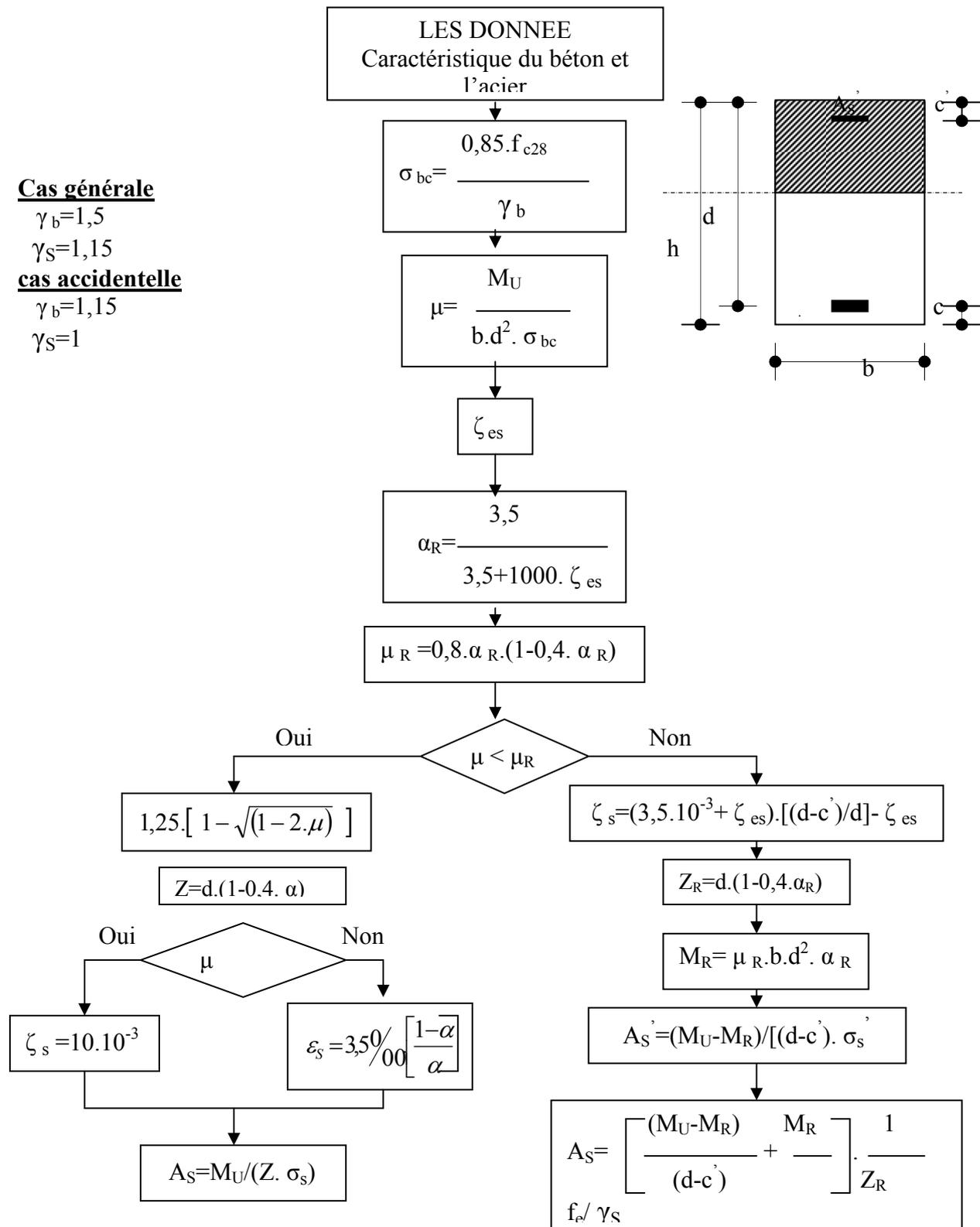
$$\gamma_b = 1,5$$

$$\gamma_s = 1,15$$

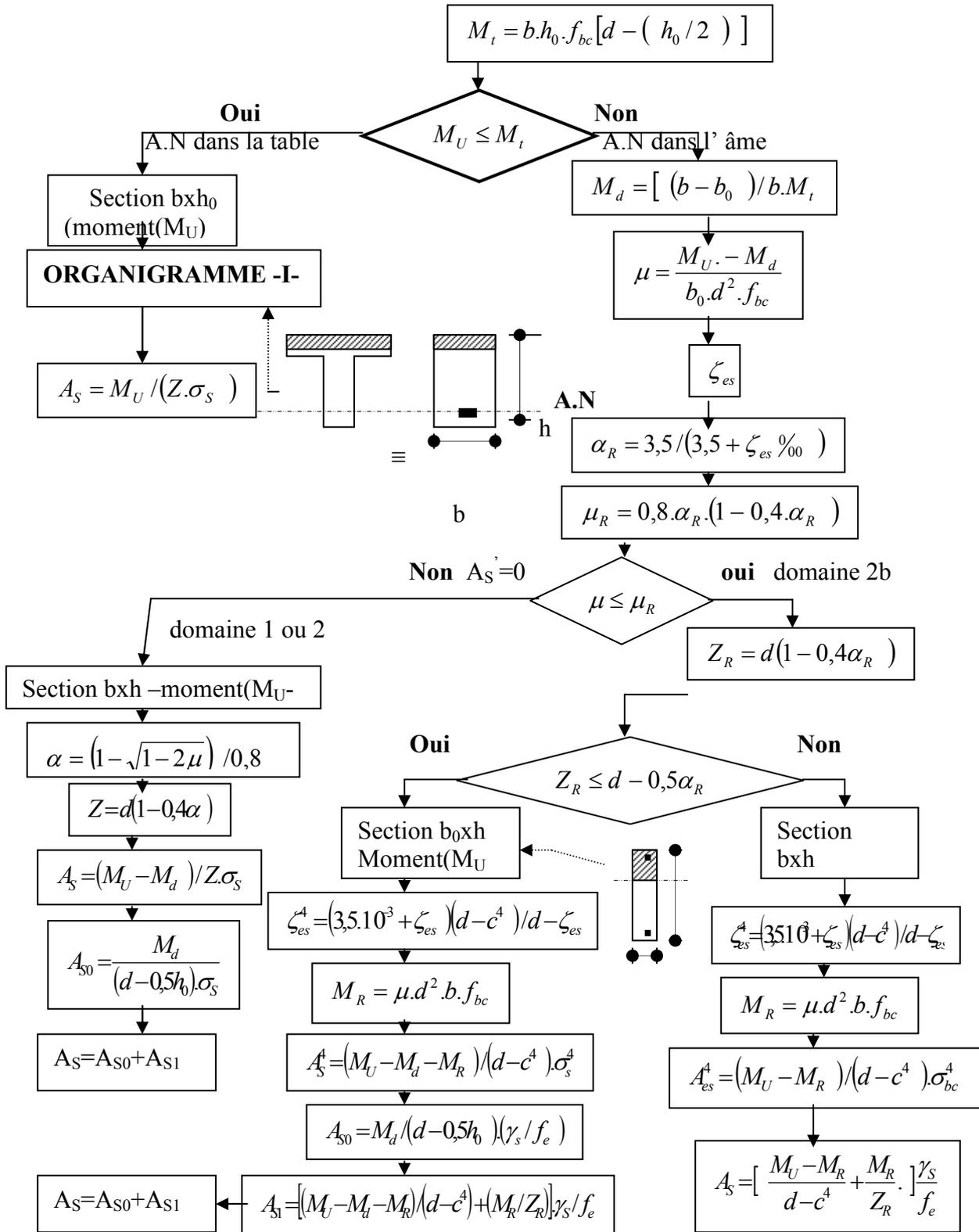
cas accidentelle

$$\gamma_b = 1,15$$

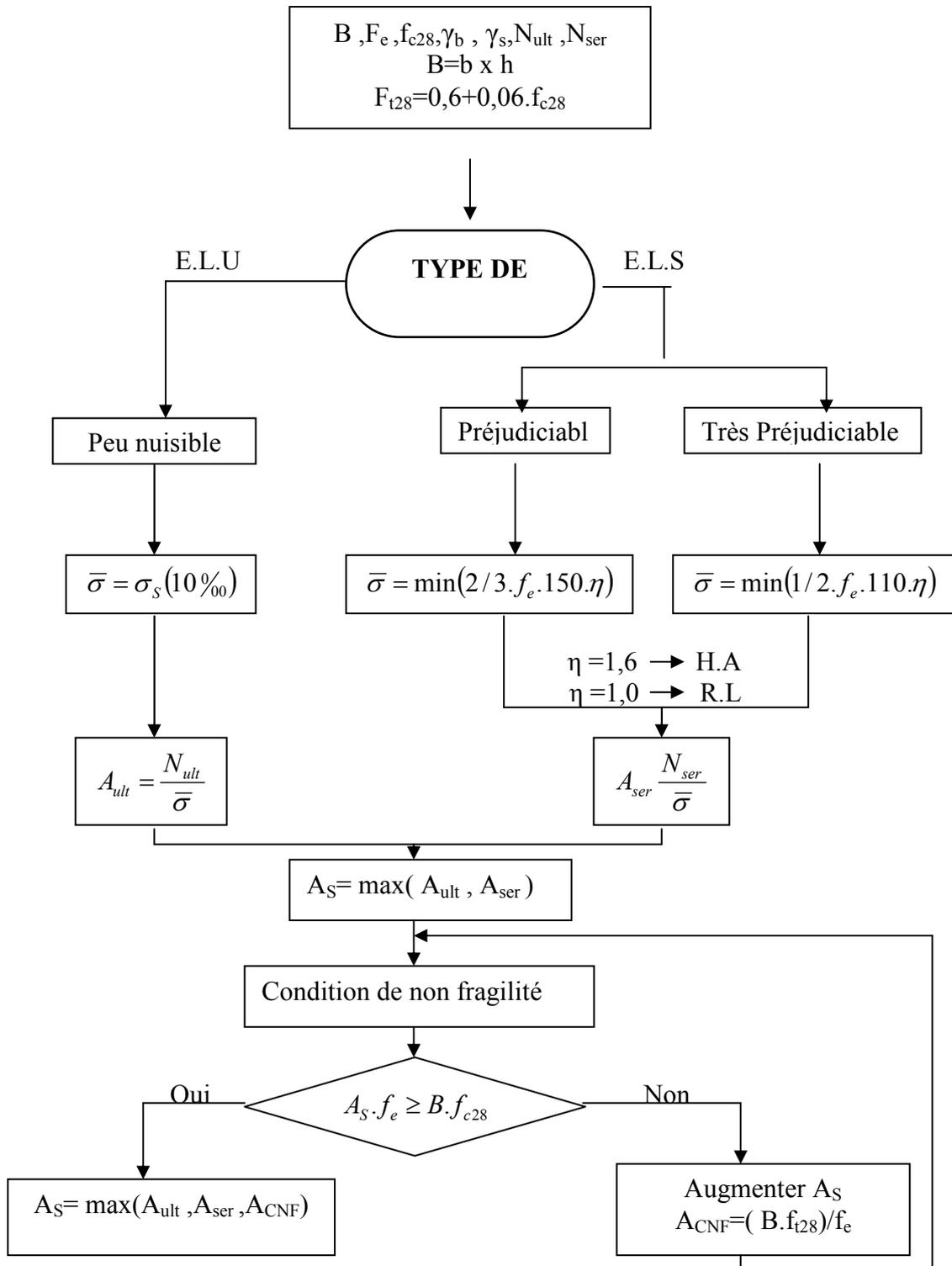
$$\gamma_s = 1$$



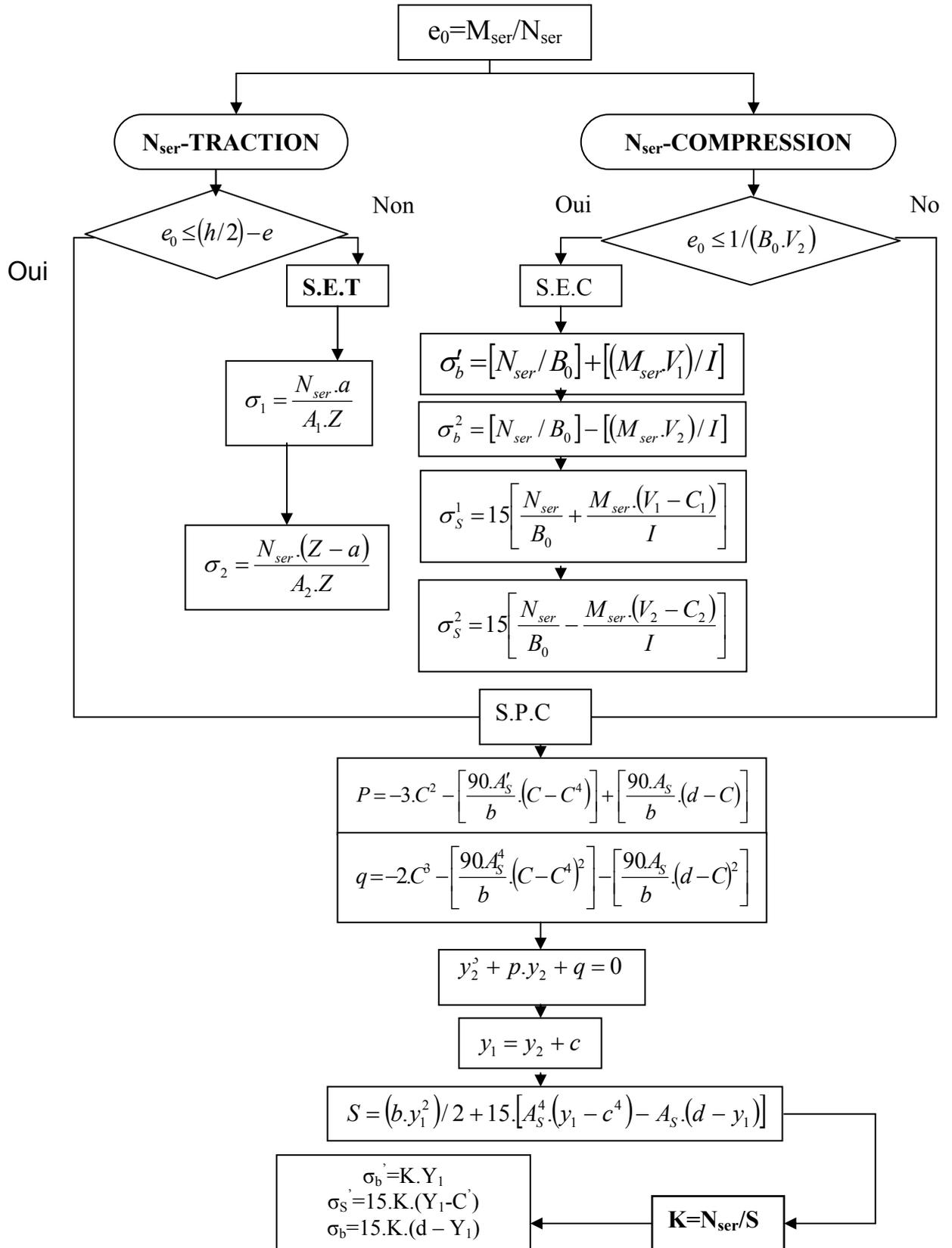
ORGANIGRAMME -2- CALCUL D'UNE SECTION EN -TE- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



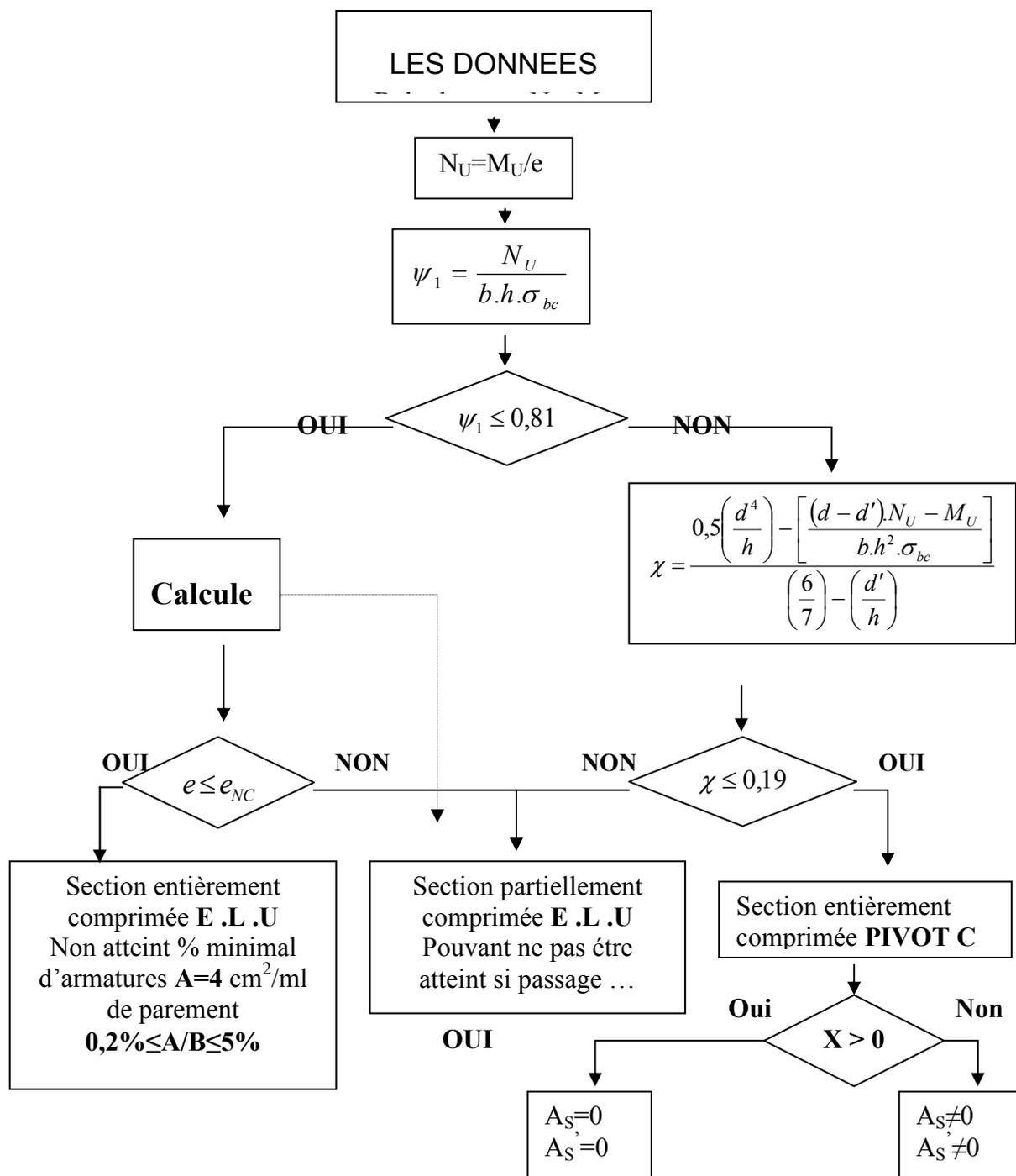
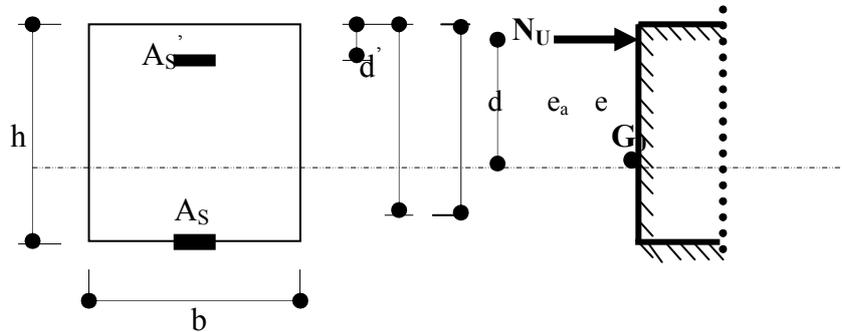
ORGANIGRAMME -3- TRACTION SIMPLE



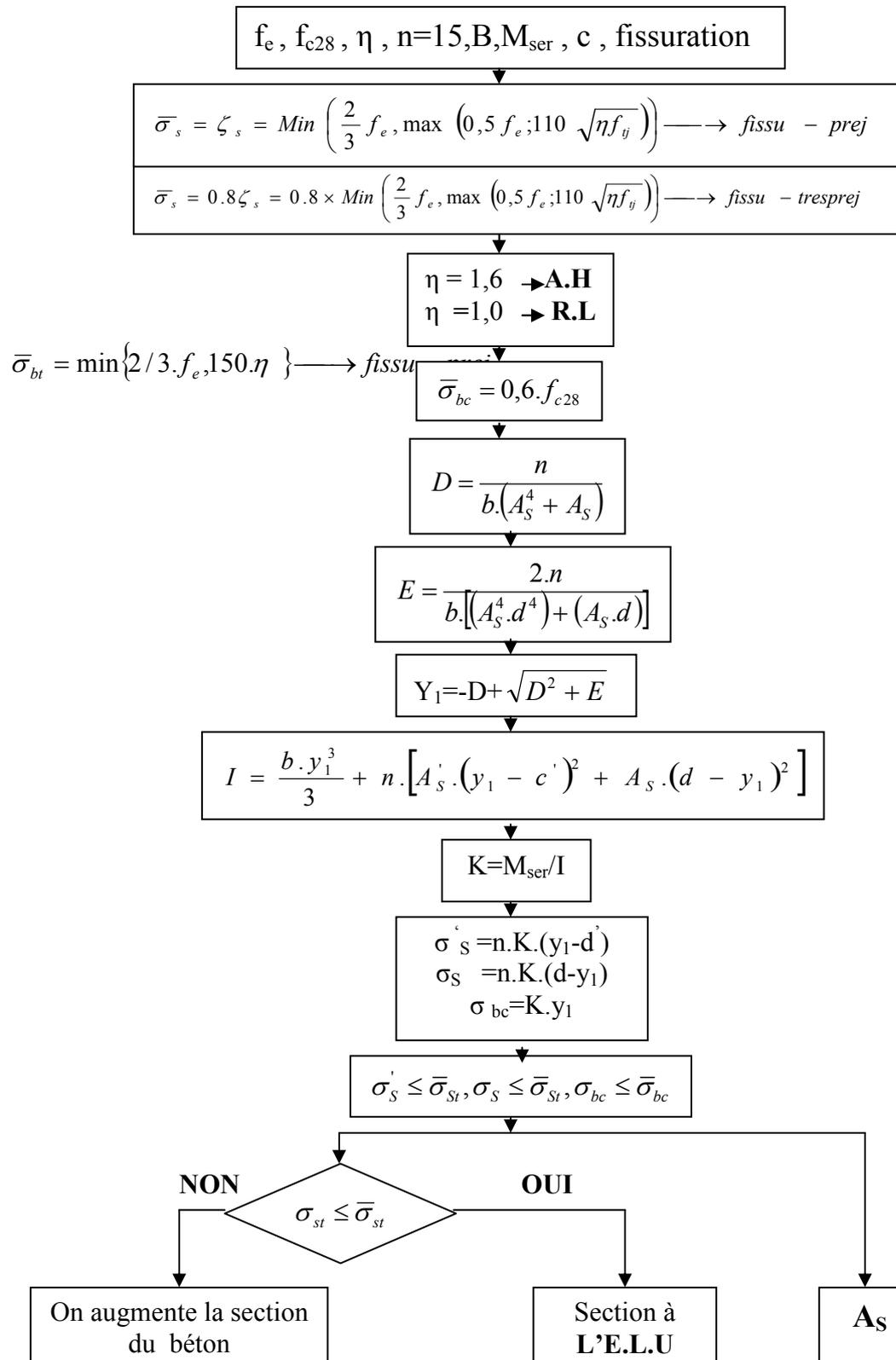
ORGANIGRAMME-4-
FLEXION COMPOSEE A E.L.S



ORGANIGRAMME -5-
CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE
A L'E .L .U EN FLEXION COMPOSEE



ORGANIGRAMME -6-
VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A -L'E.L.U



ORGANIGRAMME -7-
CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE
A L'EFFORT TRANCHANT

