



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

جامعة - البليدة 1-
UNIVERSITE DE BLIDA 1

كلية التكنولوجيا- دائرة الهندسة المدنية
FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

POUR L'OBTENTION DU DIPLOME
DE MASTER 2 EN GENIE CIVIL
OPTION : Structures et Matériaux

Thème

Conception Et Calcul Parasismique d'Une Structure RDC + 10 Contreventée Par Des Voiles Et Des Portique En Béton Armé

Réalisé par :

Mr .SLIMANI MOHAMED

Mr .DJIDJELI MOHAMED

Encadré par :

M^{me} BOULKHIOUTE

Promotion : 2014/2015

REMERCIEMENTS

Avant toute chose on remercie Allah le tout puissant de nous avoir donné le courage, la volonté et la patience de mener à terme ce travail.

Nous souhaitons formuler quelque remerciements aux personnes ayant collaboré de près ou de loin, à l'élaboration de ce mémoire mais aussi à la réussite de nos 5 années d'études en génie civil.

Dès lors nous aimerons remercier chaleureusement

En premier lieu notre promotrice M^{me} BELLEKHIOUË et co-promotrice M^{me} CHERFA pour leurs aides, leurs soutiens et leurs volonté de toujours nous faire aller plus loin dans nos réflexions, ainsi que leur confiance qu'il nous ont accordée dans la réalisation de ce projet.

L'ensemble des enseignants plus particulièrement les enseignants du département de génie civil à qui nous somme très reconnaissants.

Un grand hommage au professeur Mr Sethi paix à son âme que dieu l'accueille dans son vaste paradis.

Nous tenons surtout à remercier avec gratitude nos très chers parents sans lesquels nous existerons pas et qui nous ont conduit jusqu'à l'âge adulte pour leur aide et leurs soutiens sans jamais se douter de nos capacités.

 *Je dédie cette thèse à ...* 

A ma très chère mère SAMIA,

Affable, honorable, aimable : Tu représentes pour moi le symbole de la bonté par excellence, la source de tendresse et l'exemple du dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi.

Ta prière et ta bénédiction m'ont été d'un grand secours pour mener à bien mes études. Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ce que tu mérites pour tous les sacrifices que tu n'as cessé de me donner depuis ma naissance, durant mon enfance et même à l'âge adulte. Tu as fait plus qu'une mère puisse faire pour que ses enfants suivent le bon chemin dans leur vie et leurs études.

Je dédie ce travail a ma grand-mère FATOUMA en témoignage de mon profond amour. Puisse Dieu, le tout puissant, te préserver et t'accorder santé, longue vie et bonheur. A mes tantes Karima, FAIZA et mes oncles que dieu leur prete bonheur et longue vie.

A mon très cher père ALI

Rien au monde ne vaut les efforts fournis jour et nuit pour mon éducation et mon bien être. Ce travail est le fruit de tes sacrifices que tu as consentis pour mon éducation et ma formation.

A ma sœur sihem et sa petite famille redouane soheib ikram, grâce à elle je sais ce que veut dire « avoir une sœur » dans toute la noblesse de la formule. Merci pour la grande complicité qui nous unit depuis que j'étais en âge de m'en souvenir, et pour l'ensemble des sacrifices et des choses que tu m'as faite découvrir par ton statut d'aîné.

je dédie ce mémoire à une personne tres particuliere SARAH AMARI

A mes chères ami(e)s

Mon chère binôme Mohamed, mes meilleurs ami(e)s mehdi amine yacine zakj, samiha , ibtissem. abdessamad, ahmed, karim.

A tout les volontaires de SAAD DAHLEB

A tous mes camarades de la promotion de Génie civil 2014/2015

SLIMANI MOHAMED

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qui j'aime jusqu'à les frontières de l'imagination ; Ma chère mère, mon cher père, sans eux, je n'aurais pas abouti à ce stade d'étude, que Dieu puisse m'aider à les honorer, les servir et les combler.

A toute ma famille :

A mes frères.

A ma sœur.

A femme de mon frère.

A mes cher amis Bendahou Djamel e, Babaci Mohamed et Alhouwaysili Abed-samed

A mon binôme « Slimani Mohamed », A qui je souhaite tout le bonheur, ainsi qu'à sa famille.

A tous mes amis : Ibetissam, Amina, Ahlem, Hichem, Karim, Salim, Said, Kenza, Fatiha, Taleha, walid, Amine, Mohamed, Kamel.

A Tous mes enseignants de G.C.

A tout mes collègues d'étude.

Djidjeli Mohamed

م ا خ ص

هذه المذكرة تهدف إلى قياس أبعاد العناصر المقاومة لبناء مؤلف من (10) طوابق بالإضافة إلى الطابق الأرضي. هذا المشروع متواجد في ولاية البليدة و المصنفة كمنطقة ذات نشاط زلزالي قوي (المنطقة الثالثة) حسب النظام الجزائري المضاد للزلازل **RPA99 ver2003**.

حساب الأبعاد الأولية لمقاطع العناصر الأساسية كان وفقا لقوانين (*BAEL91 Modifié 99*), (**RPA99 ver2003**) و(*CBA93*).

تم إجراء التحليل الديناميكي للهيكل باستخدام برنامج التحليل "structural analysis program" *SAP2000 V14.2.2*.

تم تسليح الروافد و الأعمدة باستعمال *SOCOTEC*، و تمت الفحوصات و المراجعة بنفس البرنامج.

و بخصوص الأساس، فضلنا تقنية اللبشة و التي تم حسابها بالطريقة الكلاسيكية.

Résumé

Le présent mémoire consiste en l'étude d'un bâtiment en R+10 implanté dans la wilaya de Blida qui est classée en zone sismique III selon le **RPA99 version 2003**.

Le pré dimensionnement des éléments porteurs à été fait conformément au **BAEL91 Modifié 99**, **RPA99 ver2003** et au **CBA93**.

L'analyse dynamique de la structure a été réalisée à l'aide du logiciel d'analyse «structural analysis program» *SAP2000 V14.2.2*

Les poteaux et les poutres ont été ferrailés avec le logiciel *SOCOTEC*, les vérifications ont été menées par le même logiciel.

Pour la fondation on a opté pour un radier qui a été calculé par la méthode classique.

SUMMARY

This thesis is studing in 10 levels building located in Blida town which is classified in the third seismic area according to **RPA99 modified on 2003**.

The load-bearing elements are pre-sized in accordance with the regulations **BAEL91 modified on 99**, **RPA99 modified on 2003** and **the CBA93**.

Dynamic analysis of the structure was performed using the analysis software "structural analysis program" *SAP2000 V14.2.2*.

The pillars and beams reinforcement has been done with *SOCOTEC program*, checks were carried out by the same program.

For the foundation, we decided to use slab foundation which was calculated by the conventional method.

Sommaire

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

1. Introduction sur l'ouvrage :	2
1.1 Introduction générale :	2
1.2 A propos de notre ouvrage :	2
2. Caractéristiques des matériaux :	2
2.1 Le Béton :	4
2.2 L'acier :	7
2.3 Hypothèse de calcul :	9

Chapitre II : Pré dimensionnement

1. INTRODUCTION:	10
2. PREDIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS	10
2.1. Plancher A Corps Creux	10
2.2. Plancher à dalle pleine	12
Conclusion	12
3. EVALUATION DES CHARGES	15
3.1. Terrasse inaccessible	15
3.2. Planchers courants (corps creux)	16
3.3. Plancher dalle pleine	17
3.4. Mur extérieur	18
3.5. L'acrotère	18
4. PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES	19
4.1. Poutre Principale	20
4.2. Poutre secondaire	21
Conclusion	21

5. PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX	22
5.1. Principe	22
5.2. Procédure de pré dimensionnement	22
5.3. Surface reprise par Chaque Poteau	26
5.4. Evaluation de l'effort normal ultime	26
conclusion	40
Bloc B.....	41
a. Poteau de rive	41
b. Poteau d'angle	42
6. LES VOILES.....	44
6.1. Introduction	44

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

INTRODUCTION	45
1. ACROTÈRE.....	45
1.1 Introduction	45
1.2. Calcul Des Charges Sollicitant L'acrotère	46
1.3. Charge Permanente	46
1.4. Calcul de force sismique	47
1.5. Calcul Des Efforts	47
1.6. Ferrailage De La Section De L'acrotère	48
1.7.Vérification De La Section D'acier Selon "BAEL 91 "	49
1.8. Vérification à L'E.L.S	50
1.9. Vérification De L'effort Tranchant	51
1.10. Schéma de Ferrailage	52
2. ETUDE DES PLANCHERS A CORPS CREUX.....	53
2.1. Introduction	53
2.2. Calcul des poutrelles	53

2.3. Calcul Des Poutrelles	56
Ferraillage	56
Calcul du ferraillage	65
Vérifications	67
Vérification de la flèche	69
3. PLANCHER EN DALLE PLEINE.....	73
a. Evaluation des charges	73
b. Exemple de calcul.....	73
c. calcul des moments.....	74
d. Calcul des armatures transversales.....	76
e. Vérification à l'ELS	77
4. ESCALIER.....	82
4.1. Introduction	82
4.2.Définition des éléments d'un escalier	82
4.3. Evaluation des charges	84
4.4. Combinaison des charges	86
4.5.Diagramme des efforts internes.....	86
4.6. Calcul des armatures	87
4.7. Vérifications	88
5 BALCONS	93
5.1. Introduction	93
5.2. L'Epaisseur de balcon	93
5.3. Evaluation des charges	94
5.4. Schéma statique	94
5.5. Combinaison des charges	94
5.6. Calcul des efforts internes	95
5.7. Calcul du ferraillage	95

Vérification de l'E.L.S	96
Vérification de la flèche	97

Chapitre IV : Etude Dynamique En Zone Sismique

1-INTRODUCTION	98
2-ETUDE DYNAMIQUE.....	98
2.1.Introduction	98
2.2. Modélisation mathématique	98
2.3. Caractéristiques dynamiques propres	99
3-MODELISATION DE LA STRUCTURE	100
3.1. Modélisation de la rigidité.....	100
3.2. Modélisation de la masse	101
3.3.Conception du contreventement vertical	101
4 ETUDE SISMIQUE.....	102
4.1 Méthodes de calcul.....	102
4.2 Choix de la méthode dynamique modale spectrale :	103
4.3 Spectre de réponse.....	104
4.4 Procédure de calcul	105
5. RESULTATS DE L'ANALYSE	110
5.1Modèle Initial	110
5.2Modèle N°=1	114
5. 3Modèle2.....	118
5.4. Modèle Final	122
5.5. Vérification Spécifique Aux Sollicitations Normales.....	126
6. JUSTIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFET P-Δ	128
7.JUSTIFICATION DU CHOIX DU COEFFICIENT DE COMPORTEMENT.....	130
8.JUSTIFICATION DE LA LARGEUR DES JOINTS SISMIQUES.....	132
Bloc B	132

1. Détermination du déplacement inter étage.....	132
2. Calcul de la largeur des joints sismiques	132
Conclusion :.....	133

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistant

1.INTRODUCTION.....	134
2.FERRAILLAGE DES POTEAUX	134
2.1. Ferrailage Longitudinal.....	134
2.2. Vérification vis-à-vis de l’Effort Tranchant.....	144
3. FERRAILLAGE DES POUTRES	152
3.1 Introduction	152
3.2 Les Combinaisons de Charges	152
3.3 Recommandations des règlements	152
3.4 Calcul du ferrailage.....	153
3.5 Condition de Non Fragilité.....	163
3.6. Vérification vis-à-vis de l’Etat Limite de Service.....	163
3.7 Vérification Thermique.....	165
3.8. Vérification vis-à-vis de l’effort tranchant.....	167
3.9. Recouvrement des Armatures Longitudinales	168
3.10. Vérification de la flèche	169
4. FERRAILLAGE DES VOILES.....	172
4.1 Généralités.....	172
4.2. Introduction au ferrailage des voiles	173
4.3. Justification s sous sollicitations normales.....	174
4.4. Procédure De Ferrailage Des Trumeaux	178
Exemple de calcul (voile V1)	182
5. PRESENTATION DES RESULTATS	186
6. Ferrailage des linteaux	197
6.1 Premier Cas	197
6.2. Deuxième Cas	199
6.3. Ferrailage Minimal.....	199
Exemple de calcul	200

Chapitre VI : Etude de sol

1. INTRODUCTION.....	204
2. RECONNAISSANCE GEOTHECHNIQUE.....	204
2.1.-Méthodes géophysique.....	205
2.2. Les sondages mécaniques.....	205
2.3. Essais mécaniques.....	207
3. CAPACITE PORTANTE DU SOL.....	208
4. CONCLUSION.....	209

Chapitre VII : Etude de l'Infrastructure

1.INTRODUCTION.....	210
2.FACTEURS INTERVENANT DANS LE CALCUL DES FONDATIONS.....	210
3.CALCUL DES FONDATIONS.....	210
3.1 Semelles Filantes.....	210
3.2 Radier Nervuré.....	212
3.2.1 Pré dimensionnement du Radier.....	212
3.2.2 Dimensionnement Des Nervures.....	214
3.2.3 Caractéristiques Géométrique du Radier.....	216
3.2.4 Vérifications Nécessaires.....	216
3.2.5 Ferrailage du Radier.....	219
3.2.6 Ferrailage du Débord.....	224
4. ETUDE DU VOILE PÉRIPHÉRIQUE.....	231
4.1 Prédimensionnement.....	231
4.2 Évaluation des Charges.....	231
4.3 Effort dans la Dalle.....	232
4.4 Calcul du Ferrailage.....	232
4.5. Armature transversale.....	233

4.6. Condition de Non Fragilité	233
4.7 Vérification à l'ELS.....	233

Chapitre VIII : Caractéristiques des matériaux

VIII. INTRODUCTION :	236
1.BETON :	236
1.1 Propriétés des bétons durcis	237
2.Formulation des bétons	237
3. Durcissement du béton	240
4. Variations volumiques.....	240
5. Propriétés mécaniques :.....	242
5.1 Résistance (d'après C.B.A 93) :	242
6.Contraintes limites de calcul : [C.B.A 93 A.4.3]	243
6.1.L'état limite ultime :	243
6.2.L'état limite de service :	244
7. ACIER:.....	245
7.1 Caractéristiques mécaniques de l'acier :	245
7.2 Caractéristiques mécaniques de l'acier doux.....	245
7.3 Caractéristiques mécaniques de l'acier à haute adhérence	246
7.4 Adhérence.....	247

Liste des tableaux

Chapitre II : pré dimensionnement

Tableau II.1 : choix du l'épaisseur de la dalle pleine.....	13
Tableau II.2 : Composition de la Terrasse en corps creux.....	15
Tableau II.3: Composition du Plancher courants.....	16
Tableau II.4 : Composition de Plancher dalle pleine.....	17
Tableau II.5 : Composition de Mur extérieur.....	18
Tableau II.6 : Surface reprise par Chaque Poteau.....	26
Tableau. II.7 : Loi de dégression.....	27
Tableau II.8 : Choix Final des Poteaux Centraux.....	31
Tableau II.9 : Choix Final des Poteaux de Rives.....	35
Tableau. II.10 : Choix Final des Poteaux d'angle.....	39
Tableau II.11 : Choix Final des sections des Poteaux.....	40
Tableau II.11 : Choix Final des Poteaux de rives.....	42
Tableau II.12 : Choix Final des Poteaux d'angle.....	43
Tableau II.13 : Choix Final des sections des Poteaux.....	43

Chapitre III : calcul les éléments secondaires

Tableau III.1: Récapitulation du calcul des sections d'armatures entravée.....	65
Tableau III.2:Récapitulationducalcul des sections d'armatures sur appuis.....	66
Tableau III.3:Récapitulation du choix final de la section d'armature.....	66
Tableau III. 4.: vérification à l'ELS.....	68
Tableau III.5: calcul de la flèche.....	70
Tableau III.6 : Evaluation des charges.....	73
Tableau III.7: Ferrailage de la dalle pleine.....	75
Tableau III.8: Ferrailage de la dalle pleine.....	78
Tableau III.9 : Récapitulatif du calcul de la flèche.....	80
Tableau III.10:Charges Permanentes du Palier.....	84

Tableau III.11:Charges Permanentes de la Paillasse.....	85
Tableau III.12:Charges à l'ELU et l'ELS.	86
Tableau III.13 : Ferrailage de l'escalier.	87
Tableau III.14: Vérification à l'E.L.S.	89
Tableau III.15: Vérification de la flèche de l'escalier.....	91
Tableau III.16 : Combinaison des charges	94
Tableau III.17: Calcul des efforts internes	95
Tableau III.18 : Ferrailage du balcon.....	95
Tableau III.19 : Vérification des contraintes du balcon	97

Chapitre IV: Etude Dynamique En Zone Sismique

Tableau IV.1 : Facteur de Qualité 'q'.....	107
Tableau IV.2 :Sections des poteaux de chaque niveau	111
Tableau IV.3 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle Initial	112
Tableau IV.4 :Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle Initial.	113
Tableau IV.5 :Sections des poteaux de chaque niveau	115
Tableau IV.6 :Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle 1.....	116
Tableau IV.7 :Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle 1.....	117
Tableau IV.8 :Périodes et Facteurs de Participation Massique duModèle 2.....	120
Tableau IV.9 :Vérification des Déplacements Inter Etages du ModèleN°=2.	121
Tableau IV.10 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle Final	124
Tableau IV.11 :Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle Final.....	125
Tableau IV.12 :Vérification de l'Effort Normal pour les Poteaux.....	126
Tableau IV.13 :Périodes et Facteurs de Participation Massique duModèle final après la vérification spécifique aux sollicitations normales.....	127
Tableau IV.14 :Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle Final.....	128
Tableau IV.15 :Justification vis-à- vis de l'Effet P- Δ dans le Sens x.	129
Tableau IV.16 :Justification vis-à- vis de l'Effet P- Δ dans le Sens y.	129

Tableau IV.17 :Pourcentages des efforts tranchants dans le sens x.....	131
Tableau IV.18 :Pourcentages des efforts tranchants dans le sens y.....	131

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistant

Tableau V.1 :Tableau des Contraintes.....	134
Tableau V.2 :Ferrailages des poteaux à L'ELU.....	139
Tableau V.3 :Ferrailages des poteaux (G+Q±E).....	140
Tableau V.4 :Ferrailages des poteaux (0,8G±E).....	141
Tableau V.5 :Choix des Armatures des Poteaux.....	142
Tableau V.6 :Vérification des Contraintes des Poteaux.....	143
Tableau V.7 :Vérification de la Contrainte de Cisaillement des Poteaux.....	145
Tableau V.8 :Espacements Maximums selon R.P.A.99 Des poteaux.....	147
Tableau V.9 :Choix des Armatures Transversales des Poteaux.....	147
Tableau V.10 : Ferrailage des Poutres 30x55 (Situation Durable).....	155
Tableau V.11 :Ferrailage des Poutres 30x55 (Situation Accidentelle).....	156
Tableau V.12 :Ferrailage des Poutres 30x55 (Situation Accidentelle).....	157
Tableau V.13 :Ferrailage des Poutres 30x40 (Situation Durable).....	158
Tableau V.14 :Ferrailage des Poutres 30x40 (Situation Accidentelle).....	159
Tableau V.15 :Ferrailage des Poutres 30x40 (Situation Accidentelle).....	160
Tableau V.16 : Choix des Armatures pour les Poutres 30x 55.....	161
Tableau V.17 : Choix des Armatures pour les Poutres 30x40.....	162
Tableau V.18 : Vérification de la Condition de Non Fragilité.....	163
Tableau V.19 : Vérification des Poutres à l'ELS.....	164
Tableau V.20 : Vérification thermique des poutres à l'E.L.S.....	166
Tableau V.21 : Vérification de la Contrainte de Cisaillement.....	167
Tableau V.22 : Calcul des Armatures Transversales.....	168
Tableau V.23 : Vérification de la Flèche des Poutres.....	170
Tableau V.24 : Valeurs de (l_f/l)	175
Tableau V.25 : Calcul de $\sigma_{u\ lim}$	176
Tableau V.26 : Aciers verticaux et horizontaux.....	177
Tableau V.27 : Aciers transversaux.....	178
Tableau V.28 : Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple.....	183
Tableau VI.29 : Calcul des armatures verticales de l'exemple.....	184
Tableau V.30 : Caractéristiques des voiles.....	186

Tableau V.31 : Calcul des armatures Bout de voile ($V1, V1'$)	187
Tableau V.32 : Calcul des armatures du voile ($V2, V2'$).....	188
Tableau V.33 : Calcul des armatures du voile ($V3, V3'$).....	189
Tableau V.34 : Calcul des armatures du voile ($V4, V4'$).....	190
Tableau V.35 : Calcul des aciers de couture des voiles	191
Tableau V.36 : Calcul des aciers de compression.....	192
Tableau V.37 : Calcul des aciers horizontaux des voiles.....	193
Tableau V.38 : Ferrailage des linteaux	201

Chapitre VI : Etude de sol

Tableau VI.1 : Caractéristiques physiques du sol	206
Tableau VI.2 : résultats de la classification des sols selon L.C.P.C.....	207
Tableau VI.3 : limites d'Atterberg	207
Tableau VI.4 : caractéristique mécanique du sol	207
Tableau VI.5 : résultats de l'essai de compressibilité.....	208
Tableau VI.6 : résultats de l'analyse chimique	208

Chapitre VII : Etude de l'Infrastructure

Tableau VII.1 : Sections des Semelles Filantes.	211
Tableau VII.2 : Contraintes sous le radier à l'ELU.	218
Tableau VII.3 : Contraintes sous le radier à l'ELS.....	219
Tableau VII.4 : Calcul des moments à l'ELU.....	220
Tableau VII.5 : Calcul des moments à l'ELS.	221
Tableau VII.6 : Ferrailage des Panneaux du Radier.....	222
Tableau VII.7 : Vérifications CNF.....	223
Tableau VII.8 : Vérification des contraintes.....	223
Tableau VII.9 : Redimensionnement de la section d'armature du radier.....	223
Tableau VII.10 : Vérification des contraintes (correction).	224
Tableau VII.11 : Ferrailage des nervures (sens porteur).....	224
Tableau VII.12 : Ferrailage des nervures (sens non porteur).....	225
Tableau VII.13 : Vérification de la condition de non fragilité.....	225
Tableau VI.14 : Vérification des contraintes à l'ELS	225

Tableau VI.15 : Vérification des contraintes à l'ELS (correction).....	225
Tableau VII.16 :Vérifications des Contraintes du Béton et d'Acier.....	230
Tableau VII.17 : Ferrailage du Voile Périphérique.....	232
Tableau VII.18 : Vérification des Contraintes à l'ELS	234

Chapitre VIII: Caractéristiques des matériaux

Tableau VIII.1 : Evolution de la résistance du béton à la compression	242
Tableau VIII.2 :Caractéristique mécanique de l'acier doux.....	245
Tableau VIII.3 : Caractéristique mécanique de l'acier à haute adhérence	247

Liste des figures

Chapitre 1 : présentation de l'ouvrage.

Figure I.1 : Diagramme Contraintes – Déformations ELU.....	6
Figure I.2 : Diagramme Contraintes – Déformations ELS.....	7
Figure I.3 : Diagramme Contraintes – Déformations de l'Acier.....	8

Chapitre II : pré dimensionnement.

FigureII.1 : Plancher à corps creux	10
Figure II.2 : Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux	15
Figure II.3 : Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux	16
Figure II.4 : Coupe verticale du plancher courant à dalle pleine	17
Figure II.5. : Mur extérieur.....	18
Figure II.6 : L'acrotère.	18
Figure II.7 : Section Réduite du Poteau Carré.	24
Figure II.8 : Vue en plan « Types de Poteaux ».....	25
Figure II.9 : Représentation de la partie repris par le poteau	28
Figure II.10 : Représentation de la partie repris par le poteau	32
Figure II.11 : Représentation de la partie repris par le poteau	36
Figure II.12 : Schéma du voile.....	44

Chapitre III : calcul les éléments secondaires.

Figure III.1 : Acrotère	45
Figure III.2 : Diagrammes des efforts à L'ELU	48
Figure III.3 : Section de calcul de l'acrotère	48
Figure III.4 : Disposition des armatures dans l'acrotère	52
Figure III.5 : Coupe du plancher en corps creux.....	53
Figure III.6 : Les types des poutrelles	54
Figure III.7 : Les types des poutrelles	55
FigureIII.8: Dimensions De La Poutrelle.	56

Figure III.9: Les étaielements	59
Figure III.10 : Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à 01 travée.....	61
Figure III.11 :Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à 02 travées.	62
Figure III.12: Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à 08 travées	63
Figure III.13: Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à 08 travées	64
Figure III.14: ferrailage des poutrelles en travée, et en appuis	72
Figure III.15: schéma de la dalle plein	73
Figure III.16 : Ferrailage de la dalle pleine	81
Figure III.17: Plan de coffrage de l'escalier.....	82
Figure III.18:schéma statique de l'escalier	85
Figure III.19 : diagramme de moment fléchissant, Effort tranchant.....	87
Figure III.20 : Ferrailage de l'Escalier	92
Figure III.21:Dimensions du balcon.....	93
Figure III.22 : Schéma statique du balcon.....	94
Figure III. 23: Ferrailage de la dalle pleine du balcon.	97

Chapitre IV : Etude Dynamique En Zone Sismique.

Figure IV.1 : Modèle Initial.	110
Figure IV.2 : Modèle Initial.	111
Figure IV.3 : Modèle 1.	114
Figure IV.4 : Modèle 1.	115
Figure IV.5 : Modèle2.	118
Figure IV.6 : Modèle 2.	119
Figure IV.7 : Modèle Final.....	122
Figure IV.8 : Modèle Final.....	123

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistant.

Figure V.1 : Zone Nodale.....	136
Figure V.2 :Disposition des armatures dans les nœuds.....	150

Figure V.3 :Schéma de Ferrailage des poteaux.....	151
Figure V.4 :Disposition des Poutres.....	154
Figure V.5 :exemple de calcul.....	169
Figure V.6 : Schéma de Ferrailage des Poutres.	170
Figure V.7 : Schéma de Ferrailage des Poutres.	171
Figure V.8 : Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.....	174
Figure V.9 : Définition de l'élément mur.....	175
Figure V.10: Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.	180
Figure V.11 : Disposition des Armatures verticales dans les voiles	181
Figure V.12 : Disposition des voiles	186
Figure V.13 : Ferrailage Voile 1	194
Figure V.14 : Détail De Ferrailage bout de Voile 1 en élévation	194
Figure V.15 : Ferrailage Voile 2	195
Figure V.16: Détail Ferrailage Voile 2 en élévation	195
Figure V.17 : Ferrailage Voile 4	196
Figure V.18 : Détail Ferrailage Voile 4 en élévation	196
Figure V.19 : Ferrailage des linteaux type 1	202
Figure V.20 : Ferrailage des linteaux type 2	202
Figure V.21 : Répartition Des Contraint dans les linteaux	203

Chapitre VII : Etude de l'Infrastructure.

Figure VII.1 : Semelle Filante.....	211
Figure VII.2 : Schéma du panneau le plus sollicité.....	221
Figure VII.3 : Ferrailage de la Dalle du Radier.	224
Figure VII.4 : Ferrailage des nervures sens XX.....	227
Figure VII.5 : Ferrailage des nervures sens YY.....	228
Figure VII.6 : Schéma statique des débords.....	229
Figure VII.7 : Diagramme des Moments.	229
Figure VII.8 : Ferrailage de la Dalle du débord	230
Figure VII.9 : Ferrailage du Voile Périphérique.	235

Chapitre VIII : Caractéristiques des matériaux

Figure VIII.1 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU.....	244
Figure VIII.2 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS.....	244
Figure VIII.3 : Comportement rhéologique de l'acier doux.....	246
Figure VIII.4 : Comportement rhéologique de l'acier à haute adhérence	274
Figure VIII.5: Test d'arrachement « Pull-out test »	274

1. INTRODUCTION :

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation d'ingénieur à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment comportant un RDC + 10 étages (R+10), dont le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques avec une justification de l'interaction Portiques–voiles.

On a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis *SAP2000* pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le CBA93 et le RPA/version 2003.

Nous proposons de faire une étude Technique complète de dimensionnement et de vérification pour un bâtiment de R+10. Qui sera menée selon les étapes principales suivantes:

- La première étape portera sur la présentation complète du projet à étudier, la définition de ses différents éléments et le choix de matériaux à utiliser.
- La deuxième étape sera la détermination des actions verticales présentes dans le bâtiment et le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.
- La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (acrotère, garde-corps, escalier).
- La quatrième étape portera sur l'étude dynamique du bâtiment. L'étude sera réalisée par l'analyse du modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul SAP 2000.
- La cinquième étape portera sur le calcul du ferrailage des éléments structuraux.
- La sixième étape l'étude de sol.
- La septième étape portera sur l'étude de l'infrastructure.

1 Introduction sur l'ouvrage :

1.1 Introduction générale :

La structure, ou ossature, est le squelette d'un bâtiment. Elle supporte les efforts dus aux poids de la construction elle-même, aux charges d'exploitation (poids des personnes, du mobilier et des équipements), aux charges climatiques (neige, par exemple) et éventuellement sismiques.

La structure d'un bâtiment forme donc un tout. Toute modification, toute intervention sur l'une de ses parties peut avoir des répercussions sur l'ensemble structural du bâtiment

1.2 A propos de notre ouvrage :

1.2.1 Situation et destination :

Le présent travail a pour but d'étudier un bâtiment à usage bureaux comportant un rez-de-chaussée et dix étages qui est implanté à AFROUN Wilaya de BLIDA, précisément dans la (zone III) selon RPA 99 v 2003

1.2.2 Mise en évidence de notre mission :

La mission qui nous a été confiée était de modéliser la structure sur un logiciel de calculs aux éléments finis (SAP2000), de dimensionner le contreventement à tous les niveaux, et de dimensionner le système de fondation, tous cela en respectant la réglementation.

1.2.3 Caractéristique géométrique :

Notre structure est entièrement prévue en béton armé et a une forme régulière en plan, le plancher terrasse est inaccessible.

Les dimensions en plan et en élévation sont récapitulées ci-après :

A- Les dimensions en élévation :

Hauteur totale à partir du niveau 0,0m.....	41,14 m
Hauteur du RDC et l'étage courant	3,74 m

B – Les dimensions en plan :

Longueur totale en plan	31,12 m
Largeur totale en plan	28,18 m

1.2.4 Ossature :

L'ossature est constituée par des portiques en béton armé et par des voiles pour assurer une bonne tenue vis-à-vis de l'action sismique .

1.2.5 Classification de l'ouvrage selon son importance : [2]

Ce bâtiment est à usage bureaux doté et sa hauteur ne dépasse pas 48 m, il doit donc appartenir aux ouvrages du groupe 02.

1.2.6 Planchers :

Le type du plancher est en fonction de :

- La portée des différentes travées
- Les charges à supporter
- La forme du plancher.

Selon les critères ci-dessus nous optons pour 02 types de plancher pour notre ouvrage :

- Plancher en corps creux à base de poutrelles.
- Plancher en dalles pleines.

1.2.7 Maçonnerie :

On a deux types :

1- **Murs extérieurs** : sont composés de :

- Une cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.
- Plaque de plâtre de 1.2cm d'épaisseur.

2- **Murs intérieurs** :

- Double plaque platre séparé par une isolation.

1.2.8 Revêtement :

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Carrelage.
- Revêtement de façade (fibres-ciment)
- Faux plafond.

1.2.9 Acrotère :

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère créé en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

1.2.10 Escaliers :

Notre structure comporte 1 type d'escaliers :

- escalier droit à deux volées.

1.2.11 Ascenseurs :

Notre structure comporte un ascenseur.

2. Caractéristiques des matériaux :

L'objectif de cette partie est de présenter les principales caractéristiques des matériaux utilisés en Béton Armé, puis les modèles adoptés pour conduire les calculs réglementaires.

2.1 Le Béton :

Le choix de la qualité du béton, doit répondre aux conditions suivantes :

- Le béton doit être plutôt ductile, ce qui conduit à ne choisir que des bétons à résistance élevée.
- Pour éviter que des désordres ou des endommagements ne se produisent trop facilement, il est recommandé de ne pas utiliser des bétons de trop faible résistance (≥ 22 MPA).
- Les formes de coffrages et les dispositions du ferrailage seront conçues de façon à faciliter la mise en place du béton, particulièrement dans les nœuds d'ossature et les éléments verticaux.

Donc, on choisira de préférence un béton de bonne qualité, facile à mettre en œuvre, sans chercher de performances exceptionnelles.

En exécution, il conviendra de veiller à respecter la constance des propriétés du béton.

a- Résistance à la compression (j) jours :

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours. Cette dernière est notée par f_{c28} .

$$\text{Pour : } \begin{cases} j < 28 \text{ jours : } f_{cj} = 0,658 \times f_{c28} \times \text{Log}_{10}(j + 1) \\ j > 28 \text{ jours : } f_{cj} = f_{c28} \\ j \gg 28 \text{ jours : } f_{cj} = 1,1 \times f_{c28} \end{cases}$$

La résistance de notre béton est prise égale à $f_{c28} = 25$ MPA. Elle est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de diamètre 16 cm (section 200 cm²) et de hauteur 32cm.

b- Résistance à la traction

Elle est déterminée par plusieurs essais, La résistance caractéristique à la traction est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06.f_{cj} \text{ (MPa)}$$

Pour le cas de notre structure on utilise le même dosage en béton avec une résistance caractéristique à la compression f_{c28} et a la traction f_{t28} telle que :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \text{donc} \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

c- Module de déformation longitudinale :

Ce module est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée d'application.

1. Module de déformation instantanée :

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures

$$E_{ij} = 1100 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{D'où on a} \quad E_{i\ 28} = 32164,2 \text{ MPa}$$

2. Module de déformation longitudinale différée :

Pour des charges de longue durée d'application, on a :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{D'où on a} \quad E_{v\ 28} = 10818,87 \text{ MPa}$$

d- La masse volumique du béton armé :

$$\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$$

e- Coefficient de Poisson

La déformation longitudinale est accompagnée par une déformation transversale, le coefficient de Poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

Dans les calculs, le coefficient de Poisson est égal à :

$$\nu = 0 \quad \Leftrightarrow \text{ Béton fissuré à L'E.L.U}$$

$$\nu = 0,2 \quad \Leftrightarrow \text{ Béton non fissuré à L'E.L.S}$$

f- Les Contrainte Limites :**1. Etat limite ultime « E.L.U » :**

Dans le cas d'une vérification à l'E.L.U, on devra justifier :

- la résistance de tous les éléments de la construction
- la stabilité de ces éléments compte tenu des effets du 2ème ordre.
- l'équilibre statique de l'ouvrage.

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par :

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

Avec : γ_b : Coefficient de sécurité tel que :

$$\gamma_b = 1,5 \quad \text{Cas des actions courantes transitoires}$$

$$\gamma_b = 1,15 \quad \text{Cas des actions accidentelles}$$

Le coefficient réducteur de 0,85 tient compte de la dégradation de l'adhérence acier-béton sous l'action de quelques cycles de déformation post-élastique. [4]

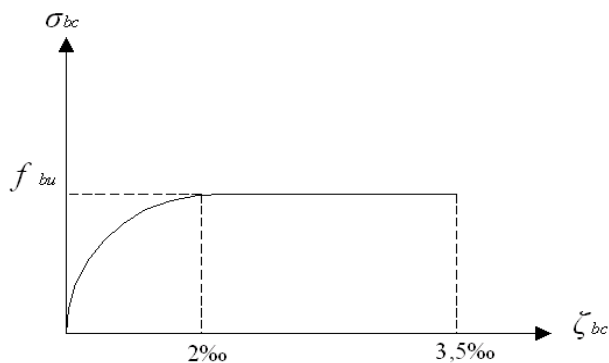


Figure I.1 : **Diagramme Contraintes – Déformations ELU.**

2. Etat limite de service « E.L.S »

C'est un état au delà duquel l'ouvrage (ou un de ces éléments) ne vérifie plus:

- le confort
- et/ou la durabilité

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

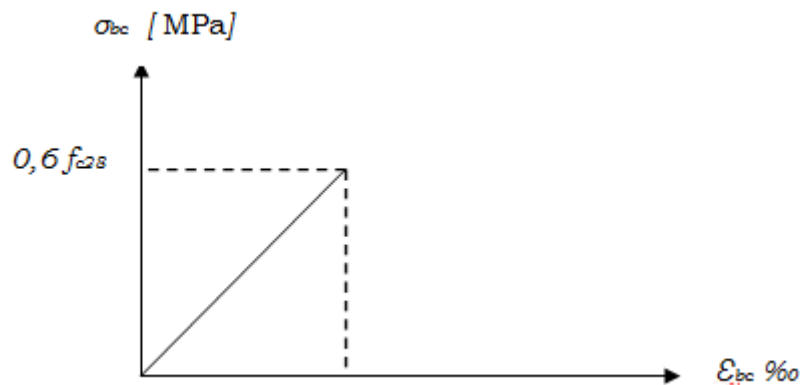


Figure I.2 : **Diagramme Contraintes – Déformations ELS.**

2.2 L'acier :

Afin de remédier au problème de faible résistance du béton à la traction on intègre dans les pièces du béton des armatures pour reprendre ces efforts de traction.

Pour assurer une réserve de déformation plastique des éléments de structure, il est recommandé d'avoir un écart suffisant entre la contrainte de rupture et la limite élastique. Le règlement demande donc que l'allongement minimal garanti soit $\geq 5\%$ hors la zone de striction. Il y a lieu d'éviter les barres lisses. [4]

Les armatures pour le béton armé se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface. Dans notre projet on opte pour des armatures à haute adhérence (HA) : FeE400.

a-Contrainte limite de l'acier

1. Etat Limite Ultime « E.L.U »

On adopte le diagramme contrainte –déformation suivant avec :

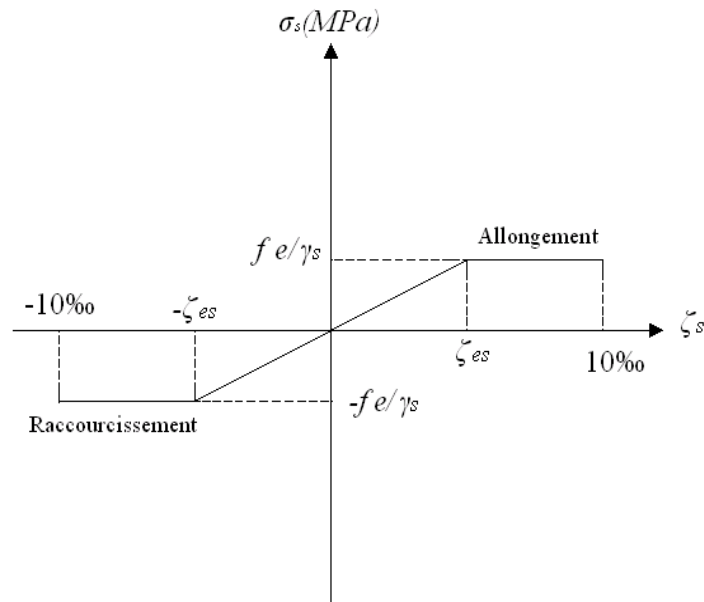


Figure I.3 : Diagramme Contraintes – Déformations de l'Acier.

σ_s : Contrainte de l'acier

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier il a pour valeur

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \text{ cas d'actions courantes.} \\ \gamma_s = 1.00 \text{ cas d'actions accidentelles.} \end{array} \right.$$

ε_s : Allongement relatif de l'acier : $\varepsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

2-Etat limite de service « E.L.S » :

- Fissuration peu nuisible, pas de vérification
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} fe; \max(0.5 fe; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})\right)$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = 0.8 \min\left(\frac{2}{3} fe; \max(fe; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})\right)$

η : Coefficient de fissuration tels que

$$\eta = 1 \quad \text{pour des aciers ronds lisses}$$

$$\eta = 1,6 \quad \text{pour des aciers de H.A.}$$

b- Module d'Elasticité de l'Acier :

Le module d'élasticité de l'acier sera pris égale à : $E_s = 2,1 \cdot 10^5$ MPa

2.3 Hypothèse de calcul :

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

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple.
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.
- La contrainte de calcul, notée " σ_s " et qui est définie par la relation est $\frac{f_e}{\sigma_s}$ égale à

$$\text{Haute adhérence} \begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

- Allongement de rupture : $\zeta_s = 10\%$.

1- INTRODUCTION

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

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structurel lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel SAP2000 (ver 14.2.2) moyennant la méthode d'analyse modale spectrale, vu que les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies.

2- ETUDE DYNAMIQUE

2.1. Introduction

Au début de chaque analyse dynamique, il est toujours nécessaire de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit ensuite dans un programme de calcul dynamique qui permet la détermination des modes propres de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

2.2. Modélisation mathématique

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (D.D.L.) infini par un modèle ayant un nombre de D.D.L. fini et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

2.3. Caractéristiques dynamiques propres

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé, l'équation d'un tel système est donnée par :

$$[M]\{\ddot{X}(t)\} + [K]\{X(t)\} = \{0\} \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

- [M] : Matrice de masse de la structure.
- [K] : Matrice de rigidité de la structure.
- $\{\ddot{X}\}, \{X\}$: Vecteur des accélérations et vecteur des déplacements respectivement de la structure.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui est donné par :

$$\{X(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

- $\{A\}$: Vecteur des amplitudes.
- ω : Fréquence de vibration.
- φ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

$$\{\ddot{X}(t)\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (3)$$

En substituant les équations (2) et (3) dans l'équation (1) ; on aura :

$$[[K] - \omega^2 [M]] \{A\} \sin(\omega t + \varphi) = \{0\} \dots \dots \dots (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quelque soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$[[K] - \omega^2 [M]] \{A\} = \{0\} \dots \dots \dots (5)$$

... ..

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues "A_i". Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice Δ_ω est nul c'est à dire :

$$\Delta_\omega = |[K] - \omega^2[M]| = 0 \dots \dots \dots (6)$$

L'expression ci dessus est appelée "Equation caractéristique".

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (n) en (ω^2) .

Les (n) solutions $(\omega_1^2, \omega_2^2, \omega_3^2, \dots, \omega_n^2)$ sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibrations possibles.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond à ω_1 et il est appelé mode fondamental

$$\omega_1 < \omega_2 < \omega_3 \dots < \omega_n$$

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{A\}_i$ ou forme modale (modal Shape).

3-MODELISATION DE LA STRUCTURE

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est la modélisation adéquate de cette dernière.

Vue la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour un logiciel de calcul existant depuis quelques années et qui est à notre portée : il s'agit du SAP2000 (version 14.2.2).

3.1. Modélisation de la rigidité

On considère que notre structure a p nœuds et comporte au total n DDL numérotés de 1 à n, dans le cas général il existe six DDL par nœud, le nombre n a donc pour valeur : $n=6.p$.

3-1-1 les éléments de portique

Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degré de liberté (trois translations et trois rotations).

- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différent niveaux (niveau i et niveau i+1).

3-1-2 les voiles

Les voiles ont été modélisés par des éléments coque (Shell éléments) à 04 nœuds, Leur rôle :

- Assurer la stabilité des ouvrages vis-à-vis des charges horizontales
- Raidir la structure.

3.2. Modélisation de la masse

- La masse est calculée par l'équation $(G + \beta Q)$ imposée par le "RPA99 version 2003".
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton armé.
- La masse des plancher a été répartie sur les poutres.
- En choisissant l'option (Mass source / From loads), le SAP 2000 calcule tout seul les masses des planchers et la masse totale de la structure à partir des charges permanentes et d'exploitation sollicitant la structure, et ce en utilisant la formule $(G+\beta Q)$ imposée par le « RPA99 v2003 ».
- Tel que : $\beta=0,2$ (bâtiment d'usage Bureaux,).

3.3. Conception du contreventement vertical

Pour une bonne conception parasismique il faudra :

- Disposer les éléments de contreventement d'une manière symétrique dans chaque direction afin de limiter la torsion d'ensemble.
- Eloigner les éléments verticaux parallèles afin de disposer d'un grand bras de levier du couple résistant à la torsion.
- Maximiser la largeur des éléments verticaux afin de diminuer la déformabilité horizontale.
- Superposer les éléments verticaux, afin de créer des consoles verticales de section constante ou élargies vers le bas.

4 ETUDE SISMIQUE

4.1 Méthodes de calcul

Le choix de la méthode de calcul et la maîtrise de la modélisation de la structure doivent donc avoir pour objectif une approche aussi fidèle que possible du comportement réel de l'ouvrage considéré, compte tenu non seulement du type d'ossature, mais aussi des caractéristiques du matériau constitutif.

- la détermination de la réponse de la structure peut se faire par trois méthodes de calcul dont le choix est fonction à la fois du type de la structure et de la nature de l'excitation dynamique, il s'agit donc de s'orienter vers l'une ou l'autre des méthodes suivantes :

- Analyse temporelle :

À partir des accélérogrammes, elle donne la valeur de la réponse de la structure en fonction du temps.

- analyse modale spectrale :

Il s'agit de mettre en évidence les modes propres du mouvement libre et d'introduire le spectre de dimensionnement qui fournit la valeur de la réponse maximale.

- Calcul statique équivalent :

Le calcul statique équivalent implique la substitution au calcul dynamique des équivalents statiques qui sont censés produire les mêmes effets. Le calcul statique peut être considéré comme dérivant de l'analyse modale par les simplifications suivantes :

- le mode fondamental est seul pris en compte.
- La déformée du mode fondamentale est arbitrairement assimilée à une droite pour les structure à portique et à une parabole pour les structures en voiles.

4.2 Choix de la méthode dynamique modale spectrale :

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des effets maximaux d'un séisme sur une structure. Elle est caractérisée par :

- La sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse.
- Le comportement supposé élastique de la structure permettant le calcul des modes propres.

L'analyse modale est basée sur les observations suivantes :

- La réponse d'une structure est prépondérante au voisinage de certaines fréquences de résonance.
- Le comportement de la structure pour ces fréquences particulières est appelé mode de vibration.
- Le comportement global peut être considéré comme la combinaison des contributions des différents modes.

L'analyse dynamique – méthode modale spectrale – peut être appliquée pour tout type de structure (bâtiments irréguliers, ouvrages à risque spécial qu'ils soient réguliers ou irréguliers).

Et d'après le RPA :

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.

4.3 Spectre de réponse

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

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

-La longueur de l'intervalle temporel définissant le spectre de réponse doit comprendre les périodes des 'n' modes utiles considérés dans le calcul de la réponse.

-Une fois le spectre de réponse injecté dans le fichier des données la réponse sismique est obtenue sous différentes combinaisons de charges (G, Q et E).

4.4 Procédure de calcul

a. Calcul de la force sismique totale (statique équivalente)

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

Groupe	Zone		
	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

Tableau IV: Coefficient d'accélération de zone A.

Dans notre cas : on a un bâtiment à usage Bureaux, donc il est de Groupe 2 (ouvrage d'importance moyenne). Ce qui implique $A=0,25$.

• Facteur d'amplification dynamique moyen D

Il est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure où :

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

La catégorie de site est : sol meuble S3 \Rightarrow $\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s.} \\ T_2 = 0.50 \text{ s.} \end{cases}$

- Le facteur de correction d'amortissement η est fonction du pourcentage critique ξ où : $\xi = 7\%$.

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = 0,88$$

- La période fondamentale :

La valeur de la période fondamentale (T_f) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques qui sont données par le "RPA 99 version 2003" :

- Soit
$$T_f = C_T (h_N)^{3/4}$$

h_N : La hauteur du bâtiment mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (h)

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

Dans notre cas on a : $C_T = 0,05$.

$$T_f = 0,050 (41,14)^{3/4} = 0,81s.$$

- Par ailleurs :
$$T_f = \frac{0,09xhn}{\sqrt{D}}$$

Avec : h_N : La hauteur, mesurée en mètre, à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

D : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

- Suivant la direction (x - x) : $T_{fx} = \frac{0,09 \times 41,14}{\sqrt{27,85}} = 0,7s$

- Suivant la direction (y - y) : $T_{fy} = \frac{0,09 \times 41,14}{\sqrt{25,55}} = 0,77s$

$$\Rightarrow T = \min (0,7 ; 0,77 ; 0,81) = 0.7$$

$$D'ou : D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 0.3s \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} (3.0/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

$$\Rightarrow D_x = 2,5 * 0,88 * \left(\frac{0,5}{0,7}\right)^{2/3} = 1,76$$

$$\Rightarrow D_y = 2,5 * 0,88 * \left(\frac{0,5}{0,7}\right)^{2/3} = 1,76$$

- **Facteur de qualité Q**

Il est fonction de :

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

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q = 1,20$$

critère q	P _q			
	suivant x		suivant y	
	Observé	Non observé	Observé	Non observé
1- condition minimale sur les files de contreventement	-	0,05	-	0,05
2-Redondances en plan	-	0,05	-	0,05
3- Régularité en plan	-	0,05	-	0,05
4- Régularité en élévation	-	0,05	-	0,05
5-Contrôle de la qualité des matériaux	0	-	0	
6-Contrôle de la qualité de l'exécution	0	-	0	-
Totale	0,2		0,2	

Tableau IV.1 : **Facteur de Qualité 'q'**.

- **Le Poids Total De La Structure**

$$w = \sum_{i=1}^n w_i \quad \text{et} \quad w_i = w_{Gi} + \beta w_{Qi}$$

Où :

β : est la valeur du coefficient de pondération, selon le tableau 4.5 notre structure est classée dans le cas 1 : Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés donc $\beta=0,2$.

- **Coefficient de comportement R:**

Il est en fonction du système de contreventement, on prendra : $R = 5$ (Mixte portique /voiles avec interaction). Nous essayerons de justifier cette valeur en fin de chapitre.

$$\Rightarrow V = \begin{cases} V_x = \frac{(0.25)(1.76)(1.20)}{5} w \Rightarrow V_x = V_y = 0.1056 W \\ V_y = \frac{(0.25)(1.76)(1.20)}{5} w \Rightarrow V_x = V_y = 0.1056 W \end{cases}$$

b. Résultante des forces sismiques de calcul

L'une des 1^{ères} vérifications préconisées par le "RPA99 version 2003" est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base " V_t " obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée 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 faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport $r = \frac{0,8V}{V_t}$.

c. Vérification des déplacements inter étage

On doit vérifier que : $\Delta_k^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_k^y \leq \bar{\Delta}$

Où $\bar{\Delta} = 0.01h_e$

Avec :

$$\delta_k^x = R\delta_{ek}^x \text{ et } \delta_k^y = R\delta_{ek}^y$$

$$\Delta_k^x = \delta_k^x - \delta_{k-1}^x \text{ et } \Delta_k^y = \delta_k^y - \delta_{k-1}^y$$

- 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).
- Si Les déplacements la térauxinter étage dépassent les valeurs admissibles, il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure. Pour cela on peut:
 - 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, en revanche, l'ajout des voiles de contreventement est la solution inévitable. Le problème qui se pose ici c'est bien la bonne disposition de ces voiles dans la structure.

5. RESULTATS DE L'ANALYSE

Remarque : l'épaisseur des voiles utilisés est égale à $e=15$ cm.

5.1 Modèle Initial (voir figure ci-dessous)

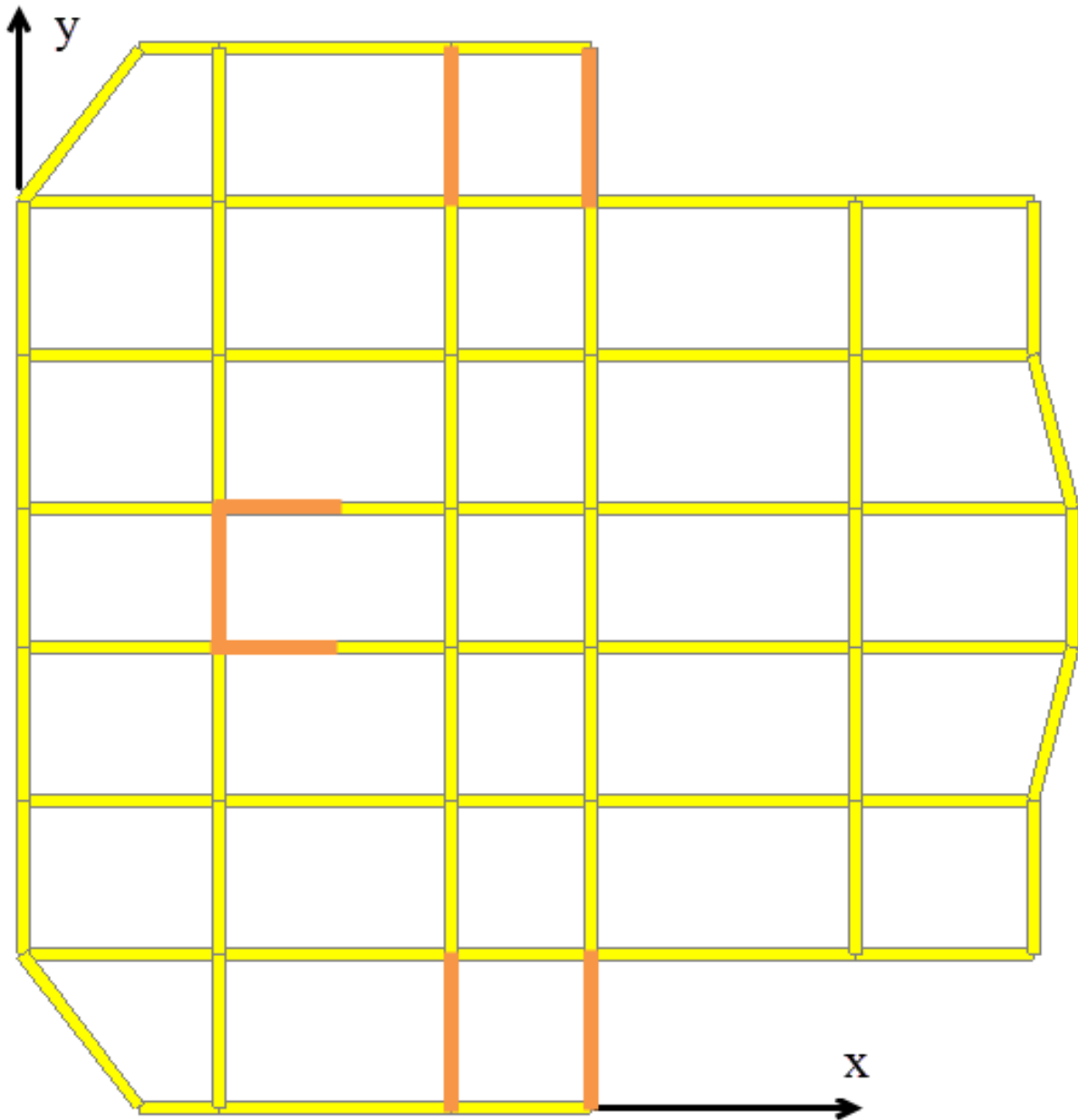


Figure IV.1 : **Modèle Initial.**

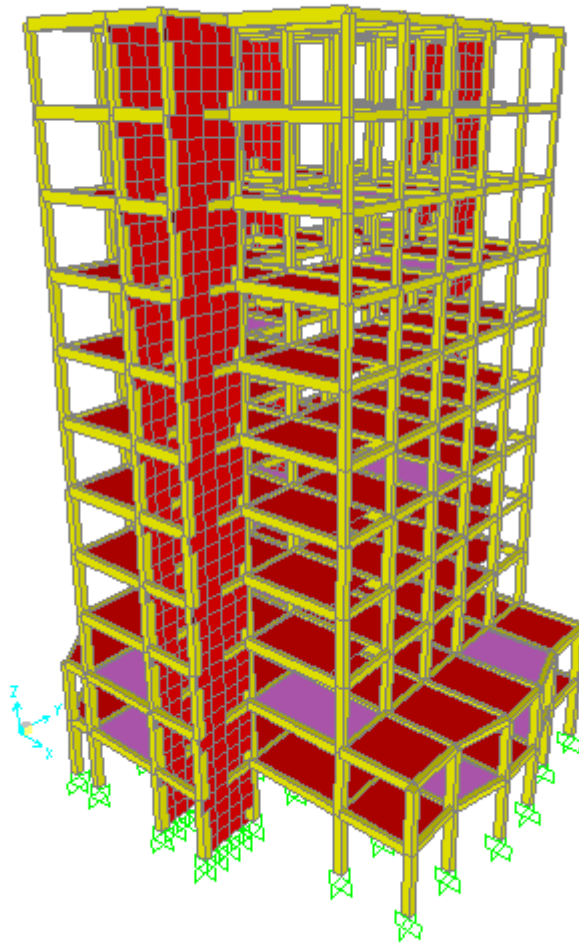


Figure IV.2 : Modèle Initial.

Etages	Elément	Section Epaisseur (cm)
10 ^{ème} / 9 ^{ème} / 8 ^{ème}	Poteau	35x35
	Voile	15
7 ^{ème} / 6 ^{ème} / 5 ^{ème} .	Poteau	40x40
	Voile	15
4 ^{ème} / 3 ^{ème} / 2 ^{ème}	Poteau	45x45
	Voile	15
1 ^{er} / RDC	Poteau	50 x 50
	Voile	15

Tableau IV .2 : .sections des poteaux de chaque niveau

A)- Analyse Modale

		FACTEUR DE PARTICIPATION MASSIQUE (%)					
Modes	Période(s)	U _x	U _y	U _z	ΣU _x	ΣU _y	ΣU _z
1	1,56836	0,65284	0	9,292E-07	0,65284	0	9,292E-07
2	1,459584	0	0,07634	0	0,65284	0,07634	9,292E-07
3	1,184478	0	0,53137	0	0,65284	0,60771	9,292E-07
4	0,513111	0,15035	1,825E-19	1,844E-06	0,80318	0,60771	2,773E-06
5	0,467886	2,556E-19	0,01055	2,676E-18	0,80318	0,61826	2,773E-06
6	0,291428	1,061E-17	0,17223	1,83E-16	0,80318	0,79049	2,773E-06
.
.
.
12	0,129598	1,519E-14	0,09695	4,391E-14	0,93879	0,90104	0,18671

Tableau IV.3 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle Initial

B)- Constatations

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période du 1^{er} Mode $T_1 = 1,56836$ s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 12^{ème} mode.
- Le premier mode est un mode de translation parallèlement à l'axe x de l'ordre 65,28%.
- Le deuxième mode est un mode de rotation.
- Le troisième mode est un mode de translation parallèlement à l'axe y de l'ordre 53,14%.

C)- Résultantes des forces sismiques

- $W = 52993,475$ kN.
 - $\Rightarrow V^x = V^y = 5722,370$ kN $\Rightarrow 0,8V^x = 0,8V^y = 4577,896$ kN
 - $F_1 = V_t^x = 2936,885$ kN et $F_2 = V_t^y = 3172,048$ kN.
- $V_t^x < 0,8V_x \Rightarrow r_x = 1,56$
- $V_t^y < 0,8V_y \Rightarrow r_y = 1,44$

Remarque : D'après l'RPA99 v2003, on doit multiplier les valeurs des déplacements latéraux inter-étages de la structure par le coefficient r_x (ou r_y) selon la direction.

D)- Vérification des Déplacements inter étage

$$r_x=1,56 \quad ; \quad r_y=1,44$$

Z(m)	$\delta_{eK}^x (cm)$	$\delta_{eK}^y (cm)$	$\delta_K^x (cm)$	$\delta_K^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	$\Delta_K^y (cm)$	$\bar{\Delta}(cm)$	Observation
41,14	10,731	6,749	53,656	33,744	4,022	3,633	3,74	non vérifier
37,4	9,927	6,022	49,634	30,110	4,652	3,748	3,74	non vérifier
33,66	8,996	5,272	44,982	26,362	5,300	3,840	3,74	non vérifier
29,92	7,936	4,504	39,682	22,522	5,573	3,839	3,74	non vérifier
26,18	6,822	3,737	34,109	18,683	5,979	3,801	3,74	non vérifier
22,44	5,626	2,976	28,130	14,882	6,244	3,661	3,74	non vérifier
18,7	4,377	2,244	21,886	11,221	6,011	3,371	3,74	non vérifier
14,96	3,175	1,570	15,875	7,850	5,805	2,997	3,74	non vérifier
11,22	2,014	0,971	10,070	4,853	5,008	2,041	3,74	non vérifier
7,48	1,012	0,562	5,062	2,812	3,277	1,763	3,74	vérifier
3,74	0,357	0,210	1,785	1,048	1,785	1,048	3,74	vérifier

Tableau IV.4 : Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle Initial.

➤ Les déplacements la téraux inter étage dépassent les valeurs admissibles il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure.

5.2 Modèle N°=1 (voir figure ci-dessous)

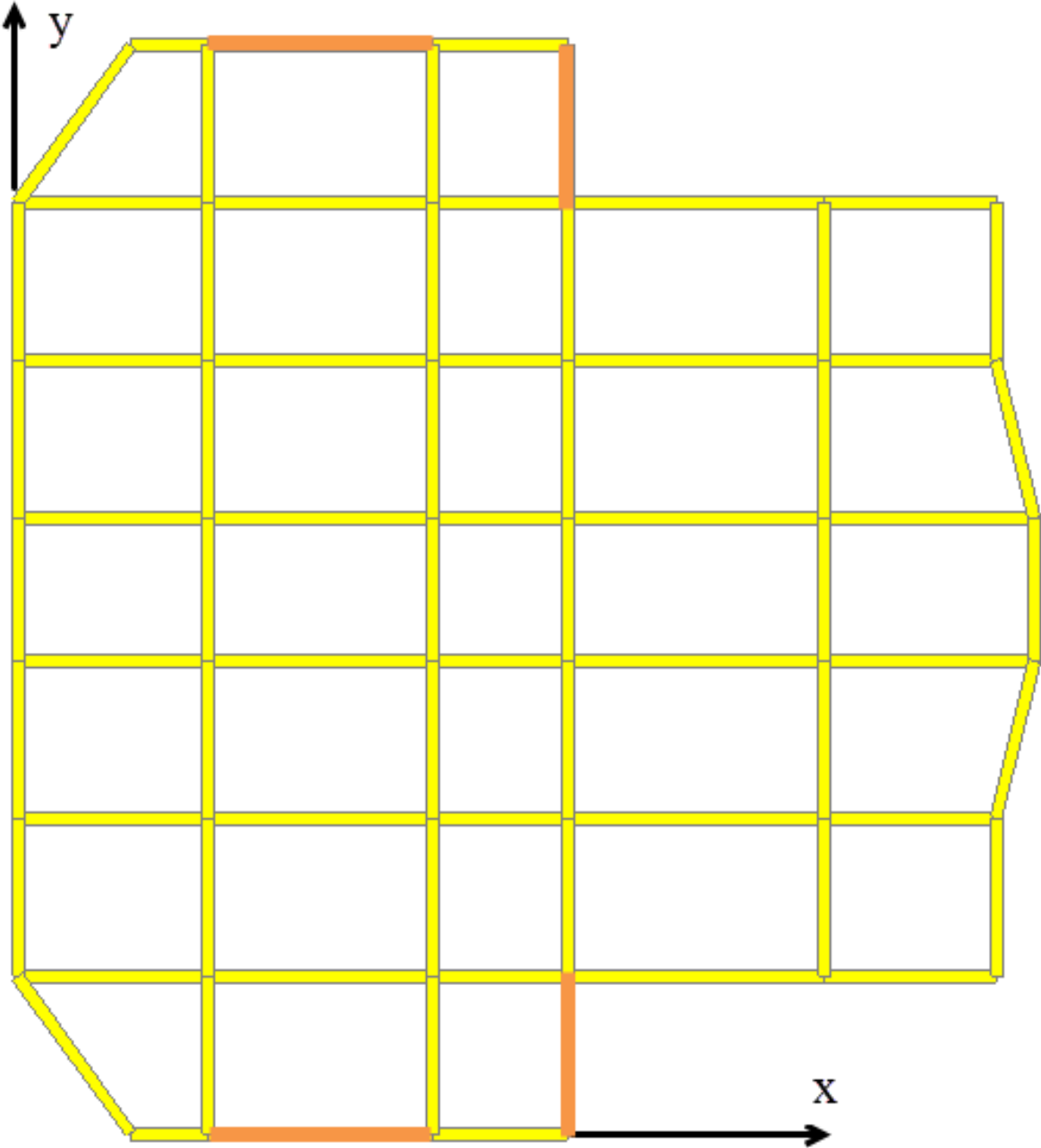


Figure IV.3 : **Modèle 1.**

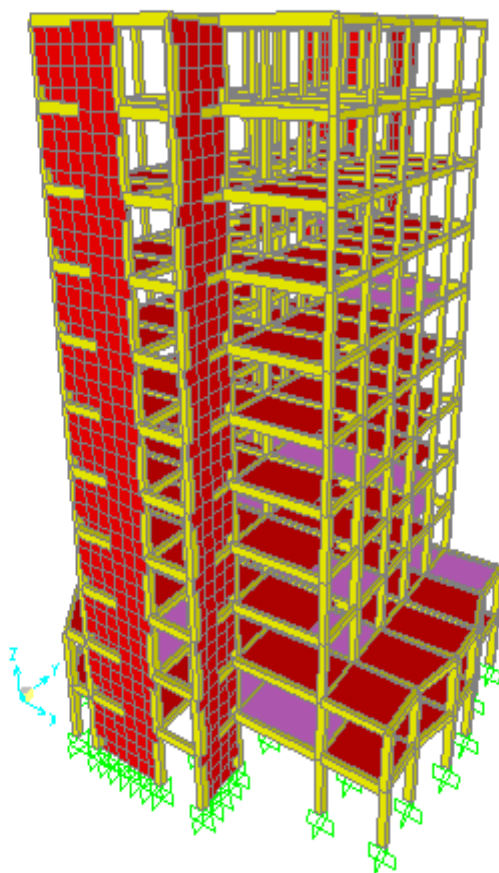


Figure IV.4 : Modèle 1.

Etages	Elément	Section Epaisseur (cm)
10 ^{ème} / 9 ^{ème} / 8 ^{ème}	Poteau	35x35
	Voile	15
7 ^{ème} / 6 ^{ème} / 5 ^{ème} .	Poteau	40x40
	Voile	15
4 ^{ème} / 3 ^{ème} / 2 ^{ème}	Poteau	45x45
	Voile	15
1 ^{er} / RDC	Poteau	50 x 50
	Voile	15

Tableau IV.5 : .sections des poteaux de chaque niveau

A)- Analyse Modale

Modes	Période(s)	FACTEUR DE PARTICIPATION MASSIQUE (%)					
		U _x	U _y	U _z	ΣU _x	ΣU _y	ΣU _z
1	1,498712	0	0,61899	0	0	0,61899	0
2	1,140141	0,61166	0	3,541E-06	0,61166	0,61899	3,541E-06
3	0,894177	0	0,01179	0	0,61166	0,63079	3,541E-06
4	0,420015	1,318E-18	0,16937	5,289E-17	0,61166	0,80016	3,541E-06
5	0,30042	0,19608	3,227E-17	2,022E-06	0,80774	0,80016	5,564E-06
6	0,232177	1,24E-16	0,00132	6,579E-16	0,80774	0,80147	5,564E-06
7	0,197843	6,587E-17	0,09463	6,255E-15	0,80774	0,8961	5,564E-06
8	0,141428	0,10269	7,217E-17	0,00024	0,91043	0,8961	0,00025
9	0,133449	0,00019	3,927E-14	0,26977	0,91062	0,8961	0,27002
10	0,129949	0,00013	2,957E-14	0,15921	0,91076	0,8961	0,42923
11	0,122384	8,214E-14	0,00412	6,178E-14	0,91076	0,90022	0,42923

Tableau IV.6 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle 1.

B)- Constatations

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période fondamentale $T = 1,498712$ s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 11^{ème} mode.
- Le premier mode est un mode de translation parallèlement à l'axe y de l'ordre 61,90 %.
- Le deuxième mode est un mode de translation parallèlement à l'axe x de l'ordre 61,17 %.
- Le troisième mode est un mode de rotation

C)- Résultantes des forces sismiques

- $W = 53533,438$ kN.
- $V^x = V^y = 5653,13$ kN $\Rightarrow 0,8V^x = 0,8V^y = 4522,50$ kN
- $F_1 = V_t^x = 3371,773$ kN $F_2 = V_t^y = 2874,644$ kN.

$$V_t^x < 0,8V_x \Rightarrow r_x = 1,34$$

$$V_t^y < 0,8V_y \Rightarrow r_y = 1,57$$

D)- Vérification des Déplacements inter étage

$$r_x=1,34 \quad ; \quad r_y=1,57$$

Z(m)	$\delta_{eK}^x (cm)$	$\delta_{eK}^y (cm)$	$\delta_K^x (cm)$	$\delta_K^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	$\Delta_K^y (cm)$	$\bar{\Delta}(cm)$	Observation
41,14	6,042	9,971	30,212	49,857	3,262	4,883	3,74	non vérifier
37,4	5,390	8,995	26,949	44,974	3,385	5,149	3,74	non vérifier
33,66	4,713	7,965	23,565	39,825	3,480	5,409	3,74	non vérifier
29,92	4,017	6,883	20,085	34,416	3,466	5,499	3,74	non vérifier
26,18	3,324	5,783	16,619	28,917	3,428	5,578	3,74	non vérifier
22,44	2,638	4,668	13,191	23,339	3,291	5,514	3,74	non vérifier
18,7	1,980	3,565	9,900	17,825	3,008	5,177	3,74	non vérifier
14,96	1,378	2,530	6,892	12,648	2,658	4,719	3,74	non vérifier
11,22	0,847	1,586	4,234	7,929	2,121	3,742	3,74	non vérifier
7,48	0,423	0,837	2,113	4,186	1,398	2,784	3,74	vérifier
3,74	0,143	0,281	0,715	1,403	0,715	1,403	3,74	vérifier

Tableau IV.7 :Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle 1.

- Les déplacements latéraux inter étage dans la direction y dépassent les valeurs admissibles il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure dans la direction y.

5. 3Modèle2 (voir figure ci-dessous)

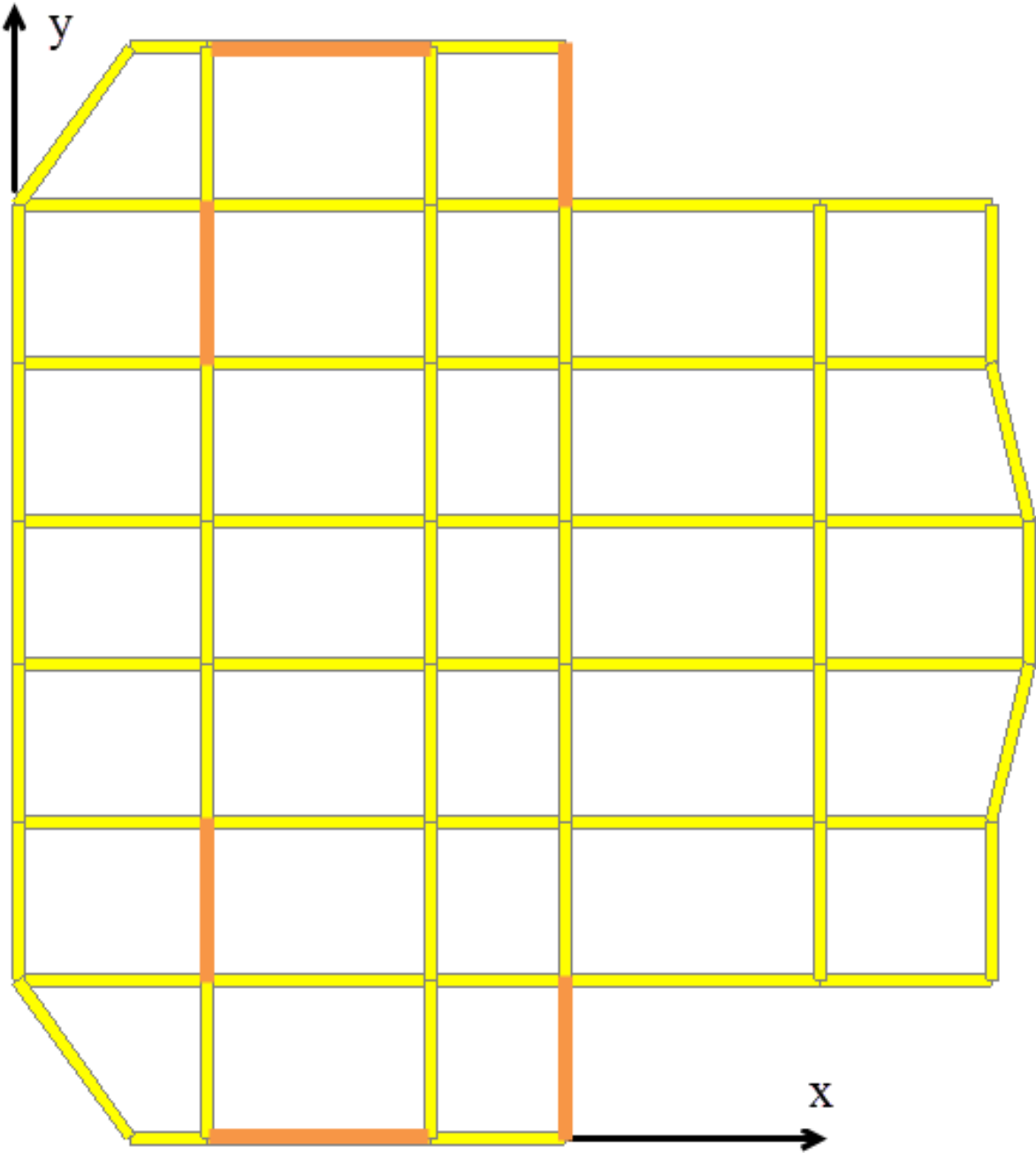


Figure IV.5 : **Modèle2.**

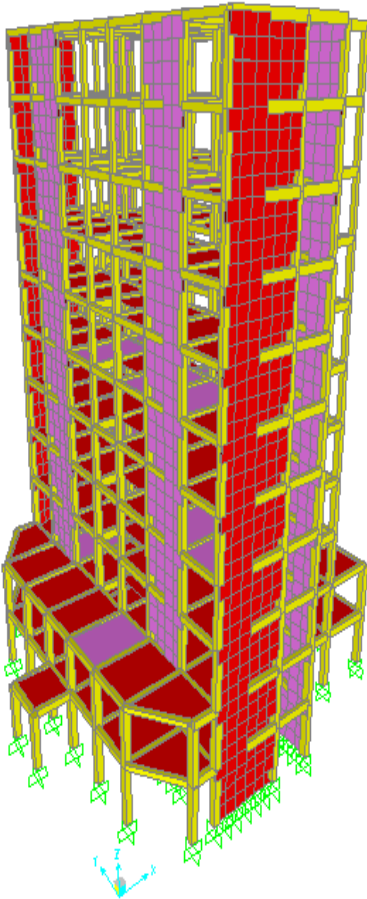


Figure IV.6 : **Modèle 2.**

A)- Analyse Modale

Modes	Période(s)	FACTEUR DE PARTICIPATION MASSIQUE (%)					
		U _x	U _y	U _z	ΣU _x	ΣU _y	ΣU _z
1	1,256688	0	0,61652	0	0	0,61652	0
2	1,1408	0,61346	0	1,74E-05	0,61346	0,61652	1,74E-05
3	0,854606	0	0,00216	0	0,61346	0,61868	1,74E-05
4	0,330978	1,79E-17	0,17751	6,51E-20	0,61346	0,79618	1,74E-05
5	0,301907	0,19419	3,03E-18	5,05E-05	0,80765	0,79618	6,78E-05
.
.
.
21	0,091579	3,08E-16	0,04547	1,37E-14	0,91006	0,94442	0,59003

Tableau IV.8 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle 2

B)- Constatations :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 1,256688s$.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 21^{ème} mode
- Le premier mode est un mode de translation parallèlement à l'axe y de l'ordre 61,65 %.
- Le deuxième mode est un mode de translation parallèlement à l'axe x à l'ordre 61,35%.
- Le troisième mode est un mode de rotation.

C)- Résultantes des forces sismiques

$$- W = 54527,407 \text{ kN.}$$

$$- V^x = V^y = 5758,094 \text{ kN} \Rightarrow 0.8V^x = 0.8V^y = 4606,475 \text{ kN}$$

$$- F_1 = V_t^x = 3484,977 \text{ kN} \quad F_2 = V_t^y = 3268,81 \text{ kN.}$$

$$V_t^x > 0,8V_x \Rightarrow r_x = 1,32$$

$$V_t^y < 0,8V_y \Rightarrow r_y = 1,41$$

D)- Vérification des déplacements inter étage

$$r_x=1,32 \quad ; \quad r_y=1,41$$

Z(m)	$\delta_{eK}^x (Cm)$	$\delta_{eK}^y (Cm)$	$\delta_K^x (Cm)$	$\delta_K^y (Cm)$	$\Delta_K^x (Cm)$	$\Delta_K^y (Cm)$	$\bar{\Delta}(Cm)$	Observation
41,14	6,008	6,934	30,042	34,668	3,251	3,518	3,74	vérifier
37,4	5,358	6,230	26,791	31,150	3,373	3,679	3,74	vérifier
33,66	4,683	5,494	23,417	27,470	3,465	3,831	3,74	non vérifier
29,92	3,990	4,728	19,952	23,639	3,450	3,886	3,74	non vérifier
26,18	3,300	3,951	16,502	19,753	3,408	3,903	3,74	non vérifier
22,44	2,619	3,170	13,094	15,851	3,270	3,812	3,74	non vérifier
18,7	1,965	2,408	9,824	12,039	2,987	3,557	3,74	vérifier
14,96	1,368	1,696	6,838	8,481	2,638	3,196	3,74	vérifier
11,22	0,840	1,057	4,200	5,285	2,101	2,508	3,74	vérifier
7,48	0,420	0,555	2,098	2,777	1,383	1,870	3,74	vérifier
3,74	0,143	0,181	0,715	0,907	0,715	0,907	3,74	vérifier

Tableau IV.9 : Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle N°=2.

- Les déplacements latéraux inter étage dans la direction y dépassent les valeurs admissibles il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure dans la direction y.

5.4. Modèle Final (voir figure ci-dessous)

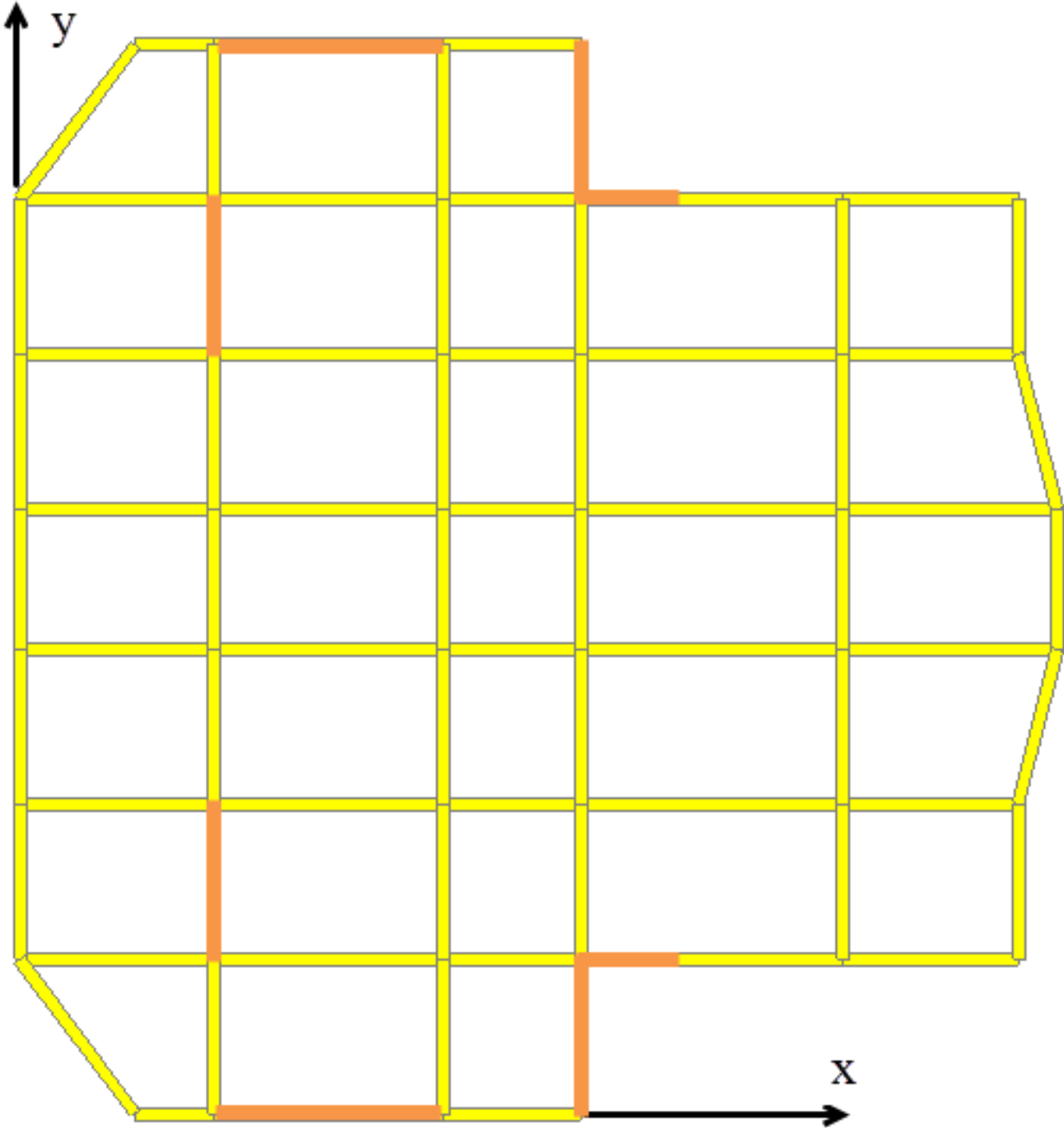


Figure IV.7 : Modèle Final.

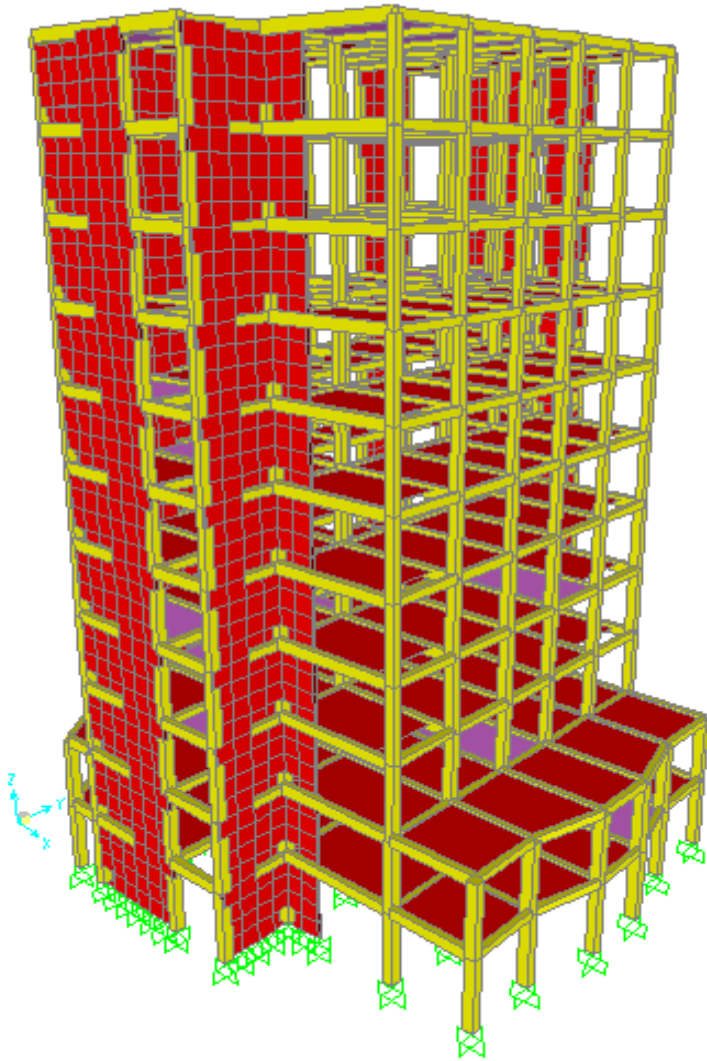


Figure IV.8 : Modèle Final.

A)- Analyse Modale

Modes	Période(s)	FACTEUR DE PARTICIPATION MASSIQUE (%)					
		U _x	U _y	U _z	ΣU _x	ΣU _y	ΣU _z
1	1,226688	0	0,61663	0	0	0,61663	0
2	1,071204	0,61934	0	2,45E-05	0,61934	0,61663	2,45E-05
3	0,815803	0	0,0001	0	0,61934	0,61673	2,45E-05
4	0,313839	4,58E-18	0,18641	1,31E-16	0,61934	0,80314	2,45E-05
5	0,287435	0,18918	8,89E-16	4,63E-05	0,80852	0,80314	7,08E-05
6	0,214955	4,81E-18	0,00019	6,8E-16	0,80852	0,80333	7,08E-05
7	0,142627	2,14E-15	0,09707	3,88E-15	0,80852	0,9004	7,08E-05
8	0,135998	0,09693	3,98E-14	0,00405	0,90544	0,9004	0,00412

Tableau. IV.10 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle Final

B)- Constatations :

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 1,23s$.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8^{ème} mode
- Le premier mode est un mode de translation parallèlement à l'axe y de l'ordre 61,66 %.
- Le deuxième mode est un mode de translation parallèlement à l'axe x de l'ordre 61,93 %.
- Le troisième mode est un mode de rotation.

C)- Résultantes des forces sismiques

$$W = 55144,507 kN.$$

$$-V^x = V^y = 55823,26 kN \Rightarrow 0,8V^x = 0,8V^y = 4658,61 kN$$

$$- F_1 = V_t^x = 3607,626 kN \text{ et } F_2 = V_t^y = 3335,57 kN.$$

$$V_t^x < 0,8V_x \Rightarrow r_x = 1,29$$

$$V_t^y < 0,8V_y \Rightarrow r_y = 1,396$$

D)- Vérification des déplacements inter étage

$$r_x=1,29 \quad ; \quad r_y=1,396$$

Z(m)	$\delta_{eK}^x (Cm)$	$\delta_{eK}^y (Cm)$	$\delta_K^x (Cm)$	$\delta_K^y (Cm)$	$\Delta_K^x (Cm)$	$\Delta_K^y (Cm)$	$\bar{\Delta}(Cm)$	Observation
41,14	4,930	6,459	24,652	32,296	2,509	3,434	3,74	vérifier
37,4	4,429	5,772	22,143	28,862	2,632	3,553	3,74	vérifier
33,66	3,902	5,062	19,511	25,309	2,754	3,651	3,74	vérifier
29,92	3,351	4,332	16,757	21,659	2,786	3,671	3,74	vérifier
26,18	2,794	3,597	13,971	17,987	2,793	3,651	3,74	vérifier
22,44	2,236	2,867	11,178	14,337	2,715	3,518	3,74	vérifier
18,7	1,692	2,164	8,462	10,819	2,528	3,253	3,74	vérifier
14,96	1,187	1,513	5,934	7,566	2,251	2,883	3,74	vérifier
11,22	0,737	0,937	3,683	4,684	1,825	2,345	3,74	vérifier
7,48	0,372	0,468	1,858	2,338	1,232	1,598	3,74	vérifier
3,74	0,125	0,148	0,626	0,740	0,626	0,740	3,74	vérifier

Tableau IV.11 :Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle Final.

5.5. Vérification Spécifique Aux Sollicitations Normales

a- Vérification

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 :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

Avec :

N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton (combinaison sismique)

B_c : l'aire (section brute) de cette dernière

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (25 MPA).

Niveaux	N_d (KN)	B_c (cm ²)	v	Observation	Section corrigée (cm ²)	v	Observation
P10	212,605	35 x 35	0,08	<0,3	35 x 35	0,08	<0,3
P9	430,315	35 x 35	0,16	<0,3	35 x 35	0,16	<0,3
P8	595,05	35 x 35	0,22	<0,3	35 x 35	0,22	<0,3
P7	801,068	40 x 40	0,22	<0,3	40 x 40	0,22	<0,3
P6	1009,567	40 x 40	0,28	<0,3	40 x 40	0,28	<0,3
P5	1218,196	40 x 40	0,34	>0,3	50 x 50	0,21	<0,3
P4	1432,377	45 x 45	0,31	>0,3	50 x 50	0,25	<0,3
P3	1646,933	45 x 45	0,36	>0,3	55 x 55	0,23	<0,3
P2	1860,379	45 x 45	0,40	>0,3	55 x 55	0,26	<0,3
P1	2061,159	50 x 50	0,36	>0,3	60 x 60	0,25	<0,3
RDC	2267	50 x 50	0,39	>0,3	60 x 60	0,27	<0,3

Tableau IV.12 : Vérification de l'Effort Normal pour les Poteaux

b- Résultats de l'analyse dynamique du modèle final après les modifications

Modes	Période(s)	FACTEUR DE PARTICIPATION MASSIQUE (%)					
		U _x	U _y	U _z	ΣU _x	ΣU _y	ΣU _z
1	1,158774	0	0,60711	0	0	0,60711	0
2	1,007925	0,60614	0	0,00001308	0,60614	0,60711	0,00001308
3	0,772349	0	7,2E-05	0	0,60614	0,60718	0,00001308
4	0,314659	5,42E-20	0,19435	8,997E-17	0,60614	0,80153	0,00001308
5	0,284635	0,19585	4,44E-16	9,916E-06	0,80199	0,80153	0,000023
6	0,21534	8,67E-19	6,6E-06	3,653E-17	0,80199	0,80154	0,000023
7	0,148701	1,84E-14	0,10047	3,776E-14	0,80199	0,90201	0,000023
8	0,138065	0,10245	3,54E-15	0,00007342	0,90444	0,90201	0,00009642

Tableau IV.13 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle final après la vérification spécifique aux sollicitations normales.

- **Constatations :**

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 1,158774s$.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8^{ème} mode.
- Le premier mode est un mode de translation suivant y de l'ordre de 60,71 %.
- Le deuxième mode est un mode de translation suivant x de l'ordre de 60,61 %.
- Le troisième mode est un mode de rotation.

- **Résultantes des forces sismiques**

- $W = 56591,302kN$.

- $V^x = V^y = 5976,04 kN \Rightarrow 0.8V^x = 0.8V^y = 4780,83 kN$

- $F_1 = V_t^x = 3806,776 kN$ et $F_2 = V_t^y = 3544,214 kN$.

$$V_t^x < 0,8V_x \Rightarrow r_x = 1,26$$

$$V_t^y < 0,8V_y \Rightarrow r_y = 1,35$$

- Vérification des déplacements inter étage

$$r_x=1,26; \quad r_y=1,35$$

Z(m)	δ_{ek}^x (cm)	δ_{ek}^y (cm)	δ_K^x (cm)	δ_K^y (cm)	Δ_K^x (cm)	Δ_K^y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Observation
41,14	4,779	5,823	23,897	29,115	2,546	3,118	3,74	vérifier
37,4	4,270	5,200	21,350	25,998	2,673	3,254	3,74	vérifier
33,66	3,735	4,549	18,677	22,743	2,770	3,353	3,74	vérifier
29,92	3,181	3,878	15,907	19,391	2,764	3,340	3,74	vérifier
26,18	2,628	3,210	13,142	16,051	2,728	3,291	3,74	vérifier
22,44	2,083	2,552	10,415	12,760	2,545	3,083	3,74	vérifier
18,7	1,574	1,935	7,870	9,677	2,371	2,877	3,74	vérifier
14,96	1,100	1,360	5,499	6,801	2,075	2,526	3,74	vérifier
11,22	0,685	0,855	3,423	4,275	1,685	2,084	3,74	vérifier
7,48	0,348	0,438	1,739	2,190	1,141	1,456	3,74	vérifier
3,74	0,120	0,147	0,598	0,734	0,598	0,734	3,74	vérifier

Tableau IV.14 :Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle Final

6. JUSTIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFET P-Δ

L'effet P-Δ peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

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

Avec :

P_k : Poids totale de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».

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 de l'étage « k ».

Sens x

niveaux	Pk(kN)	$\Delta K(m)$	$V_k(kN)$	$h_k(m)$	Θ	vérification
10 ^{ème}	4190,49	0,02546	821,81	41,14	0,0031	<0,1 ok
9 ^{ème}	8694,45	0,02673	1407,94	37,4	0,0044	<0,1 ok
8 ^{ème}	13045,4	0,0277	1802,51	33,66	0,0059	<0,1 ok
7 ^{ème}	17542,03	0,02764	2139,25	29,92	0,0075	<0,1 ok
6 ^{ème}	18043,94	0,02728	2429,95	26,18	0,0077	<0,1 ok
5 ^{ème}	26470,54	0,02545	2685,7	22,44	0,0111	<0,1 ok
4 ^{ème}	31308,56	0,02371	2951,25	18,7	0,0134	<0,1 ok
3 ^{ème}	36001,83	0,02075	3182,76	14,96	0,0156	<0,1 ok
2 ^{ème}	40855,1	0,01685	3371,29	11,22	0,0182	<0,1 ok
1 ^{er}	48705,02	0,01141	3659,44	7,48	0,0203	<0,1 ok
RDC	55770,44	0,00598	3788,61	3,74	0,0235	<0,1 ok

Tableau IV.15 : Justification vis-à-vis de l'Effet P- Δ dans le Sens x.**Sens y**

niveaux	Pk(kN)	$\Delta K(m)$	$V_k(kN)$	$h_k(m)$	Θ	Vérification
10 ^{ème}	4190,49	0,03118	782,78	41,14	0,0041	<0,1 ok
9 ^{ème}	8694,45	0,03254	1324,23	37,4	0,0057	<0,1 ok
8 ^{ème}	13045,4	0,03353	1677,337	33,66	0,0077	<0,1 ok
7 ^{ème}	17542,03	0,0334	1972,9	29,92	0,0099	<0,1 ok
6 ^{ème}	18043,94	0,03291	222456	26,18	0,0001	<0,1 ok
5 ^{ème}	26470,54	0,03083	2452,66	22,44	0,0148	<0,1 ok
4 ^{ème}	31308,56	0,02877	2703,97	18,7	0,0178	<0,1 ok
3 ^{ème}	36001,83	0,02526	2930,81	14,96	0,0207	<0,1 ok
2 ^{ème}	40855,1	0,02084	3118,05	11,22	0,0243	<0,1 ok
1 ^{er}	48705,02	0,01456	3382,85	7,48	0,0280	<0,1 ok
RDC	55770,44	0,00734	3501,42	3,74	0,0313	<0,1 ok

Tableau IV.16 : Justification vis-à-vis de l'Effet P- Δ dans le Sens y.

7. JUSTIFICATION DU CHOIX DU COEFFICIENT DE COMPORTEMENT

Dans le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles (système 4.a) ainsi définie par l'RPA99 v2003, Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales, et ils reprennent conjointement avec les portiques les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

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

Pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales reprises par les voiles :

L'effort normal total à la base de la structure $P_{Tot} = 64450,24 \text{ kN}$.

L'effort normal à la base repris par les voiles $P_{voiles} = 12890,266 \text{ kN}$.

$P_{voiles} / P_{Tot} = 20 \% \leq 20\%$.

Alors les voiles de contreventement reprennent au plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

- pourcentage des efforts tranchants dus aux charges horizontales repris par les portiques :

Sens x

Etage	V _{Tot} (kN)	V _{port} (kN)	V _{port} (%)
10 ^{ème}	821,814	547,634	66,64
9 ^{ème}	1395,226	505,401	36,22
8 ^{ème}	1796,203	497,344	27,69
7 ^{ème}	2143,184	748,767	34,94
6 ^{ème}	2432,757	639,286	26,28
5 ^{ème}	2685,706	1110,574	41,35
4 ^{ème}	2943,094	922,786	31,35
3 ^{ème}	3182,757	974,598	30,62
2 ^{ème}	3374,950	941,116	27,89
1 ^{er}	3638,913	1544,985	42,46
RDC	3806,776	1282,134	33,70

Tableau IV.17 : Pourcentages des efforts tranchants dans le sens x.

Sens y

Etage	V _{Tot} (kN)	V _{port} (kN)	V _{port} (%)
10 ^{ème}	782,776	564,287	72,09
9 ^{ème}	1312,724	522,030	39,77
8 ^{ème}	1671,731	527,621	31,56
7 ^{ème}	1976,277	781,426	39,54
6 ^{ème}	2227,007	667,675	29,98
5 ^{ème}	2425,659	1082,982	44,65
4 ^{ème}	2696,062	902,310	33,47
3 ^{ème}	2930,812	1005,849	34,32
2 ^{ème}	3121,683	860,330	27,56
1 ^{er}	3382,842	1178,087	34,83
RDC	3544,214	1086,426	30,67

Tableau IV.18 : Pourcentages des efforts tranchants dans le sens y.

8. JUSTIFICATION DE LA LARGEUR DES JOINTS SISMIQUES : ^[3]

Bloc B :

1. Détermination du déplacement inter étage :

A)- Résultantes des forces sismiques

- $W = 1500,43 \text{ kN}$.
 - $\Rightarrow V^x = V^y = 158,45 \text{ kN} \quad \Rightarrow 0.8V^x = 0.8V^y = 127,76 \text{ kN}$
 - $F_1 = V_t^x = 187,184 \text{ kN}$ et $F_2 = V_t^y = 175,141 \text{ kN}$.
- $$V_t^x > 0,8V_x$$
- $$V_t^y > 0,8V_y$$

Donc $r_x=r_y=1$

B)- Vérification des Déplacements inter étage

$Z(m)$	$\delta_{eK}^x (cm)$	$\delta_{eK}^y (cm)$	$\delta_K^x (cm)$	$\delta_K^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	$\Delta_K^y (cm)$	$\bar{\Delta}(cm)$	Observation
7,48	1,309	1,3175	6,545	6,588	3,214	3,153	3,74	<i>vérifier</i>
3,74	0,666	0,687	3,331	3,435	3,331	3,435	3,74	<i>vérifier</i>

Tableau IV.19 : *Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle final.*

2. Calcul de la largeur des joints sismiques :

Dans notre cas les deux bâtiments (bocs) sont de même nature donc on suppose qu'ils possèdent les mêmes déplacements inter étages.

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{\min} satisfait la condition suivante:

$$d_{\min} = 15\text{mm} + (\delta_1 + \delta_2) \text{ mm} \geq 40\text{mm}$$

$$d_{\min} = 1,5\text{cm} + (6,588 + 4,28) \text{ cm} \geq 4,0\text{cm}$$

$$d_{\min} = 12,37 \text{ cm} \geq 4,0\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

Donc on prend : $d_{\min} = 15 \text{ cm}$

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.

1. INTRODUCTION

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

Notre structure se compose des éléments résistants suivants :

- Poteaux.
- Poutres.
- Voiles.

2. FERRAILAGE DES POTEAUX

2.1. Ferrailage Longitudinal

Les poteaux sont calculés en flexion composée (déviée) sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales ; chaque poteau est soumis à un effort normal (N) et deux moments de flexion (M_{x-x}), (M_{y-y}).

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

- Section entièrement tendue : S.E.T.
- Section entièrement comprimée : S.E.C.
- Section partiellement comprimée : S.P.C.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (ELU) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens (longitudinal et transversal) 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	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

Tableau V.1 : **Tableau des Contraintes.**

2.1.1. Recommandations selon les B.A.E.L.91 modifiées 99

La section A_1 des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$$A_1 = \min \begin{cases} 4 \text{ cm}^2 \text{ par mètre de longueur de parement.} \\ 0,2\% \leq A_1/B \leq 5\% \text{ B: section de béton.} \end{cases}$$

2.1.2. Recommandations selon l'R.P.A .99 version 2003

Pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (HA), droites et sans crochet ; elles doivent avoir :

- Un diamètre minimal $\varnothing_1 = 12 \text{ mm}$
- Une longueur minimale de $50 \varnothing_1$ 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'intérieur des zones nodales
- La détermination de la section doit satisfaire les conditions suivantes :
 - En zone de recouvrement $\implies 0,9\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 6\%$
 - En zone courante $\implies 0,9\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 4\%$

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : La section du poteau.

- pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous :

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

h_e : la hauteur d'étage.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

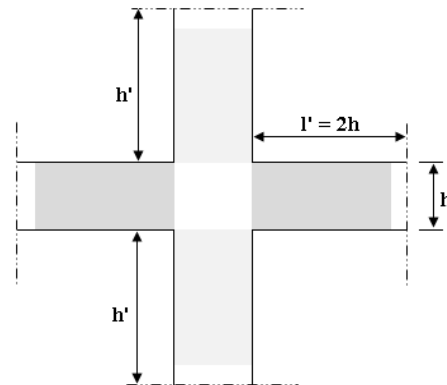


Figure V.1 : Zone Nodale.

- **Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u et de sa valeur limite $\overline{\tau_u}$** La contrainte tangentielle dans les poteaux τ_u est conventionnellement prise égale à : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$; V_u : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime (T_u).
 b_0 : la largeur du poteau.
 d : la hauteur utile ($d = h - c$).

- **Contrainte tangentielle admissible $\overline{\tau_u}$**

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur

- ✓ Selon le B.A.E.L. 91 modifiées 99 :
 Armatures droites ($\alpha = 90^\circ$).

Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min} \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = \begin{cases} \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation durable} \\ \overline{\tau_u} = 4,35 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = \begin{cases} \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation durable} \\ \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

✓ Selon RPA 99 V2003 :

$$\tau_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases}$$

Élancement λ

$$\left. \begin{array}{l} \lambda = \frac{\ell_f}{i} \\ i = \sqrt{\frac{I}{B}} \end{array} \right\} \text{Pour une section rectangulaire de hauteur h, l'élancement a pour valeur :}$$

$$\lambda = \frac{\ell_f}{h} \sqrt{12} \approx 3,46 \frac{\ell_f}{h}$$

• Armatures transversales

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs \emptyset_t est donnée par la relation :

$$\emptyset_t \geq \frac{1}{3} \emptyset_\ell \quad \emptyset_\ell : \text{étant le plus grand diamètre des armatures longitudinales.}$$

2.1.3. Calcul du Ferrailage Longitudinal

Le ferrailage longitudinal des poteaux sera calculé aux états limites ultimes, par le logiciel SOCOTEC par utilisation du règlement B.A.E.L.91 modifié 99.

2.1.4. Combinaisons d'Actions

En fonction du type de sollicitation, on a :

a- Combinaisons selon le B.A.E.L 91 modifiés 99 :

Situation durable

$$\text{ELU : } 1,35G+1,5Q$$

$$\text{ELS : } G+Q$$

b- Combinaisons selon R.P.A.99 version 2003 :

Situation accidentelle

$$G+Q\pm E$$

$$0,8G\pm E$$

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants afin d'accéder à la combinaison d'effort la plus défavorable.

$$-N^{\max}, M^{\text{corr}}$$

$$-N^{\min}, M^{\text{corr}}$$

$$-N^{\text{corr}}, M^{\max}$$

Les tableaux suivants résument les résultats trouvés ;

combinaison	Etages	10 ^{ème} /9 ^{ème} /8 ^{ème}	7 ^{ème} /6 ^{ème}	5 ^{ème} /4 ^{ème}	3 ^{ème} /2 ^{er}	RDC/ 1 étage
	Sections	35x35	40x40	50x50	55x55	60x60
ELU	N ^{max}	771,162	1284,436	1820,37	2375,8	3017,684
	M ^{corr}	45,8379	45,2886	57,31	38,27	15,04
	A' _s	0	0	0	0	0
	A _s	0	0	0	0	0
	N ^{min}	88,606	440,231	686,062	957,048	92,529
	M ^{corr}	17,5819	25,8616	33,4772	30,3811	25,7
	A' _s	0	0	0	0	0
	A _s	0,27	0	0	0	0
	N ^{corr}	198,752	871,978	1243,139	1632,249	186,902
	M ^{max}	73,7275	71,2882	86,7552	80,875	121,1
	A' _s	0	0	0	0	0
	A _s	4,59	0	0	0	3,79

Tableau V.2 : Ferrailages des poteaux à L'ELU.

combinaison	Etages	10 ^{ème} /9 ^{ème} /8 ^{ème}	7 ^{ème} /6 ^{ème}	5 ^{ème} /4 ^{ème}	3 ^{ème} /2 ^{er}	RDC/ 1 étage
	Sections	35x35	40x40	50x50	55x55	60x60
G+Q±E	N ^{max}	599,516	1016,559	1459,611	1909,459	2364,601
	M ^{corr}	35,0223	42,55	58,0131	57,3802	110,4435
	A' _s	0	0	0	0	0
	A _s	0	0	0	0	0
	N ^{min}	17,91	43,147	24,955	23,779	29,453
	M ^{corr}	55,6848	61,2552	71,7461	76,0778	70,5686
	A' _s	0	0	0	0	0
	A _s	4,37	3,84	3,72	3,57	2,9
	N ^{corr}	95,429	543,137	903,438	1033,345	-119,712
	M ^{max}	95,8773	125,1866	180,0612	152,3227	244,5679
	A' _s	0	0	0	0	0
	A _s	7,05	3,37	0	0	13,3

Tableau V.3 : Ferrailages des poteaux (G+Q±E).

combinaison	Etages	10 ^{ème} /9 ^{ème} /8 ^{ème}	7 ^{ème} /6 ^{ème}	5 ^{ème} /4 ^{ème}	3 ^{ème} /2 ^{er}	RDC/ 1 étage
	Sections	35x35	40x40	50x50	55x55	60x60
0,8G±E	N ^{max}	411,072	693,464	1034,753	1374,375	1666,616
	M ^{corr}	38,9092	46,3586	80,3973	83,145	106,7411
	A' _s	0	0	0	0	0
	A _s	0	0	0	0	0
	N ^{min}	0,174	-30,435	-89,19	-144,721	1,702
	M ^{corr}	54,4256	95,3669	127,4339	116,119	28,0155
	A' _s	0	0	0	0	0
	A _s	4,49	7,33	8,48	7,94	1,28
	N ^{corr}	78,104	375,492	620,141	616,41	-153,833
	M ^{max}	85,9984	109,6742	159,9599	136,2529	237,5147
	A' _s	0	0	0	0	0
	A _s	6,33	3,73	1,49	0	13,4

Tableau V.4 : Ferrailages des poteaux (0,8G±E).

2.1.5. Choix des armatures

Etages	Sections	A_S^{cal}	A_S^{min}	A_S^{max}	A_S^{max}	Choix des armatures	$A_S^{adopté}$
	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	(Z.C)(cm ²)	(Z.R)(cm ²)		(cm ²)
10 ^{ème} /9 ^{ème} /8 ^{ème}	35x35	7,05	11,02	49	73,5	4T20+4T16	20,61
7 ^{ème} /6 ^{ème}	40x40	7,33	14,4	64	96	4T20+4T16	20,61
5 ^{ème} /4 ^{ème}	50x50	8,48	22,50	100	150	4T20+8T16	28,65
3 ^{ème} /2 ^{er}	55x55	7,94	27,22	121	181,5	4T20+8T16	28,65
RDC/ 1 étage	60x60	13,4	32,4	196	294	4T25+8T20	44,77

Tableau V.5 : Choix des Armatures des Poteaux.

2.1.6. Vérification vis-à-vis de l'Etat Limite de Service

Les contraintes admissibles sont données par :

• Béton :

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

• Acier :

Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \text{Max}(0,5f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right)$

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

Avec:

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

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s=201.6MPa$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

a. N_{\max}^{ser} ; $M_{\text{cor}}^{\text{ser}}$

Etage	Sections (cm ²)	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kNm)	Sollicitation	σ_s (MPa)	σ_{sadd} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{\text{bc add}}$ (MPa)	Vérification
10 ^{ème} /9/8 ^{ème}	35x35	560,632	32,9372	SPC	9,54	201.63	9,31	15	Ok
7 ^{ème} /6 ^{ème}	40x40	932,462	32,5442	SEC	39,6	201.63	9,24	15	Ok
5 ^{ème} /4 ^{ème}	50x50	1321,084	41,189	SEC	44,4	201.63	7,62	15	Ok
3 ^{ème} /2 ^{er}	55x55	1723,483	27,279	SEC	61	201.63	7,09	15	Ok
1er/RDC	60x60	2190,153	10,9573	SEC	68,4	201.63	7	15	Ok

b. $N_{\text{cor}}^{\text{ser}}$; M_{\max}^{ser}

Etage	Sections (cm ²)	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kNm)	Sollicitation	σ_s (MPa)	σ_{sadd} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{\text{bc add}}$ (MPa)	Vérification
10 ^{ème} /9/8 ^{ème}	35x35	145,81	53,635	SPC	-134,9	201.63	9,87	15	Ok
7 ^{ème} /6 ^{ème}	40x40	632,232	51,285	SPC	-0,087	201.63	8,85	15	Ok
5 ^{ème} /4 ^{ème}	50x50	900,604	62,4071	SPC	10,3	201.63	6,88	15	Ok
3 ^{ème} /2 ^{er}	55x55	1182,365	58,1702	SEC	27,7	201.63	6,19	15	Ok
1er/RDC	60x60	137,373	88,465	SPC	-57,5	201.63	3,44	15	Ok

Tableau V.6 : Vérification des Contraintes des Poteaux.

2.2. Vérification vis-à-vis de l'Effort Tranchant

2.2.1. Vérification de la Contrainte de Cisaillement

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b : Largeur de la section du poteau.

d : Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

- Selon [1] :

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13 f_{c28}, 5 \text{MPa})$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10 f_{c28}, 4 \text{MPa})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

- Selon [2] :

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$\rho_d=0,075$si l'élancement $\lambda \geq 5$

$\rho_d=0,040$si l'élancement $\lambda < 5$

Avec :

λ_g : L'élancement géométrique 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 le tableau suivant :

Etage	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	λ	ρ _d	τ _u RPA (MPa)	τ _u BAEL (MPa)	Vérification
10 ^{ème} / 9 ^{ème}	35x35	36,466	0,33	7,48	0,075	1,875	2,5	Ok
7 ^{ème} / 6 ^{ème}	40x40	37,167	0,26	6,55	0,075	1,875	2,5	Ok
5 ^{ème} / 4 ^{ème}	50 x 50	43,588	0,19	5,24	0,04	1	2,5	Ok
3 ^{ème} / 2 ^{er}	55 x 55	25,543	0,09	4,76	0,04	1	2,5	Ok
1er/RDC	60 x 60	55,591	0,13	4,36	0,04	1	2,5	Ok

Tableau V.7 : Vérification de la Contrainte de Cisaillement des Poteaux

2.2.2. Ferrailage Transversal des Poteaux

Selon [1] :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min} (0,9 d ; 40 \text{ cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \varphi_l \right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right) \end{array} \right.$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b: Largeur de la section droite.

h: Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

Ø_t : Diamètre des armatures transversales.

Ø_l : Diamètre des armatures longitudinales.

Selon [3] :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h \cdot f_e}$$

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.

$$\rho_a = 2,5 \dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \dots \text{si } \lambda_g < 5 \quad \lambda_g : \text{élancement géométrique.}$$

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t \leq 10 \text{ cm} \dots \text{Zone nodale (zone III).}$$

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_t \right) \dots \text{Zone courante (zone III).}$$

ϕ_t : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation} \dots \text{si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g : \text{L'élancement géométrique du poteau} \left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur de flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e = 400 \text{ MPa}$.

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des armatures transversales des poteaux :

Etage	Section (cm ²)	Barres	Øl (mm)	St (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
10 ^{ème} /9/8 ^{ème}	35x35	4T20+4T16	16 et 14	10	15
7 ^{ème} /6 ^{ème}	40x40	4T20+4T16	16 et 14	10	15
5 ^{ème} /4 ^{ème}	50 x 50	4T20+8T16	20 et 16	10	15
3 ^{ème} /2 ^{er}	55 x 55	4T20+8T16	20 et 16	10	15
1 ^{er} /RDC	60 x 60	4T25+8T20	25 et 20	10	15

Tableau V.8 : Espacements Maximums selon R.P.A.99 Des poteaux

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm ²)	Lf (m)	Ag (%)	pa	Tumax (kN)	Zone	St (cm)	Atcal (cm ²)	Choix	Asadp (cm ²)
10 ^{ème} /9/8 ^{ème}	35 x 35	2,62	7,48	2,5	36,47	N	10	0,65	4T10	3,14
						C	15	0,98	4T10	3,14
7 ^{ème} /6 ^{ème}	40 x 40	2,62	6,55	2,5	37,17	N	10	0,58	4T10	3,14
						C	15	0,87	4T10	3,14
5 ^{ème} /4 ^{ème}	50 x 50	2,62	5,24	2,5	43,59	N	10	0,54	4T10	3,14
						C	15	0,82	4T10	3,14
3 ^{ème} /2 ^{ème}	55 x 55	2,62	4,76	3,75	25,54	N	10	0,44	4T10	3,14
						C	15	0,65	4T10	3,14
1 ^{er} /RDC	60 x 60	2,62	4,36	3,75	55,59	N	10	0,87	4T10	3,14
						C	15	1,30	4T10	3,14

Tableau V.9 : Choix des Armatures Transversales des Poteaux

Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50\phi_1$ en zone III.

Pour :

T25..... $L_r = 125$ cm.

T20..... $L_r = 100$ cm.

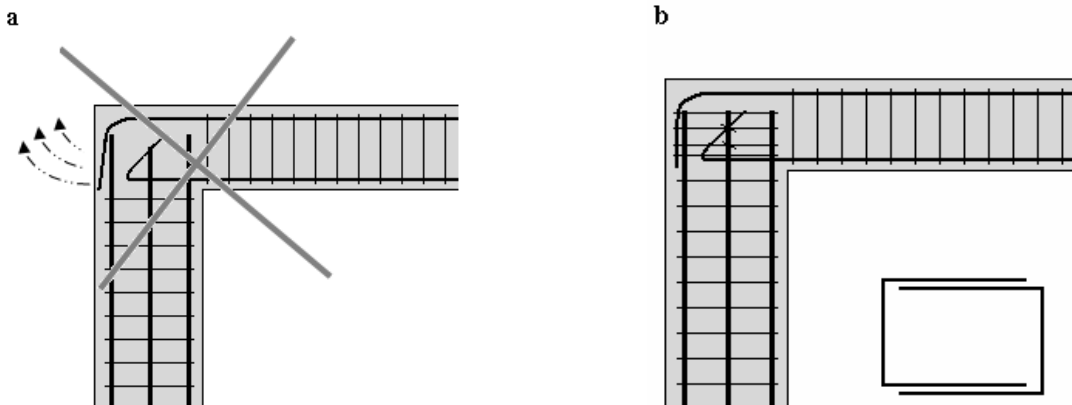
T16..... $L_r = 80$ cm.

• Nœuds poutre-poteau :

Tant les armatures du poteau que celles de la poutre doivent avoir une continuité mécanique au droit du nœud, cette continuité est obtenue par le recouvrement et l'ancrage des barres; dont l'efficacité dépend de la présence d'aciers de coutures ayant pour rôle :

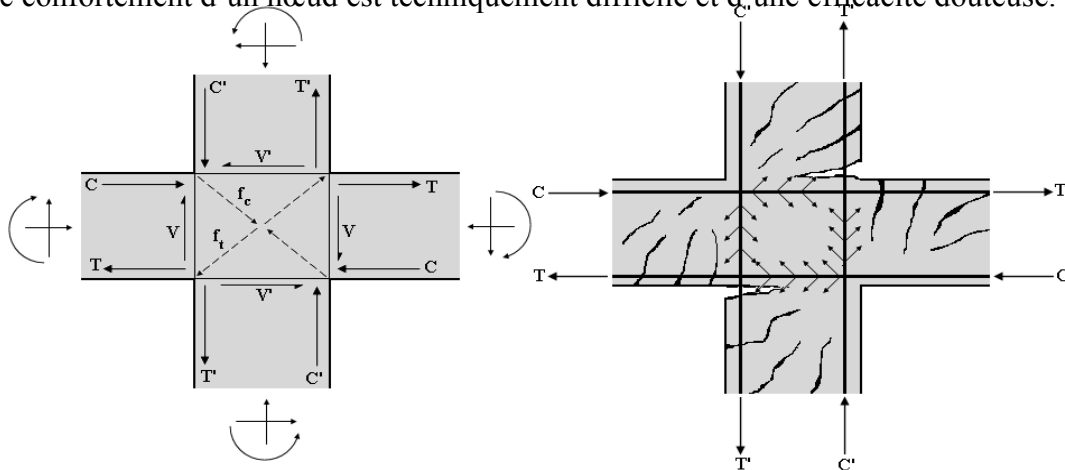
- d'empêcher la poussée au vide des barres de la poutre en recouvrement avec celles du poteau (figure a).
- S'opposer au fendage du béton au droit de l'ancrage de l'armature.

Il faut donc prévoir des aciers de coutures en 2U superposées avec alternance dans l'orientation (figure b).



La concentration des efforts au droit des nœuds et leur capacité à assurer une bonne transmission conditionnent pourtant le comportement des structures, en effet, l'expérience montre que les nœuds sont les parties de l'ossature les plus vulnérables en cas de séisme :

- un endommagement du nœud peut diminuer la capacité de dissipation d'énergie du portique.
- le confortement d'un nœud est techniquement difficile et d'une efficacité douteuse.



Mécanisme de fonctionnement d'un nœud central.

Les structures doivent posséder une large capacité de dissipation d'énergie, l'intégrité des nœuds est un maillon essentiel dont le fonctionnement exige des vérifications spécifiques :

- un nœud doit posséder des performances (résistance) aux efforts alternés équivalentes aux éléments concourants ;
- la résistance du nœud doit normalement contrôler la résistance de l'ossature, c'est-à-dire permettre à chaque élément de l'assemblage (poutres-poteaux) de développer les sollicitations pour lesquelles ils ont été calculés ;

La transmission des efforts à travers le nœud central par exemple est détaillée par la figure ci-dessus :

- les efforts de traction T et de compression C produisent des bielles de compression et de traction dans le nœud ;
- la ruine du nœud et des zones adjacentes peut intervenir en cas d'insuffisance des dispositions constructives.

Les figures suivantes donnent une idée de la complexité de réalisation d'un nœud de rive et d'un nœud central.

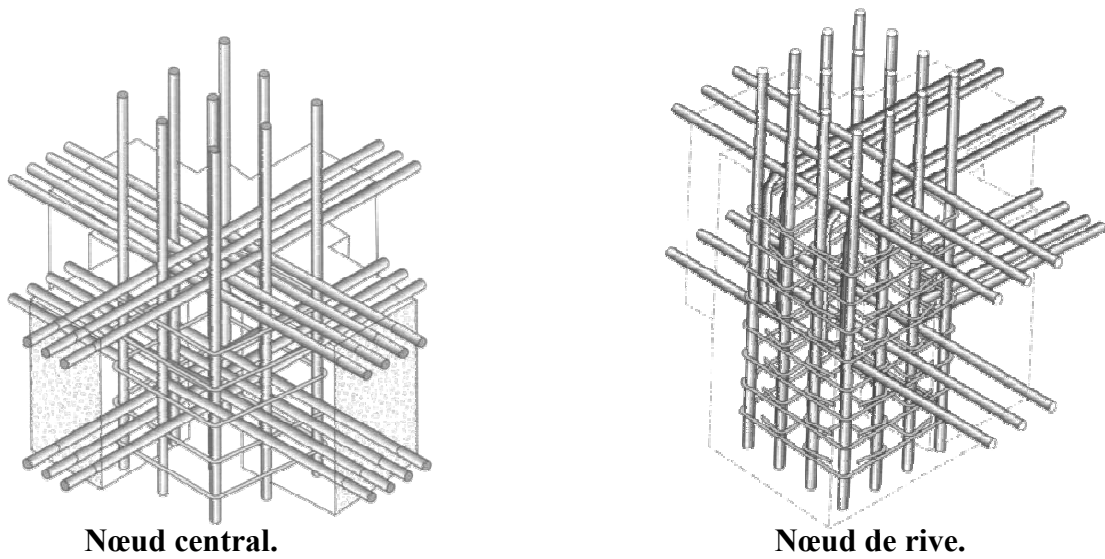


Figure V.2 : .Disposition des armatures dans les nœuds.

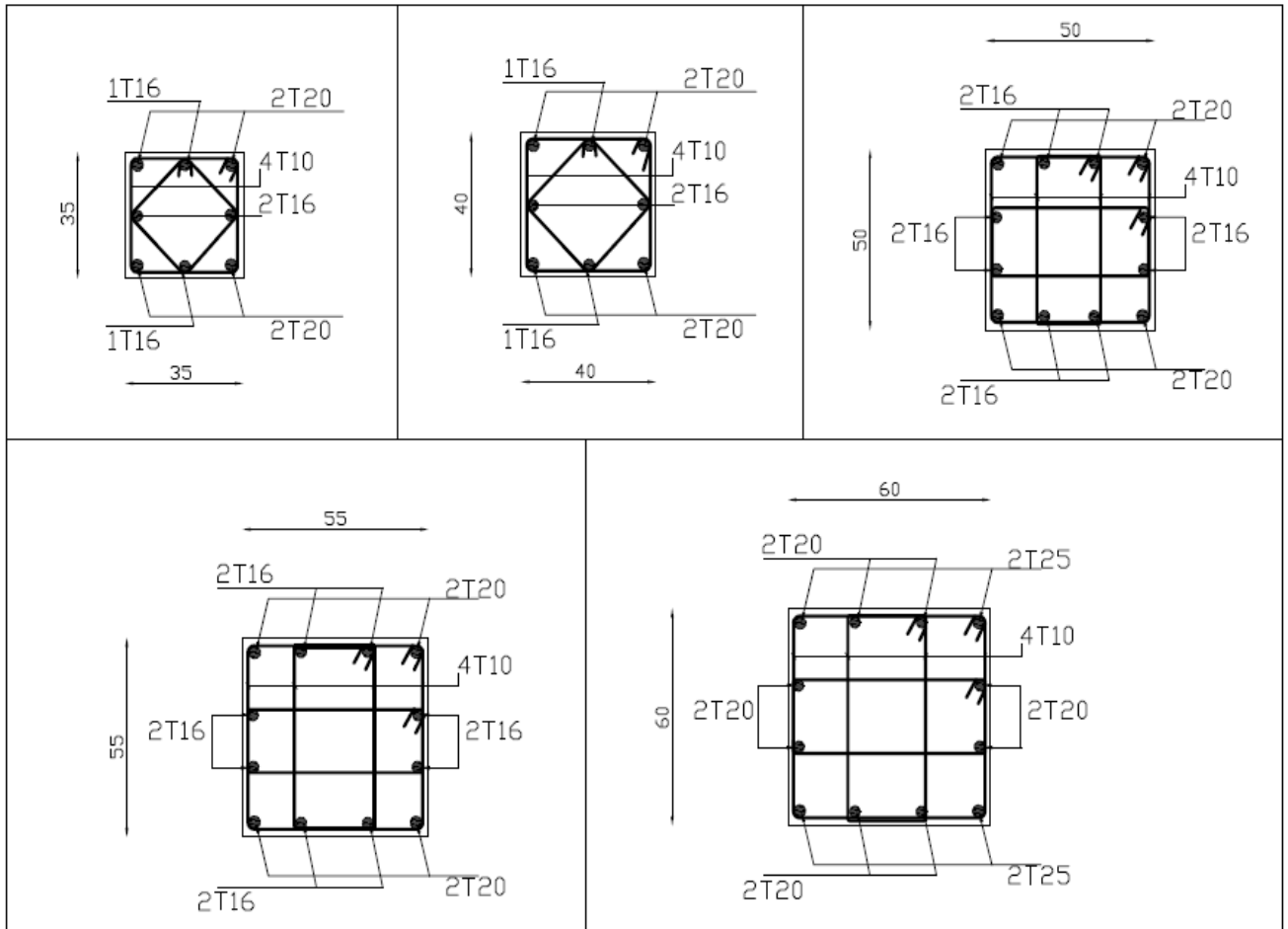


Figure V.3 : Schéma de Ferrailage des poteaux.

3. FERRAILLAGE DES POUTRES

3.1 Introduction

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur.

3.2 Les Combinaisons de Charges

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

- ✓ Combinaisons exigées par le " CBA 93 " :
 - E.L.U: $1.35 G + 1.5 Q$
 - E.L.S: $G + Q$
- ✓ Combinaisons exigées par le " RPA 99 version 2003 " :
 - $0.8 G \pm E$
 - $G + Q \pm E$

G: charge permanente.

Q: charge d'exploitation.

E: charge sismique.

3.3 Recommandations des règlements

Selon [3]Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donné par:

➤ $0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 4\%$ au niveau de la zone courante.

➤ $0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 6\%$ au niveau de la zone de recouvrement.

b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

- La longueur minimale de recouvrement est de 50Φ (zone III).
- Dans les poteaux de rive et d'angle, les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90 %.

➤ La quantité d'armatures " A_t ", est donnée par: $A_t = 0.003 St. L$

L: longueur de la poutre.

S_t : espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par:

- $S_t \leq \text{Min} \left[\frac{h}{4}; 12 \varphi \right]$ (zone nodale).
- $S_t \leq \frac{h}{2}$ (zone courante).

h: hauteur de la poutre.

φ : Le plus grand diamètre d'acier.

Les armatures longitudinales sont déterminées en tenant compte des deux situations suivantes:

➤ Situation durable:

- Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
- Acier: $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.

➤ Situation accidentelle:

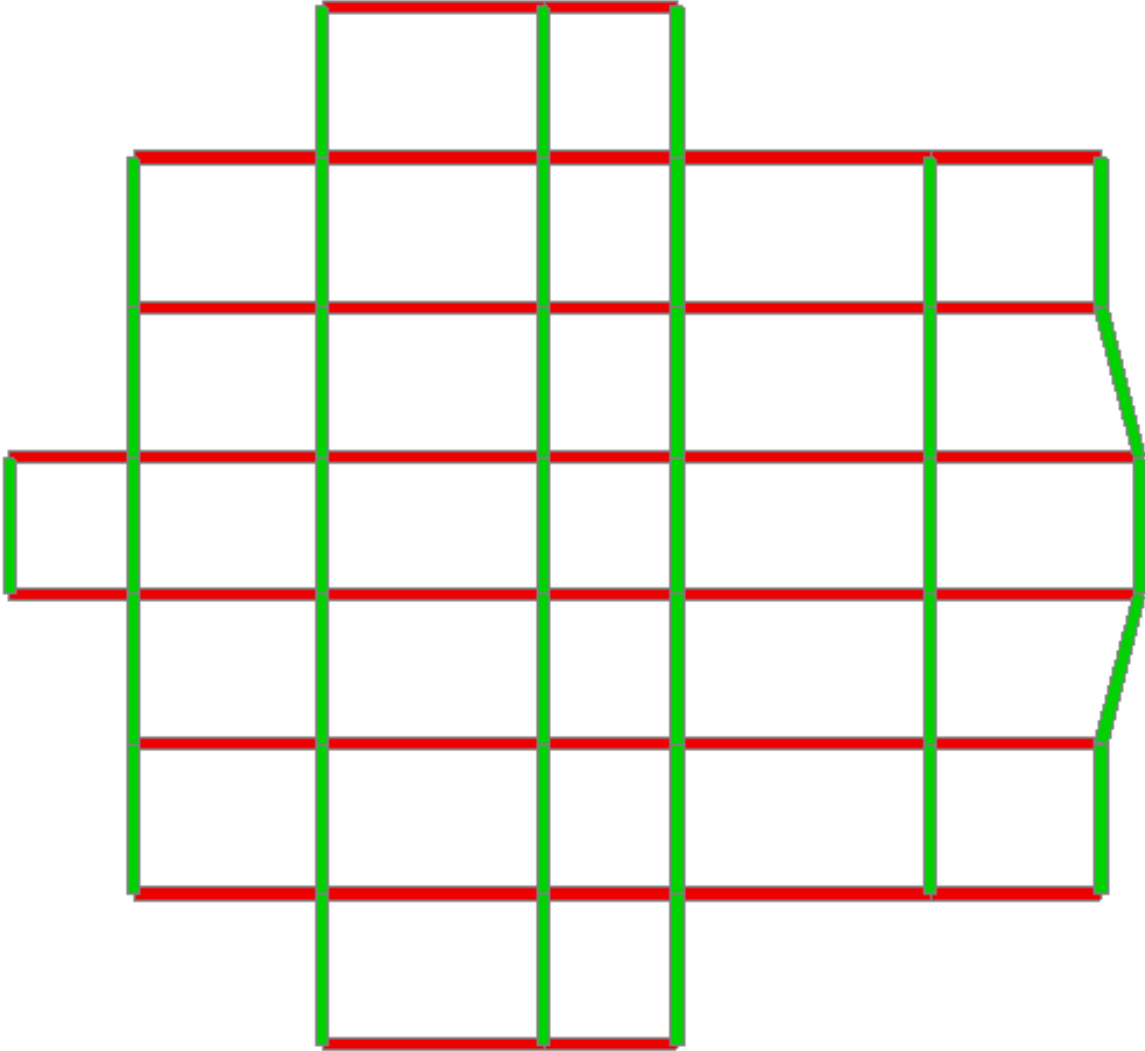
- Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.48$ MPa.
- Acier: $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

3.4 Calcul du ferrailage

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par le logiciel SAP 2000.

On dispose de 2 types de poutres :

- Poutre principale 30x 55 (cm²).
- Poutre secondaire 30x 40 (cm²).





Poutre principale	
Poutre secondaire	

Figure V.4 : Disposition des Poutres.

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections d'armatures calculées par le logiciel (SOCOTEC) pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons de charge.

Remarque

Les poutres de notre structure seront calculées à la flexion simple (F.S.).

Telle que :

A_s : représente les armatures de la fibre inférieure.

A_s' : représente les armatures de la fibre supérieure.

3.4.1 Poutre principale (30x55)

a. Situation durable 1,35G+1,5Q

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
10 ^{ème}	30x55	Travée	115,3868	7,13	0	8,25
		Appui	-137,7887	0	8,64	8,25
9 ^{ème}	30x55	Travée	100,5633	6,16	0	8,25
		Appui	-150,9585	0	9,54	8,25
8 ^{ème}	30x55	Travée	112,0569	6,91	0	8,25
		Appui	-147,789	0	9,32	8,25
7 ^{ème}	30x55	Travée	101,0255	6,19	0	8,25
		Appui	-140,4676	0	8,82	8,25
6 ^{ème}	30x55	Travée	97,3101	5,95	0	8,25
		Appui	-129,2169	0	8,06	8,25
5 ^{ème}	30x55	Travée	87,7391	5,34	0	8,25
		Appui	-135,9112	0	8,51	8,25
4 ^{ème}	30x55	Travée	83,7438	5,08	0	8,25
		Appui	-141,1608	0	8,87	8,25
3 ^{ème}	30x55	Travée	82,5653	5,01	0	8,25
		Appui	-141,0085	0	8,86	8,25
2 ^{ème}	30x55	Travée	82,0855	4,98	0	8,25
		Appui	-139,7604	0	8,77	8,25
1 ^{ème}	30x55	Travée	78,5142	4,75	0	8,25
		Appui	-154,4962	0	9,79	8,25
RDC	30x55	Travée	77,7152	4,7	0	8,25
		Appui	-153,6059	0	9,73	8,25

Tableau V.10 : Ferrailage des Poutres 30x55 (Situation Durable).

b. Situation accidentelle G+Q±E

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
10 ^{ème}	30x55	Travée	188,6984	10,19	0	8,25
		Appui	-187,5612	0	10,13	8,25
9 ^{ème}	30x55	Travée	225,6585	12,37	0	8,25
		Appui	-245,5833	0	13,58	8,25
8 ^{ème}	30x55	Travée	227,3234	12,47	0	8,25
		Appui	-258,281	0	14,36	8,25
7 ^{ème}	30x55	Travée	246,6534	13,64	0	8,25
		Appui	-277,6399	0	15,57	8,25
6 ^{ème}	30x55	Travée	255,4003	14,18	0	8,25
		Appui	-285,6791	0	16,07	8,25
5 ^{ème}	30x55	Travée	266,6173	14,88	0	8,25
		Appui	-298,9284	0	16,92	8,25
4 ^{ème}	30x55	Travée	265,6	14,81	0	8,25
		Appui	-295,7404	0	16,72	8,25
3 ^{ème}	30x55	Travée	237,8032	13,1	0	8,25
		Appui	-273,3299	0	15,3	8,25
2 ^{ème}	30x55	Travée	198,8768	10,79	0	8,25
		Appui	-239,0155	0	13,18	8,25
1 ^{ème}	30x55	Travée	281,1433	15,79	0	8,25
		Appui	-269,1458	0	15,03	8,25
RDC	30x55	Travée	180,9434	9,74	0	8,25
		Appui	-204,7289	0	11,13	8,25

Tableau V.11 : Ferrailage des Poutres 30x55 (Situation Accidentelle).

c. Situation accidentelle 0.8G±E

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
10 ^{ème}	30x55	Travée	188,3654	10,17	0	8,25
		Appui	-187,8941	0	10,15	8,25
9 ^{ème}	30x55	Travée	229,0785	12,58	0	8,25
		Appui	-242,1633	0	13,37	8,25
8 ^{ème}	30x55	Travée	232,6394	12,79	0	8,25
		Appui	-252,965	0	14,03	8,25
7 ^{ème}	30x55	Travée	251,8682	13,96	0	8,25
		Appui	-272,4251	0	15,24	8,25
6 ^{ème}	30x55	Travée	260,4318	14,49	0	8,25
		Appui	-280,6475	0	15,76	8,25
5 ^{ème}	30x55	Travée	271,8429	15,2	0	8,25
		Appui	-293,7028	0	16,59	8,25
4 ^{ème}	30x55	Travée	270,4083	15,11	0	8,25
		Appui	-290,8114	0	16,4	8,25
3 ^{ème}	30x55	Travée	242,994	13,42	0	8,25
		Appui	-266,0661	0	14,84	8,25
2 ^{ème}	30x55	Travée	204,0558	11,09	0	8,25
		Appui	-229,6521	0	12,61	8,25
1 ^{ème}	30x55	Travée	273,0994	15,28	0	8,25
		Appui	-255,4444	0	14,18	8,25
RDC	30x55	Travée	177,5284	9,55	0	8,25
		Appui	-194,8561	0	10,55	8,25

Tableau V.12 : Ferrailage des Poutres 30x55 (Situation Accidentelle).

3.4.2 Poutre secondaire (30x 40)

a. Situation durable 1,35G+1,5Q

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
10 ^{ème}	30 x 40	Travée	46,85	3,92	0	6
		Appui	-76,35	0	6,61	6
9 ^{ème}	30 x 40	Travée	53,44	4,51	0	6
		Appui	-87,14	0	7,64	6
8 ^{ème}	30 x 40	Travée	45,81	3,83	0	6
		Appui	-82,50	0	7,19	6
7 ^{ème}	30 x 40	Travée	41,33	3,44	0	6
		Appui	-78,29	0	6,79	6
6 ^{ème}	30 x 40	Travée	35,36	2,92	0	6
		Appui	-72,99	0	6,29	6
5 ^{ème}	30 x 40	Travée	28,76	2,36	0	6
		Appui	-68,19	0	5,85	6
4 ^{ème}	30 x 40	Travée	23,57	1,93	0	6
		Appui	-63,47	0	5,41	6
3 ^{ème}	30 x 40	Travée	22,58	1,84	0	6
		Appui	-58,47	0	4,96	6
2 ^{ème}	30 x 40	Travée	22,73	1,86	0	6
		Appui	-53,29	0	4,49	6
1 ^{er}	30 x 40	Travée	17,0186	1,38	0	6
		Appui	-34,554	0	2,85	6
RDC	30 x 40	Travée	15,01	1,22	0	6
		Appui	-31,61	0	2,6	6

Tableau V.13 : Ferrailage des Poutres 30x40 (Situation Durable).

b. Situation accidentelle G+Q±E

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
10 ^{ème}	30 x 40	Travée	107,02	7,99	0	6
		Appui	-144,65	0	11,13	6
9 ^{ème}	30 x 40	Travée	127,80	9,7	0	6
		Appui	-169,64	0	13,34	6
8 ^{ème}	30 x 40	Travée	127,69	9,69	0	6
		Appui	-168,83	0	13,27	6
7 ^{ème}	30 x 40	Travée	132,94	10,13	0	6
		Appui	-172,61	0	13,61	6
6 ^{ème}	30 x 40	Travée	132,45	10,09	0	6
		Appui	-170,79	0	13,44	6
5 ^{ème}	30 x 40	Travée	129,29	9,82	0	6
		Appui	-168,69	0	13,25	6
4 ^{ème}	30 x 40	Travée	122,36	9,25	0	6
		Appui	-161,57	0	12,61	6
3 ^{ème}	30 x 40	Travée	104,85	7,82	0	6
		Appui	-144,89	0	11,15	6
2 ^{ème}	30 x 40	Travée	83,89	6,16	0	6
		Appui	-124,22	0	9,4	6
1 ^{er}	30 x 40	Travée	58,8712	4,25	0	6
		Appui	-80,4112	0	5,89	6
RDC	30 x 40	Travée	36,13	2,57	0	6
		Appui	-54,81	0	3,94	6

Tableau V.14 : Ferrailage des Poutres 30x40 (Situation Accidentelle).

c. Situation accidentelle 0.8G±E

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
10 ^{ème}	30 x 40	Travée	103,86	7,74	0	6
		Appui	-126,44	0	9,59	6
9 ^{ème}	30 x 40	Travée	124,34	9,41	0	6
		Appui	-145,69	0	11,22	6
8 ^{ème}	30 x 40	Travée	124,65	9,44	0	6
		Appui	-146,07	0	11,25	6
7 ^{ème}	30 x 40	Travée	130,14	9,9	0	6
		Appui	-150,92	0	11,67	6
6 ^{ème}	30 x 40	Travée	129,99	9,88	0	6
		Appui	-150,49	0	11,64	6
5 ^{ème}	30 x 40	Travée	127,48	9,67	0	6
		Appui	-149,73	0	11,57	6
4 ^{ème}	30 x 40	Travée	120,93	9,13	0	6
		Appui	-143,91	0	11,07	6
3 ^{ème}	30 x 40	Travée	104,33	7,77	0	6
		Appui	-128,70	0	9,77	6
2 ^{ème}	30 x 40	Travée	84,12	6,18	0	6
		Appui	-109,54	0	8,2	6
1 ^{er}	30 x 40	Travée	57,8272	4,17	0	6
		Appui	-75,0052	0	5,47	6
RDC	30 x 40	Travée	35,98	2,56	0	6
		Appui	-48,86	0	3,5	6

Tableau V.15 : Ferrailage des Poutres 30x40 (Situation Accidentelle).

3.4.3 Choix des armatures

○ Poutre principale (30x 55)

Etage	Section (cm ²)	Position	A _S ^{max} (Z.C)(cm ²)	A _S ^{max} (Z.R)(cm ²)	A _S ^{min} (cm ²)	A _S ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _S ^{adopté} (cm ²)
10 ^{ème} Pe	30x55	Travée	66	99	8,25	10,19	3T16+3T14	10,65
		Appui				10,15	3T16+3T14	10,65
9 ^{ème}	30x55	Travée	66	99	8,25	12,58	3T20+2T16	13,44
		Appui				13,58	3T20+3T16	15,45
8 ^{ème}	30x55	Travée	66	99	8,25	12,79	3T20+2T16	13,44
		Appui				14,36	5T20	15,71
7 ^{ème}	30x55	Travée	66	99	8,25	13,96	3T20+3T16	15,45
		Appui				15,57	5T20	15,71
6 ^{ème}	30x55	Travée	66	99	8,25	14,49	3T20+3T16	15,45
		Appui				16,07	5T20+1T16	17,72
5 ^{ème}	30x55	Travée	66	99	8,25	15,2	3T20+3T16	15,45
		Appui				16,92	5T20+1T16	17,72
4 ^{ème}	30x55	Travée	66	99	8,25	15,11	3T20+3T16	15,45
		Appui				16,72	5T20+1T16	17,72
3 ^{ème}	30x55	Travée	66	99	8,25	13,42	3T20+3T16	15,45
		Appui				14,84	3T20+3T16	15,45
2 ^{ème}	30x55	Travée	66	99	8,25	11,09	3T20+3T16	15,45
		Appui				13,18	3T20+3T16	15,45
1 ^{ème}	30x55	Travée	66	99	8,25	15,79	5T20+1T16	17,72
		Appui				15,03	3T20+3T16	15,45
RDC	30x55	Travée	66	99	8,25	9,74	3T20+2T16	13,44
		Appui				11,13	3T20+2T16	13,44

Tableau V.16 : Choix des Armatures pour les Poutres 30x 55.

○ Poutre secondaire (30x 40)

Etage	Section (cm ²)	Position	A _s ^{max} (Z.C)(cm ²)	A _s ^{max} (Z.R)(cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adopté} (cm ²)
10 ^{ème}	30x40	Travée	48	72	6	7,99	3T16+2T14	9,11
		Appui				11,13	6T16	12,06
9 ^{ème}	30x40	Travée	48	72	6	9,7	5T16	10,05
		Appui				13,34	3T20+2T16	13,44
8 ^{ème}	30x40	Travée	48	72	6	9,69	5T16	12,56
		Appui				13,27	3T20+2T16	13,44
7 ^{ème}	30x40	Travée	48	72	6	10,13	3T16+3T14	10,65
		Appui				13,61	5T20	15,71
6 ^{ème}	30x40	Travée	48	72	6	10,09	3T16+3T14	10,65
		Appui				13,42	3T20+2T16	13,44
5 ^{ème}	30x40	Travée	48	72	6	9,82	5T16	10,05
		Appui				13,25	3T20+2T16	13,44
4 ^{ème}	30x40	Travée	48	72	6	9,25	3T20	9,42
		Appui				12,61	3T20+2T16	13,44
3 ^{ème}	30x40	Travée	48	72	6	7,82	3T16+2T14	9,11
		Appui				11,15	5T16+1T14	11,59
2 ^{ème}	30x40	Travée	48	72	6	6,18	3T16+2T14	9,11
		Appui				9,4	3T16+3T14	10,65
1 ^{ème}	30x40	Travée	48	72	6	4,25	3T16+2T14	9,11
		Appui				5,89	3T16+2T14	9,11
RDC	30x40	Travée	48	72	6	2,57	3T16+2T14	9,11
		Appui				3,94	3T16+2T14	9,11

Tableau V.17 : Choix des Armatures pour les Poutres 30x40.

3.5 Condition de Non Fragilité

Dans toute poutre comportant une zone tendue, qu'elle soit soumise à la flexion simple ou composée, les armatures longitudinales de traction doivent présenter une section au moins égale à 0,001 de la section droite de la poutre.

On peut se dispenser de la vérification de la condition de non-fragilité dans les sections doit satisfis la condition suivant :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec: } f_{t28}=2,1\text{MPa} ; \quad f_e=400\text{MPa}$$

Section(cm ²)	As choisi(cm ²)	As min(cm ²)	Vérification
30 x 55	10,65	1,79	Vérifiée
30 x 40	9,11	1,30	Vérifiée

Tableau V.18 : Vérification de la Condition de Non Fragilité.

3.6. Vérification vis-à-vis de l'Etat Limite de Service

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

Béton ^[1]

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Acier ^[1]

peu nuisible : Pas de vérification.

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$$

$$\text{Fissuration très préjudiciable : } \sigma_s = \min\left(\frac{1}{2} f_e; 90 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$$

Où : $\eta = 1,60$ pour les aciers à HA.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable.

$$\text{On doit vérifier que : } \begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y + \frac{N}{A} < \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma}_s = 201,6\text{MPa} \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M _{ser} (kNm)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{add} (MPa)	σ _s (MPa)	σ _s ^{add} (MPa)	Vérif
10 ^{ème}	PP 30x55	Travée	84,49	5,6	15	67,05	201.06	vérifier
		Appui	-100,91	-7,33		-80,72		vérifier
	PNP 30x40	Travée	33,67	4,34	15	50,63	201.06	vérifier
		Appui	-55,57	-6,44		-82,85		vérifier
9 ^{ème}	PP 30x55	Travée	72,21	4,81	15	57,33	201.06	vérifier
		Appui	-108,96	-6,66		-85,9		vérifier
	PNP 30x40	Travée	38,38	4,95	15	57,72	201.06	vérifier
		Appui	-62,97	-7,3		-93,89		vérifier
8 ^{ème}	PP 30x55	Travée	80,58	5,37	15	63,97	201.06	vérifier
		Appui	-106,57	-6,47		-83,98		vérifier
	PNP 30x40	Travée	32,86	4,23	15	49,41	201.06	vérifier
		Appui	-59,6	-6,89		-88,85		vérifier
7 ^{ème}	PP 30x55	Travée	72,63	4,84	15	57,66	201.06	vérifier
		Appui	-101,22	-6,13		-79,74		vérifier
	PNP 30x40	Travée	29,59	3,81	15	44,49	201.06	vérifier
		Appui	-56,55	-6,52		-84,28		vérifier
•	•	•	•	•	•	•	•	•
•	•	•	•	•	•	•	•	•
•	•	•	•	•	•	•	•	•
•	•	•	•	•	•	•	•	•
3 ^{ème}	PP 30x55	Travée	59,35	3,96	15	47,12	201.06	vérifier
		Appui	-101,32	-6,15		-79,84		vérifier
	PNP 30x40	Travée	16,34	2	15	24,47	201.06	vérifier
		Appui	-42,24	-4,8		-62,88		vérifier
2 ^{ème}	PP 30x55	Travée	59,01	3,93	15	46,85	201.06	vérifier
		Appui	-100,43	-6,1		-79,14		vérifier
	PNP 30x40	Travée	16,45	2,02	15	24,64	201.06	vérifier
		Appui	-38,5	-4,35		-57,29		vérifier
1 ^{er}	PP 30x55	Travée	56,42	3,69	15	44,72	201.06	vérifier
		Appui	-111,08	-6,7		-87,48		vérifier
	PNP 30x40	Travée	12,38	1,55	15	18,57	201.06	vérifier
		Appui	-24,94	-2,82		-37,11		vérifier
RDC	PP 30x55	Travée	55,87	3,65	15	44,28	201.06	vérifier
		Appui	-110,38	-6,65		-86,93		vérifier
	PNP 30x40	Travée	10,902	1,36	15	16,35	201.06	vérifier
		Appui	-22,85	-2,56		-33,98		vérifier

Tableau V.19 : Vérification des Poutres à l'ELS

3.7 Vérification Thermique

Le règlement C.B.A.93 exige une vérification par une étude thermique pour toute structure ayant des dimensions en plan supérieures à 25m, ou bien de prévoir un joint de dilatation.^[10]

Il convient de fixer les valeurs des variations de température réellement subies par la structure compte tenu de l'inertie thermique des pièces et de leur isolation éventuelle. Les dilatations linéaires peuvent être évaluées en admettant forfaitairement un coefficient de dilatation du béton armé égal à 10^{-5} .^[11]

Selon le C .B.A.93, les variations uniformes de température sont les suivantes :

- En Algérie du Nord (climat tempéré) : [35° C, 15° C].
- Pour le proche et le moyen Sud : [45° C, 20° C].
- Pour l'extrême Sud : [+ 50° C, 30° C].^[10]

Les sollicitations correspondantes sont évaluées en introduisant pour le béton des modules de déformation longitudinale tenant compte de la durée d'application des actions considérées.

Sous l'effet de la variation de la température, l'allongement ou le rétrécissement de l'élément est donné par la formule suivante :

$$\Delta L = \alpha l_0 \Delta T \dots \dots \dots (1)$$

$$\zeta = \frac{\Delta L}{l_0} \dots \dots \dots (2)$$

On substitue l'équation (2) dans l'équation (1), on obtient :

$$\zeta = \alpha \Delta T \dots \dots \dots (3)$$

La contrainte est évaluée par la loi de Hooke qui est valable que dans le domaine élastique, son expression est :

$$\sigma = E \cdot \zeta \dots \dots \dots (4)$$

On remplace les paramètres de l'équation (3) dans l'équation (4) on obtient :

$$\text{Avec : } \sigma = E \cdot \alpha \cdot \Delta T \dots \dots \dots (5)$$

ΔL : Variation de la longueur de l'élément.

ΔT : Variation de la température ($\Delta T = 20^\circ\text{C}$).

α : Coefficient de dilatation thermique ($\alpha = 10^{-5}$)

l_0 : Longueur de la poutre.

σ : Contrainte thermique.

E : Module de Young (E=32164,20MPa).

$$\sigma = 32164,20 \cdot 10^{-5} \cdot 20 = 6,43$$

La fissuration est considérée préjudiciable.

$$\text{On doit vérifier que : } \begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y + \frac{N}{A} + \sigma < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma}_s = 201,06 \text{ MPa} \end{cases}$$

Les poutres de rive sont :

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M _{ser} (kNm)	σ _{bc} (MPa)	σ (MPa)	σ _{bc+σ} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérif
Terrasse	PP 30x55	Travée	34,35	2,3	6,43	8,73	15	27,28	201,06	vérifier
		Appui	-47,83	-3,46	6,43	2,97		-38,25		vérifier
	PNP 30x40	Travée	17,10	2,13	6,43	8,56	15	25,65	201,06	vérifier
		Appui	-48,74	-5,61	6,43	0,82		-72,64		vérifier
étage courants	PP 30x55	Travée	33,74	2,14	6,43	8,57	15	25,1	201,06	vérifier
		Appui	-42,27	-2,49	6,43	3,94		-36,94		vérifier
	PNP 30x40	Travée	19,33	2,41	6,43	8,85	15	28,99	201,06	vérifier
		Appui	-21,22	-2,94	6,43	3,49		-82,84		vérifier

Tableau V.20 : Vérification thermique des poutres à l'E.L.S.

3.8. Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant

1. Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$ (Fissuration préjudiciable).

Etage	Section (cm ²)	T_u^{max} (kN)	τ_u (MPa)	(MPa)	Vérifié
10 ^{ème}	30 x 55	136,93	0,92	2,5	OK
	30 x 40	82,963	0,77	2,5	OK
9 ^{ème}	30 x 55	144,328	0,97	2,5	OK
	30 x 40	94,917	0,88	2,5	OK
8 ^{ème}	30 x 55	139,143	0,94	2,5	OK
	30 x 40	92,416	0,86	2,5	OK
7 ^{ème}	30 x 55	138,465	0,93	2,5	OK
	30 x 40	90,291	0,84	2,5	OK
6 ^{ème}	30 x 55	-144,811	-0,98	2,5	OK
	30 x 40	87,592	0,81	2,5	OK
5 ^{ème}	30 x 55	-143,308	-0,97	2,5	OK
	30 x 40	84,913	0,79	2,5	OK
4 ^{ème}	30 x 55	-142,796	-0,96	2,5	OK
	30 x 40	82,474	0,76	2,5	OK
3 ^{ème}	30 x 55	-143,234	-0,96	2,5	OK
	30 x 40	79,684	0,74	2,5	OK
2 ^{ème}	30 x 55	-143,803	-0,97	2,5	OK
	30 x 40	76,957	0,71	2,5	OK
1 ^{er}	30 x 55	148,099	1,00	2,5	OK
	30 x 40	53,456	0,49	2,5	OK
RDC	30 x 55	147,597	0,99	2,5	OK
	30 x 40	48,384	0,45	2,5	OK

Tableau V.21 : Vérification de la Contrainte de Cisaillement

2. Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haut adhérence et nuance FeE400 ($f_e=400\text{MPa}$).

Selon [1]

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

Selon [3]

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \quad \text{Avec : } \phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right) \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t ^{min} (cm ²)	Choix
			S _t (cm)	S _t (cm)ZN	S _t (cm)ZC	ZN	ZC		
Porteur	148,099	1,00	40	13.75	27.50	10	15	1,35	4T8
Non porteur	94,917	0,88	36	10	20	10	20	1,8	4T8

Tableau V-22. Calcul des Armatures Transversales.

3.9. Recouvrement des Armatures Longitudinales

L_r = 50Ø(zone III) : Longueur de recouvrement

On a :

- Ø=20mm L_r=100cm
- Ø=16mm L_r=80cm
- Ø=14mm L_r=70cm

3.10. Vérification de la flèche [1]

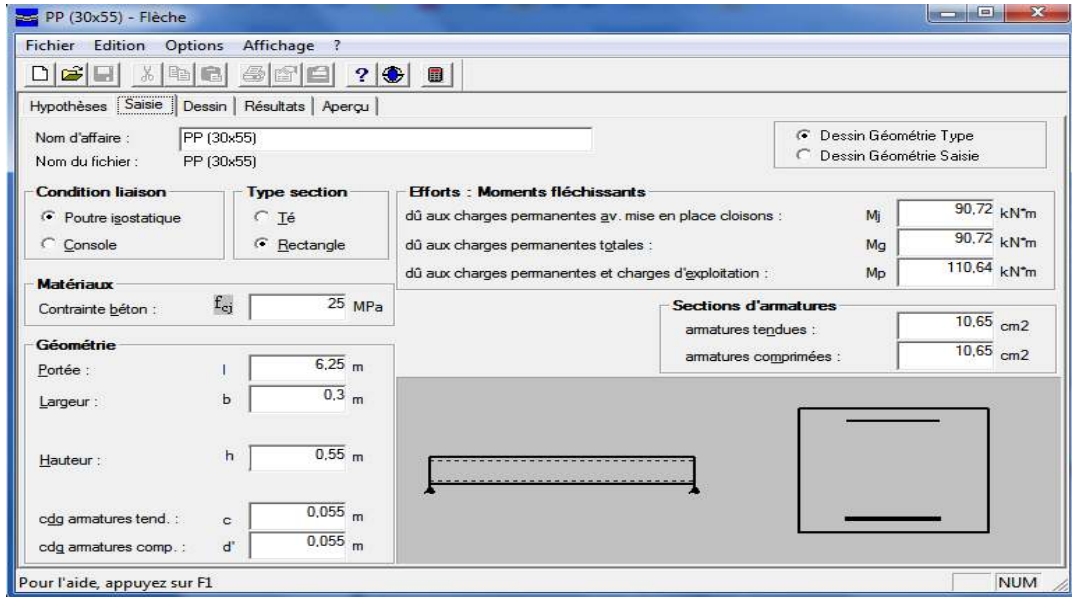
On doit vérifier que : $f_{\max} \leq \bar{f}$ Avec :
$$\bar{f} = \begin{cases} 0,5 + \frac{L(cm)}{1000} & \text{si } L > 5 m \\ \frac{L(cm)}{500} & \text{si } L \leq 5 m \end{cases}$$

Remarque

La vérification de la flèche a été faite en utilisant le logiciel SOCOTEC.

Exemple qui illustre les étapes de calcul :

- Insertion des données



- Résultat

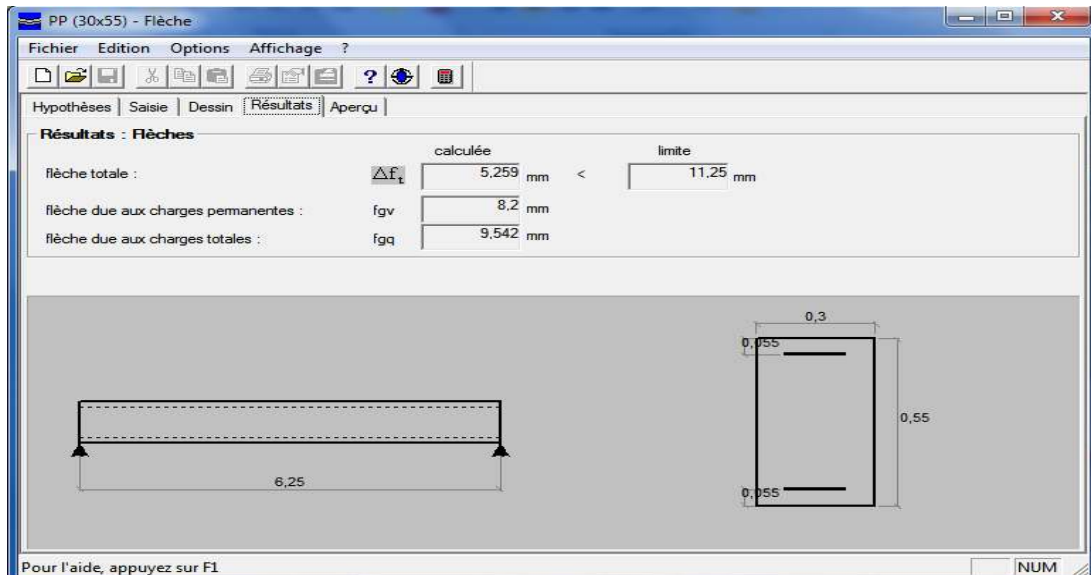


Figure V.5 : exemple de calcul.

Niveaux	Section (cm ²)	F (mm)	f ^{add} (mm)	observation
10 ^{ème} -RDC	PP 30x55	5.26	11.25	Vérifier
	PNP30x40	2.4	7.4	Vérifier

Tableau V.23 : Vérification de la Flèche des Poutres.

- Armature de Peau

Pour éviter des fissurations abusives dans les pièces relativement sollicitées, il convient à défaut de prévoir s'il y a lieu des armatures de peau.

Ces armatures sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. [C.B.A.93]

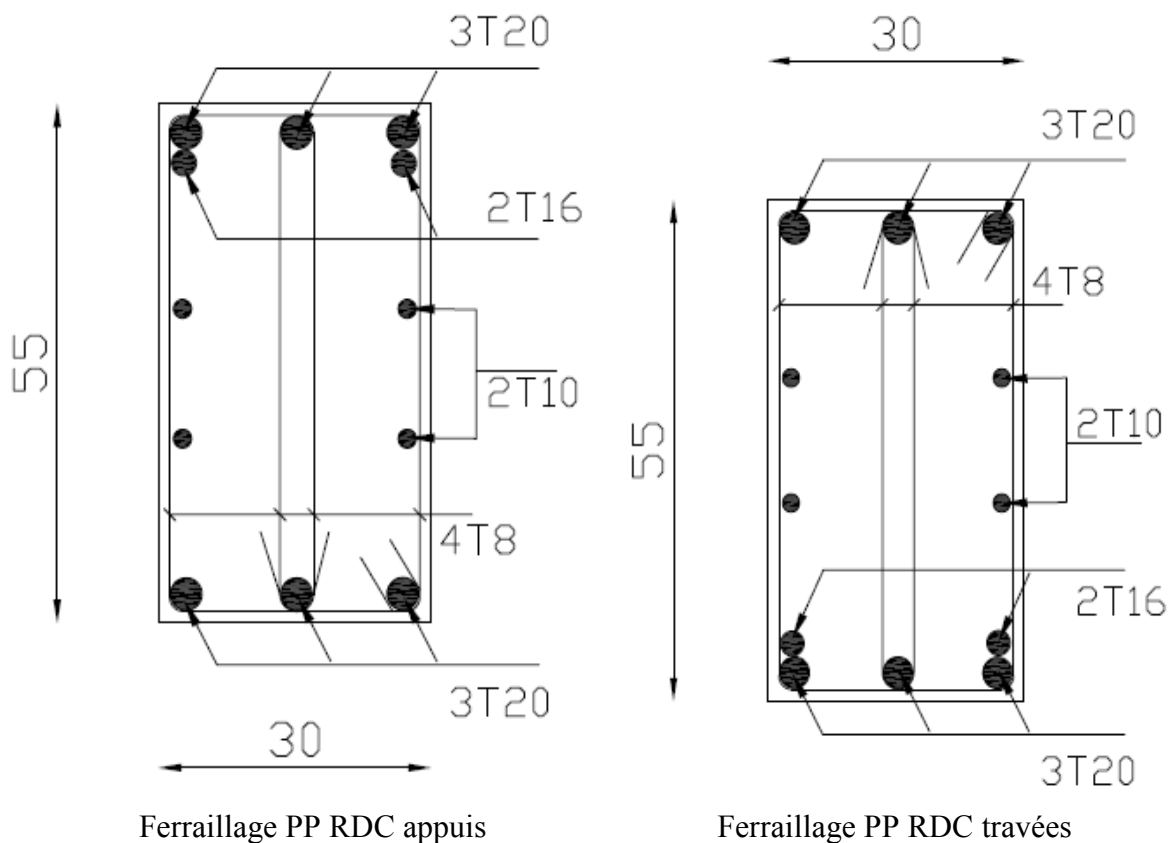


Figure V.6 : Exemples Schéma de Ferrailage des Poutres.

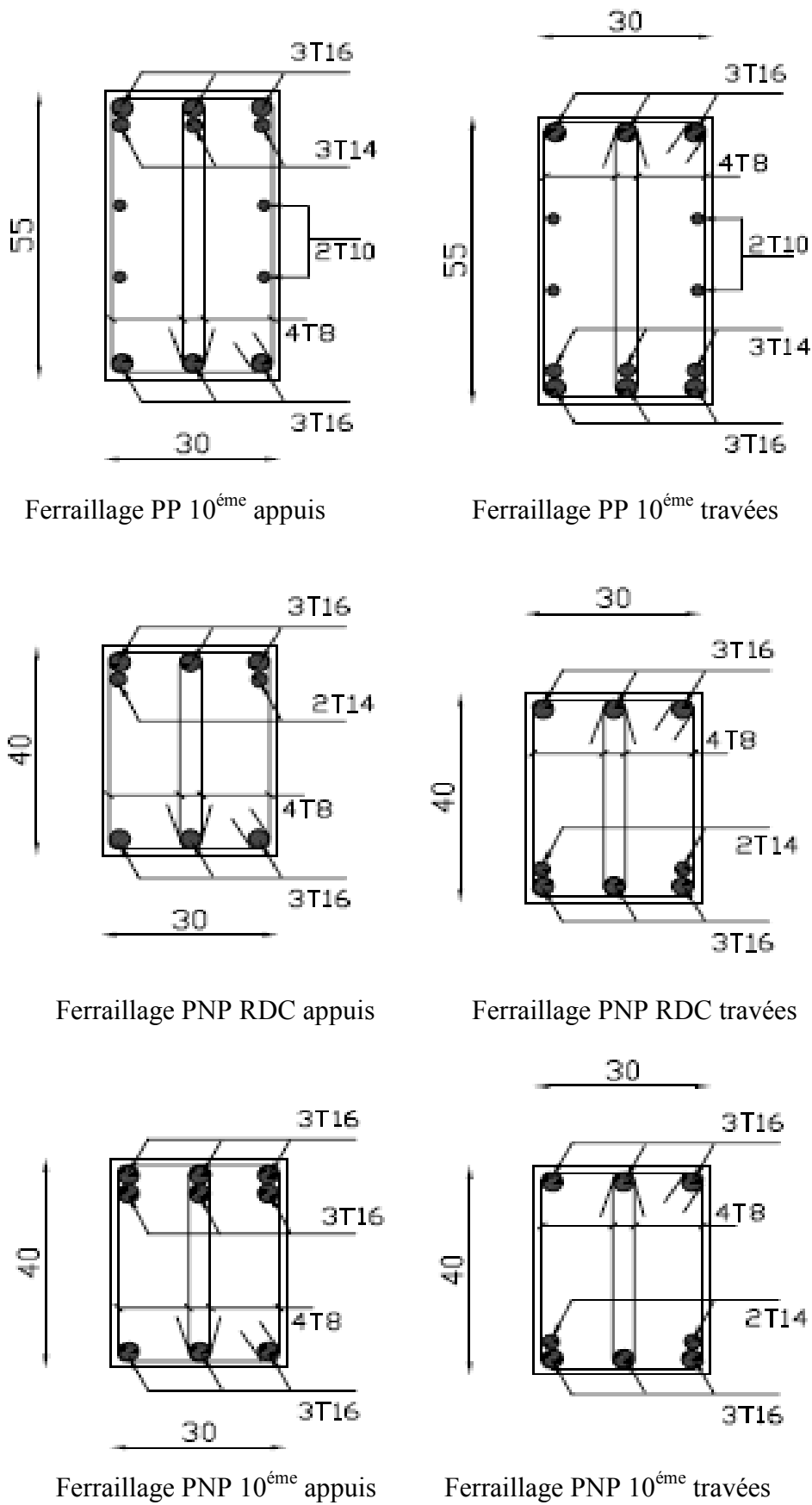


Figure V.7 : Exemples Schéma de Ferraillage des Poutres.

4. FERRAILLAGE DES VOILES

4.1 GENERALITES^[11]

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.

Remarque :

Le rôle des voiles et murs est :

- De reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportée par les planchers.
- De participer au contreventement de la construction (vent et séisme).
- D'assurer une isolation acoustique entre deux locaux, en particulier entre logements, chambre d'hôtel,..., et une protection incendie (coupe-feu).
- De servir de cloisons de séparation entre locaux.

Les calculs des voiles en béton armé et non armé sont effectués suivant les dispositions du **DTU 23.1** « murs en béton banché ».

Les voiles sont utilisés en façade, en pignons ou à l'intérieur (murs de refends) des constructions.

Les voiles en béton comportent un minimum d'armatures :

- Au droit des ouvertures (concentration de contraintes).
- A leur jonction avec les planchers (chaînages) et à leurs extrémités.

Dans leur grande majorité, les constructions en béton armé sont contreventées par des refends.

Les murs de contreventement, ou refends, peuvent être définis comme des structures planes dont la raideur hors plan est négligeable. La rigidité d'un élément résistant aux efforts latéraux va en diminuant depuis le mur de contreventement plein jusqu'au portique, en passant par le mur de contreventement percé d'ouvertures.

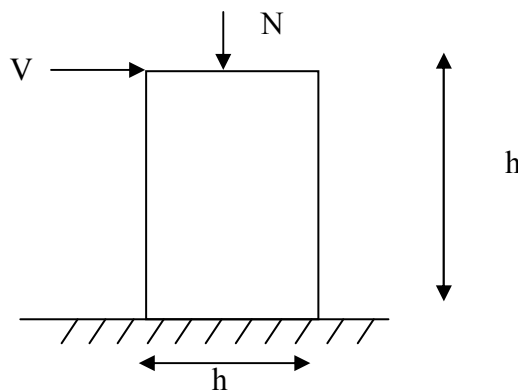
Ce sont des éléments en béton armé ou non armé assurant, d'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse) et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement). Les murs voiles peuvent donc être assimilés à des consoles verticales soumises à une sollicitation de flexion composée avec compression, ayant un certain degré d'encastrement à la base, sur des fondations superficielles ou sur pieux.

De plus, les murs de contreventement se distinguent par le nombre limite d'ouvertures ou de passages qu'ils comportent, de telle sorte que les déformations élastiques de leurs éléments constitutifs sont faibles par rapport à la déformation de l'ensemble. En général, la déformation prépondérante des refends est une déformation de flexion due aux moments de renversement.

La fonction de contreventement peut être assurée si l'effort normal de compression, provenant des charges verticales est suffisant pour que, sous l'action du moment de renversement, le centre des pressions reste à l'intérieur de la section du mur.^[7]

4.2. INTRODUCTION AU FERRAILLAGE DES VOILES :^[12]

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base. La figure suivante montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.



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 du 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 horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

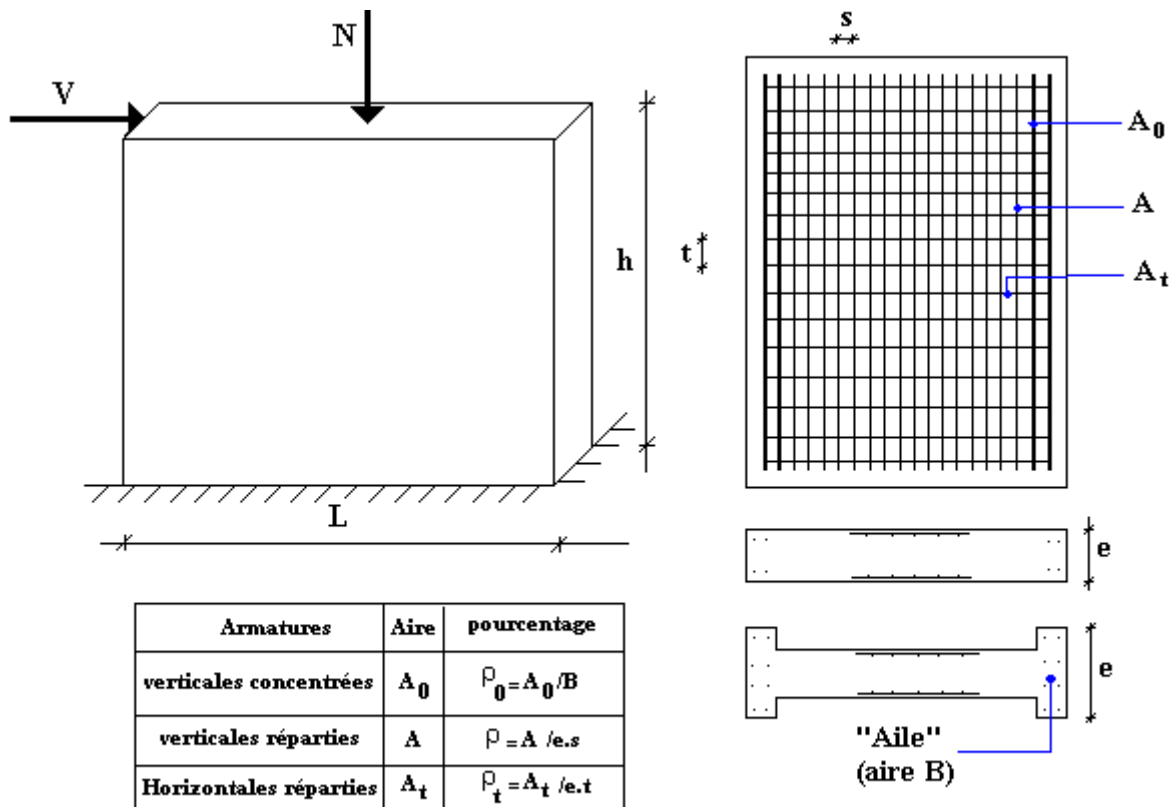


Figure V.8 : Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage

4.3. JUSTIFICATIONS SOUS SOLLICITATIONS NORMALES^[12]

a. Conditions d'application:

- La longueur d du mur : $d \geq 5a$
- L'épaisseur a du mur :
 - $a \geq 10cm$ pour les murs intérieurs.
 - $a \geq 12cm$ pour les murs extérieurs comportant une protection.
 - $a \geq 15cm$ pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.

- L'élançement mécanique λ : $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité r : $r \geq 3a$

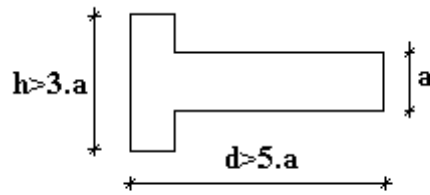


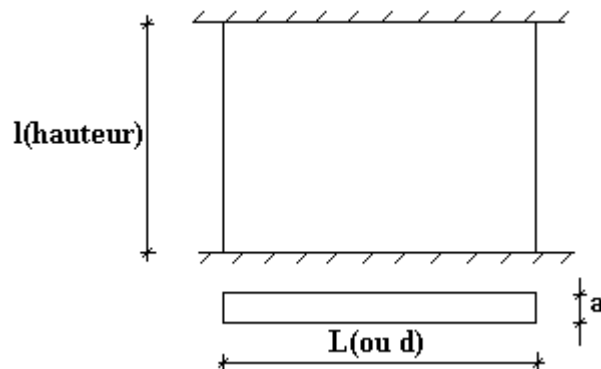
Figure V.9 : Définition de l'élément mur

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.



Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement 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 :

<i>Liaisons du mur</i>		<i>Mur armé verticalement</i>	<i>Mur non armé verticalement</i>
<i>Mur encastré en tête et en pied</i>	<i>Il existe un plancher de part et d'autre</i>	0,80	0,85
	<i>Il existe un plancher d'un seul côté</i>	0,85	0,90
<i>Mur articulé en tête et en pied</i>		1,00	1,00

Tableau V.24: Valeurs de (l_f/l)

L'élanement mécanique λ se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

c. Effort de compression en ELU :^[11]

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:

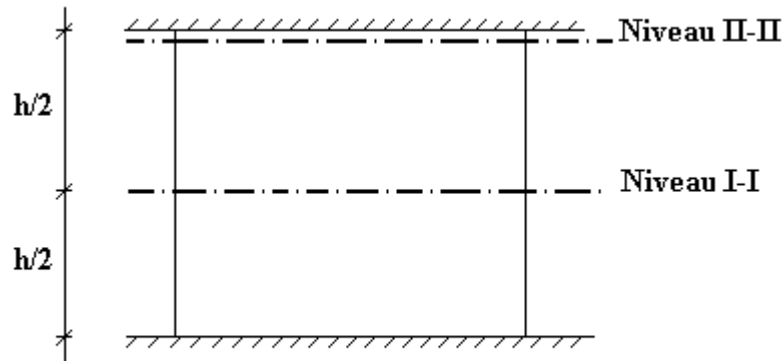
Les valeurs de α données par le tableau ci dessous sont valables dans le cas ou plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours, sinon voir ^[8].

	<i>Notation</i>	<i>Unités</i>	<i>Voiles armé verticalement</i>	<i>Voile non armé verticalement</i>
<i>Elancement</i>	λ		$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
<i>Section réduite</i>	B_r	M^2	$d(a-0,02)$	
<i>Pour $\lambda \leq 50$ Pour $50 \leq \lambda \leq 80$</i>	α	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$ $0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30} \right)^2}$
<i>Effort limite ELU</i>	$N_{u \text{ lim}}$	Kn	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right]$
<i>Contraintes limites</i>	σ	KPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$

Tableau V.25 : Calcul de $\sigma_{u \text{ lim}}$

Remarque:

La contrainte limite vaut $\sigma_{u\text{lim}} = \frac{N_{u\text{lim}}}{a d}$ que nous appellerons σ_{bna} ou σ_{ba} suivant que le béton est non armé ou armé.

d. Niveaux de vérification : [6]

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.

e. Aciers minimaux : [11]

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	$\rho_{v\text{Max}}$ = le pourcentage vertical de la bande la plus armée

Tableau V.26 : 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) ^[11], ^[12]

Seuls les aciers verticaux (de diamètre ϕ_l) pris en compte dans le calcul de $N_{u\ lim}$ sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre ϕ_t)

	<i>Nombres d'armatures transversales</i>	<i>Diamètre ϕ_t</i>
$\phi_l \leq 12mm$	4 épingles par m^2 de voile	6mm
$12\ mm < \phi_l \leq 20mm$	Reprendre toutes les barres verticales Espacement $\leq 15\ \phi_l$	6mm
$20mm < \phi_l$		8mm

Tableau V.27 : Aciers transversaux

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 $S_{12} \leq 0,05f_{c28}$)

4.4. Procédure De Ferrailage Des Trumeaux ^[12]

4.4.1. Introduction

Pour le ferrailage des trumeaux, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements **B.A.E.L 91** et **RPA 99**.

L'apparition de logiciels modernes d'analyse de structure, utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser et analyser les structures a considérablement aidé l'étude du comportement globale de la structure mais aussi, l'obtention directe des efforts et des contraintes (dans les voiles) en tout point de la structure facilite, après une bonne interprétation des résultats du modèle retenue, l'adoption d'un bon ferrailage (ou ferrailage adéquat).

4.4.2 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 COMPRIMEE :

Si $\sigma < 0 \rightarrow$ compression

Dans ce cas le Voile n'est pas armé à la compression, on prend :

$$A_s = \text{Max}(\text{Min BAEL} ; \text{Min RPA}).$$

2 - ZONE TENDUE :

Si $\sigma > 0 \rightarrow$ traction

Lorsqu' une partie (zone) du voile est tendue, la contrainte de traction (moyenne) σ_m vaut :

$$\sigma_m = \frac{F_T}{(e \times l_m)}$$

Avec :

F_T : force de traction.

e : épaisseur du voile.

l_m : longueur de la section considérée (ici maille).

Cette contrainte entraîne une section d'acier A_s tel que :

$$\frac{A_s}{S} = \frac{\sigma_m \cdot \gamma_s}{f_e} \cdot \Delta s = A_v \dots \dots \dots (1)$$

Où $\Delta s = e \times l_m$

$\frac{A_s}{S}$ Est répartie sur 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 coques (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.

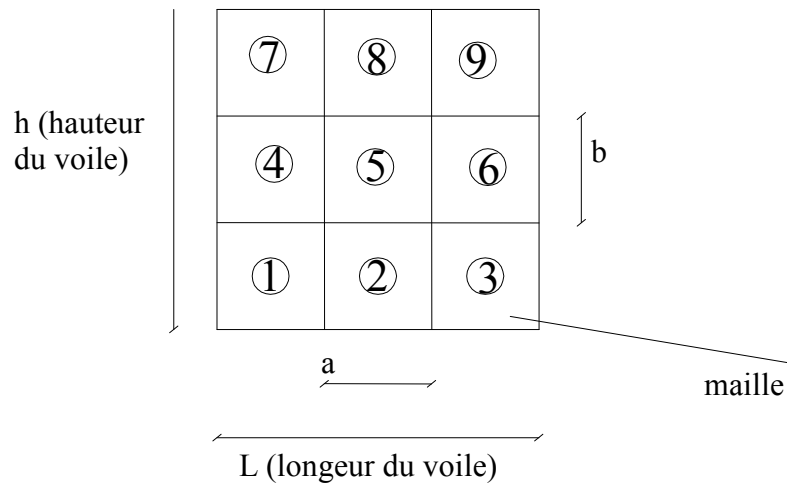


Figure V.10: **Discretisation d'un voile en élément (maille) coque.**

La lecture des contraintes moyennes (de traction ou de compression) se fait directement au milieu de chaque maille dont le ferrailage est calculé par l'équation (1) dans le cas de la traction.

4.4.3 Aciers Horizontaux:

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v \quad (A_v = A_s \text{ précédemment définit})$$

$$A_{h2} = \frac{\bar{\tau}_u b_0 S_t}{0,8(0,8f_e)} = \frac{1,4 \tau_u a S_t}{0,8f_e} 1,25$$

$\tau_u = S_{12}$ est donnée par l'inter face graphique du **SAP 2000**.

S_t : Espacement maximal trouvé pour A_v

$b_0 = a$ (épaisseur du trumeau)

$$A_h \geq \text{Max} (A_{h1}, A_{h2})$$

4.4.5. Préconisation Du Règlement Parasismique Algérien (Rpa99 Version2003) :

a. 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 $0,15\%$.
- 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 $0,15\%$ 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 $l/10$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm .

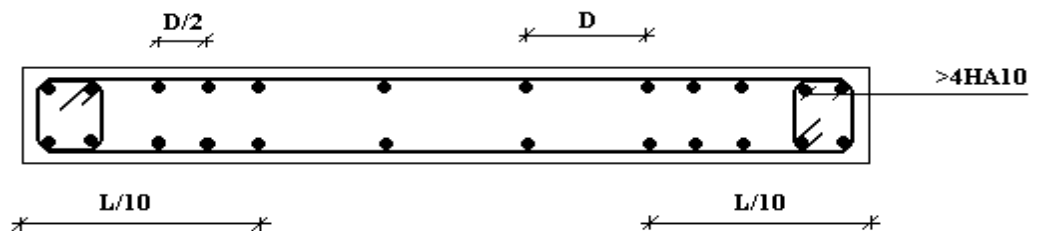


Figure V.11 : Disposition des Armatures verticales dans les voiles

b. Aciers horizontaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

c. Règles communes :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile $0,15\%$
 - En zone courante $0,10\%$
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30cm \end{cases}$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

Exemple de calcul (voile V1) :

Soit le voile de longueur

$$L = 2 \text{ m}$$

$$a = 0,15 \text{ m (épaisseur)}$$

$$h_e = 3,74 \text{ m (hauteur d'étage)}$$

Le voile est découpé en 2 mailles horizontales de même longueur $L^i = 1 \text{ m}$ et de section $S_i = L^i \cdot (a)$.

- **Contraintes limites :**

Pour une hauteur d'étage de 3,74 d'où la hauteur libre est égale à :

- $h_e = 3,74 - 0,55 = 3,19 \text{ m}$ ($0,55 \text{ m}$: hauteur de la poutre)

	Unité	Béton non armé	Béton armé
Longueur de flambement l_f	m	$3,19 \times 0,85 = 2,71$	$0,8 \times 3,19 = 2,55$
Elancement λ		$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,15} = 62,62$	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,15} = 58,94$
Coefficient α		0,35	0,43
Section réduite B_r (par ml) Avec $d = 1$ m	M^2	$(a-0,02) = (0,15-0,02) = 0,13$	$(a-0,02)l = (0,15-0,02)l = 0,13$
Contraintes limites $\sigma = \frac{N_u \lim}{a d}$ Avec $d = 1$ m	MPa	$\sigma_{bna} = 0,35 \left[\frac{0,13 \times 25}{1 \times 1,15 \times 0,15} \right]$ $\sigma_{bna} = 7,27 \text{ MPa}$	$\sigma_{ba} = \frac{0,43}{1 \times 0,15} \left(\frac{0,13 \times 25}{0,9 \times 1,15} + A_s \frac{400}{1} \right)$ $\sigma_{ba} = 9,2 \text{ MPa}$

Tableau V.28 : Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple.**Remarque:**

$\sigma_{ba} = 9,21 \text{ MPa}$ correspondant à $A_s = 0,1\%$ de B_{et}

$$B_{et} = (0,15) (1) \text{ m}^2 = 0,15 \text{ m}^2$$

$$A_s = 1,5 \text{ cm}^2$$

Maille (ou élément de voile)	1	2
Dimensions (m²) (a*t) = S_j	0,15	0,15
Contrainte moyenne par maille σ_j (MPa)	2,63	5,76
Force de traction F_t(MN) = σ_jS_j	0,39	0,86
Section d'acier (cm²) $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$ (situation accidentelle γ_s= 1)	9,86	21,6
Aciers minimaux (cm²) 1. Selon BAEL: 0,1%S_{béton} 2. Selon RPA99: 0,15 %S_{béton}	1,5 2,25	1,5 2,25
Acier total (sur deux faces en cm²) S_i: espacement (Cm)	2 x 6T12 = 13,58 $\frac{100}{5} = 20$	2 x 7T16 = 28,14 $\frac{100}{6} = 16$
S ≤ (1.5 a, 30cm) S ≤ 22.5 cm	vérifié	vérifié

Tableau VI.29 : Calcul des armatures verticales de l'exemple

Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture) ^[2]

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad ; \quad \bar{V} = 1,4V_u^{cal} \quad ; \quad \bar{V} = S_{12} . a . Li$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{0,79 (150) (100)}{400} 1,4 = 4,56 . mm^2$$

$$A_{vj} = 4,56 cm^2$$

Cette quantité d'acier sera ajoutée le long des joints de reprise de coulage.

- **Aciers horizontaux :**

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \cdot a \cdot S_t}{(0,8 f_e) 0,8}$$

$$\bar{\tau}_u = 1,4 \tau_u = 1,4 S_{12}$$

$$S_{t \min} = 22,5 \text{ mm}$$

$$A_{h1} = \frac{1,4 (0,79) (150) (225)}{(0,8) (400) (0,8)} = 1,46 \text{ cm}^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v ; A_v = \{\text{section d'acier vertical de la Maille la plus armé}\}$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (24,12) = 16,08 \text{ cm}^2$$

$$A_{h \min} = (0,15\%) a \cdot l = \frac{0,15}{100} (15) (100) = 2,25 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_h = \text{Max}(A_{h1}, A_{h2}, A_h^{\min}) = 16,08 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 2 \times 6T14 = 18,48 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } S_t = \frac{935}{5} = 187 \text{ mm}$$

$$\text{On prend : } S_t = 187 \text{ mm} < S_{t \min} = 225 \text{ mm} \quad \dots \text{ vérifié}$$

5. PRESENTATION DES RESULTATS

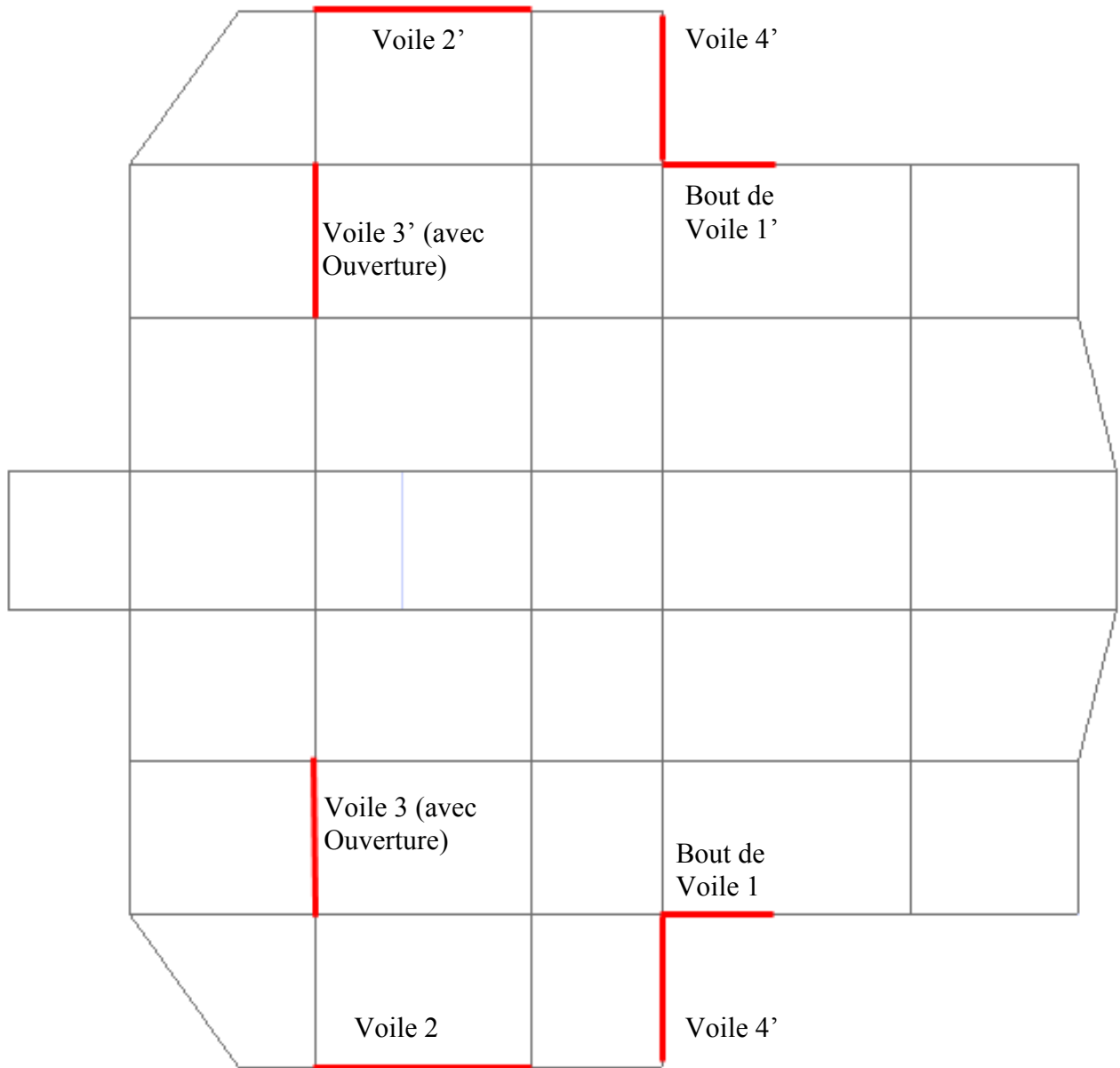


FIGURE V.12 : Disposition des voiles

	e (cm)	L_i (m)	L_{voile} (m)
Voile 1	15	1	2
Voile 2	15	0,91	5,45
Voile 3 avec Ouverture	15	0,925	3,7
Voile 4	15	0.925	3.7

Tableau V.30 : Caractéristiques des voiles

Nota :

Les valeurs des contraintes dans les voiles données dans les tableaux ci-après correspondent à la combinaison de charge $0.8G \pm E$.

- *Armature verticale de traction*

<i>Hauteur (m)</i>	<i>Maille</i>	<i>S_i</i>	<i>σ_j</i>	<i>F_t</i>	<i>A_s</i>	<i>A_s/B</i>	<i>Le choix</i>	<i>A_Vadopté</i>
		<i>(m²)</i>	<i>(MPa)</i>	<i>(MN)</i>	<i>(cm²)</i>	<i>(%)</i>		<i>(cm²)</i>
<i>RDC</i>	<i>1</i>	<i>0,15</i>	<i>2,63</i>	<i>0,39</i>	<i>9,86</i>	<i>0,657</i>	<i>2 x 6T12</i>	<i>13,58</i>
	<i>2</i>	<i>0,15</i>	<i>5,76</i>	<i>0,86</i>	<i>21,6</i>	<i>1,440</i>	<i>2 x 8T14</i>	<i>24,64</i>
<i>1^{er}</i>	<i>1</i>	<i>0,15</i>	<i>1,99</i>	<i>0,3</i>	<i>7,46</i>	<i>0,497</i>	<i>2 x 6T10</i>	<i>9,42</i>
	<i>2</i>	<i>0,15</i>	<i>3,6</i>	<i>0,54</i>	<i>13,5</i>	<i>0,900</i>	<i>2 x 6T14</i>	<i>18,48</i>
<i>2^{ème}</i>	<i>1</i>	<i>0,15</i>	<i>1,4</i>	<i>0,21</i>	<i>5,25</i>	<i>0,350</i>	<i>2 x 6T10</i>	<i>9,42</i>
	<i>2</i>	<i>0,15</i>	<i>3,43</i>	<i>0,51</i>	<i>12,86</i>	<i>0,857</i>	<i>2 x 6T12</i>	<i>13,58</i>
<i>3^{ème}</i>	<i>1</i>	<i>0,15</i>	<i>0,91</i>	<i>0,14</i>	<i>3,41</i>	<i>0,227</i>	<i>2 x 6T10</i>	<i>9,42</i>
	<i>2</i>	<i>0,15</i>	<i>2,84</i>	<i>0,43</i>	<i>10,65</i>	<i>0,710</i>	<i>2 x 6T12</i>	<i>13,58</i>
<i>4^{ème}</i>	<i>1</i>	<i>0,15</i>	<i>0,74</i>	<i>0,11</i>	<i>2,78</i>	<i>0,185</i>	<i>2 x 6T10</i>	<i>9,42</i>
	<i>2</i>	<i>0,15</i>	<i>2,36</i>	<i>0,35</i>	<i>8,85</i>	<i>0,590</i>	<i>2 x 6T10</i>	<i>9,42</i>
<i>5^{ème}</i> - <i>8^{ème}</i>	<i>1</i>	<i>0,15</i>	<i>0,81</i>	<i>0,12</i>	<i>3,04</i>	<i>0,203</i>	<i>2 x 6T10</i>	<i>9,42</i>
	<i>2</i>	<i>0,15</i>	<i>2</i>	<i>0,3</i>	<i>7,5</i>	<i>0,500</i>	<i>2 x 6T10</i>	<i>9,42</i>
<i>9^{ème}</i> - <i>10^{ème}</i>	<i>1</i>	<i>0,15</i>	<i>2,27</i>	<i>0,34</i>	<i>8,51</i>	<i>0,567</i>	<i>2 x 6T10</i>	<i>9,42</i>
	<i>2</i>	<i>0,15</i>	<i>1,73</i>	<i>0,26</i>	<i>6,49</i>	<i>0,433</i>	<i>2 x 6T10</i>	<i>9,42</i>

Tableau V.31 : Calcul des armatures Bout de voile (VI, VI')

Hauteur (m)	Maille	S_i	σ_j	F_t	A_s	A_s/B	Le choix	$A_{Vadopté}$
		(m^2)	(MPa)	(MN)	(cm^2)	(%)		(cm^2)
RDC - 2 ^{ème}	1	0,137	4,01	0,55	13,68	0,999	2x6T14	18,48
	2	0,137	2,2	0,3	7,51	0,548	2x6T10	9,42
	3	0,137	0,81	0,11	2,76	0,201	2x6T10	9,42
	4	0,137	-0,64	/	/	/	/	/
	5	0,137	1,57	0,21	5,36	0,391	2x6T10	9,42
	6	0,137	3,26	0,44	11,12	0,812	2x6T14	18,48
3 ^{ème} - 4 ^{ème}	1	0,137	2,64	0,36	9,01	0,658	2x6T10	9,42
	2	0,137	1,75	0,24	5,97	0,436	2x6T10	9,42
	3	0,137	0,51	0,07	1,74	0,127	2x6T10	9,42
	4	0,137	-0,5	/	/	/	/	/
	5	0,137	0,46	0,06	1,56	0,114	2x6T10	9,42
	6	0,137	1,31	0,18	4,47	0,326	2x6T10	9,42
5 ^{ème} - 7 ^{ème}	1	0,137	1,67	0,23	5,7	0,416	2x6T10	9,42
	2	0,137	0,82	0,11	2,8	0,204	2x6T10	9,42
	3	0,137	0,35	0,05	1,19	0,087	2x6T10	9,42
	4	0,137	-0,32	/	/	/	/	/
	5	0,137	0,77	0,11	2,63	0,192	2x6T10	9,42
	6	0,137	0,9	0,12	3,07	0,224	2x6T10	9,42
8 ^{ème} - 10 ^{ème}	1	0,137	2,38	0,32	8,12	0,593	2x6T10	9,42
	2	0,137	1,51	0,21	5,15	0,376	2x6T10	9,42
	3	0,137	1,08	0,15	3,69	0,269	2x6T10	9,42
	4	0,137	0,84	0,11	2,87	0,209	2x6T10	9,42
	5	0,137	1,64	0,22	5,6	0,409	2x6T10	9,42
	6	0,137	2,06	0,28	7,03	0,513	2x6T10	9,42

Tableau V.32: Calcul des armatures du voile (V2, V2')

Hauteur (m)	Maille	S_i	σ_j	F_t	A_s	As/B	Le choix	$A_{Vadopté}$
		(m^2)	(MPa)	(MN)	(cm^2)	(%)		(cm^2)
RDC - 2 ^{ème}	1	0,139	1,44	0,2	5	0,359	2x6T10	9,42
	2	0,139	0,87	0,12	3,02	0,217	2x6T10	9,42
	3	0,139	0,91	0,13	3,16	0,227	2x6T10	9,42
	4	0,139	1,69	0,23	5,86	0,421	2x6T10	9,42
3 ^{ème} - 4 ^{ème}	1	0,139	0,83	0,12	2,88	0,207	2x6T10	9,42
	2	0,139	0,78	0,11	2,71	0,194	2x6T10	9,42
	3	0,139	0,67	0,09	2,32	0,167	2x6T10	9,42
	4	0,139	0,79	0,11	2,74	0,197	2x6T10	9,42
5 ^{ème} - 7 ^{ème}	1	0,139	0,67	0,09	2,32	0,167	2x6T10	9,42
	2	0,139	0,6	0,08	2,08	0,149	2x6T10	9,42
	3	0,139	0,58	0,083	2,01	0,144	2x6T10	9,42
	4	0,139	0,64	0,089	2,22	0,159	2x6T10	9,42
8 ^{ème} - 10 ^{ème}	1	0,139	1,13	0,16	3,92	0,282	2x6T10	9,42
	2	0,139	0,77	0,11	2,67	0,192	2x6T10	9,42
	3	0,139	0,76	0,11	2,67	0,192	2x6T10	9,42
	4	0,139	1,11	15	3,85	0,276	2x6T10	9,42

Tableau V.33 : Calcul des armatures du voile (V3, V3')

Hauteur (m)	Maille	S_i	σ_j	F_t	A_s	As/B	Le choix	$A_{vadopté}$
		(m^2)	(MPa)	(MN)	(cm^2)	(%)		(cm^2)
RDC	1	0,139	4,11	0,57	14,26	1,026	2x6T14	18,48
	2	0,139	1,51	0,21	5,24	0,377	2x6T10	9,42
	3	0,139	-0,89	/	/	/	/	/
	4	0,139	2,2	0,31	7,63	0,549	2x6T14	18,48
1 ^{er} - 2 ^{ème}	1	0,139	3,16	0,44	10,96	0,788	2x6T12	13,58
	2	0,139	1,05	0,15	3,64	0,262	2x6T10	9,42
	3	0,139	-0,91	/	/	/	/	/
	4	0,139	1,6	0,22	5,55	0,399	2x6T12	13,58
3 ^{ème} - 7 ^{ème}	1	0,139	1,99	0,28	6,9	0,496	2x6T12	13,58
	2	0,139	0,75	0,1	2,6	0,187	2x6T10	9,42
	3	0,139	-0,93	/	/	/	/	/
	4	0,139	1,6	0,22	5,55	0,399	2x6T12	13,58
8 ^{ème} - 10 ^{ème}	1	0,139	2,85	0,4	9,89	0,712	2x6T12	13,58
	2	0,139	1,36	0,19	4,72	0,340	2x6T10	9,42
	3	0,139	1,31	0,188	4,54	0,327	2x6T10	9,42
	4	0,139	1,4	0,194	4,86	0,350	2x6T12	13,58

Tableau V.34 : Calcul des armatures du voile (V4, V4')

Armature de joint de bétonnage (acier de couture)

$S_{12} = \tau_u$ désigne la contrainte moyenne tangentielle (c.à.d valeur l'au milieu de la maille)

Hauteur (m)	zone	τ_u (Mpa)	A_{vj}^{cal} (cm²)	Le choix	$A_{adopté}$ (cm²)
V1	1	0,71	4,10	2 x 5T12	11,3
	2	0,56	3,23	2 x 5T12	11,3
	3	0,86	4,97	2 x 5T12	11,3
	4	1,1	6,35	2 x 5T12	11,3
	5	1,6	9,24	2 x 5T12	11,3
	6	1,62	9,36	2 x 5T12	11,3
	7	1,12	6,47	2 x 5T12	11,3
V2	1	1,8	9,46	2 x 5T12	11,3
	2	1,5	7,88	2 x 5T12	11,3
	3	1,69	8,88	2 x 5T12	11,3
	4	1,82	9,56	2x 5T12	11,3
V3	1	1,92	10,26	2 x 5T12	11,3
	2	1,52	8,12	2 x 5T12	11,3
	3	1,21	6,46	2 x 5T12	11,3
	4	0,89	4,75	2 x 5T12	11,3
V4	1	1,99	10,63	2 x 5T12	11,3
	2	1,63	8,71	2 x 5T12	11,3
	3	1,31	7,00	2 x 5T12	11,3
	4	0,93	4,97	2x 5T12	11,3

Tableau V.35 : Calcul des aciers de couture des voiles

- **Armature verticale de compression :**

$\sigma^{\max} = 0,93 < \sigma_{ba} = 9,81 \Rightarrow$ le voile n'est pas armé à la compression, on prend la section minimale

$$\rho_v = \text{Max} \{ \text{min BAEL} ; \text{min RPA 99} \}$$

Selon le BAEL : $\rho_v = 0,10\%$

Selon le RPA 99: $\rho_v = 0,15\%$

$$A_{v \text{ cal}} = \text{Max}(A_{v \text{ RPA}} , A_{v \text{ BAEL}})$$

Le tableau présente les valeurs des sections d'aciers de compression :

Hauteur (m)	Li (m)	$A_s^{cal} (cm^2)$	Choix	$A_{adopté} (cm^2)$
V1	1	2,250	2 x 4T10	6.28
V2	0,91	2,048	2 x 4T10	6.28
V3	0,925	2,081	2 x 4T10	6.28
V4	0.925	2,080	2 x 4T10	6.28

Tableau V.36 : **Calcul des aciers de compression.**

• Aciers horizontaux

Voile	Niveaux	τ_u (Mpa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	A_h (cm ²)	choix	$A_h^{adopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
VL1	RDC	0,79	1,46	16,080	2,25	16,080	2 x 6T14	18,48	18
	1 ^{ème}	0,53	0,98	12,320	2,25	12,320	2 x 6T12	13,58	18
	2 ^{ème}	0,88	1,62	9,053	2,25	9,053	2 x 7T10	11	15
	3 ^{ème}	1,11	2,05	9,053	2,25	9,053	2 x 7T10	11	15
	4 ^{ème}	1,22	2,25	6,280	2,25	6,280	2 x 7T10	11	15
	5 ^{ème} - 8 ^{ème}	1,26	2,33	6,280	2,25	6,280	2 x 7T10	11	15
	9 ^{ème} - 10 ^{ème}	0,88	1,62	6,280	2,25	6,280	2x 7T10	11	15
VL2	RDC - 2 ^{ème}	1,99	3,67	12,320	2,05	12,320	2 x 6T12	13,58	18
	3 ^{ème} - 4 ^{ème}	1,58	2,92	6,280	2,05	6,280	2 x 6T10	9,42	18
	5 ^{ème} - 7 ^{ème}	2,04	3,77	6,280	2,05	6,280	2 x 6T10	9,42	18
	8 ^{ème} - 10 ^{ème}	2,19	4,04	6,280	2,05	6,280	2 x 6T10	9,42	18
VL3	RDC - 2 ^{ème}	2,48	4,58	6,280	2,08	6,280	2 x 6T10	9,42	18
	3 ^{ème} - 4 ^{ème}	2,51	4,63	6,280	2,08	6,280	2 x 6T10	9,42	18
	5 ^{ème} - 7 ^{ème}	1,92	3,54	6,280	2,08	6,280	2 x 6T10	9,42	18
	8 ^{ème} - 10 ^{ème}	1,31	2,42	6,280	2,08	6,280	2 x 6T10	9,42	18
VL4	RDC	2,4	4,43	12,320	2,08	12,320	2 x 6T12	13,58	18
	1 ^{ème} - 2 ^{ème}	1,91	3,53	9,053	2,08	9,053	2 x 7T10	11	15
	3 ^{ème} - 7 ^{ème}	1,44	2,66	9,053	2,08	9,053	2 x 7T10	11	15
	8 ^{ème} - 10 ^{ème}	1,35	2,49	9,053	2,08	9,053	2 x 7T10	11	15

Tableau V.37 : Calcul des aciers horizontaux des voiles

Bout de Voile 1 (RDC)

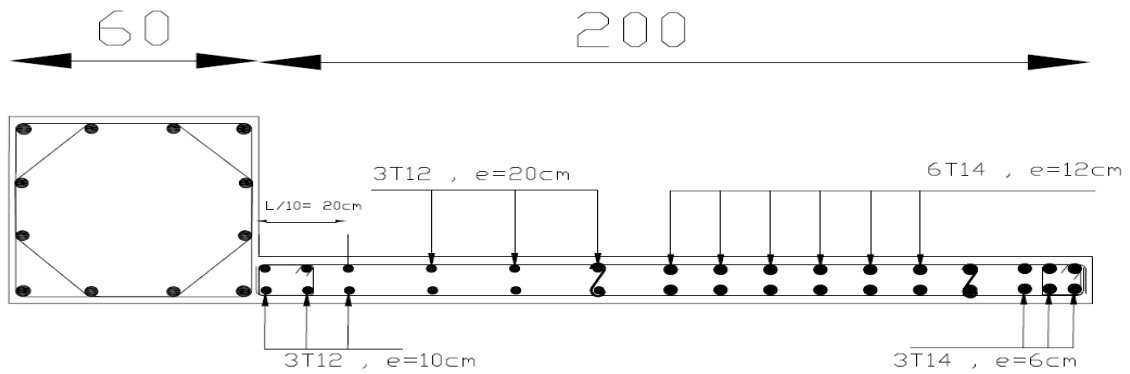


Figure V.13 : Ferraillage Voile 1

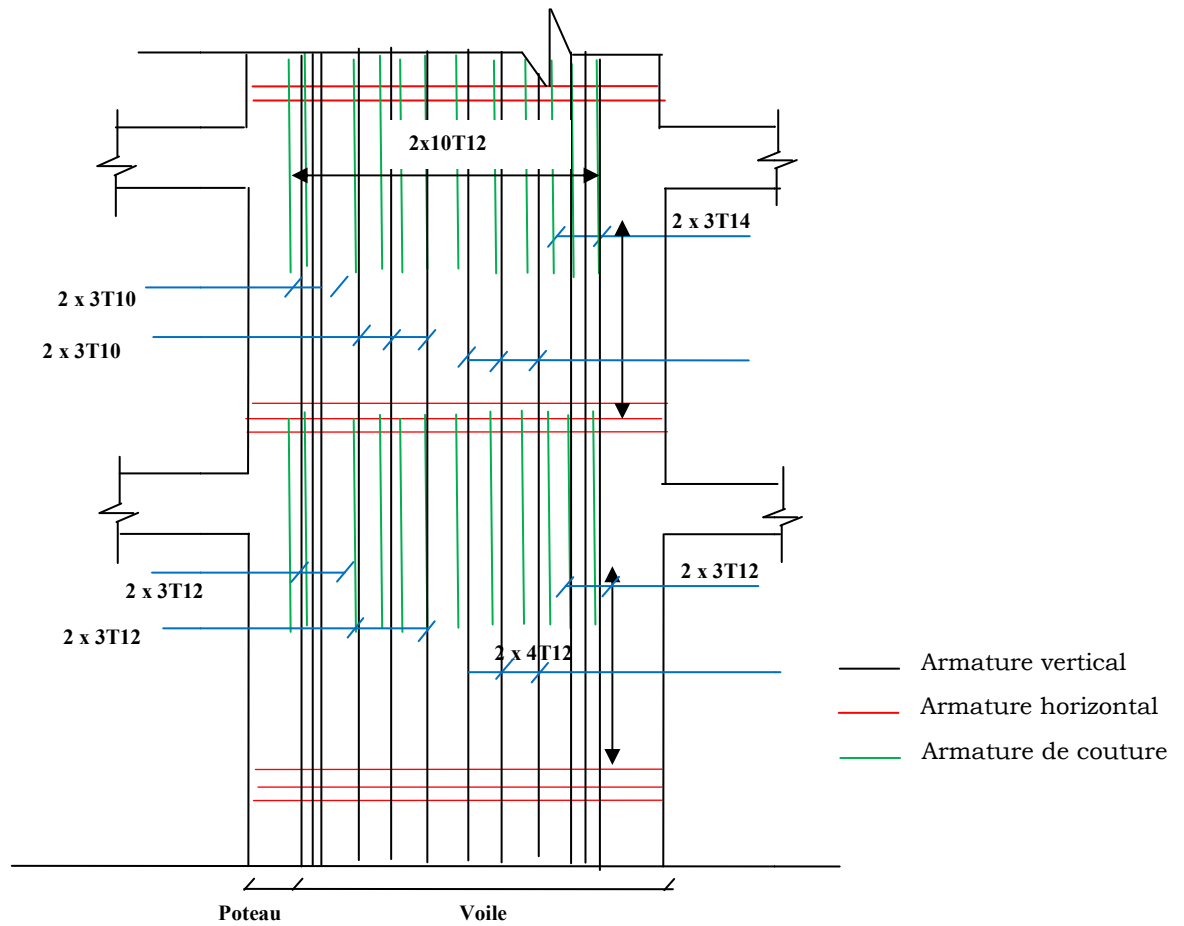


Figure V.14 : **Détail De Ferraillage bout de Voile 1 en élévation**

Voile 2 (RDC+1^{er})

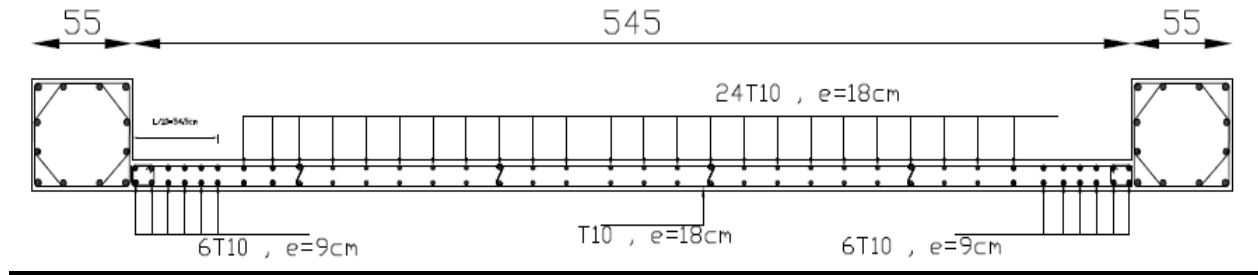


Figure V.15 : Ferraillage Voile 2

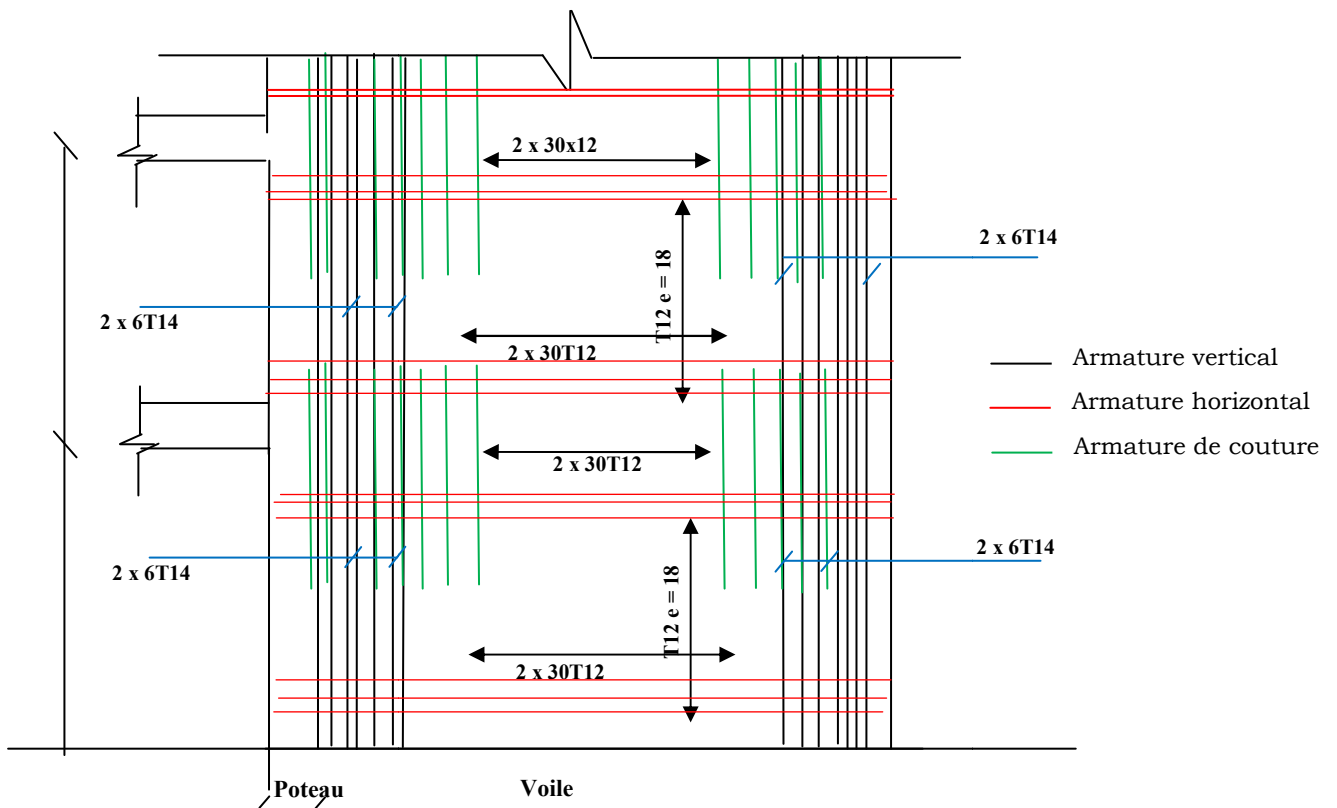


Figure V.16: Détail Ferraillage Voile 2 en élévation

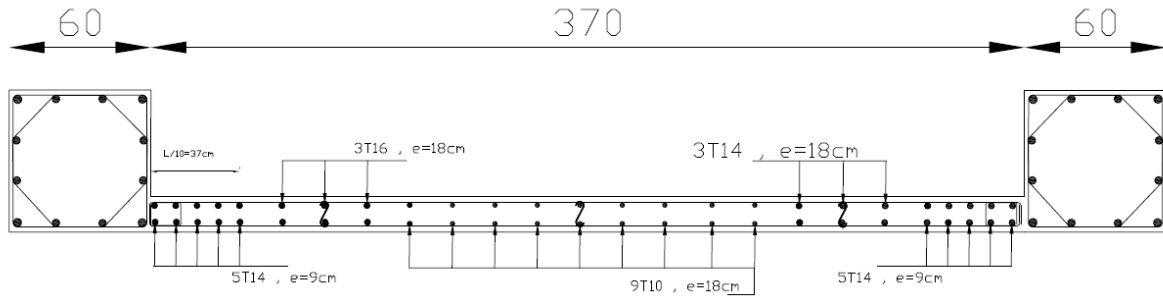


Figure V.17 : Ferrailage Voile 4

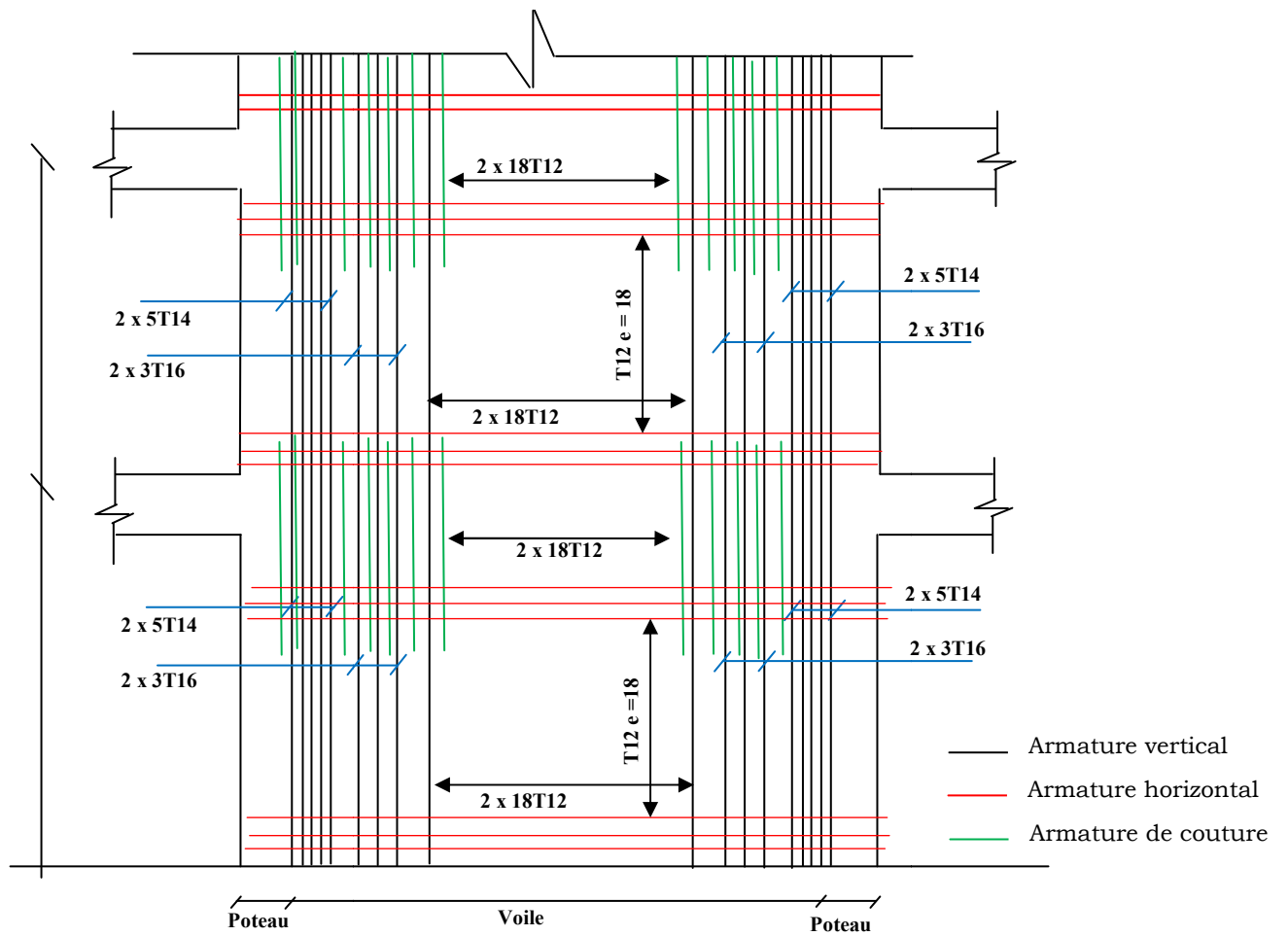


Figure V.18 : Détail Ferrailage Voile 4 en élévation

6. FERRAILLAGE DES LINTEAUX

- Les linteaux sont des éléments considérés comme des poutres courtes de faible raideur, bi encastés 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 pourront donc être calculés en flexion simple.

- 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 ; $\tau_b \leq \overline{\tau_b} = 0,2 f_{c28}$

$$\tau_b = \frac{\overline{V}}{b_0 d} \quad \text{Avec} \quad \overline{V} = 1,4 V_u^{cal}$$

Ou bien : $\tau_b = 1,4 \tau_u^{cal}$ ($\tau_u^{cal} = S_{12}$ du fichier résultats du **SAP2000**)

Avec :

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile = $0,9h$.

h : Hauteur totale de la section brute.

6.1 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 ($\overline{V} = 1,4 V_u^{cal}$)

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 :
$$S \leq \frac{A_t f_e l}{V + A_t f_e}$$

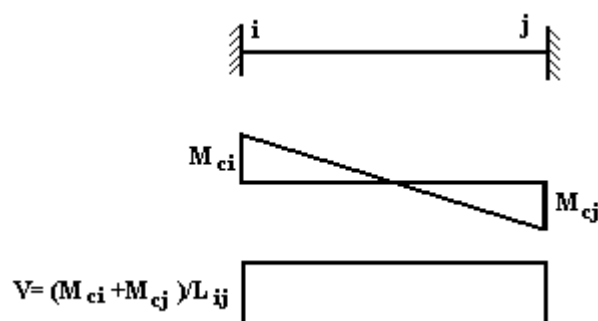
Avec : $V = \text{Min}(V_1, V_2)$

$$V_2 = 2 V_u^{cal}$$

$$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

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 : $M_c = A_t f_e Z$

Où : $Z = h - 2 d'$



6.2. 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 :
$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h - 2d}{l}$$

Et :
$$V = V_u^{cal} \quad (\text{sans majoration}) \quad (\tau_u = \frac{V_u^{cal}}{e h} = S_{12})$$

6.3. 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 $\tau_b > 0,025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0,0025 b S$

$$S_t \leq \frac{h}{4} \quad (\text{Espacement des cadres})$$

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%

C'est à dire :
$$A_c \geq 0,002 b h \quad (\text{en deux nappes})$$

d. Armatures Diagonales A_D :

• si $\tau_b \leq 0,06 f_{c28} \Rightarrow A_D = 0$

• si $\tau_b > 0,06 f_{c28} \Rightarrow A_D \geq 0,0015 b h$

Exemple de calcul :**Linéau type 1 :**

Soit le linéau suivant :

$$h = 0,935 \text{ m}$$

$$l = 1,87 \text{ m}$$

$$b = 0,15 \text{ m}$$

Les calculs :

- $\tau_b = 2,93 \text{ MPa}$
- $0,06 f_{c28} = \tau'_b = 1,5 \text{ MPa}$

$$\tau_b > 0,06 f_{c28} \Rightarrow \text{On est dans le cas } N^{\circ}2$$

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 :

$$\triangleright A_l = A'_l \geq 0,0015(0,15)(0,935)10^4 = 2,10 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_l = A'_l = 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$\triangleright A_c \geq (0,002)(0,15)(0,935)10^4 = 2,81 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_c = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2 \quad (\text{répartie en deux nappes}) \text{ (soit 2 barres /nappe)}$$

$$\triangleright 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_b > 0,025 f_{c28} \quad \text{donc :}$$

$$A_t \geq 0,0025 b S = (0,0025)(0,15)(0,234)10^4 = 0,89 \text{ cm}^2 \quad \text{car } S_t^{\max} = \frac{h}{4} = 0,234 \text{ m}$$

$$\text{soit : } A_t = 5T08 = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{93,5}{5} = 18,7 \text{ cm} \quad \text{or} \quad S_t = 18,7 \text{ cm} < S_t^{\max}$$

$$\triangleright A_D = \frac{(\tau_u b h)}{2 f_e \sin \alpha}$$

$$\text{Avec : } \operatorname{tg} \alpha = \frac{h - 2d'}{l} = \frac{93,5 - 2(3)}{187} = 0,47 \Rightarrow \alpha = 25,08^\circ$$

$$A_D = \frac{(2,93)(150)(935)}{(2)(400) \sin(25,08)} = 12,12 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_D = 2 \times 6T12 = 13,58 \text{ cm}^2$$

- $A_D \geq 0,0015 b h = 2,10 \text{ cm}^2$ c'est vérifié
- Longueur d'ancrage : $L_a \geq \frac{h}{4} + 50\phi = \frac{93,5}{4} + 50(1,2) = 83,38 \text{ cm}$
 $\Rightarrow L_a = 90 \text{ cm}$

Le calcul des armatures est donné par le tableau suivant :

	h (m)	l (m)	b (m)	τ_u (MPa)	$\tau_b >$ $0,06 f_{c28}$	$\tau_b >$ $0,025 f_{c28}$	$A_l = A'_l$ (cm ²)	A_c (cm ²)	A_t (cm ²)	A_D (cm ²)
Type 01	0,935	1,87	0,15	2,93	Oui	Oui	2,10	2,81	0,89	12,12
Type 02	1	4,25	0,15	2,8	Oui	Oui	2,25	3	0,94	24,31

Tableau V.38 : Ferrailage des linteaux

Choix des armatures :

$$\text{Type 01 : } \begin{cases} A_L = A'_L = 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2 \\ A_c = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2 \\ A_t = 5T08 = 2,51 \text{ cm}^2 \quad ; S_t = 14,24 \text{ cm}^2 \\ A_D = 2 \times 6T12 = 13,58 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Type 02 : } \begin{cases} A_L = A'_L = 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2 \\ A_c = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2 \\ A_t = 5T08 = 2,51 \text{ cm}^2 \quad ; S_t = 20 \text{ cm}^2 \\ A_D = 2 \times 8T14 = 24,62 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

FERRAILLAGE DES LINTEAUX

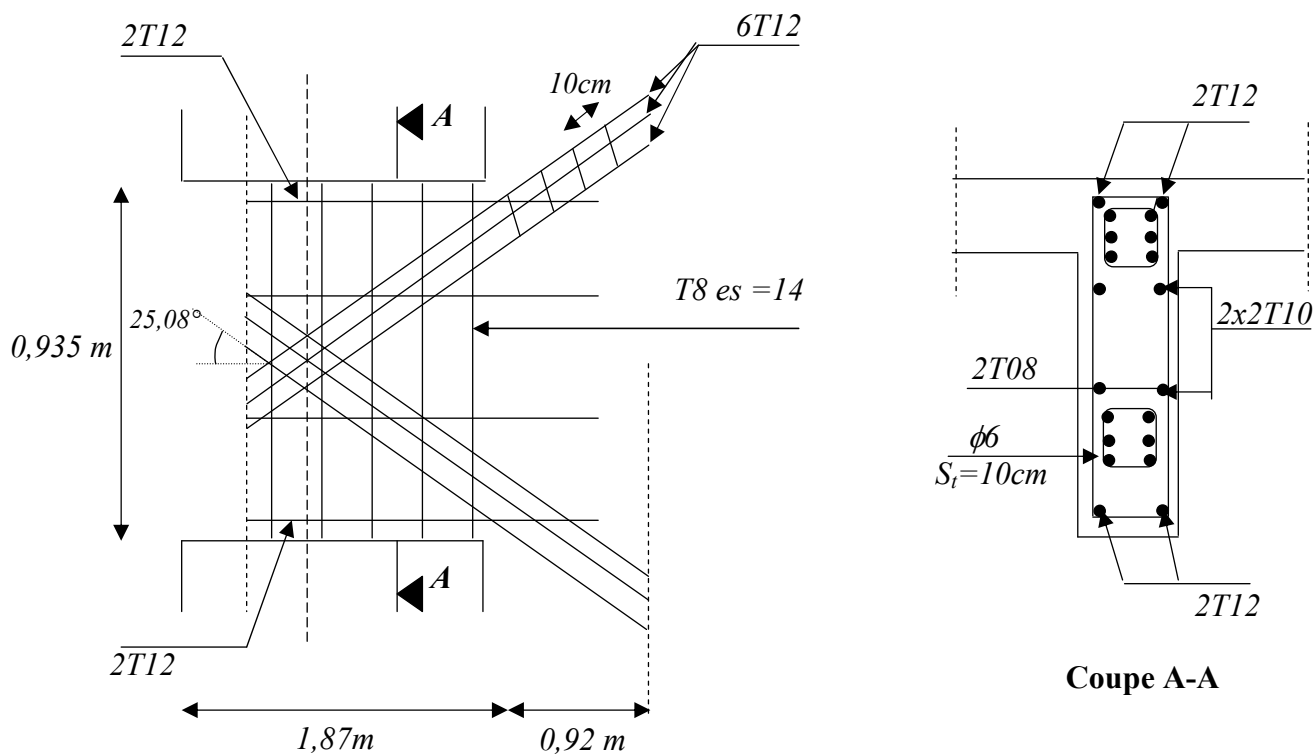


Figure V.19 : **Ferraillage des linteaux type 1**

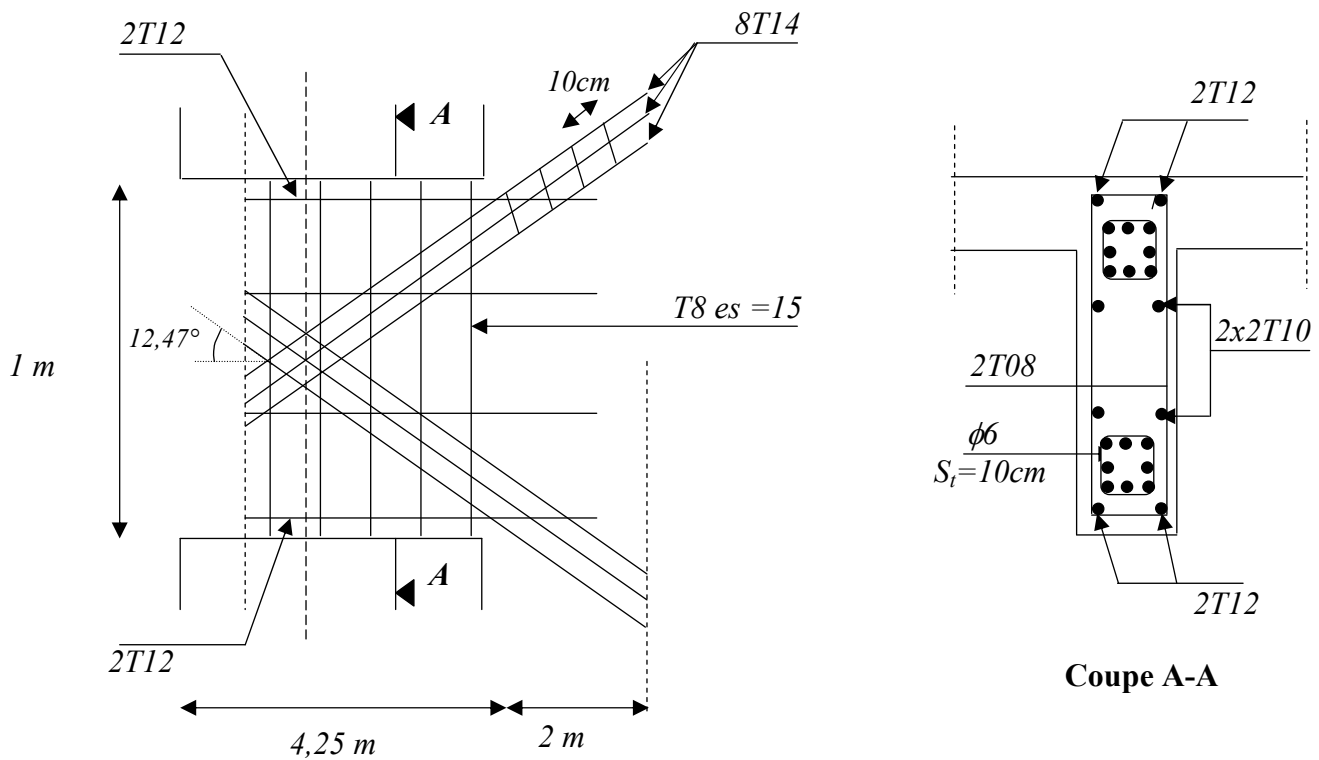


Figure V.20 : **Ferraillage des linteaux type 2**

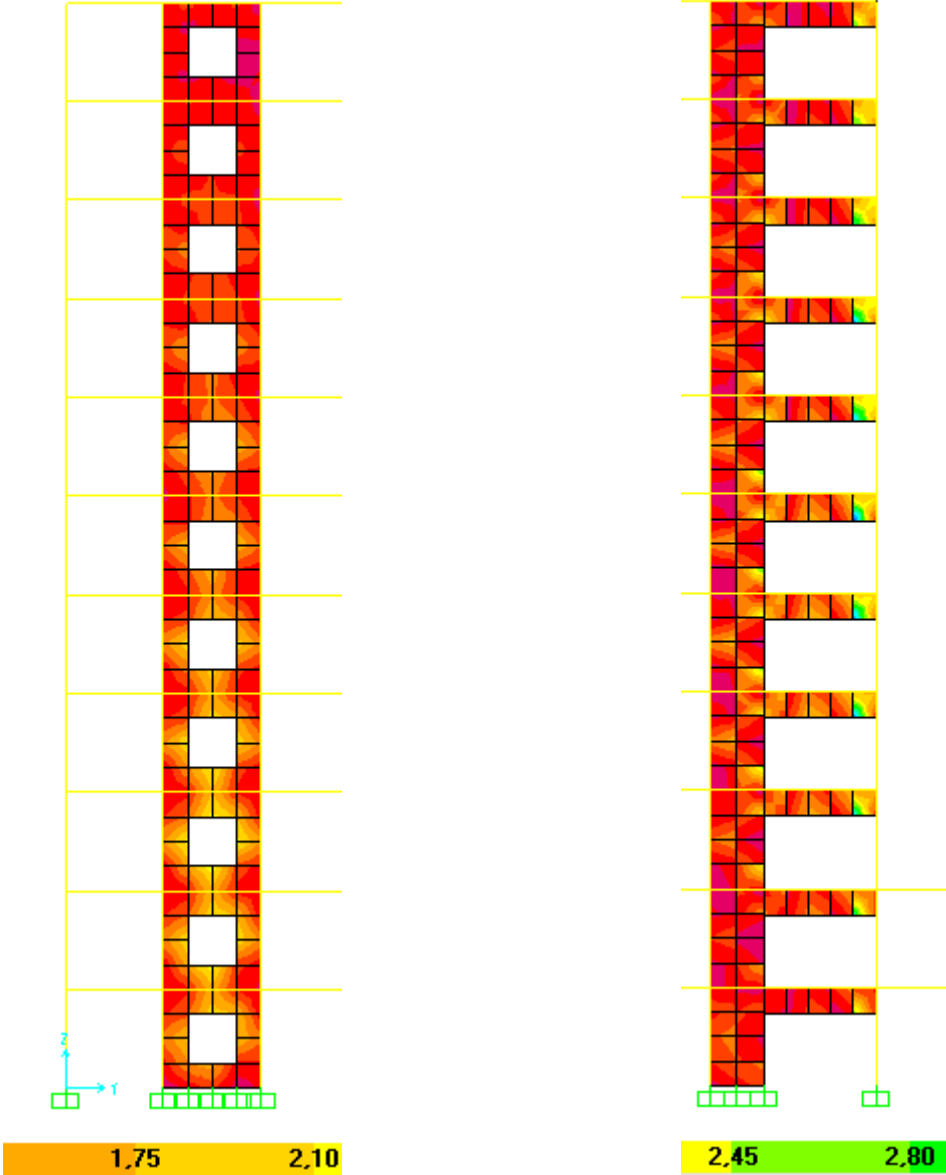


Figure V-21 Répartition Des Contraint dans les linteaux

1. INTRODUCTION :

L'étude du sol est une étape très importante dans tout projet de construction, c'est la dernière étape que nous devons faire avant de passer au calcul des fondations.

L'objet de cette étude porte sur la connaissance du comportement et la réaction du sol vis-à-vis des charges qui lui sont appliquées.

A partir des caractéristiques du sol, nous devons dimensionner notre fondation qui doit satisfaire aux conditions suivantes :

- Sécurité vis-à-vis des tassements.
- Sécurité à la rupture.
- profondeur d'ancrage minimale.

2. RECONNAISSANCE GEOTHECHNIQUE:

Le but de la reconnaissance géotechnique est d'obtenir d'une part des informations qualitatives sur la structure géologique du sol (nature, profondeur, pendage des couches, niveau de la nappe d'eau, présence des stratifications) obtenues par observation et mesures sur terrain, et d'autre part des informations quantitatives sur les propriétés physique et chimique du sol obtenues à l'aide des essais courants de mécanique des sols.

La synthèse des deux catégories d'informations permet de concevoir correctement un système de fondation pouvant transmettre la surcharge de la structure au sol, sans que ce dernier subisse des déformations pouvant gêner l'exploitation de l'ouvrage.

En outre, une telle démarche permet d'éviter certains problèmes géotechniques comme le glissement du terrain, le gonflement du sol.

La reconnaissance du sol est couramment effectuée suivant deux méthodes possibles, qui peuvent d'ailleurs se compléter. Ce sont :

- Méthode géophysique.
- Sondage mécanique.

Les essais en mécanique des sols sont de deux types :

- Essai in –situ.
- Essai au laboratoire.

2.1.-Méthodes géophysique :

Ce sont des essais à réaliser en surface du sol et qui peuvent donner des informations qualitatives générales.

2.2. Les sondages mécaniques :

2.2.1. Essais –in situ :

Essais in-situ ou l'essai réalisé sur terrain, il a comme avantages d'éviter le problème de remaniement des échantillons de sol extraits à partir d'un sondage, il est plus représentatif de l'état naturel du sol, plus rapide, et est moins cher qu'un essai de laboratoire.

Dans notre projet les essais in-situ comportent :

- une campagne de pénétration dynamique.
- Sondage de reconnaissance.

2.2.1-a- Essai de pénétration dynamique :

Dix (10) essais de pénétration dynamique ont été réalisés sur site de façon à couvrir toute la superficie étudiée.

❖ Principe de l'essai :

L'idée de la pénétration dynamique d'une tige munie d'un cône dans le sol est ancienne. Cet essai a été initialement conçu pour apprécier qualitativement la densité des sols pulvérulents dont il est quasi –impossible d'en extraire des échantillons intacts.

L'essai DTP est le plus simple et le moins coûteux des essais in-situ, ce qui explique qu'il est le plus utilisé.

❖ **Résultats des essais :**

Les pénétrogramme obtenus, montrent que le sol accuse en générale une moyenne à assez bonne résistance dynamique au-delà du premier mètre.

Les valeurs de résistances dynamique oscillant généralement entre 46 et 140 bars avec des pics allant jusqu'à 145 bars, entre 1 et 5m de profondeur par endroit.

Les essais ont enregistrées des refus entre 5,4 et 9,0m de profondeur.

2.2.2. Essais au laboratoire :

Un sondage mécanique est réalisé sur le terrain pour récupérer des échantillons de sol intacts et effectuer des essais mécaniques (cisaillement à la boîte, essai triaxial, compression simple,.....), et de compressibilité (odomètre), ou remaniés pour l'identification du sol (limite d'Atterberg, analyse granulométrique, essai de compactage de Proctor.

2.2.2.1 Classifications et détermination des caractéristiques physiques du sol :

Avant toute interprétation ou calcul il faudrait présenter toute les caractéristiques physiques concernant notre sol.

Les caractéristiques physiques :

Sondage	Profondeur (m)	γ_d (kN/m³)	Wnet (%)	Wsat (%)	Sr(%)
01	3.00	18.00	15.54	18.55	84

Tableau VI.1 : Caractéristiques physiques du sol

Classification des sols selon le système L.C.P.C :

L'analyse granulométrique permet de déterminer la distribution en poids des grains du sol suivant leur dimension, les grains sont séparés en classe, chaque classe représente un pourcentage en poids du matériau.

La classification de L.C.P.C repose d'abord sur l'étude de la courbe granulométrique, en tenant compte des abaques de Casagrande et les limites d'Atterberg.

Sondage	Profonde(m)	%des éléments en point ayant 80 μ (%)	W _L (%)	W _p (%)	classe
01	3.00	90	-	-	Ap : argile peu plastique

Tableau VI.2 : résultats de la classification des sols selon L.C.P.C.

Essai des limites d'Atterberg :

Le comportement de l'argile dépend essentiellement de son état Physique, ce dernier est déterminé par la teneur en eau, l'essai permet de délimiter les (03) trois états physique : solide, liquide et plastique par des teneurs en eau limites, limite de liquidité W_L et limite de plasticité W_p .

Sondage	profondeur	W _L (%)	W _p (%)	I _p (%)
01	3.00	47.20	22.44	24.80

Tableau VI.3 : limites d'Atterberg.

2.3. Essais mécaniques :**Essai de cisaillement rectiligne à la boîte de casagrande :**

L'essai de cisaillement permet de déterminer les caractéristiques mécaniques de sol qui sont la cohésion C et l'angle de frottement φ .

Dans notre cas, on a réalisé des essais de cisaillement de type consolidé drainé (CD).

Les valeurs des caractéristiques mécanique c et φ sont récapitulées sur le tableau suivant :

Sondage	Profondeur(m)	C(KPa)	φ (°)
01	3.00	20	32.23

Tableau VI.4 : caractéristique mécanique du sol.

Essais de compressibilité à l'odomètre :

Il consiste à exercer sur l'échantillon des contraintes normales par palier successifs en présence de l'eau, la variation du volume est mesurée à chaque palier jusqu'à ce qu'une stabilisation soit atteinte. Les résultats sont donnés sous forme de courbes visualisant la variation de l'indice des vides du sol en fonction de $\log(\sigma)$.

A partir de ces courbes, on déduit graphiquement le coefficient de gonflement (c_g), de compression c_c et de sur-consolidation c_s .

Les résultats des essais œnométriques réalisés sont donnés ci-après :

Sondage	Profondeur (m)	σ_c (KPa)	c_c	C_g
01	3.00	366	0.108	0.0305

Tableau VI.5 : résultats de l'essai de compressibilité.

Etat de compressibilité : sol moyennement compressible

Analyse chimique :

Des échantillons de sol ont été soumis à des analyses chimiques afin de déterminer le potentiel d'ions agressifs présents dans le terrain.

Le tableau ci-dessous montre les résultats obtenus :

Chlorures(%)	Sulfates SO_4 (%)	PH
0.0234	Traces	6.890

Tableau VI.6 : résultats de l'analyse chimique.

Les résultats des différents essais chimiques effectués sur quelques échantillons ne présente aucune agressivité par conséquent, le béton de son infrastructure ne nécessite pas de mesure particulière.

3. CAPACITE PORTANTE DU SOL:

La capacité portante admissible du sol peut être déterminée de deux (02) manières :

Soit à partir des essais mécaniques réalisés au laboratoire.

Soit à partir des essais in-situ.

a- A partir des essais in-situ (pénétromètre dynamique) :

La contrainte admissible du sol (q_{adm}), déduite des essais de pénétration dynamique, est égal au vingtième de la valeur moyenne minimale de la résistance dynamique enregistrée par les essais.

$$q_{adm} = R_p / 20$$

Avec :

R_p : résistance en pointe.

On a : $R_p = 40$ bars.

$$q_{adm1} = 40 / 20 = 2 \text{ bars.}$$

b-A partir des essais au laboratoire :

La contrainte admissible déduite des essais de laboratoire est donnée par la formule suivante

$$q_{adm} = \gamma' \cdot D + \frac{0,5 \cdot \gamma' \cdot N_\gamma(\varphi) + \gamma' \cdot D \cdot (N_q(\varphi) - 1) + c \cdot N_c(\varphi)}{F_s}$$

Comportement à long terme ; comportement drainé : $\varphi \neq 0$.

$$\gamma' = \gamma_d \cdot \left(1 - \frac{\gamma_w}{\gamma_s}\right) = 18,5 \cdot \left(1 - \frac{10}{27}\right) = 11,65 \text{ kN/m}^3 .$$

Avec :

γ' : Poids volumique déjaugé.

D : Profondeur d'ancrage.

B : Largeur de la fondation.

N_γ, N_q, N_c : Facteurs de portance. [9]

$$\text{Pour } \varphi = 30^\circ \rightarrow \begin{cases} N_\gamma = 29,80 \\ N_c = 35,50 \\ N_q = 23,20 \end{cases}$$

La valeur de la contrainte admissible du sol obtenue pour une semelle isolée de forme carrée de 2.00m de largeur et ancrée à 2 m de profondeur est $q_{adm2} = 5,07$ bars.

4. CONCLUSION :

La valeur calculée de la contrainte admissible du sol, à adopter à partir de la profondeur $Z = 2,00$ m, est : $q_{adm} = 2,00$ bars

L'ancrage des fondations, correspondant à la capacité portante adoptée, doit être égal au minimum à deux mètres, pour l'ensemble du site, à partir du niveau du terrain naturel, soit :

$$D = 2,00 \text{ m}$$

1. INTRODUCTION

Les fondations représentent un élément important dans la construction parasismique ; c'est le lien entre le sol et la structure.

L'expérience montre, en effet, que les bâtiments avec des fondations sommairement étudiées ont un comportement beaucoup plus défavorable que ceux correctement étudiées et solidement fondées.

2. FACTEURS INTERVENANT DANS LE CALCUL DES FONDATIONS

Il ya plusieurs facteur qui rentrent en jeu, on peut citer :

- σ_{sol} : Contrainte du sol :

L'étude géologique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 2 bars.

- La classification du sol.
- La réponse du sol et la réponse de la structure.
- Les efforts transmis à la base,...

Remarque

Les semelles reposent toujours sur une couche de béton de propreté de 5 à 10 cm d'épaisseur dosé à 150 Kg/m³ de ciment.

3. CALCUL DES FONDATIONS

3.1. Semelles Filantes

- **Hypothèse de Calcul**

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

- **Etapes de Calcul**

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que: $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que:

$N = \sum N_i$ de chaque file de poteaux calculé à l'ELU.

$S = B \times L$

B: Largeur de la semelle.

L: Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit:

Files	N (kN)	L(m)	B(m)	B ^{choisie} (m)	S (m ²)
1	5810,81	10,65	2,182	2,2	23,43
2	7275,48	23,85	1,220	1,3	31,005
3	7624,33	23,85	1,279	1,3	31,005
4	7902,24	27,85	1,135	1,2	33,42

Tableau VII.1 : Sections des Semelles Filantes.

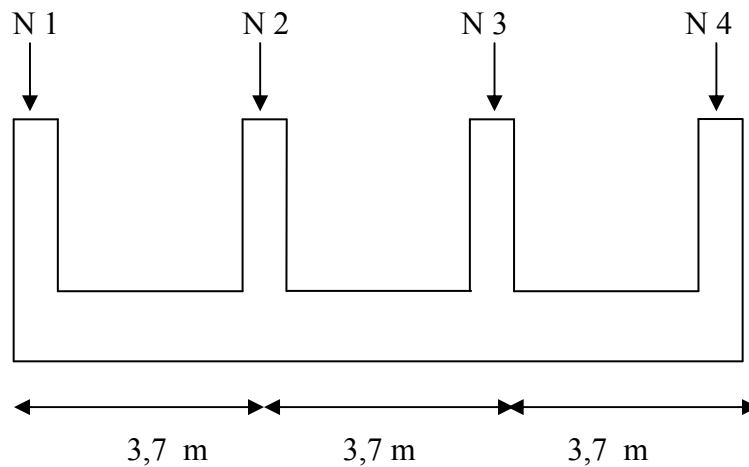


Figure VII.1 : Semelle Filante.

La surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_T = 2 \times \sum S_i = 237,72 \text{ m}^2$$

Calcul du rapport $\frac{S_T}{S_{\text{batiment}}} = \frac{237,72}{540} = 0,55 > 0,5 \rightarrow 55,66\%$ de la surface de l'assise

Conclusion

Les largeurs des semelles occupent plus de la moitié de l'assise 55 % c'est-à-dire une faible bande de sol entre chaque deux files, ce qui engendre un risque de rupture de la bande du sol situé entre les deux semelles à cause du chevauchement des lignes de rupture (bulle de pression sous la semelle) cela est illustré dans la figure suivante :

Donc tout cela nous a obligé à opter pour un radier.[2]

3.2 Radier Nervuré :

3.2.1 Pré dimensionnement du Radier :

Le radier est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les murs de l'ossature. Ce radier est supposé infiniment rigide et soumis à la réaction uniforme du sol.

➤ Surface Nécessaire

Pour déterminer la surface du radier, il faut que: $\sigma_{\max} \leq \sigma_{\text{sol}}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{nec}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{nec}} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$\text{Pour: } \begin{cases} N = 57225,72 \text{ kN} \\ \sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars} \end{cases}$$

On trouve: $S \geq 286,13 \text{ m}^2$

➤ Calcul du débordement

La section nécessaire est inférieure à celle du bâtiment (540 m^2). Avec un débord de 0,5m de chaque côté, la surface totale du radier devient 592 m^2 .

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes:

➤ **Condition forfaitaire**^[8]

$$\frac{L_{\max}}{25} \leq h_1 \leq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec:

- L_{\max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.
- $L_{\max} = 6.25m \Rightarrow 25cm \leq h_1 \leq 31.25cm \rightarrow h_1=30cm$

➤ **Condition de cisaillement**

On doit vérifier que: $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min.}(0,1f_{c28}; ..4MPa) = 2,5MPa$

Avec: $T_u = \frac{qL}{2}$; $q = \frac{N_u \cdot 1ml}{S_{rad}}$

$N_u = N_u$ (superstructure).

$N_u = 57225,72 \text{ kN}$

$L = 6,25m$; $b = 1m$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u \cdot L \cdot 1ml}{2S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u \cdot L}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u \cdot L \cdot 1ml}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9\bar{\tau})} = 13,43cm$$

$$\Rightarrow h \cdot 2 \geq 13,43 \cdot cm$$

-Le choix Final

$$h \geq \text{Max}(h_1 ; h_2) = 30cm$$

On prend : $h = 30cm$

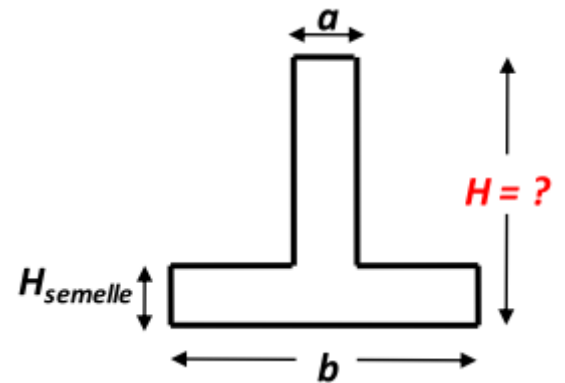
3.2.2 Dimensionnement Des Nervures:

a. largeur des nervures :

- **Condition de coffrage:**

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{625}{10} = 62,5 \text{ cm}$$

On opte pour : $b=65 \text{ cm}$



b. La hauteur des nervures :

Théorie de la poutre sur sol élastique :

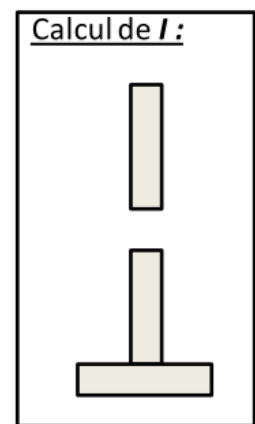
On calcule d'abord la longueur élastique de la semelle : $l_e = \sqrt[4]{\frac{4 E I}{K b}}$

I → inertie de la semelle

E → module d'élasticité du béton (~ 20000 MPa)

K → coefficient de raideur du sol

b → largeur de semelle en contact avec le sol



$$b = \frac{5.65 + 3,6}{2} = 4,63 \text{ m: Largeur de la semelle.}$$

K : Coefficient de raideur du sol ($0,5 \text{ kg/cm}^3 \leq K \leq 12 \text{ kg/cm}^3$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K = 5 \text{ MPa}$ → pour un très mauvais sol.
- $K = 40 \text{ MPa}$ → pour un sol de densité moyenne .
- $K = 120 \text{ MPa}$ → pour un très bon sol.

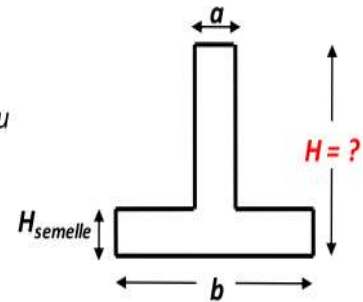
Pour notre cas $K=40 \text{ MPa}$ (sol de densité moyenne).

Procédure pratique pour fixer la hauteur de la nervure:

le concepteur peut choisir une inertie de la semelle telle que la condition

entre – axe des poteaux $\leq \frac{\pi}{2} l_e + a$ soit satisfaite

et calculer la semelle comme une poutre continue soumise à la réaction du sol (avec une répartition linéaire des contraintes du sol).



$b=4.63 \text{ m}$, $H_{\text{semelle}}=0.30\text{m}$, $a=0.65 \text{ m}$, entre-axe des pot= $5,22 \text{ m}$

Hauteur de nervure(m)	0,7	0,9	1,1	1,15	1,2
$I(\text{m}^4)$	0,0407	0,0838	0,1526	0,1744	0,1981
$L_e(\text{m})$	2,05	2,45	2,85	2,95	3,04
$\frac{\pi}{2} L_e + a(\text{m})$	3,87	4,5	5,12	5,30	5,43

• **Condition de la flèche :**

La hauteur des nervures se calcule par la formule qui suit:

$$\frac{L_{\max}}{15} < h_2 < \frac{L_{\max}}{10}$$

On a : $L_{\max} = 6,25 \text{ m}$

$$\Rightarrow 41,66.\text{cm} < h_2 < 62,5\text{cm}$$

On prend : $h_2 = 60\text{cm}$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

On prend : $b = 40 \text{ cm}$

Conclusion :

$$h_N \geq \text{Max}(h_1 ; h_2) = 115\text{cm}$$

On prend : $h_N = 115\text{cm}$.

Résumé :

- Epaisseur de la dalle du radier : $h = 30\text{cm}$
- Les dimensions de la nervure : $\begin{cases} h_N = 115.\text{cm} \\ b = 65.\text{cm} \end{cases}$

3.2.3 Caractéristiques Géométrique du Radier

- **Position du centre de gravité**

$$x_G = 14,66 \text{ m}$$

$$y_G = 13,07 \text{ m}$$

- **Moments d'inertie**

$$I_{xx} = 124817,5557 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 155750,1930 \text{ m}^4$$

3.2.4 Vérifications Nécessaires

3.2.4.1 Vérification de la Stabilité du Radier

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5 $\left(\frac{M_s}{M_R} > 1,5 \right)$

Avec

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre, et éventuellement des terres.

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

M_0 : Moment à la base de la structure.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

Sens x-x

$$M_0 = 89017,5194 \text{ KN.m} ; V_0 = 4843,53 \text{ kN} ; h = 2 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } M_R = 98704,57 \text{ KN.m}$$

$$N = N_G + N_Q$$

$$\text{Avec: } N_G = N_{G1} + N_{G2}$$

N_{G1} : Poids propre de la structure.

N_{G2} : Poids propre du radier.

N_Q : Poids de la surcharge d'exploitation de la structure.

On a: $N_{G1} = 56731,435 \text{ kN}$

$$N_{G2} = \rho_b \cdot s \cdot h = 25 \times 592 \times 1,15 = 17020 \text{ kN}$$

$$N_Q = 10021,543 \text{ kN}$$

Donc: $N = 83772,98 \text{ KN}$

$$M_s = N \cdot x_G = 1228111,89 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 12,44 > 1,5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Sens y-y

$$M_0 = 98640,343 \text{ KN.m} ; V_0 = 4936,35 \text{ kN} ; h = 2 \text{ m}$$

Donc: $M_R = 108513,04 \text{ KN.m}$

$$M_s = N \cdot y_G = 1094912,85 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 10,09 > 1,5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Conclusion

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5 ; donc notre structure est stable dans les deux sens.

3.2.4.2 Vérification des Contraintes Sous le Radier

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol, déterminée par les différents essais in-situ et au laboratoire : $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$

Les contraintes du sol sont données par :

a. Sollicitation du premier genre

À l'ELS : $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{64748,70}{592} = 109,37 \text{ kN/m}^2$

$\sigma_{ser} = 109,37 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

b. Sollicitation du second genre

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

On vérifie que :

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$.

σ_2 : Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{sol}.$$

ELU

$N_u = 1,35G + 1,5Q = 88913,935 \text{ kN}$

M : est le moment de renversement.

$\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	161,78	138,60	155,99
Sens y-y	159,30	141,09	154,75
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 266$

Tableau VII.2 : Contraintes sous le radier à l'ELU.

ELS

$$N_{ser} = 64748,70 \text{ kN}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$$

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	120,97	98	115,17
Sens y-y	118,48	100,26	113,93
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 266$

Tableau VII.3 : Contraintes sous le radier à l'ELS.

Conclusion

Les contraintes sont vérifiées dans 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 :

$$\text{ELU} : \sigma_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 155,99 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\text{ELS} : \sigma_{ser} = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 115,17 \text{ kN} / \text{m}^2$$

3.2.5 Ferrailage du Radier**a. Ferrailage de la dalle du radier:****➤ Détermination des efforts:**

- Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la

dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots\dots\dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots\dots\dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

Panneau de rive

- Moment en travée:
$$\begin{cases} M_{tx}=0,85M_x \\ M_{ty}=0,85M_y \end{cases}$$
- Moment sur appuis:
$$\begin{cases} M_{ax}=M_{ay}=0,3M_x & \text{(appui de rive)} \\ M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x & \text{(autre appui)} \end{cases}$$

Panneau intermédiaire

- Moment en travée:
$$\begin{cases} M_{tx}=0,75M_x \\ M_{ty}=0,75M_y \end{cases}$$
- Moment sur appuis: $M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x$
- Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.
- Moment en travée: $M_t=0,85M_0$
- Moment sur appuis: $M_a=0,5M_0$

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

➤ **Valeur de la pression sous radier****ELU**

$$q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 155,99 \text{ kN / m}$$

ELS

$$q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 115,17 \text{ kN / m}$$

➤ **Moment en travée et sur appuis à l'ELU (v=0)**

Le rapport des panneaux $0,4 < \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,70}{6,25} = 0,592 \leq 1,0 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
3,7	6,25	0.592	0.0836	0.2822	155,99	178,53	151,75	50,38	42,83	89,27

Tableau VII.4 : Calcul des moments à l'ELU.

➤ **Moment en travée et sur appuis à l'ELS ($\nu=0,2$)**

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_{ser} (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
3,7	6,25	0.592	0.0884	0,4565	115,17	139,38	118,47	63,63	54,08	69,69

Tableau VII.5 : Calcul des moments à l'ELS.

➤ **Calcul du ferrailage**

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$; $h=30\text{cm}$; $d=0,9h=27\text{cm}$

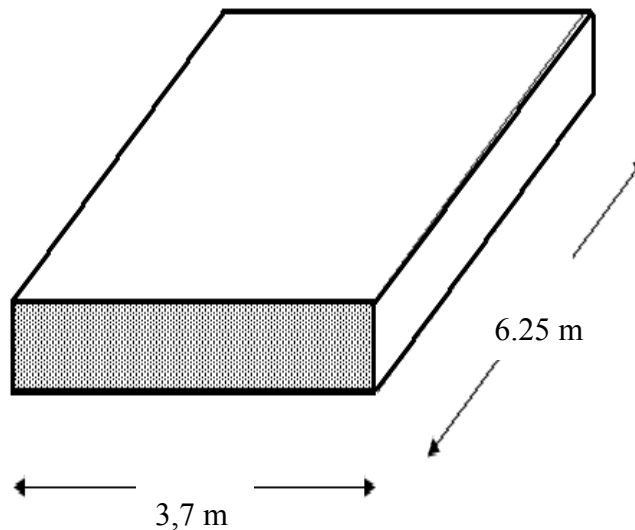


Figure VII.2 : Schéma du panneau le plus sollicité.

Section minimale

Sens y-y : $0,08\% b.h=2,4 \text{ cm}^2$.

Sens x-x : $A_{s \text{ min}}=1,2.(A_{\text{min}} \text{ suivant y-y})=2,88 \text{ cm}^2$.

	Sens	$M_u(\text{kNm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	$A_s^{\text{min}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	x-x	151,75	17,55	2,88	10T16	20,11
	y-y	42,83	4,65	2,4	5T14	7.7
Appui	x-x	89,27	9,95	2,88	5T16	10,05
	y-y					

Tableau VII.6 : Ferrailage des Panneaux du Radier.

Espacement:

$$Esp \leq \text{Min.}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min.}(90.\text{cm}; 33.\text{cm}) = 33\text{cm}$$

En travée :**Sens x-x**

$$S_t = \frac{100}{10} = 10.\text{cm} < 33\text{cm}$$

On opte $S_t=10\text{cm}$.

Sens y-y

$$Esp \leq \text{Min}(4h; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(120.\text{cm}; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < 40\text{cm}$$

On prend $S_t=20\text{cm}$

Aux Appuis :

$$S_t = \frac{100}{5} = 20.\text{cm} < 33\text{cm}$$

Vérifications nécessaires

-Condition de non fragilité:

$$A_s^{\min} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,26 \text{ cm}^2$$

	Sens	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$	$A_s^{\min}(\text{cm}^2)$	Vérifications
Travée	x-x	20,11	3,26	oui
	y-y	7,70	3,26	oui
Appui	x-x	10,05	3,26	oui
	y-y			

Tableau VII.7 : Vérifications CNF

-Vérification des contraintes à l'ELS:

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm^2)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
Trav	x-x	118,47	20,11	9,93	15	249,3	201,6	non
	y-y	54,08	7,70	6,41	15	284,1	201,6	non
App	x-x	69,69	10,05	7,46	15	283,6	201,6	non
	y-y							

Tableau VII.8 : 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.

Redimensionnement de la section d'armature

	Sens	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$	$S_t(\text{cm})$
Travée	x-x	17,55	9T20	28,27	10
	y-y	4,65	6T16	12,06	15
Appui	x-x	9,95	5T20	15,71	20
	y-y				

Tableau VII.9 : Redimensionnement de la section d'armature du radier.

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
Trav	x-x	118,47	28,27	8,92	15	180,8	201,6	Oui
	y-y	54,08	12,06	5,41	15	184,9	201,6	Oui
App	x-x	69,69	15,71	6,35	15	185,3	201,6	Oui
	y-y							

Tableau VII.10 : Vérification des contraintes (correction).

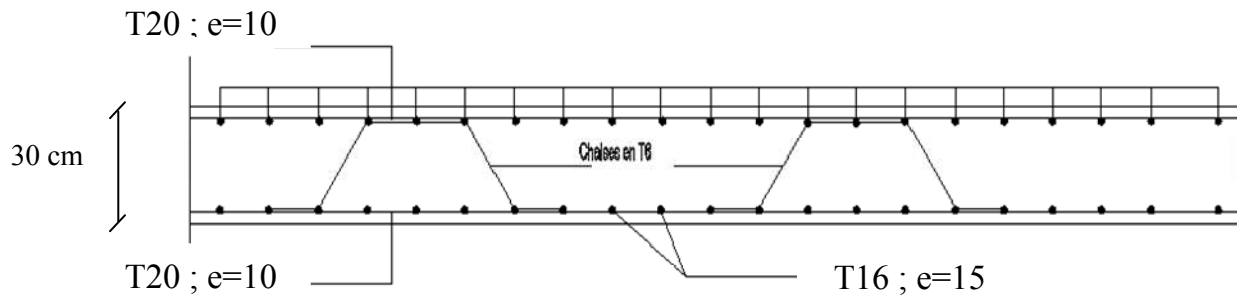


Figure VII.3 : Ferrailage de la Dalle du Radier.

b. Ferrailage des nervures :

b.1. Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire "BAEL91 modifier 99"[1]

$$\text{On a : } M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85M_0$$

$$\text{Sur appuis : } M_a = 0,50M_0$$

b.2. Calcul des armatures :

$$b=65 \text{ cm ; } h=115 \text{ cm ; } d=103.5 \text{ cm}$$

- Sens porteur (x-x) : $L=6.25 \text{ m ; } q=155,99 \text{ kN/ml}$

	M_u (kNm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	647,42	18,61	10T16	20,11
Appuis	380,84	10,78	7T16	14,07

Tableau VII.11 : Ferrailage des nervures (sens porteur)

- Sens non porteur (y-y) : L=3,7m ; q=155,99 kN/ml

	M_u (kNm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	226,90	6,37	7T16	14,07
Appuis	133,47	3,73	5T16	10,05

Tableau VII.12 : Ferrailage des nervures (sens non porteur)

b.3. Vérifications nécessaires :

1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 8,12 \text{ cm}^2$$

		A_s^{adp} (cm ²)	A_s^{min}	Vérification
Sens X	Travée	20,11	8,12	Oui
	Appuis	14,07	8,12	Oui
Sens Y	Travée	14,07	8,12	Oui
	Appuis	10,05	8,12	Oui

Tableau VII.13 : Vérification de la condition de non fragilité.

Vérification des contraintes à l'ELS :

	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	478	20,11	5,82	15	251,3	201.6	Non
	y-y	167,52	14,07	2,35	15	124,2	201.6	Oui
Appuis	x-x	281,18	14,07	3,94	15	208,4	201.6	non
	y-y	98,54	10,05	1,64	15	104,6	201.6	Oui

Tableau VI.14 : Vérification des contraintes à l'ELS

Remarque :

La contrainte d'acier n'est pas vérifiée en travée dans le sens x-x donc on augmente la section de l'acier

	Sens	M_{ser} (kNm)	choix	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	478	9T20	28,27	5,12	15	181,4	201.6	oui
Appuis	x-x	281,18	5T20	15,71	3,77	15	187,4	201.6	oui

Tableau VI.15 : Vérification des contraintes à l'ELS (correction).

2.1. Vérification de la contrainte tangentielle du béton : ^[2]

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

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

Avec : $T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{155,99 \times 6,25}{2} = 487,47 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{487,47 \times 10^3}{650 \times 1150} = 0,65 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

2.2. Armatures transversales :

• BAEL 91 modifié 99^[1] :

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

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

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right) = 0,4 \text{ MPa}$$

• RPA99 version 2003^[2] :

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12\phi_t \right) = 19,2 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 57,5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10} \right) = 1,6 \text{ cm}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}; \tau_u = 0,67 \text{ MPa}; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}; b = 65 \text{ cm}; d = 115 \text{ cm}$$

On trouve :

$$S_t = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$$

$$A_t \geq 3,9 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 6T10 = 4,71 \text{ cm}^2$$

2.3 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.

$h=115 \text{ cm}$

$$A_p = 3 \times 1.15 = 3,45 \text{ cm}^2$$

On choisie $A_p= 4T12=4,52 \text{ cm}^2$

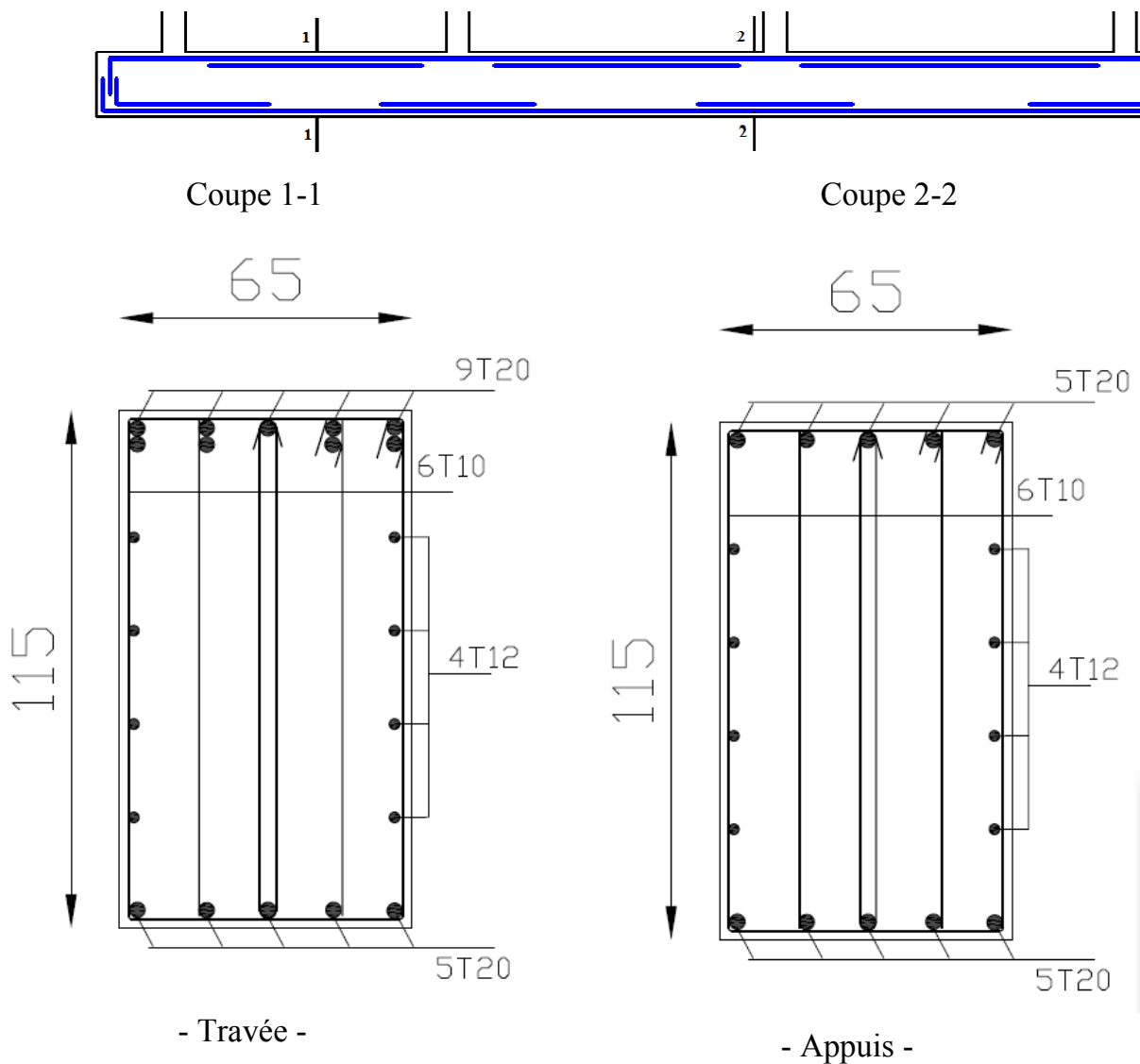


Figure VII.4 : Ferrailage des nervures sens XX

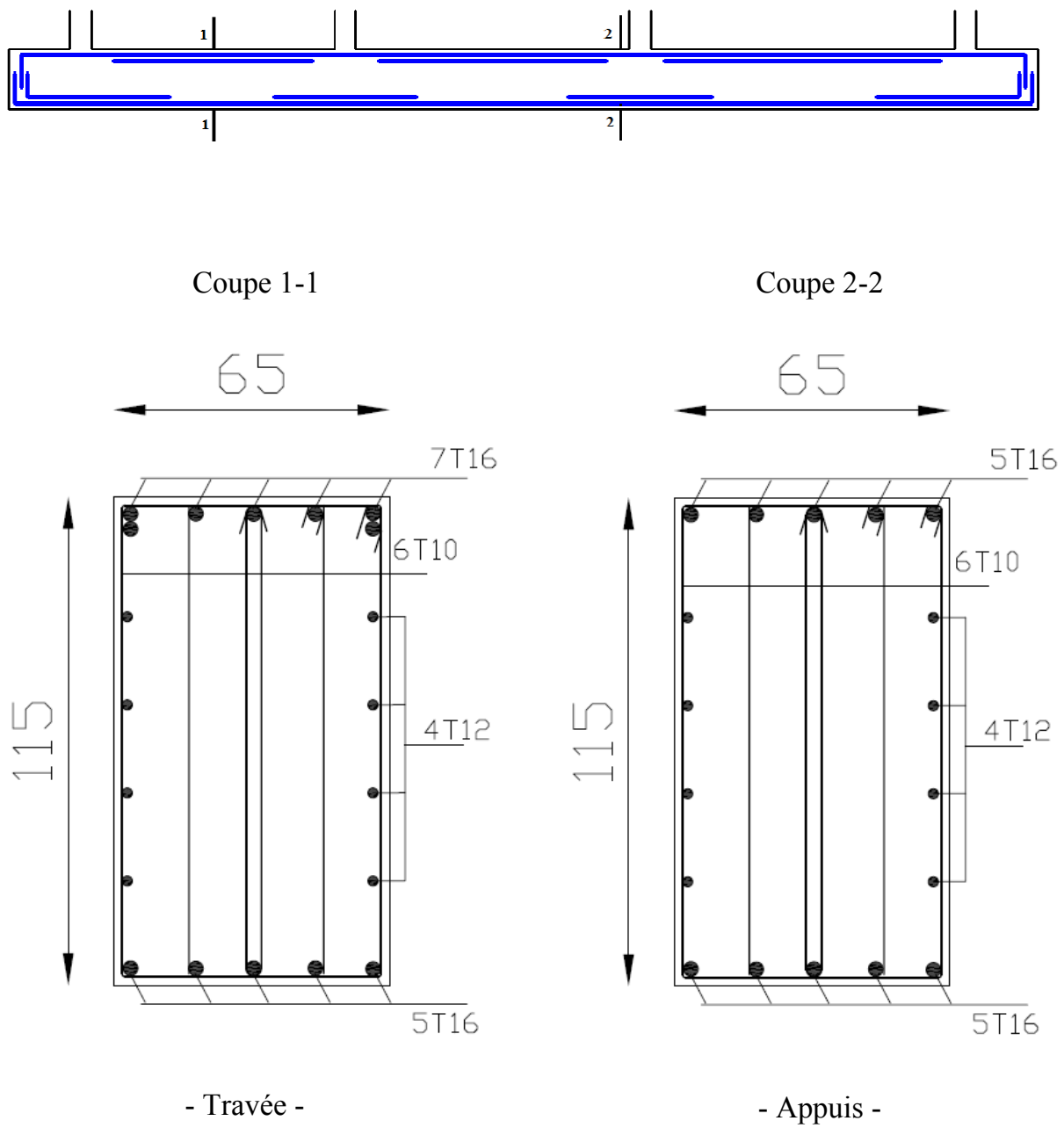


Figure VII.5 : Ferrailage des nervures sens YY

3.2.6 Ferrailage du Débord

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L=0,3\text{m}$, le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de 1m à l'ELU.

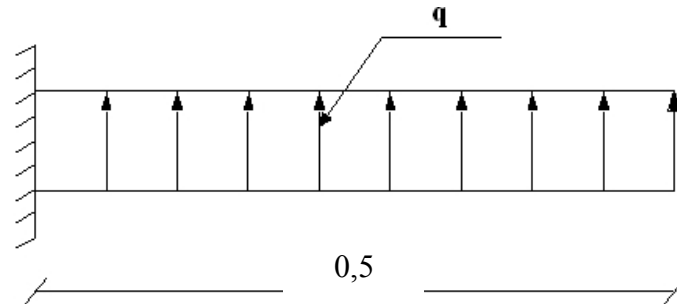


Figure VII.6 : Schéma statique des débords.

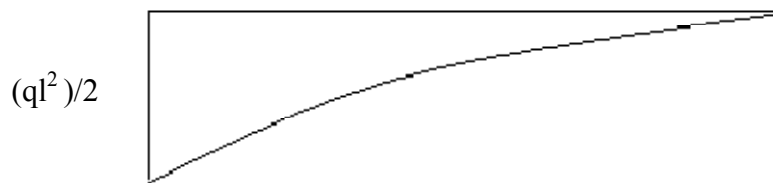


Figure VII.7 : Diagramme des Moments.

➤ Calcul de ferrailage

$q_u=155,99/\text{ml}$, $b=100\text{cm}$, $h=30\text{cm}$, $f_{c28}=25\text{MPa}$, $\sigma_{bc}=14,17\text{ MPa}$.

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = 19,50 \text{ kNm} \quad ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,019$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,024$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 26,74 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 2,09 \text{ cm}^2$$

➤ Condition de non fragilité

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,26 \text{ cm}^2 > 0,78 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{non vérifié}$$

On adopte $A_s=3,26 \text{ cm}^2$

Choix : 6T12, avec $A_s=6,79 \text{ cm}^2$, esp=15 cm

➤ **Armature de répartition**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,7.cm^2 \leq A_r \leq 3,4cm^2$$

On prend 4T10=3,14cm² , S_t=15 cm

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS**

$$q_{ser}=115,17 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser}l^2}{2} = 14,40 \text{ kNm}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant:

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

$$\text{Fissuration préjudiciable.....} \bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \text{Max}(0,5f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right)$$

M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
14,4	6,79	1,79	15	85,4	201.6	OK

Tableau VII.16 : Vérifications des Contraintes du Béton et d'Acier

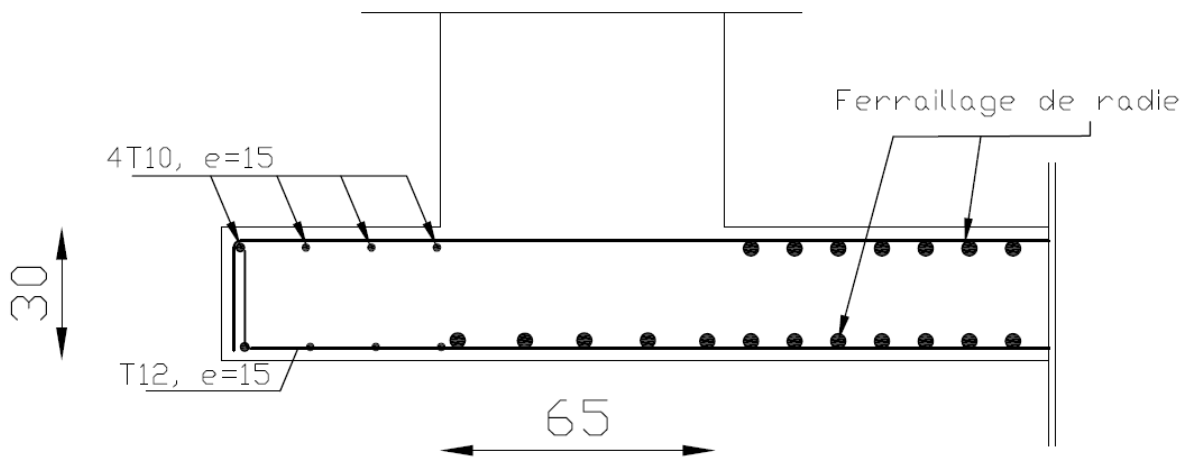


Figure VII.8 : Ferrailage de la Dalle du débord

4. ETUDE DU VOILE PÉRIPHÉRIQUE

4.1 Pré dimensionnement

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du RPA99 version 2003, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- ❖ Les ossatures au dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- ❖ Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

Epaisseur $e \geq 15\text{cm}$

- ◆ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ◆ Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ◆ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- ◆ La longueur de recouvrement est de $50\emptyset$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec : $B=20\text{ cm}$ (Section du voile).

4.2 Évaluation des Charges

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$L_x=2\text{ m}$; $L_y=6.25\text{ m}$.

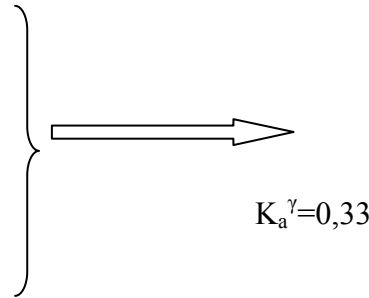
Les charges et surcharges prisent uniformément réparties sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

La résultante P_G des poussées unitaires, sur la hauteur « L » de l'écran, s'applique au tiers inférieur du parement avec l'inclinaison δ et l'intensité :

$$P_G = k_a + Y + \frac{L^2}{2}$$

Dans notre cas :

- $\beta=0$.
- $\lambda=0$.
- $\varphi=30^\circ$.
- $\delta=2\varphi/3$.
- $\gamma=18.5 \text{ KN/m}^3$.
- $L=2 \text{ m}$.



On obtient :

$P= 12,33 \text{ KN/m} \longrightarrow P_u=16,65 \text{ KN/ml}$

4.3 Effort dans la Dalle

$\frac{L_x}{L_y} = 0,32 < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$M_{0x}= 8,33 \text{ KNm}$

$M_{0y}= 0 \text{ KNm}$

- Moment en travée

$M_t=0,85M_0=7,08 \text{ kNm}$

- Moment sur appuis

$M_a= 0,5M_0=4,17 \text{ kNm}$

4.4 Calcul du Ferrailage

$b=100\text{cm} ; h=20\text{cm} ; d=18\text{cm} ; \sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

	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	7,08	0,0154	0	0,0194	17,86	1,14	5T10	2x3,93	20
Appuis	4,17	0,0091	0	0,114	17,92	0,67	5T10	2x3,93	20

Tableau VII.17 : Ferrailage du Voile Périphérique

4.5. Armature transversale

Les dalles sont bétonnées sans reprise de bétonnage dans toute leur épaisseur

$$\begin{cases} \tau_u \leq 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \\ \gamma_b = 1,15 \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

$$V_u = \frac{PL}{2} = 16,65 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{16650}{1000 \times 180} = 0,093 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,522 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq 1,552 \text{ MPa}$$

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires

4.6. Condition de Non Fragilité

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,17 \text{ cm}^2 < 3,93 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

4.7 Vérification à l'ELS

a. Evaluation des sollicitations à l'ELS

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,32 < 0,4; \Rightarrow$$

$$Q_{ser} = 12,33 \text{ kN / ml}$$

$$M_0 = 6,17$$

- Moment en travée

$$M_t = 0,85M_0 = 5,24 \text{ KNm}$$

- Moment sur appuis

$$M_a = 0,5M_0 = 3,1 \text{ KNm}$$

b. Verification des constraints

Il faut vérifier que: $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés

	M_{ser}(kNm)	A_s(cm²)	σ_{bc} (MPa)	σ̄_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	σ̄_s (MPa)	Vérif
Trav	5,24	3,93	1,55	15	80,1	201.6	Ok
App	3,1	3,93	0,92	15	47,4	201.6	Ok

Tableau VII.18 : Vérification des Contraintes à l'ELS

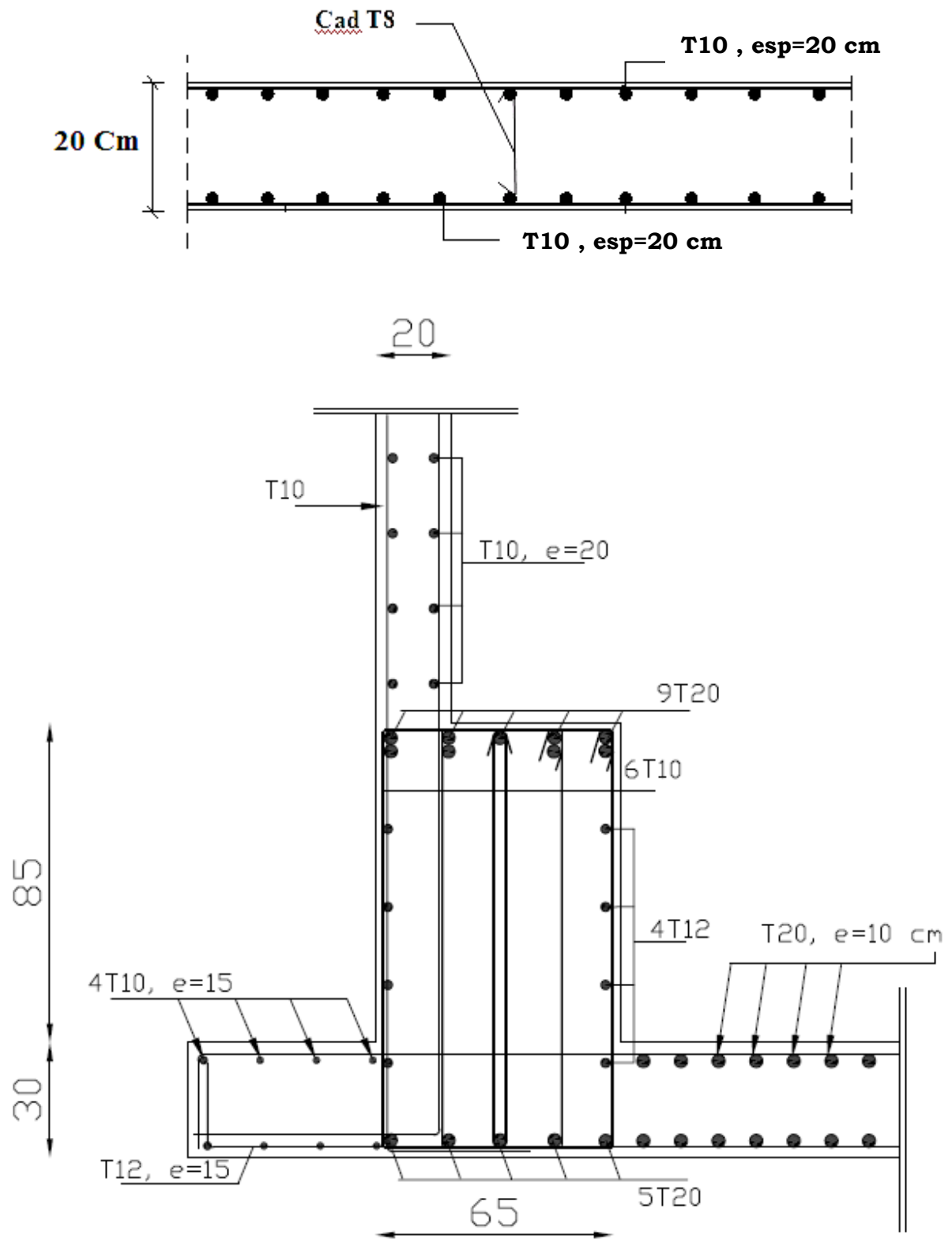


Figure VII.9 : .Ferrailage du Voile Périphérique.

VIII. INTRODUCTION :

Le béton armé est de plus en plus utilisé dans le domaine du bâtiment. Une meilleure connaissance de ce matériau est acquise grâce aux différents travaux et projets de recherches menées depuis plusieurs années au niveau national et international. Ces travaux ont mis en évidence les caractéristiques intrinsèques et les performances très satisfaisantes de ce nouveau matériau.

1. BETON :

Le béton est un matériau composite. Il se constitue d'un mélange d'agrégats, de ciment, de sable et d'eau. Son comportement physique est complexe. Il est influencé par sa composition ; à savoir ; le rapport eau/ciment, rapport ciment agrégat, la forme et la dimension des agrégats et le type de ciment.

Le matériau doit en effet être considéré sous deux formes :

- le béton frais
- le béton durci

Propriétés des bétons frais

Le béton est dit frais lorsqu'il n'a pas entamé son processus de prise et de durcissement. Le béton frais a la capacité de se déformer et de s'écouler ; ce qui permet de le transporter ou de le pomper et de remplir les moules ou les coffrages.

Le béton frais présente deux propriétés fondamentales :

L'APTITUDE AU MOULAGE

Elle lui permet de prendre toutes les formes possibles.

LA MANIABILITÉ ou L'OUVRABILITÉ

Les caractéristiques de l'ouvrage et les moyens de mise en œuvre du béton déterminent une composition dont la consistance est ajustée par l'essai au cône d'Abrams.

Cette propriété est indispensable pour garantir un parfait remplissage des moules et des coffrages dont les formes sont parfois complexes et un bon enrobage des armatures.

De nombreux paramètres influent sur la maniabilité : nature et dosage en ciment, forme des granulats, dosage en eau et emploi des adjuvants.

1.1 Propriétés des bétons durcis

Le béton durci se caractérise par plusieurs propriétés, en particulier :

La résistance mécanique surtout la résistance à la compression

les bétons usuels présentent des résistances comprises entre 25 et 40 MPa. Au-delà de 50 MPa, on parle de bétons hautes performances (50 MPa correspond à une force de 50 tonnes agissant sur un carré de 10 cm de côté).

La durabilité

Le béton offre une grande pérennité face aux agressions physico-chimiques du milieu environnant (gel, pluie et pollution atmosphérique....). Il est particulièrement adapté pour la réalisation d'ouvrages devant résister à des conditions difficiles et extrêmes.

La porosité et la compacité.

2. Formulation des bétons

Ces propriétés conditionnent les deux premières. Plus un béton est compact (ou moins, il est poreux), plus ses performances seront élevées et sa durabilité importante. On améliore la compacité du béton en optimisant la dimension et l'empilement des granulats et en réduisant la quantité d'eau.

Le béton est un mélange de plusieurs constituants naturels.

Il comprend toujours :

Un **liant** : le ciment, Le ciment Portland se présente sous forme d'une poudre finement broyée. Mélangé à l'eau, il forme une pâte qui durcit. Le plus fréquemment il est associé à des granulats afin de constituer des mortiers ou des bétons.

On dit que le ciment portland est un liant hydraulique car son durcissement et sa conservation peuvent se faire dans l'eau. Cette propriété est due à la faible solubilité des hydrates formés.

Le ciment Portland est un mélange de clinker et d'un sulfate de calcium (généralement du gypse) destiné à contrôler certaines réactions d'hydratation du clinker. Le clinker est

préparé dans des fours : constitué essentiellement de silicates et d'aluminates de calcium, il est obtenu par cuisson d'un mélange de calcaire CaCO_3 et d'argile à une température de 1400-1450°C. A la sortie du four le clinker est refroidi puis, après ajout de gypse, le ciment est broyé en une poudre fine ($< 100\mu\text{m}$).

De l'**eau** : indispensable au durcissement du ciment et à la mise en œuvre du béton, mais attention, un excès d'eau diminue les résistances et la durabilité du béton.

Des **granulats** : leur taille allant du sable au gravier, qui constituent le "squelette" du béton.

Les granulats doivent être propres et chimiquement inertes vis-à-vis du ciment, de l'eau et de l'air. Ils doivent répondre à certaines exigences de forme, de texture de surface, d'absorption, de résistance à l'abrasion et de porosité.

Et éventuellement des **adjuvants**. (Ce sont des produits qui, ajoutés au béton en faible quantité, Ces constituants permettent de modifier la prise ou le durcissement ou, également , les propriétés physiques du bétons en fonction de leur usage).

Pour formuler un béton, on choisit d'abord :

- le type de granulats (les cailloux) et leurs dimensions
- puis le type de ciment (il existe une grande variété de types de ciment de caractéristiques et de performances différentes - en général on utilise 350 kg de ciment pour faire un m³ de béton)
- puis le **volume d'eau** (en général entre 130 et 150 litres pour 1 m³ de béton)
- et enfin, éventuellement la quantité d'adjuvants (quelques kilos pour 1 m³ de béton).

Un m³ de béton pèse 2,5 tonnes.

A titre d'exemple, 1 m³ de béton est composé de 350 kg de ciment, de 700 kg de sable, de 1 200 kg de gravillons et de 150 litres d'eau.

La mise au point de la composition se fait soit à partir d'études graphiques, soit de façon expérimentale. Ces méthodes sont basées sur la recherche d'une compacité maximale du béton.

Ordre de grandeur des proportions des constituants d'un béton courant

Constituants	Eau	Air	Ciment	Granulats
Volume (%)	14-22	1-6	7-14	60-78
Poids (%)	5-9	-	9-18	63-85

L'optimisation de cette composition et son ajustement sont ensuite obtenus par des essais de compression sur éprouvettes.

La teneur en eau doit être strictement limitée au maximum compatible avec les exigences de maniabilité et d'hydratation du ciment. Le dosage en ciment a une influence directe sur les résistances mécaniques. Le rapport eau sur ciment (E/C) est compris entre 0,35 et 0,5.

La mise au point de la composition du béton doit tenir compte :

- **des données du projet** : caractéristiques mécaniques, dimensions de l'ouvrage, ferrailage...
- **des données du chantier** : matériel de mise en œuvre, conditions climatiques...
- **des données liées aux propriétés souhaitées pour le béton** : maniabilité, compacité, durabilité, aspect esthétique...

3. Durcissement du béton

La prise du ciment et le durcissement du béton

Lorsque le ciment se trouve en présence d'eau, il durcit.

Le durcissement est un phénomène de "cristallisation". Des cristaux se forment (à partir d'un délai correspondant au début de prise) et s'enchevêtrent les uns avec les autres. Le béton qui est parfaitement fluide avant la prise du ciment devient ainsi progressivement dur. Le mélange eau et ciment ainsi "cristallisé" enserre les granulats et produit un matériau compact. Le durcissement se poursuit de manière continue pendant plusieurs mois.

Le durcissement n'est pas un séchage. Il peut très bien se produire sous l'eau.

La chaleur accélère la prise et le durcissement du ciment et le froid les ralentit et peut même les stopper.

Pour sa cristallisation (ou hydratation) le ciment a besoin d'une quantité d'eau égale à 25 % de son poids. Mais pour qu'il puisse être mis en place et rester suffisamment maniable à utiliser, une quantité double d'eau est en général nécessaire. Mais il ne faut pas utiliser trop d'eau car un excès d'eau diminue la résistance et la durabilité du béton. La pâte (mélange du ciment et de l'eau) joue le rôle de lubrifiant puis de colle.

Le durcissement ne se déclenche pas immédiatement lorsque l'on mélange de l'eau et du ciment mais après un délai appelé début de prise ce qui permet de malaxer, transporter, mettre en place et vibrer le béton.

4. Variations volumiques

Au cours de son évolution, le béton est l'objet de modifications physico-chimiques qui entraînent des variations dimensionnelles.

Le retrait hydraulique avant et après durcissement.

Il est dû à un départ rapide d'une partie de l'eau de gâchage, soit par évaporation, soit par absorption. Une surface de béton frais peut évaporer plus d'un litre d'eau par m² et par heure.

Le retrait hydraulique à long terme Il est dû à un départ lent de l'eau excédentaire en atmosphère sèche. Il varie suivant les ciments (nature, finesse) et il est proportionnel au dosage en volume absolu de la pâte pure.

Les retraits seront limités par une bonne compacité du béton.

Le retrait thermique

Il est dû à des baisses rapides de température provenant :

- soit du béton lui-même lors de l'hydratation du ciment aux premiers âges, qui provoque une élévation de température, suivie d'un refroidissement ;
- soit des variations climatiques du milieu.

Causes et constatation	Remèdes
Le retrait avant- prise est causé par l'évaporation d'une partie de l'eau que contient le béton. Des fissures peuvent s'ensuivre car le béton se trouve étiré dans sa masse.	Il s'agit de s'opposer au départ brutal de l'eau par : - la protection contre la dessiccation. - l'utilisation d'adjuvants ou de produits de cure.
Après la prise, il se produit : - Le retrait thermique dû au retour du béton à la température ambiante après dissipation de la chaleur de prise du ciment. On constate une légère diminution de longueur.	Il faut éviter de surdoser en ciment. Les ciments de classe 45 accusent moins de retrait que ceux de classe 55 de durcissement plus rapide.
- Le retrait hydraulique est dû à une diminution de volume résultant de l'hydratation et du durcissement de la pâte de ciment. Le retrait croît avec la finesse de ciment et le dosage.	Le béton aura d'autant moins de retrait qu'il sera plus compact ; ce qui dépend de la répartition granulaire, car un excès d'éléments fins favorise le retrait ainsi que les impuretés (argiles, limons).

Fluage :

Lorsqu'il est soumis à l'action d'une charge de longue durée, le béton se comporte comme un matériau VISCO-ELASTIQUE. La déformation instantanée qu'il subit au moment de l'application de la charge est suivie d'une déformation lente ou différée qui se stabilise après quelques années.

Le fluage est pratiquement complet au bout de 3 ans.

5. Propriétés mécaniques :**5.1 Résistance (d'après C.B.A 93) :****a) Résistance a la compression :**

C'est la caractéristique la plus importante et souvent utilisée seule pour caractériser un béton. On considère généralement que la résistance du béton à la compression est la résistance acquise au 28ème jour après le coulage. Elle est obtenue à partir d'essais de compression sur des éprouvettes cylindriques d'élanement (hauteur/diamètre) égal à 2.

Cette résistance évolue avec l'âge du béton.

Age du béton (jours)		3	7	28	90	120
Ciment Portland (% de f_{c28})	Normal	40 %	65 %	100 %	120 %	125 %
	Haute résistance	65 %	75 %	100 %	115 %	120 %

Tableau VIII.1 : Evolution de la résistance du béton à la compression

Pour le choix de f_{c28} , on considère qu'une résistance de 20 MPa est facilement atteinte sur un chantier convenablement étudié.

a) Résistance a la traction :

La résistance à la traction du béton est faible. En général, elle est 10 à 15 fois plus faible que sa résistance à la compression pour le béton ordinaire ($f_{cj} = 30\text{MPa}$), et 15 à 20 fois plus faible pour le béton à haute performance ($f_{cj} = 40\text{MPa}$). En d'autres termes, la résistance à la traction augmente avec la résistance à la compression, mais à un taux allant en diminuant avec la maturation du béton.

6. Contraintes limites de calcul : [C.B.A 93 A.4.3]**6.1. L'état limite ultime :**

Un ELU est un état au delà duquel l'ouvrage est déclaré en ruine

✓ Critères de justification :

- Perte de résistance
- Perte d'équilibre
- Perte stabilité

La contrainte limite du béton en compression est notée f_{bu} tel que : $f_{bu} = \frac{0.85}{\theta \gamma_b} f_{c28}$

Avec :

$\gamma_b=1,15$ en cas de situation accidentelle..... $f_{bu} = 18.48 \text{ MPa}$.

$\gamma_b=1,50$ en cas de situation durable ou transitoire.... $f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$.

$\theta = 1$ Si la durée d'application de la combinaison d'action $> 24\text{h}$.

$\theta = 0.9$ Si entre 1h et 24h.

$\theta = 0.85$ Si $< 24\text{h}$.

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

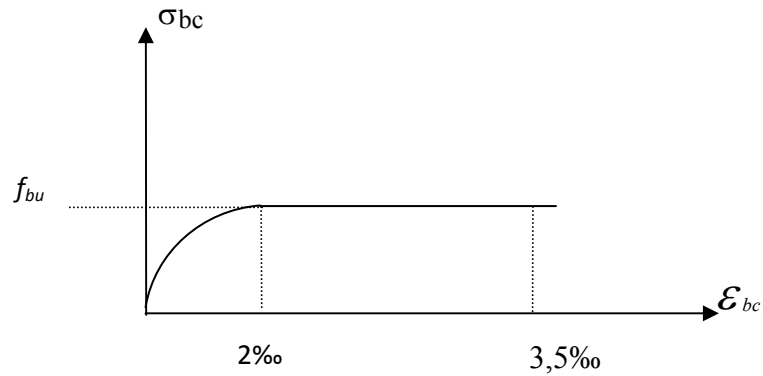


Figure VIII.1 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU.

6.2. L'état limite de service :

Un ELS est un état au-delà duquel l'ouvrage perd son confort et/ou sa durabilité.

✓ Critères de justification :

- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

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

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

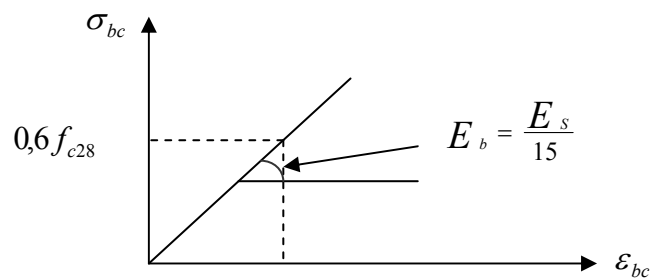


Figure VIII.2 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS

E_s : module de déformation de l'acier.

E_b : module de déformation du béton.

7. ACIER:

7.1 Caractéristiques mécaniques de l'acier :

Il existe deux catégories d'acier utilisé dans le béton armé, l'acier doux et l'acier à haute adhérence. L'acier doux est souvent utilisé pour former les étriers et les cadres, car il est plus facile à travailler. L'acier à haute adhérence a des caractéristiques meilleures et assure une très bonne liaison avec le béton grâce à sa surface latérale présentant des saillies.

7.2 Caractéristiques mécaniques de l'acier doux

Au cours des premières décennies de l'histoire du béton armé, les armatures utilisées dans le béton armé étaient constituées de barres d'acier doux, lisses et de section circulaire dont la limite d'élasticité était habituellement comprise entre 215 et 235 MPa. Ce type d'acier n'est plus utilisé que sous la forme :

FeE22 FeE24 (ancienne dénomination)

Fe : Fer

E : Limite élastique

22 : Kg.mm²

24 : Kg.mm²

Nuance	Essai de traction		A %
	$f_{y \min}$ (MPa)	$f_{r \min}$ (MPa)	
FeE ₂₂	215	330 – 490	22
FeE ₂₄	235	410 - 490	25

Tableau VIII.2 : Caractéristique mécanique de l'acier doux

$y f$: limite élastique.

$p f$: limite plastique.

$r f$: limite de rupture.

A : allongement à la rupture.

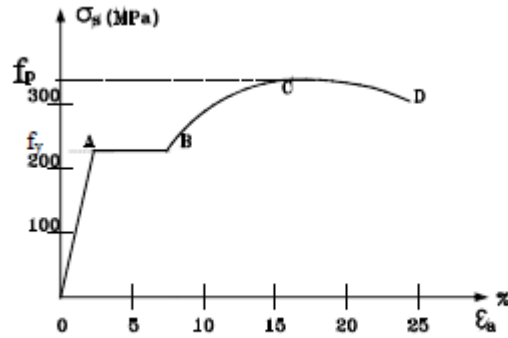


Figure VIII.3 : Comportement rhéologique de l'acier doux

OA : Rectiligne – Phénomène réversible.

AB : Palier de ductilité.

BC : Zone de raffermissement.

C : Point de striction.

D : Point de rupture.

La partie du diagramme sollicitée durant la conception des structures est la partie élastique

OA .

Coefficient d'élasticité $E = 200000$ MPa.

7.3 Caractéristiques mécaniques de l'acier à haute adhérence

Les caractéristiques mécaniques servant de base aux calculs des éléments de béton armé sont :

. La limite élastique garantie notée f_y : FeE500 pour $f_y=500$ MPa

. Le module d'élasticité de l'acier est : $200000 < E_s < 220000$ MPa

Nuance	Essai de traction		A %
	$f_{y \min}$ (MPa)	$f_{r \min}$ (MPa)	
FeE ₄₀	400	480	14
FeE ₅₀	500	500	12

Tableau VIII.3 : Caractéristique mécanique de l'acier à haute adhérence

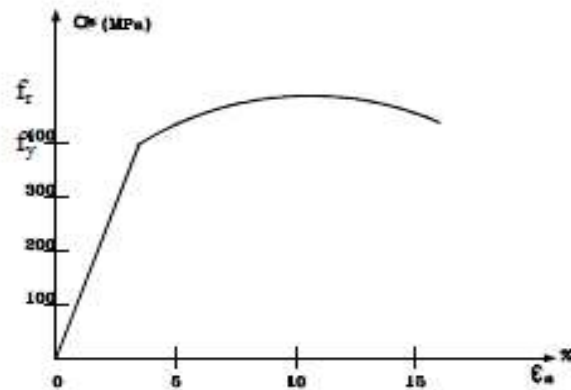


Figure VIII.4 : Comportement rhéologique de l'acier à haute adhérence

7.4 Adhérence

Le mécanisme d'adhérence est l'interaction entre acier et béton. Il s'agit de transfert de contraintes entre les deux matériaux. L'adhérence se mesure en exerçant une traction sur une barre noyée dans un bloc de béton comme montré à la Figure :

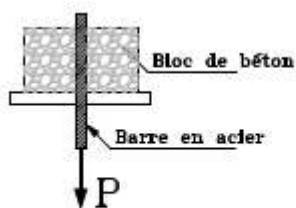


Figure VIII.5: Test d'arrachement « Pull-out test »

L'adhérence assure l'entraînement des armatures dans le béton en permettant le développement de contraintes tangentielles. Elle assure également le scellement ou l'ancrage de barres arrêtées.

Le mécanisme d'adhérence a une influence fondamentale sur le comportement des structures en béton armé, comme par exemple sur le développement et l'espacement des fissures ainsi que sur la grandeur de leur ouverture. Pour cette raison, cette propriété a été largement étudiée depuis l'apparition des premières structures en béton armé : en 1913, Abrams avait réalisé une grande série d'essais du type « Pull out test » et « Beam test », où il avait étudié expérimentalement l'influence des divers paramètres gouvernant le comportement de la liaison béton-armature.

Conclusion :

Le génie civil n'est pas une science exacte et les résultats finaux dépendent des décisions des calculateurs, parmi ces derniers il y a ceux qui sont pessimistes et songent à vérifier la sécurité en premier lieu quel que soit le coût final du projet, par contre il y a ceux qui songent en terme d'économie et de sécurité en parallèle.

Ce travail nous a permis de voir au détail l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'une cour suprême, ainsi que le choix de ces éléments et leur dimensionnement.

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumées dans les points suivants :

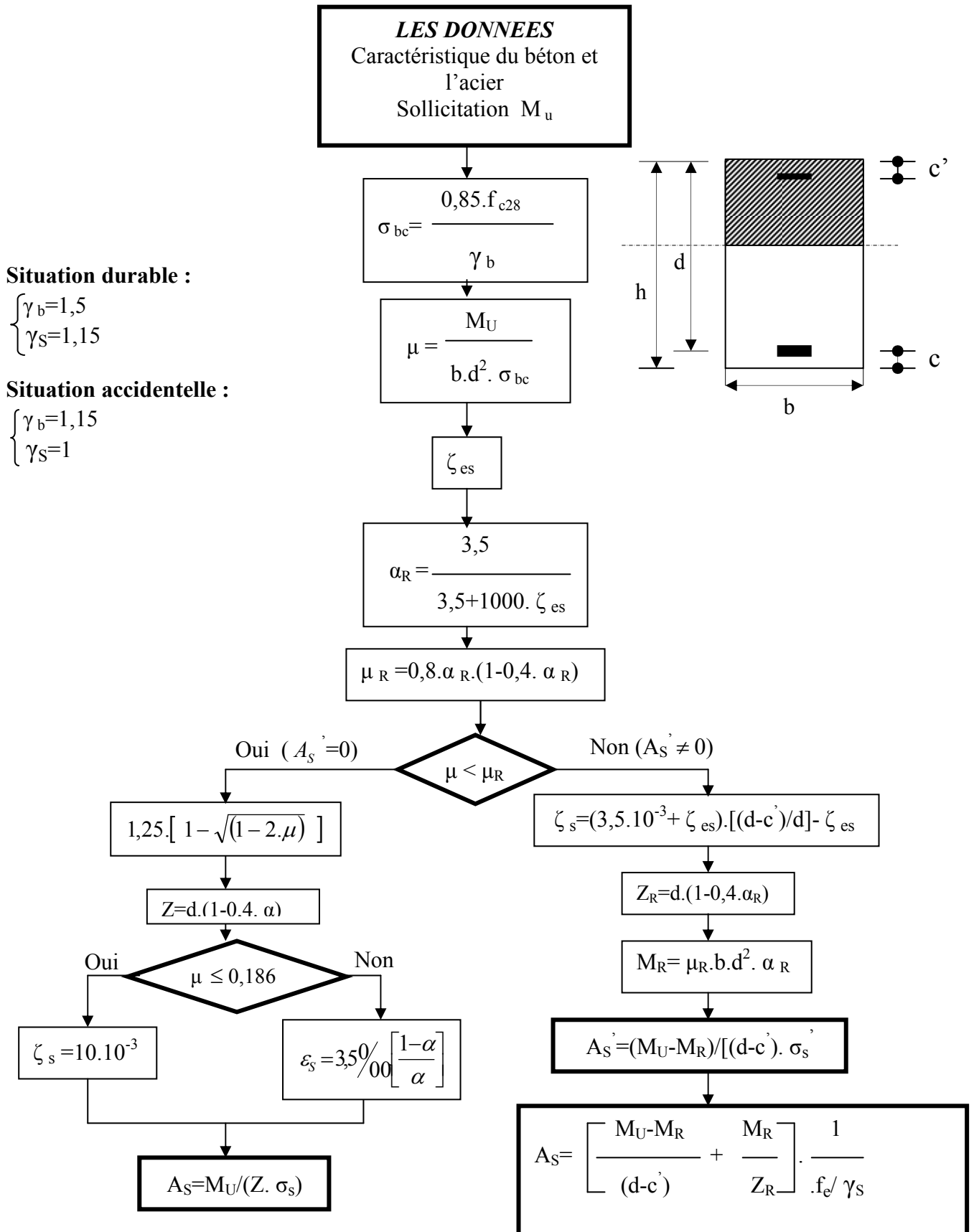
- Le pré-dimensionnement et une étape préliminaire son but est de choisir les sections des éléments structuraux du bâtiment qui peuvent changer considérablement après l'étude dynamique.
- Le choix du logiciel de calcul et sa version est très important dans le calcul.
- Le choix de l'emplacement des voiles dans une structure est très important, et c'est un coefficient qui joue un rôle très important dans le comportement et l'économie d'une structure.
- Le ferrailage des poutres et des poteaux et plusieurs éléments a été fait à l'aide du logiciel *Socotec*.
- L'outil informatique a tellement aidé l'ingénieur et facilité sa tâche, mais il ne pourra jamais le remplacer ; l'ingénieur restera toujours celui qui prend les décisions.
- il faut bien connaitre que quelque soit les résultats obtenue doivent respecter les exigences de la réglementation
- Le ferrailage des voiles a été fait par la méthode simplifiée, basée sur les contraintes. A l'aide du *SAP2000*.

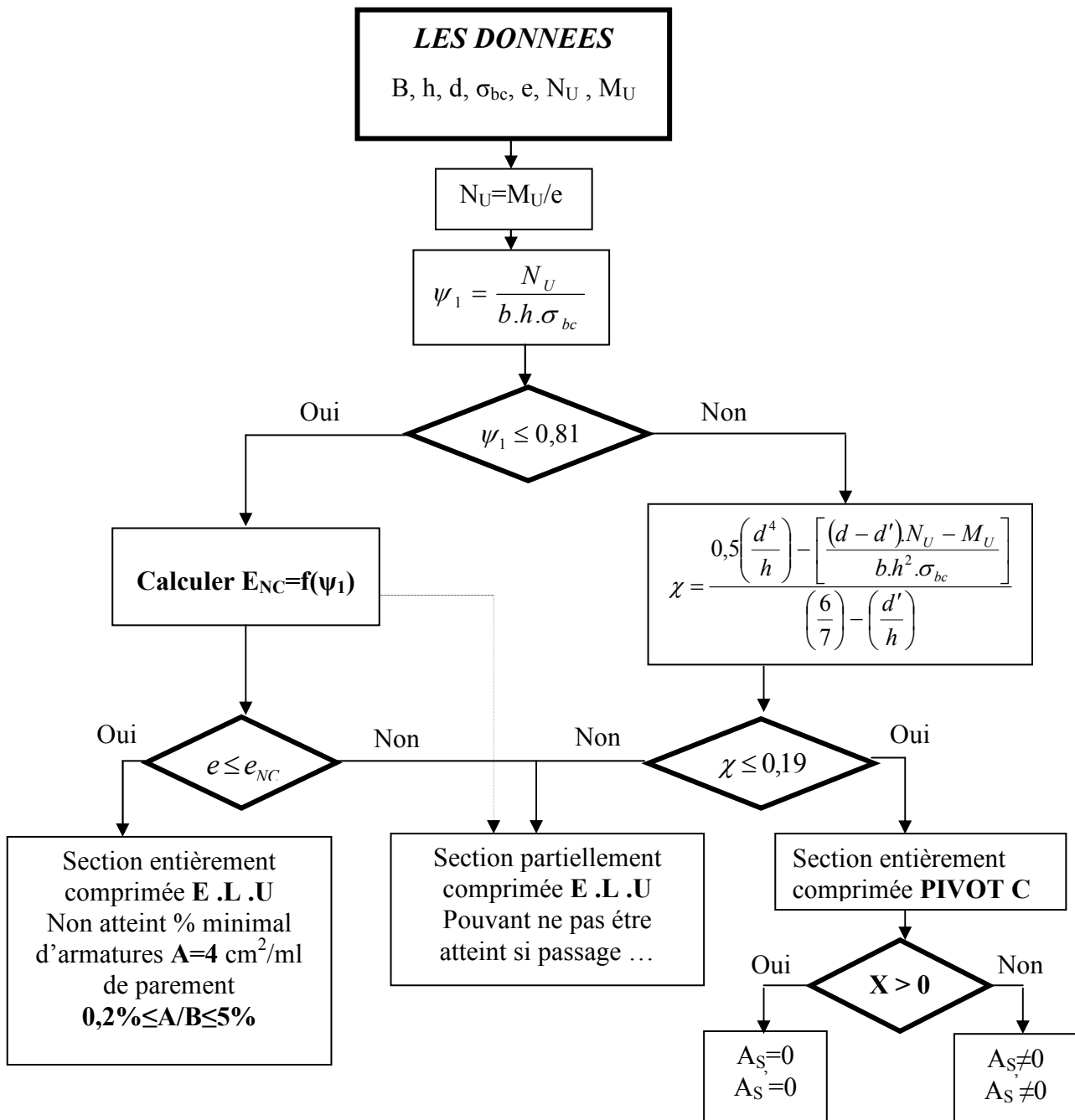
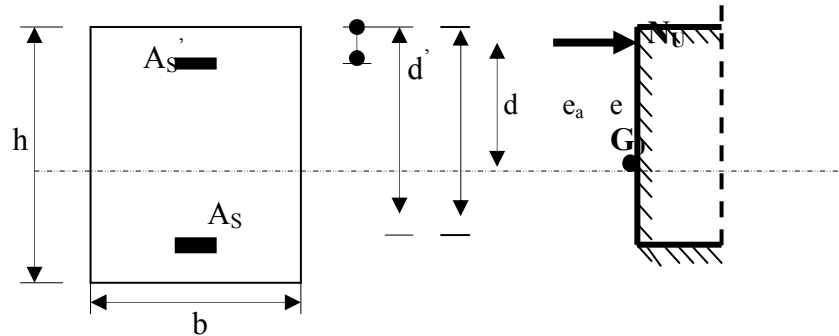
Et finalement :

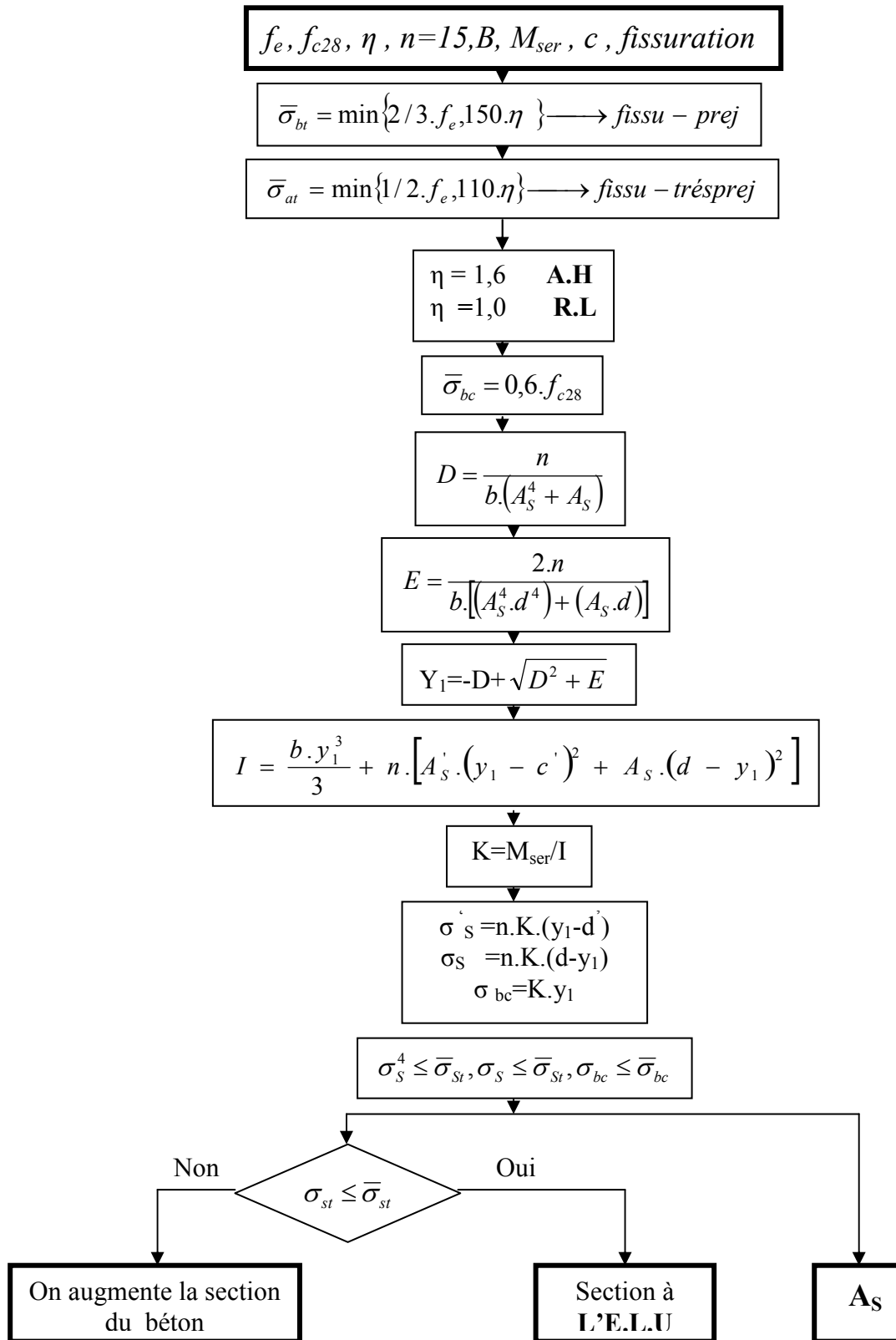
« L'ingénieur doit savoir, vouloir et pouvoir être co-concepteur et non pas seulement calculateur ». *DAVIDOVICI*

Bibliographie

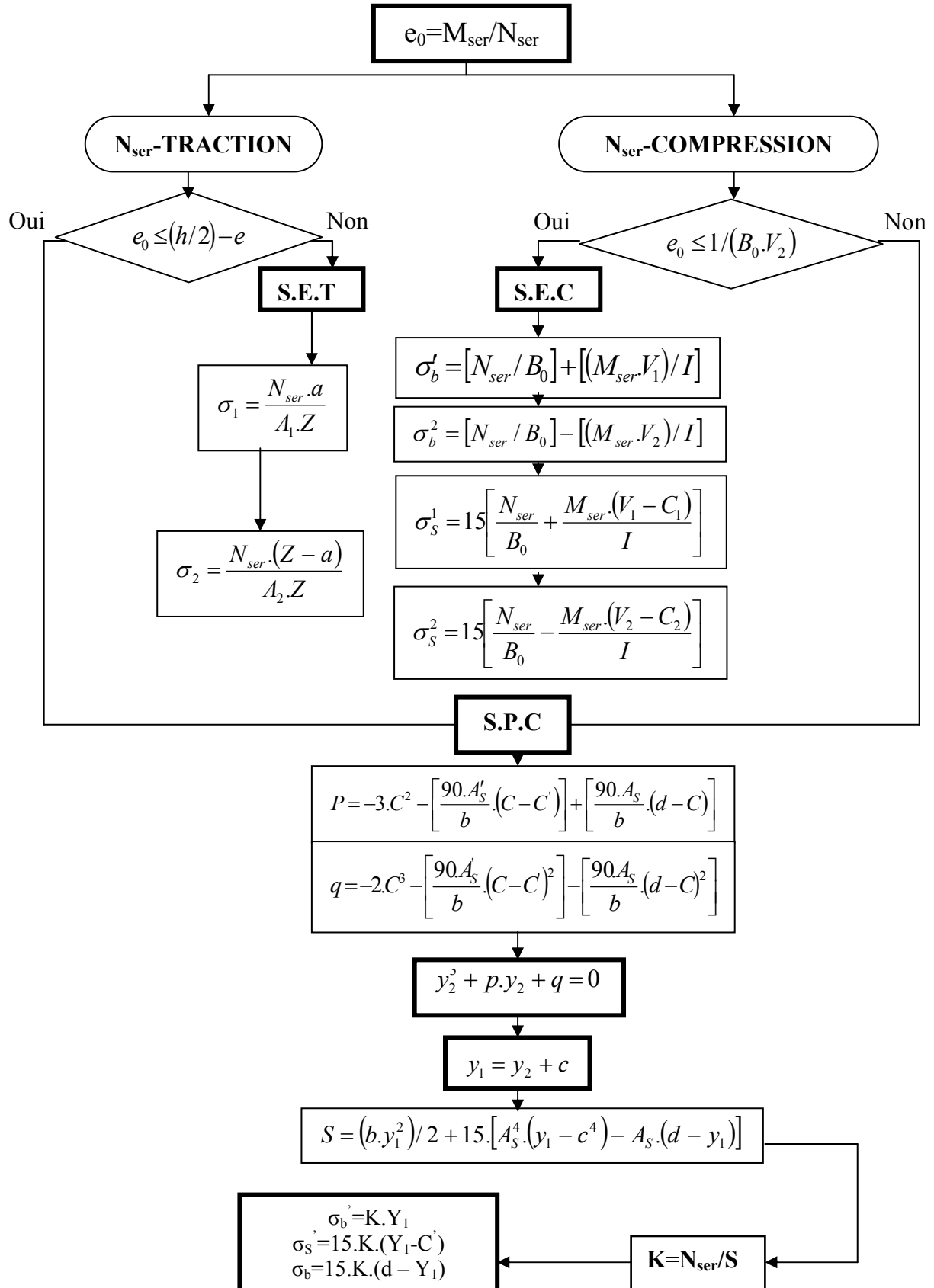
- [1] :D.T. " *BAEL 91 Modifié 99*".
- [2] : D.T " *EUROCODE 2*".
- [3] : D.T.R. " *Règles Parasismiques Algériennes 99 version 2003*".
- [4] : H.RENAUD et F. LETERTRE, " *Technologie du Bâtiment GROS-ŒUVRE (Ouvrage en B.A)* ".
- [5] : VICTORE DAVIDOVICI, " *Formulaire du béton armé : volume 1*".
- [6] : DTR B.C 2.2, " *Charges permanentes et charges d'exploitation* ".
- [7] : JEAN-MARIE HUSSON, " *Calcul des Structures en Béton*"
- [8] : VICTOR DAVIDOVICI, " *La Construction en Zone Sismique*".
- [9] : VICTORE DAVIDOVICI, " *Formulaire du béton armé : volume2*".
- [10] : D.T.R. " *C.B.A.93*".
- [11] :DTR B-C 2.42 Règles de conception et de calcul des parois et murs en béton banché.
- [12] : *DTU B 23.1-NF* règles de conception et de calcul des parois et mur en béton banché. Paris *CSTB, 1976*.
- [13] : *M^{elle} Hasrouri Ahlem, M^{elle} Keddah Ahlem*, " *Conception et Calcul Parasismique d'Un Auditorium Comportant Deux Planchers Nervurés*", Thèse de PFE « *Institué de Génie civil de Blida* »,2011.

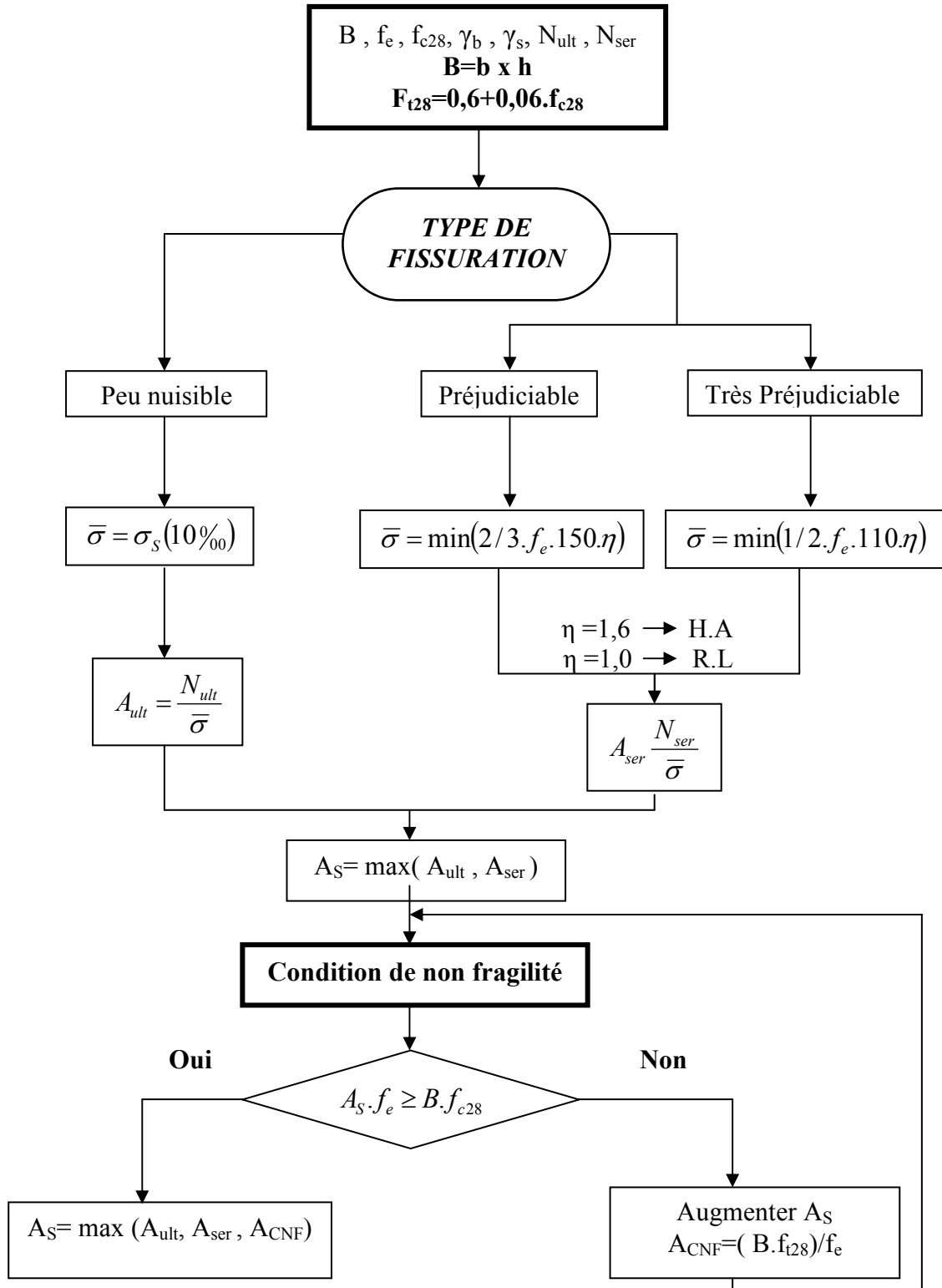
ORGANIGRAMME -I-**SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE**

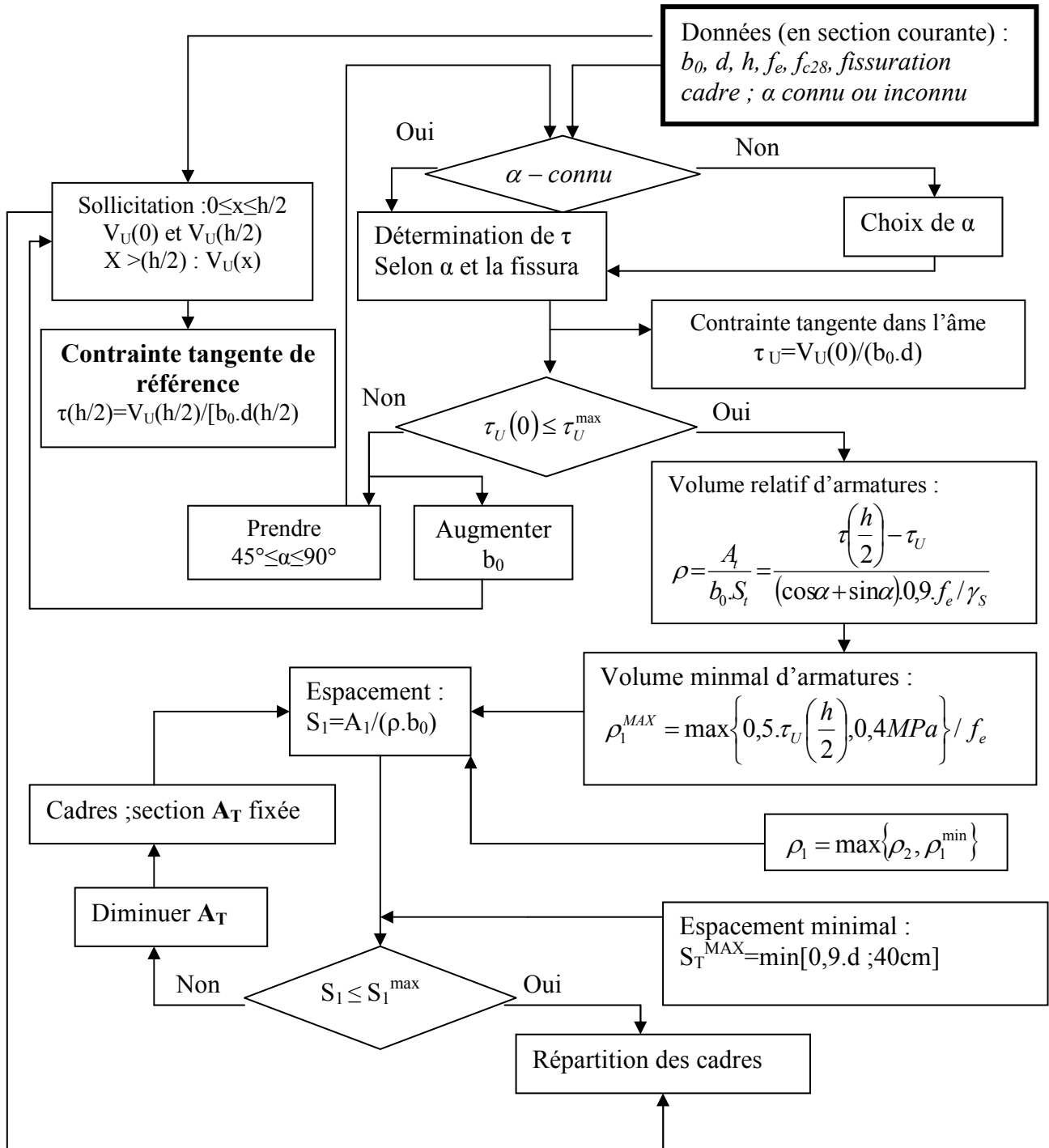
ORGANIGRAMME -II-**CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE**

ORGANIGRAMME -III-**VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S**

ORGANIGRAMME-IV-
FLEXION COMPOSEE A L' E.L.S



ORGANIGRAMME -V-**TRACTION SIMPLE**

ORGANIGRAMME -VI-**CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE A L'EFFORT TRANCHANT**

1. INTRODUCTION :

Le pré dimensionnement des éléments résistants est une étape régie par des lois empiriques issues de l'expérience; il sera fait selon le **CBA** et le **RPA 99/ version 2003**. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. Pour ce faire, nous commençons le pré dimensionnement du sommet vers la base :

- Les planchers ;
- Les poutres ;
- Les poteaux ;
- Les voiles.

2. PREDIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :

Le plancher est une séparation entre deux niveaux qui transmet les charges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

- Pour le bâtiment étudié, deux types de planchers vont être utilisés :
 - Plancher à corps creux en partie courante;
 - Dalle pleine pour les balcons et certaine partie des planchers.

2.1. Plancher A Corps Creux :



Figure II.1. : Plancher à corps creux

Condition de déformation :

L'épaisseur du plancher est déterminée par l'épaisseur des poutrelles. Pour le pré dimensionnement, on va utiliser les formules empiriques qui ont pour but de limiter la flèche, la portée maximale est de $L= 370$ cm.

Avec $L = \min [L \text{ max (sens x); } L \text{ max (sens y)}]$.

La hauteur des poutrelles est donnée par la formule suivante:

$$\frac{L}{25} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad \dots\dots\dots[4]$$

Donc :
$$\frac{370}{25} \leq e \leq \frac{370}{20}$$

D'où
$$14,8 \text{ cm} \leq e \leq 18,5 \text{ cm}$$

Choix : **On va choisir $e=20$ cm**

2.2 Plancher 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 ($Q \geq 2,5 \text{ kN/m}^2$) ;

Ce plancher est constitués par une dalle d'épaisseur constante reposant sur un système de poutre secondaire et principale, les panneaux de la dalle reçoivent les charges statiques et dynamiques et les transmettent aux poutres. On déduira l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes :

➤ Condition de résistance au feu :

- $e=7 \text{ cm}$ Pour une heure de coupe-feu,
- $e=11 \text{ cm}$ Pour deux heures de coupe-feu,
- $e=17,5 \text{ cm}$ Pour quatre heures de coupe-feu.

On opte pour : $e=15 \text{ cm}$.

➤ Isolation phonique :

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

- On limite donc notre épaisseur à : 15 cm.

➤ Résistance à la flexion :

Pour des dalles reposant sur trois ou quatre appuis (plancher dalle pleine) :

- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30}$ [5]
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40}$ [6]

Avec : $L = \min [L \text{ max (sens x); } L \text{ max (sens y)}]$

Dans notre cas la dalle reposant sur quatre appuis a une portée de 545 cm

$\frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40}$	$\frac{545}{50} \leq e \leq \frac{545}{40}$ $10,9cm \leq e \leq 13,6cm$
Le choix	Donc on choisit e = 13cm

Cas la dalle reposant sur deux appuis a une portée de 545 cm

$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30}$	$\frac{465}{35} \leq e \leq \frac{465}{30}$ $13,28cm \leq e \leq 15,5cm$
Le choix	Donc on choisit e = 15cm

Tableau II.1 : choix du l'épaisseur de la dalle pleine

Donc nous adoptons une épaisseur $e = \max (15 ; 15 ; 15 ; 13) \text{ cm}$.

⇒ Choix Finale : **e=15 cm**

Conclusion :

Pour le pré dimensionnement des planchers, nous adopterons :

- Pour les planchers à corps creux $e = 20$ cm. Ce qui nous donne un plancher constitué de corps creux de 16 cm et une dalle de compression de 4 cm (16+4)
- Pour les dalles pleines et balcons nous adopterons une épaisseur de 15 cm.

3. EVALUATION DES CHARGES :

3.1. Terrasse inaccessible :

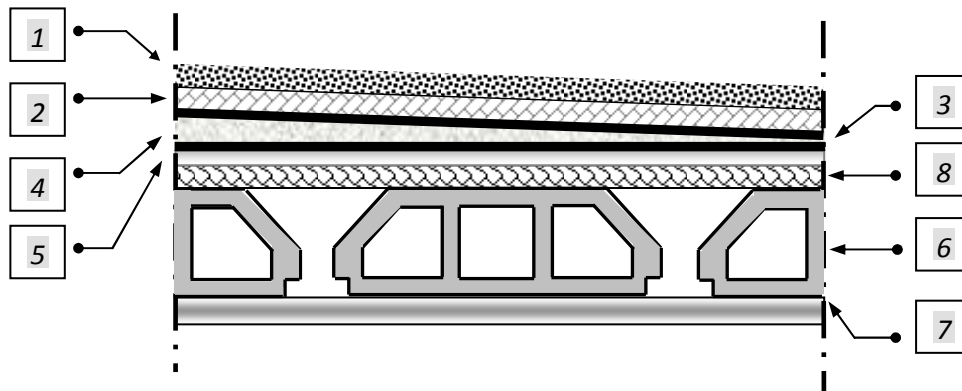


Figure II.2 : Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux

<i>Matière</i>	ρ (kN/m ²)
1- Protection mécanique en gravier (e= 5 cm)	0,85
2- Etanchéité multicouche	0,12
3- Papier kraft	0,5
4- Forme de pente (e _{moy} =10 cm)	2,2
5- Polyane	0,01
6- Dalle à corps creux (16+4) cm	2,85
7- Enduit e plâtre	0,2
8- Isolation thermique (liège) (e=4 cm)	0,16
$\Sigma=G$	6,89

Tableau II.2 : Composition de la Terrasse en corps creux.

Charge d'exploitation 1.00 KN/m²

3.2. Planchers courants (corps creux):

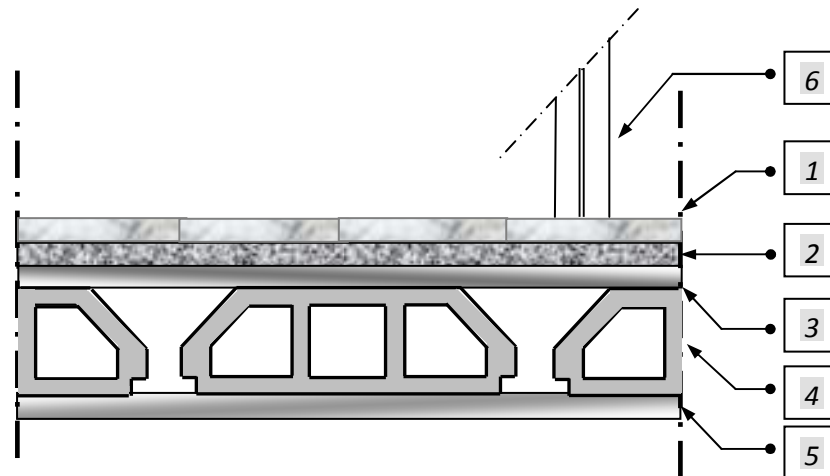


Figure II.3 : Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux

<i>Matière</i>	ρ (kN/m ²)
1. Carrelage (e=2cm)	0,50
2. Mortier de Pose (e =2cm)	0,40
3. Lit de sable (e=3cm)	0,54
4. Dalle à corps creux (16+4) cm	2,85
5. Enduit au plâtre (2 cm)	0,20
6. Cloisons légères	1,00
$\Sigma=G$	5,49

Tableau II.3: Composition du Plancher courants.

Charge d'exploitation (Bureau) : 2.50 KN/m²

3.3. Plancher dalle pleine :

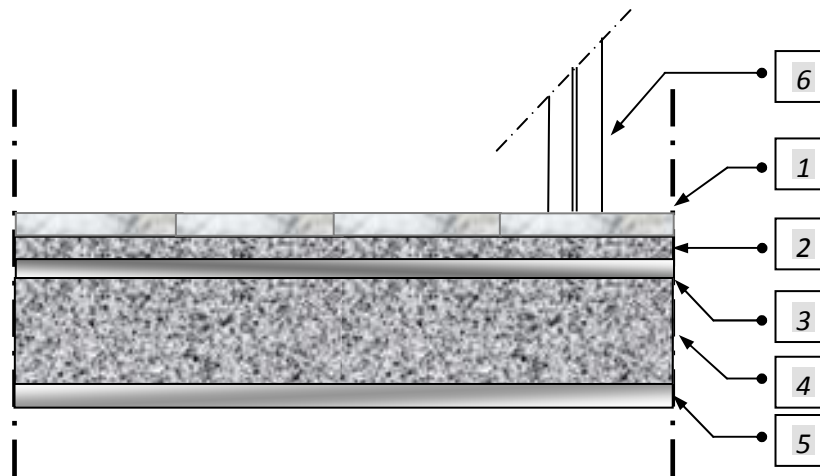


Figure II.4 : Coupe verticale du plancher courant à dalle pleine

<i>Matière</i>	<i>ρ (kN/m²)</i>
1. Carrelage (e=2cm)	0,50
2. Mortier de Pose (e =2cm)	0,40
3. Lit de sable (e=2cm)	0,54
4. Dalle pleine (e=15cm)	3,75
5. Enduit au plâtre (2 cm)	0,20
6. Cloisons légères	1,00
$\Sigma=G$	6,39 kN/m²

Tableau II.4 : Composition de Plancher dalle pleine.

Charge exploitation : 3.50 kN/m² (balcon)

Charge exploitation : 2.50 kN/m² (plancher)

3.5. Mur extérieur :

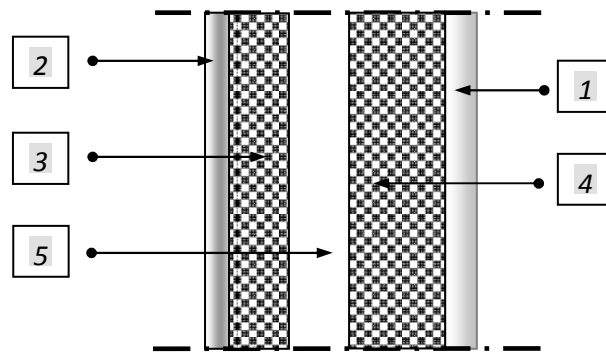


Figure. II.5. : Mur extérieur.

<i>Matière</i>	<i>Épaisseur (cm)</i>	ρ (kN/m ³)	ρ (kN/m ²)
1- enduit de ciment	2	18	0.36
2- enduit de plâtre	3	14	0.42
3- brique creuse	10	8,66	0.90
4- brique creuse	15	8,66	1.30
5- vide d'aire	/	/	/
$\Sigma=G$			2,98 kN/m²

Tableau II.5 : Composition de Mur extérieur

3.6. L'acrotère :

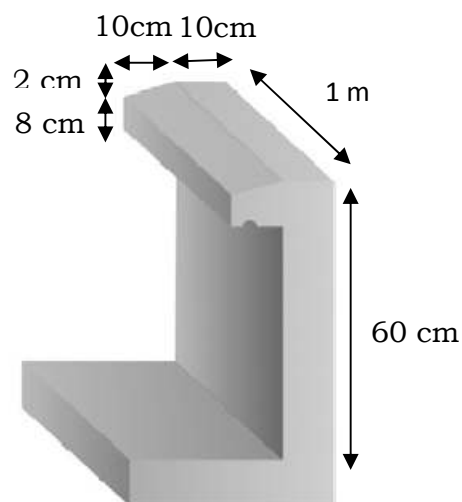


Figure II.6 : L'acrotère.

G_1 (poids propre) = $25 \times [(0,1 \times 0,60) + (0,08 \times 0,1) + (0,1 \times 0,02 / 2)] = 1,725 \text{ KN/ml}$

G_2 (Le poids de revêtement) = $2 \times 0,02 \times 0,60 \times 14 = 0,336 \text{ kN / ml}$

$$G = G_1 + G_2 = 2,06 \text{ KN/ml}$$

4. PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES :

Le pré dimensionnement des poutres se fait en appliquant des règles fournies par BAEL 91(modifié 99), CBA93 et les sections trouvées doivent vérifier les règles imposées par le RPA 99 ver 2003.

A. Selon les règles BAEL 91

- La hauteur h de la poutre doit être : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ ^[4]
- La largeur b de la poutre doit être : $0,3h \leq b \leq 0,7h$ ^[6]

Avec :

L : portée de la poutre

h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

B. Selon le RPA 99(ver 2003) pour la zone III

- 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 : $\frac{h}{b} \leq 4$

1. Poutre Principale :**1.1. Selon les règles BAEL 91**

On a : $L = 625\text{cm}$

$$1) \frac{625}{15} \leq h \leq \frac{625}{10}$$

D'où : $41,67 \leq h \leq 62,5$ on prend **$h = 55\text{ cm}$**

$$2) 0,3 * 55 \leq b \leq 0,7 * 55$$

D'où : $16,5 \leq b \leq 38,5$ on prend **$b = 30\text{cm}$**

1.2. Selon le RPA 99(ver .03) pour la zone III

- $h = 55\text{ cm} \geq 30\text{cm}$
- $b = 30\text{ cm} \geq 20\text{cm}$
- $\frac{h}{b} = 1,83 \leq 4$

⇒ **Les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées**

2. Poutre secondaire**2.1. Selon les règles BAEL 91**

3. On a : $L = 370\text{cm}$

$$\text{Donc : } \frac{370}{15} \leq h \leq \frac{370}{10}$$

D'où : $24,67 \leq h \leq 37\text{ cm}$ ⇒ on choisit $h = 35\text{cm}$

Et : $0,3 * 35 \leq b \leq 0,7 * 35$

D'où : $10,5\text{cm} \leq b \leq 24,5\text{cm}$

⇒ On choisit $b = 20\text{cm}$

Choix Finale : $h = 40\text{cm}$

$b = 30\text{cm}$

Conclusion :

- Pour le sens principale on prend : $\mathbf{b \times h = 30*55(cm^2)}$.
- Pour le sens secondaire on prend : $\mathbf{b \times h = 30*40 (cm^2)}$.

5. PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

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

5.1. Principe :

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

5.2. Procédure de pré dimensionnement :

Le Pré dimensionnement des poteaux s'effectue de la manière suivante :

1. Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
2. Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
3. La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
4. La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le "RPA99 version 2003".
5. Vérifier la section à l'ELS.

❖ D'après l'article B.8.4.1 du CBA 93 :

La section du poteau est déterminée en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \quad (1)$$

Avec :

- N_u : Effort normal ultime (compression) = 1,35G+1,5Q.
- α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).
- λ : Elancement d'EULER $\left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right)$.
- l_f : Longueur de flambement.

- i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}}\right)$.
- I : Moment d'inertie de la section $\left(I = \frac{bh^3}{12}\right)$.
- 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 ($f_e = 400$ MPa).
- f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25$ MPa).
- A_s : Section d'acier comprimée.
- Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie [$Br = (a-0,02)(b-0,02)$] m².

❖ 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 : $\frac{A_s}{B} = 0,9\%$

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

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

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

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s}{B} \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = 0,0652 N_u$$

❖ Le minimum requis par “RPA99 version 2003” :

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

$$\text{Min}(a; b) \geq 30 \text{ cm}$$

$$\text{Min}(a; b) > \frac{h_e}{20}$$

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

Avec :

- $(a; b)$: dimensions de la section.
- h_e : hauteur d'étage.

On opte pour des poteaux de section carrée ($a=b$).

❖ Vérification à l'ELS :

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

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + \eta A_s} \leq 0,6 f_{c28} \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

- N_{ser} : effort normal à l'ELS ($N_{ser} = N_G + N_Q$),
- B : section de béton du poteau,
- A_s : section des armatures ($A_s = 1\%B$),
- n : coefficient d'équivalence $\left(n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \right)$.
- σ_{ser} : contrainte de compression à l'ELS.

En remplaçant dans l'équation (2) les différents termes par leurs valeurs, on obtient :

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

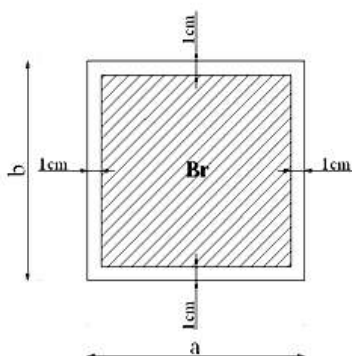


Figure II.7 : Section Réduite du Poteau Carré.

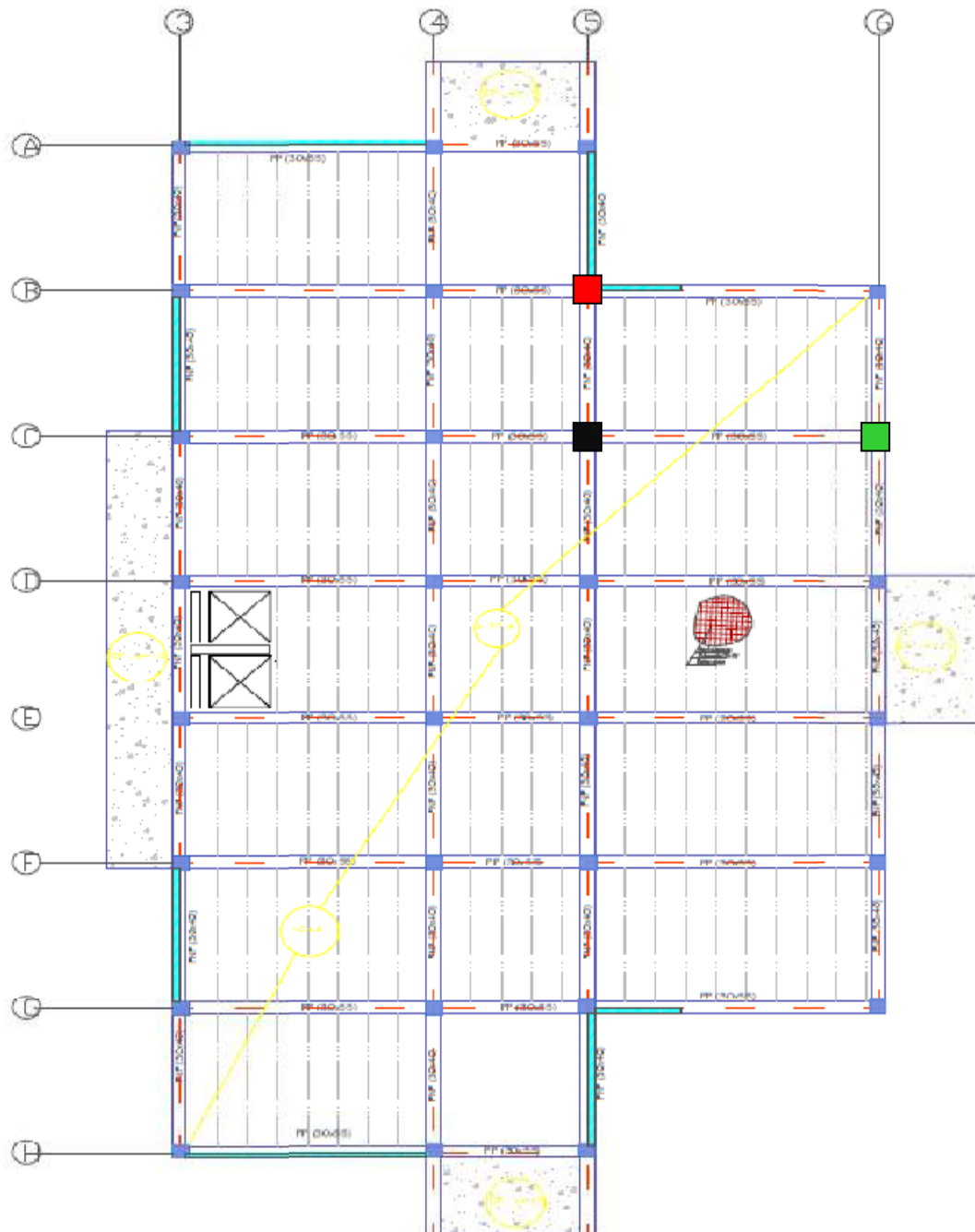


Figure II.8 : Vue en plan « Types de Poteaux »

- Poteau centrale
- Poteau de rive
- Poteau d'angle

5.3 Surface reprise par Chaque Poteau

<i>Type de poteau</i>	<i>Niveaux</i>	<i>Surface (m²)</i>
<i>Poteau de rive (D5)</i>	RDC - 1 ^{er}	16,22
	2 ^{eme} - 10 ^{eme}	20,09
<i>Poteau central (C4)</i>	RDC - 1 ^{er}	17,67
	2 ^{eme} - 10 ^{eme}	17,67
<i>Poteau d'angle (B4)</i>	RDC - 1 ^{er}	12,61
	2 ^{eme} - 10 ^{eme}	12,61

Tableau II.6 : Surface reprise par Chaque Poteau.

5.4. Evaluation de l'effort normal ultime :

5.4.1. Loi de dégression :^[4]

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.

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \text{ Donnée par « BAEL 91 modifié 99 » }^{[2]}$$

Avec :

- n : nombre d'étage.
- Q₀ : la surcharge d'exploitation sur la terrasse.
- Q₁, Q₂, ..., Q_n : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

<i>Niveau des planchers</i>	<i>Surcharge</i>	Σ <i>surcharge</i>	Σ <i>surcharge</i> (<i>kN/m²</i>)
Terrasse	Q_0	$\Sigma_0=Q_0$	1
10	Q_1	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	3,5
9	Q_2	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	5.75
8	Q_3	$\Sigma_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	7.75
7	Q_4	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	9.5
6	Q_5	$\Sigma_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	11
5	Q_6	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	12.25
4	Q_7	$\Sigma_7=Q_0+0,714(Q_1+\dots\dots\dots+Q_7)$	13.50
3	Q_8	$\Sigma_8=Q_0+0,69(Q_1+\dots\dots\dots+Q_8)$	14.80
2	Q_9	$\Sigma_9=Q_0+0,67(Q_1+\dots\dots\dots+Q_9)$	16.07
1	Q_{10}	$\Sigma_{10}=Q_0+0,65(Q_1+\dots\dots\dots+Q_{10})$	17.25

Tableau II.7 : Loi de dégression.

5.4.2. Calcul de la décente de charge :

a. Poteau central :

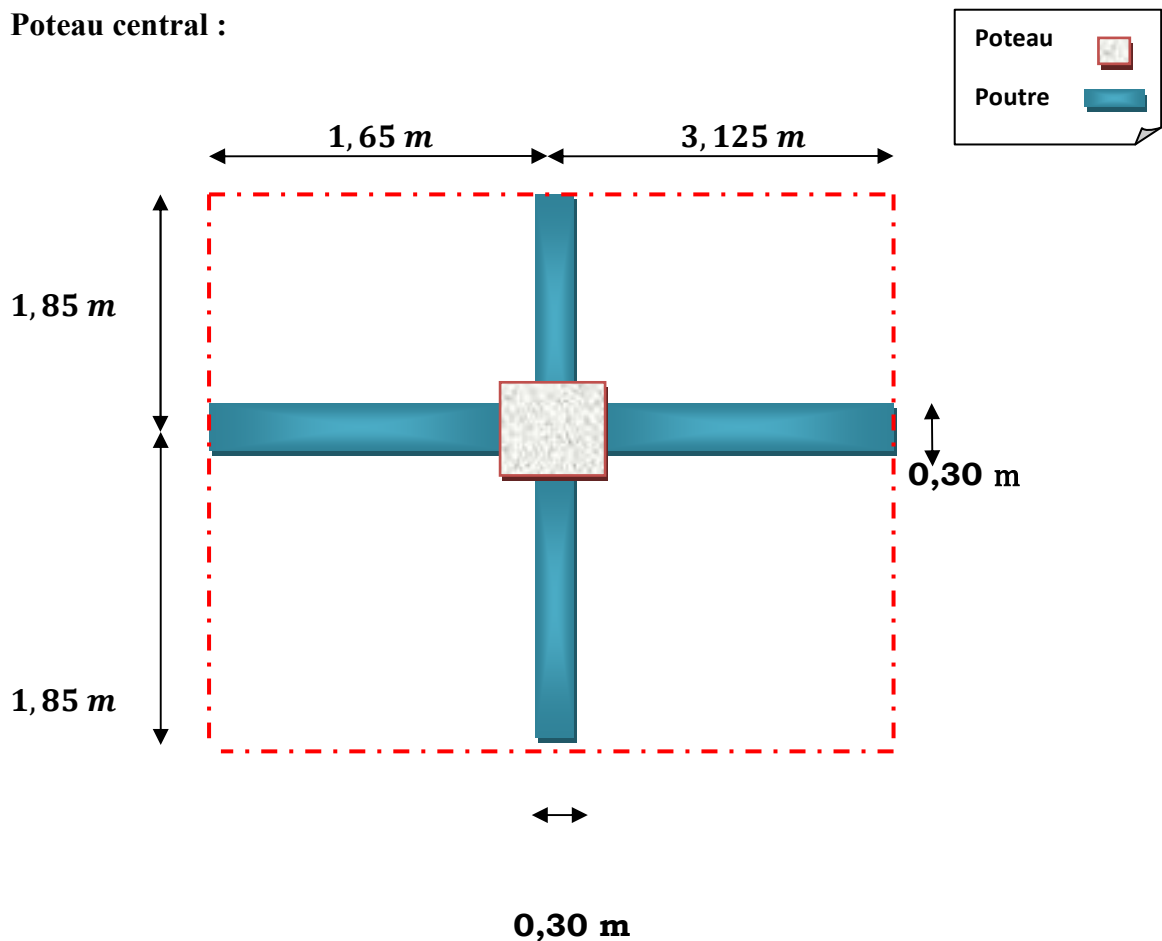


Figure II.9 : Représentation de la partie repris par le poteau

❖ Niveau terrasse (Axe **C5**) : (S= 17,67)

- Charge permanente(G) :

- Poids du plancher 17,67 x 6.89 = 121,77 KN
- Poids de la poutre principale 0.60x0.30x25x4,775 = 21,49 KN
- Poids de la poutre secondaire 0.40x0.30x25x3,70 = 11 ,10 KN

$$G_{\text{terrasse}} = 154,36 \text{ KN}$$

$$G_{\text{cum}} = 154,36 \text{ KN}$$

$$\text{Surcharge d'exploitation (Q)} = 17,67 \times 1 = 17,67 \text{ KN}$$

❖ Niveau 10^{eme} étage jusqu'à RDC : (S= 17,67)

- Charge permanente(G) :

- Poids du plancher 17,67x 5,49 = 97,01 KN
- Poids de la poutre principale0.60x0.30x25x4,775 = 21,49 KN
- Poids de la poutre secondaire0.40x0.30x25x3,70 = 11 ,10 KN
- Poids du poteau $(3,74-0,20)x(0,30)^2 x25 = 7,97 kN$

$$G_{\text{niv } 10} = G = 137,57 \text{ KN}$$

$$G_{\text{cum}} = 291,93 \text{ KN}$$

$$G_{\text{niv } 9} = 137,57 \text{ KN}$$

$$G_{\text{cum}} = 429,50 \text{ KN}$$

$$G_{\text{niv } 8} = 137,57 \text{ KN}$$

$$G_{\text{cum}} = 567,07 \text{ KN}$$

$$G_{\text{niv } 7} = 137,57 \text{ KN}$$

$$G_{\text{cum}} = 704,64 \text{ KN}$$

$$G_{\text{niv } 6} = 137,57 \text{ KN}$$

$$G_{\text{cum}} = 942,21 \text{ KN}$$

$$G_{\text{niv } 5} = 137,57 \text{ KN}$$

$$G_{\text{cum}} = 979,78 \text{ KN}$$

$$G_{\text{niv } 4} = 137,57 \text{ KN}$$

$$G_{\text{cum}} = 1117,35 \text{ KN}$$

$$G_{\text{niv } 3} = 137,57 \text{ KN}$$

$$G_{\text{cum}} = 1254,92 \text{ KN}$$

$$G_{\text{niv } 2} = 137,57 \text{ KN}$$

$$G_{\text{cum}} = 1392,27 \text{ KN}$$

$$G_{\text{niv } 1} = 137,57 \text{ KN}$$

$$G_{\text{cum}} = 1529,84 \text{ KN}$$

- surcharge d'exploitation (Q) :

$$Q_{\text{niv10}} 17,67 \times 3,5 = 61,85 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{niv 9}} 17,67 \times 5,75 = 101,60 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{niv 8}} 17,67 \times 7,75 = 136,94 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{niv 7}} 17,67 \times 9,5 = 167,87 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{niv 6}} 17,67 \times 11 = 194,37 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{niv 5}} 17,67 \times 12,25 = 216,46 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{niv4}} 17,67 \times 13,50 = 238,55 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{niv 3}} 17,67 \times 14,80 = 261,52 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{niv 2}} 17,67 \times 16,07 = 283,96 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{niv1}} 17,67 \times 17,25 = 304,80 \text{ KN}$$

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

<i>Niv</i>	<i>N_G</i> <i>(kN)</i>	<i>N_Q</i> <i>(kN)</i>	<i>N_u</i> <i>(kN)</i>	<i>Br</i> <i>(cm²)</i>	<i>a=b</i> <i>(cm)</i>	<i>Le choix</i> <i>(cm)</i> <i>axa</i>	<i>N_{ser}</i> <i>(kN)</i>	<i>σ_{ser}</i> <i>(MPa)</i>	<i>Obs</i>
<i>P10</i>	154,36	17,67	234,89	153,15	12,38	35*35	172,03	1,22	✓ oK
<i>P9</i>	291,93	61,85	486,88	317,45	17,82	35*35	353,78	2,89	✓ oK
<i>P8</i>	429,5	101,6	732,23	477,41	21,85	35*35	531,1	4,34	✓ oK
<i>P7</i>	567,07	136,94	970,95	633,06	25,16	40*40	704,01	4,40	✓ oK
<i>P6</i>	704,64	167,87	1203,07	784,40	28,01	40*40	872,51	5,45	✓ Ok
<i>P5</i>	942,21	194,37	1563,54	1019,43	31,93	40*40	1136,58	7,10	✓ oK
<i>P4</i>	979,78	216,46	1647,39	1074,10	32,77	45*45	1196,24	5,91	✓ oK
<i>P3</i>	1117,35	238,55	1866,25	1216,79	34,88	45*45	1355,9	6,70	✓ oK
<i>P2</i>	1254,92	261,52	2086,42	1360,35	36,88	45*45	1516,44	7,49	✓ oK
<i>P1</i>	1392,27	283,96	2305,50	1503,19	38,77	50*50	1676,23	6,70	✓ oK
<i>RDC</i>	1529,84	304,8	2522,48	1644,66	40,55	50*50	1834,64	7,34	✓ Ok

Tableau II.8 : Choix Final des Poteaux Centraux.

b. Poteau de rive :

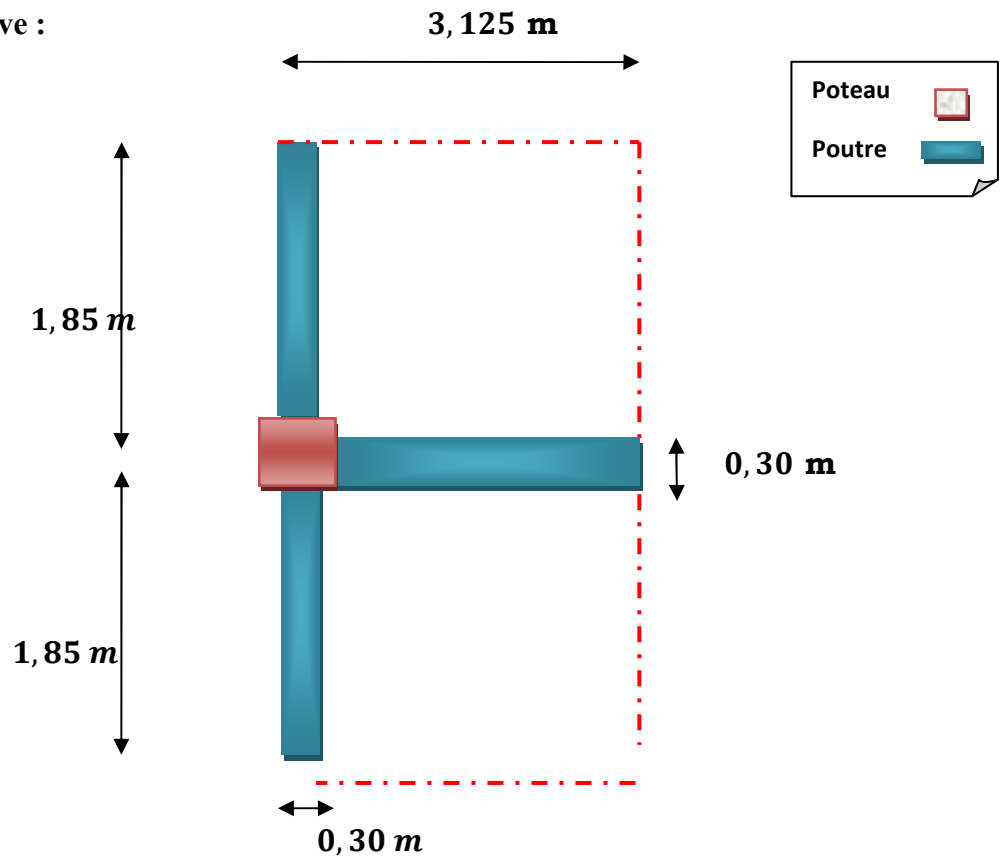


Figure II.10 : Représentation de la partie repris par le poteau

❖ Niveau terrasse (Axe **D6**) : (S= 16,22)

- Charge permanente(G) :

- Poids du plancher 16,22 x 6.89 = 117,76 KN
- Poids de la poutre principale 0.60x0.30x25x5,125 = 23,06 KN
- Poids de la poutre secondaire 0.40x0.30x25x3,525 = 10,58 KN
- poids de l'acrotère 2,06 x 3.525=7,26 KN

$$G_{\text{terrasse}} = 158,66 \text{ KN}$$

$$G_{\text{cum}} = 158,66 \text{ KN}$$

Surcharge d'exploitation (Q) = 16,22 x 1 = 16,22 KN

❖ niveau 10^{ème} étage jusqu'à 3^{ème} étage : (S= 14,37)

- Charge permanente(G) :

- Poids du plancher 14,37x 5,49 = 78,89 KN
- Poids de la poutre principale0.60x0.30x25x5,125 = 23,06 KN
- Poids de la poutre secondaire0.40x0.30x25x3,525 = 11 ,10 KN
- Poids du poteau (3,74-0,20)x(0,30)² x25 =7,97 KN
- mur extérieur 2.98 x 4,925 x (3.74 – 0.4) = 49,02 KN

G_{niv 10} = 170,04 KN

G_{cum} =328,7 KN

G_{niv 9} = 170,04 KN

G_{cum} = 498,74 KN

G_{niv 8}=170,04 KN

G_{cum} =668,78 KN

G_{niv 7} = 170,04 KN

G_{cum} = 838,82 KN

G_{niv 6} = 170,04 KN

G_{cum} = 1008,86 KN

G_{niv 5} = 170,04 KN

G_{cum}= 1178,9 KN

G_{niv 4}=170,04KN

G_{cum}=1348,94 KN

G_{niv 3} = 170,04 KN

G_{cum}=1518,98 KN

- surcharge d'exploitation (Q) :

$$Q_{\text{niv}10} = 14,37 \times 3,5 = 50,30 \text{KN}$$

$$Q_{\text{niv}9} = 14,37 \times 5,75 = 82,63 \text{KN}$$

$$Q_{\text{niv}8} = 14,37 \times 7,75 = 111,37 \text{KN}$$

$$Q_{\text{niv}7} = 14,37 \times 9,5 = 136,52 \text{KN}$$

$$Q_{\text{niv}6} = 14,37 \times 11 = 158,07 \text{KN}$$

$$Q_{\text{niv}5} = 14,37 \times 12,25 = 176,03 \text{KN}$$

$$Q_{\text{niv}4} = 14,37 \times 13,50 = 194 \text{KN}$$

$$Q_{\text{niv}3} = 14,37 \times 14,80 = 212,68 \text{KN}$$

❖ Niveau 2^{ème} étage jusqu'à RDC : (S= 20,09)

- Charge permanente(G) :

- Poids du plancher 20,09x 5,49 = 110,2 KN

- Poids de la poutre principale 0.60x0.30x25x5,7= 25,65 KN

- Poids de la poutre secondaire 0.40x0.30x25x3,52 = 10,56 KN

- Poids du poteau $(3,74-0,20) \times (0,30)^2 \times 25 = 7,96 \text{KN}$

$$G_{\text{niv}2} = G = 154,37 \text{KN}$$

$$G_{\text{cum}} = 1673,35 \text{KN}$$

$$G_{\text{niv}1} = 154,37 \text{KN}$$

$$G_{\text{cum}} = 1827,72 \text{KN}$$

- surcharge d'exploitation (Q) :

$$Q_{\text{niv}2} = 20,09 \times 16,07 = 322,85 \text{KN}$$

$$Q_{\text{niv}1} = 20,09 \times 17,25 = 346,55 \text{KN}$$

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

<i>Niv</i>	<i>N_G</i> (kN)	<i>N_Q</i> (kN)	<i>N_u</i> (kN)	<i>Br</i> (cm ²)	<i>a=b</i> (cm)	<i>Le choix</i> (cm) <i>axa</i>	<i>N_{ser}</i> (kN)	<i>σ_{ser}</i> (MPA)	<i>Obs</i>
P10	158,66	16,22	238,52	155,52	12,47	35*35	174,88	1,24	✓ oK
P9	328,70	50,30	519,20	338,52	18,40	35*35	379,00	3,09	✓ oK
P8	498,74	82,63	797,24	519,80	22,80	35*35	581,37	4,75	✓ oK
P7	668,78	111,37	1069,91	697,58	26,41	40*40	780,15	4,88	✓ oK
P6	838,82	136,52	1337,19	871,85	29,53	40*40	975,34	6,10	✓ Ok
P5	1008,86	158,07	1599,07	1042,59	32,29	40*40	1166,93	7,29	✓ oK
P4	1178,90	176,03	1855,56	1209,83	34,78	45*45	1354,93	6,69	✓ oK
P3	1348,94	194,00	2112,07	1377,07	37,11	45*45	1542,94	7,62	✓ oK
P2	1518,98	212,68	2369,64	1545,01	39,31	45*45	1731,66	8,55	✓ oK
P1	1673,35	322,85	2743,30	1788,63	42,29	50*50	1996,20	7,98	✓ oK
RDC	1827,72	346,55	2987,25	1947,69	44,13	50*50	2174,27	8,70	✓ Ok

Tableau II.9 : **Choix Final des Poteaux de Rives.**

c. Poteau d'angle (B5):

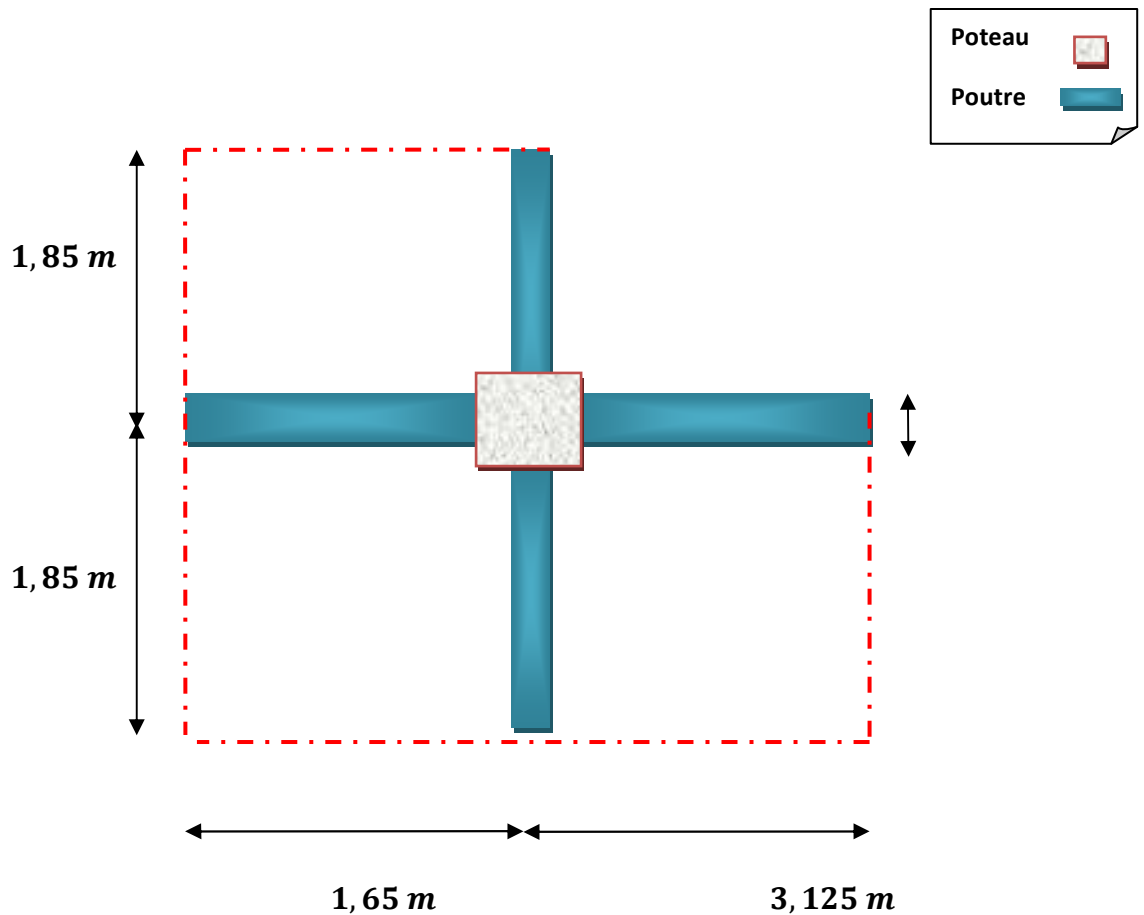


Figure II.11 : Représentation de la partie repris par le poteau

❖ Sous terrasse: (S= 12,61)

- Charge permanente(G) :

- Poids du plancher 12,61x6,89 = 86,88 KN
- Poids de la poutre principale 0.60x0.30x25x 4,775 =21,49 KN
- Poids de la poutre secondaire 0.40x0.30x25x3,7= 11,1 KN
- poids de l'acrotère 2,06 x 4,975 =10,25 KN

G terrasse = 129,72 KN

$$G_{cum} = 129,72 \text{ KN}$$

- Surcharge d'exploitation (Q) :

$$Q = 12,61 \times 1 = 12,61 \text{ KN}$$

❖ Sous 10^{ème} étage jusqu'à 1^{er} étage: (S= 12,61)

- Charge permanente(G) :

- Poids du plancher 12,61x5 ,49= 69,23 KN
- Poids de la poutre principale.....0.60x0.30x25x 4,775 =21,49 KN
- Poids de la poutre secondaire.....0.40x0.30x25x3,7= 11,1 KN
- Poids du poteau (3,74-0,20)x(0,30)² x25 =7,97 KN
- mur extérieur 2.98 x 4,675 x (3.74 – 0.4) = 46,53 KN

$$G_{niv10} = 156,32 \text{ KN}$$

$$G_{cum} = 286,04 \text{ KN}$$

$$G_{niv9} = 156,32 \text{ KN}$$

$$G_{cum} = 442,36 \text{ KN}$$

$$G_{niv8} = 156,32 \text{ KN}$$

$$G_{cum} = 598,68 \text{ KN}$$

$$G_{niv7} = 156,32 \text{ KN}$$

$$G_{cum} = 755 \text{ KN}$$

$$G_{niv6} = 156,32 \text{ KN}$$

$$G_{cum} = 911,32 \text{ KN}$$

$$G_{\text{niv5}} = 156,32 \text{ KN}$$

$$G_{\text{cum}} = 1067,64 \text{ KN}$$

$$G_{\text{niv4}} = 156,32 \text{ KN}$$

$$G_{\text{cum}} = 1223,96 \text{ KN}$$

$$G_{\text{niv3}} = 156,32 \text{ KN}$$

$$G_{\text{cum}} = 1380,28 \text{ KN}$$

$$G_{\text{niv2}} = 156,32 \text{ KN}$$

$$G_{\text{cum}} = 1536,6 \text{ KN}$$

$$G_{\text{niv1}} = 156,32 \text{ KN}$$

$$G_{\text{cum}} = 1692,92 \text{ KN}$$

- surcharge d'exploitation (Q) :

$$Q_{\text{niv10}} = 12,61 \times 3,5 = 44,14 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{niv9}} = 12,61 \times 5,75 = 72,51 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{niv8}} = 12,61 \times 7,75 = 97,73 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{niv7}} = 12,61 \times 9,5 = 119,80 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{niv6}} = 12,61 \times 11 = 138,71 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{niv5}} = 12,61 \times 12,25 = 154,47 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{niv4}} = 12,61 \times 13,50 = 170,24 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{niv3}} = 12,61 \times 14,80 = 186,63 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{niv2}} = 12,61 \times 16,08 = 202,77 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{niv1}} = 12,61 \times 17,25 = 217,52 \text{ KN}$$

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

Niv	N_G (kN)	N_Q (kN)	N_u (kN)	Br (cm²)	$a=b$ (cm)	Le choix (cm) axa	N_{ser} (kN)	σ_{ser} (MPa)	Obs
P10	129,72	12,61	194,04	126,51	11,25	30*30	142,33	1,38	✓ oK
P9	286,04	44,14	452,36	294,94	17,17	30*30	330,18	3,67	✓ oK
P8	442,36	72,51	705,95	460,28	21,45	30*30	514,87	5,72	✓ oK
P7	598,68	97,73	954,81	622,54	24,95	35*35	696,41	5,68	✓ oK
P6	755	119,8	1198,95	781,72	27,96	35*35	874,80	7,14	✓ Ok
P5	911,32	138,71	1438,35	937,80	30,62	35*35	1050,03	8,57	✓ oK
P4	1067,64	154,47	1673,02	1090,81	33,03	40*40	1222,11	7,64	✓ oK
P3	1223,96	170,24	1907,71	1243,82	35,27	40*40	1394,20	8,71	✓ oK
P2	1380,28	186,63	2143,32	1397,45	37,38	40*40	1566,91	9,79	✓ oK
P1	1536,6	202,77	2378,57	1550,82	39,38	45*45	1739,37	8,59	✓ oK
RDC	1692,92	217,52	2611,72	1702,84	41,27	45*45	1910,44	9,43	✓ Ok

Tableau II.10 : Choix Final des Poteaux d'angle.

Conclusion :

Les sections choisies sont regroupées dans le tableau suivant :

<i>Niv</i>	<i>poteau central (cm)</i>	<i>poteau angle (cm)</i>	<i>poteau rive (cm)</i>	<i>le choix finale (cm)</i>
<i>P10</i>	35*35	30*30	35*35	35*35
<i>P9</i>	35*35	30*30	35*35	35*35
<i>P8</i>	35*35	30*30	35*35	35*35
<i>P7</i>	40*40	35*35	40*40	40*40
<i>P6</i>	40*40	35*35	40*40	40*40
<i>P5</i>	40*40	35*35	40*40	40*40
<i>P4</i>	45*45	40*40	45*45	45*45
<i>P3</i>	45*45	40*40	45*45	45*45
<i>P2</i>	45*45	40*40	45*45	45*45
<i>P1</i>	50*50	45*45	50*50	50*50
<i>RDC</i>	50*50	45*45	50*50	50*50

Tableau II.11 : **Choix Final des sections des Poteaux.**

Bloc B**a. Poteau de rive :****❖ Sous terrasse (Axe B3) : (S= 10.56)****- Charge permanente(G) :**

- Poids du plancher10,56 x6.89 = 72,76 KN
- Poids de la poutre principale0.50x0.30x25x4,8 = 18 KN
- Poids de la poutre secondaire0.40x0.30x25x3,65 = 10,95 KN
- poids de l'acrotère 2,06 x 4,8=9.9 KN

$$G_{\text{terrasse}} = 111,61 \text{ KN}$$

$$G_{\text{cum}} = 111,61 \text{ KN}$$

$$\text{Surcharge d'exploitation (Q)} = 10,56 \times 1 = 10,56 \text{ KN}$$

❖ Sous 1^{er} étage : (S= 10,56)**- Charge permanente(G) :**

- Poids du plancher 10,56x 5,49 = 57,97 KN
- Poids de la poutre principale0.50x0.30x25x4,8 = 18 KN
- Poids de la poutre secondaire0.40x0.30x25x3,65 = 10,95 KN
- Poids du poteau $(3,74-0,20) \times (0,30)^2 \times 25 = 7,97 \text{ kN}$
- mur extérieur 2.98 x 4,8 x (3.74 – 0.4) = 47,77 kN

$$G_{\text{niv 1}} = 142,66 \text{ KN}$$

$$G_{\text{cum}} = 251,47 \text{ KN}$$

$$G_{\text{niv RDC}} = 142,66 \text{ KN}$$

$$G_{\text{cum}} = 394,13 \text{ KN}$$

Surcharge d'exploitation

$$Q_{\text{niv 1}} = 10,56 \times 3,5 = 36,96 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{niv RDC}} = 10,56 \times 5,75 = 60,72 \text{ KN}$$

<i>Niv</i>	<i>N_G</i> (kN)	<i>N_Q</i> (kN)	<i>N_u</i> (kN)	<i>Br</i> (cm ²)	<i>a=b</i> (cm)	<i>Le choix</i> (cm) <i>axa</i>	<i>N_{ser}</i> (kN)	<i>σ_{ser}</i> (MPa)	<i>Obs</i>
P1	142,66	36,96	248,03	161,72	12,72	30*30	179,62	1,66	✓ oK
RDC	394,13	60,72	623,16	406,30	20,16	30*30	454,85	5,05	✓ oK

Tableau II.11 : Choix Final des Poteaux de rives.

b. Poteau d'angle:

❖ Sous terrasse (Axe **A3**) : (S= 5 m²)

- Charge permanente(G) :

- Poids du plancher5,00 x6.89 = 34,45 KN

- Poids de la poutre principale0.50x0.30x25x2,8 = 10,5 KN

- Poids de la poutre secondaire0.40x0.30x25x2,2 = 6,6 KN

- poids de l'acrotère 2,52 x 5=12,6 KN

$$G_{\text{terrasse}} = 64,15 \text{ KN}$$

$$G_{\text{cum}} = 64,15 \text{ KN}$$

Surcharge d'exploitation (Q) = 5 x 1 = 5 KN

❖ Sous 1^{er} étage : (S= 5 m²)

- Charge permanente(G) :

- Poids du plancher 5x 5,49 = 27,45 KN

- Poids de la poutre principale0.50x0.30x25x2,8 = 10,5 KN

- Poids de la poutre secondaire.....0.40x0.30x25x2,2 = 6,6 KN

- Poids du poteau $(3,74-0,20) \times (0,30)^2 \times 25 = 7,97 \text{ kN}$

- mur extérieur $2,98 \times 5 \times (3,74 - 0,4) = 49,77 \text{ kN}$

$$G_{\text{niv } 1} = 102,3 \text{ KN}$$

$$G_{\text{cum}} = 166,45 \text{ KN}$$

$$G_{\text{nivRDC}} = 102,3 \text{ KN}$$

$$G_{\text{cum}} = 268,75 \text{ KN}$$

Surcharge d'exploitation

$$Q_{\text{niv } 1} = 5 \times 3,5 = 17,5 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{nivRDC}} = 5 \times 5,75 = 28,75 \text{ KN}$$

<i>Niv</i>	<i>N_G</i> (kN)	<i>N_Q</i> (kN)	<i>N_u</i> (kN)	<i>Br</i> (cm ²)	<i>a=b</i> (cm)	<i>Le choix</i> (cm) <i>axa</i>	<i>N_{ser}</i> (kN)	<i>σ_{ser}</i> (MPa)	<i>Obs</i>
P1	102,3	17,5	164,36	107,16	10,35	30*30	119,8	1,11	✓ oK
RDC	268,75	28,75	405,94	264,67	16,27	30*30	297,5	3,31	✓ oK

Tableau II.12 : Choix Final des Poteaux d'angle.

<i>Niveau</i>	<i>Sections carrées</i> (axb)cm ²
P1	30X30
RDC	30X30

Tableau II.13 : Choix Final des sections des Poteaux.

6. LES VOILES

6.1. Introduction

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $l \geq 4a$.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

L : Longueur du voile.

a : Epaisseur du voile.

H_e : hauteur de l'étage.

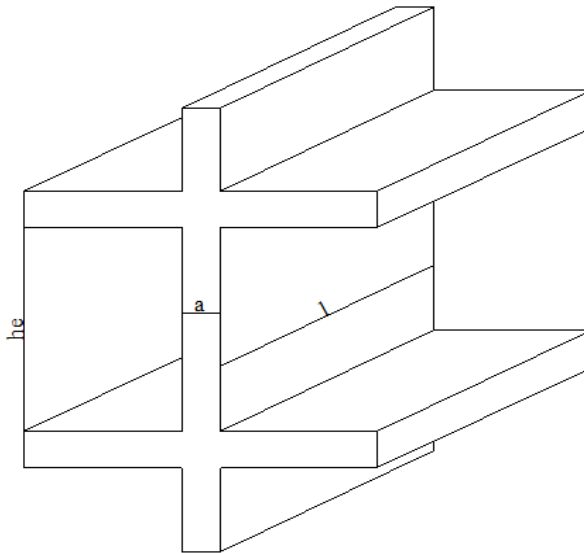


Figure II.12 : **Schéma du voile.**

D'après le "RPA 99 version 2003" [2], l'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage " h_e " et les conditions de rigidité aux extrémités.

$$\text{On a } h_e = 3.74 - 0,40 = 3,34\text{m} \rightarrow a > \frac{h_e}{25} = 14,96\text{cm}$$

On prend : $a = 15\text{ cm}$

D'après le "RPA 99 version 2003" [2] : $a_{\min} = 15\text{cm}$

On prend : $a = 15\text{ cm}$

III. CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES :

INTRODUCTION :

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

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

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments secondaires que comporte notre bâtiment. Nous citons l'acrotère, les escaliers, les planchers, dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Le calcul de ces éléments s'effectue suivant le règlement "*BAEL 91 modifié 99*" en respectant le règlement parasismique Algérien "*RPA 99 version 2003*".

1. ACROTÈRE

1.1 Introduction :

L'acrotère est un élément secondaire qui assure la protection des usagers de la terrasse. Elle est exposée aux chocs thermiques.

Le calcul se fait à la flexion composée pour une bande de 1m de largeur, elle est considérée comme une console encastrée au plancher terrasse, Elle est soumise à :

- ⊗ Son poids propre W_p .
- ⊗ Une charge d'exploitation horizontale

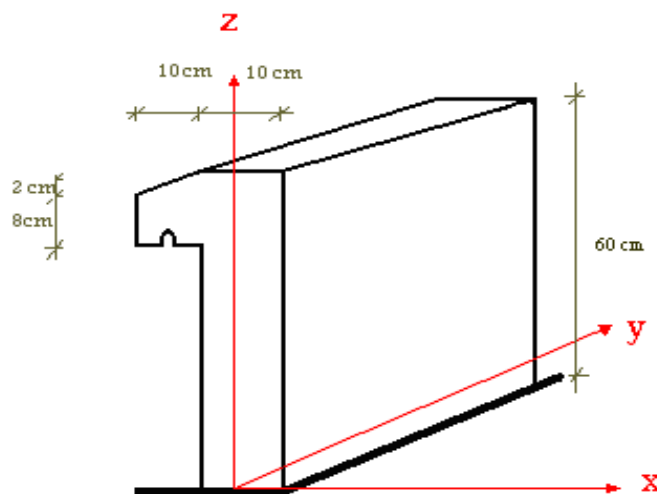


Figure III.1 : Acrotère

1.2. Calcul Des Charges Sollicitant L'acrotère :

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

- ✎ Largeur $b = 100 \text{ cm}$.
- ✎ Hauteur $h = 60 \text{ cm}$.
- ✎ Epaisseur $e = 10 \text{ cm}$.

Principe De Calcul :

L'acrotère est assimilé à une console verticale encastrée à sa base dans le plancher terrasse, elle est soumise à :

- ✎ Son poids propre (W_p)
- ✎ Un moment dû à la force horizontale $F = \text{Max} (Q = 1 \text{ kN/ml}, F_p = 4.A.Cp.W_p)$

Le calcul du ferrailage se fait en flexion composée pour une bande de 1m de largeur. La fissuration est considérée comme préjudiciable, car l'élément est exposé aux intempéries.

1.3. Charge Permanente :

On considère une bande de 1 m de largeur. Le poids propre de l'acrotère pour 1 ml est de :

$$G = \rho x S$$

S : la surface transversale totale de l'acrotère

$$S = 0,1 \times 0,6 + 0,08 \times 0,1 + (0,02 \times 0,1) / 2 = 0,069 \text{ m}^2$$

Le poids volumique tel que $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

D'où :

Le poids des éléments en béton armé :

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

Le poids du revêtement :

$$(e = 2 \text{ cm} ; \rho = 14 \text{ kN/m}^3)$$

$$G_2 = \rho_{ci} \cdot \text{exp}_{cme} = 14 \times 0,02 \times (60) \times 2 \cdot 10^{-2} = 0,336 \text{ kN/ml}$$

$$G = G_1 + G_2 = 2,06 \text{ kN/ml}$$

1.4. Calcul de force sismique :

L'acrotère doit être vérifié sous l'action d'un effort sismique F_p appliqué à sa partie supérieure.

Si $F_p > 1,5 Q$; on va utiliser cette force pour déterminer les efforts qui seront utilisés pour le calcul des armatures :

On a :

$$F_p = 4AC_p W_p \dots\dots\dots \text{« RPA99 version 2003 »}$$

Avec :

- ✎ F_p : force horizontale agissant sur les éléments non structuraux.
- ✎ A : coefficient d'accélération pour la zone III, groupe 2, $A = 0,25$
- ✎ C_p : facteur des forces horizontales ($C_p = 0,8$) élément consol
- ✎ W_p : poids de l'acrotère $W_p = 2,06$ kN.

Alors :

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,06 = 1,648 \text{ kN.}$$

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

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 1,648 \text{ kN} \\ 1,5Q = 1,5 \text{ kN} \end{array} \right\} \Rightarrow Q_u = Q_h = 1,648 \text{ kN}$$

Donc pour une bande de 1 m de largeur :

$$G = 2,06 \text{ kN/ml et } Q_h = 1,648 \text{ kN/ml}$$

1.5. Calcul Des Efforts :

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

✎ État limite ultime :

- ➔ $N_u = 1,35.G = 2,781$ kN.
- ➔ $M_u = 1,5.F_p.h = 2,472$ kN.m.
- ➔ $T_u = 1,5.F_p = 2,472$ kN.

✎ État limite de service :

- ➔ $N_{ser} = G = 2,06$ kN
- ➔ $M_{ser} = F_p.h = 1,648$ kN.m.
- ➔ $T_{ser} = F_p = 1,648$ Kn

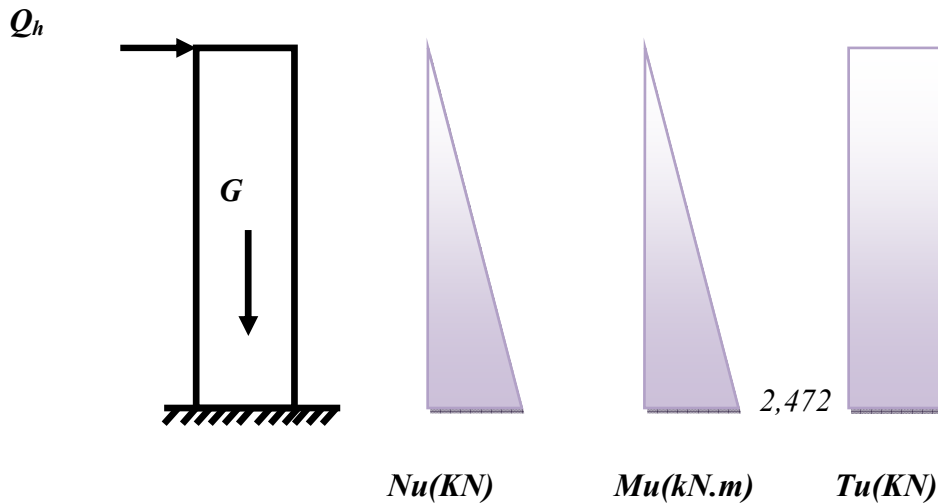


Figure III.2 : Diagrammes des efforts à L'ELU

1.6. Ferrailage De La Section De L'acrotère :

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

Données :

$h = 10 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$, $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $M_u = 2,472 \text{ kN.m}$, $N_u = 2,781 \text{ kN}$

$\sigma_{BC} = 14,2 \text{ MPa}$, $c = c' = 2,5 \text{ cm}$; $F_e = 400 \text{ MPa}$.

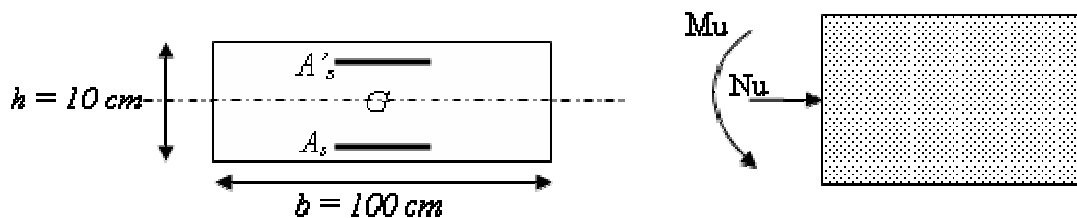


Figure III.3 : Section de calcul de l'acrotère

✎ Calcul de l'excentricité :

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{2,472}{2,781} = 0,88 \text{ m} \\ \frac{h}{2} - c' &= \frac{10}{2} - 2,5 = 2,5 \text{ cm} \end{aligned} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée. (SPC)}$$

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 " :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 2,541 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,022$$

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

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,0278$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 8,9 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,022 < 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10\% \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

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

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = 82,01 \text{ mm}^2$$

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

$$\bullet A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 74,02 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{s1} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 0,74 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

1.7. Vérification De La Section D'acier Selon " BAEL 91 " :

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

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

Avec :

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

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

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

$$\text{Avec un espacement } S_t = \frac{100}{6} = 16,67 \text{ cm}$$

☞ Armatures De Répartitions :

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

On choisit $4T6=1,13cm^2$ avec un espacement $S_r = \frac{60-5}{3} = \frac{55}{3} \approx 18cm$

1.8. Vérification à L'E.L.S :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 80cm$$

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 ($C=d-e_A$)

$$\text{Avec : } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 84cm \Rightarrow C = -75cm \quad (C < 0)$$

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 :

$$n = 15; \left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + 6n(c - c')\frac{A_s}{b} + 6n(d - c)\frac{A_s}{b} = -16868,39 \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2\frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2\frac{A_s}{b} = 830465,69 \end{array} \right. \text{ et}$$

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

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = -2,14.10^{10}$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,98 \Rightarrow \varphi = 168,52^\circ$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 150$$

$$y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -149,66cm$$

$$y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 83,50cm$$

$$y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 66,16cm$$

La solution qui convient est : $y_c = 83,50 \text{ cm}$

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

$$0 < y_{se} = 83,5 - 0,75 = 8,5 \text{ cm} < 9 \text{ cm}. \text{ Donc : } \begin{cases} y_{ser} = 8,50 \text{ cm} \\ y_c = 83,50 \text{ cm} \end{cases}$$

✎ Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right] = 20475,1 \text{ cm}^4 \quad ; \quad n = 15$$

✎ Vérification des contraintes :

a. Contrainte du béton :

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

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2,06 \cdot 10^3 \times 83,50 \cdot 10}{20475,1 \cdot 10^4} \right) \times 85 = 0,71 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

b. Contraintes de l'acier :

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

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

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

$$\sigma_s = 0,63 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 7,56 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

1.9. Vérification De L'effort Tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

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

$$\tau_u = \frac{2,472 \cdot 10^3}{1000 \cdot 90} = 0,028 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

1.10. Schéma de Ferrailage :

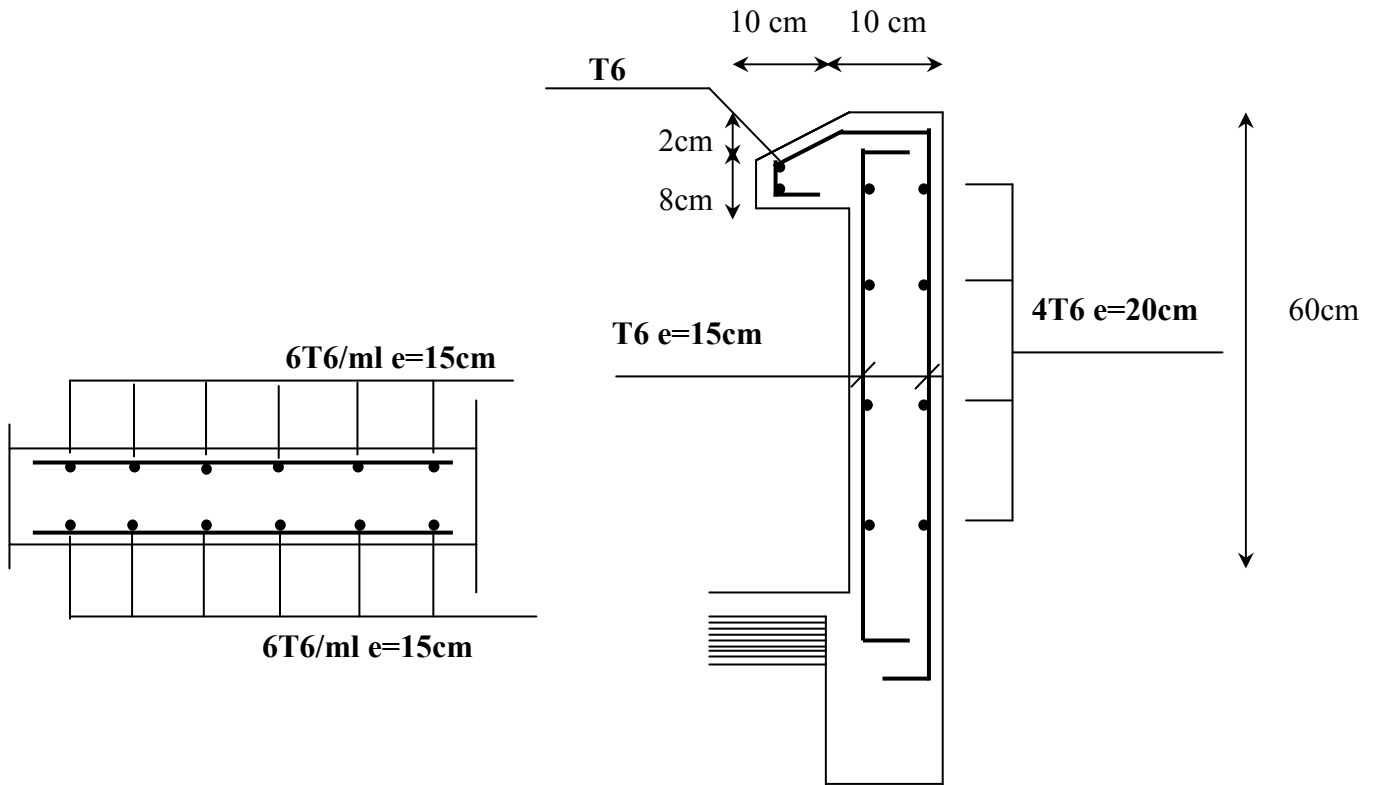


Figure III.4 : Disposition des armatures dans l'acrotère

2. ETUDE DES PLANCHERS A CORPS CREUX:

2.1. Introduction :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs. Ils isolent, aussi, les différents étages du point de vue thermique et acoustique. La structure étudiée comporte des planchers en corps creux. Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux), de dimension $(20 \times 16 \times 60) \text{ cm}^3$, avec une table de compression de 4 cm d'épaisseur. Le calcul sera fait pour deux éléments :

- Poutrelle;
- La table de compression.

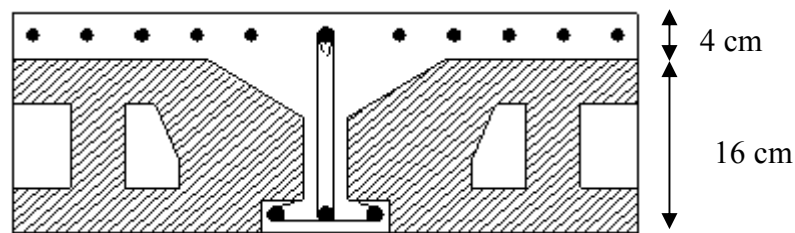


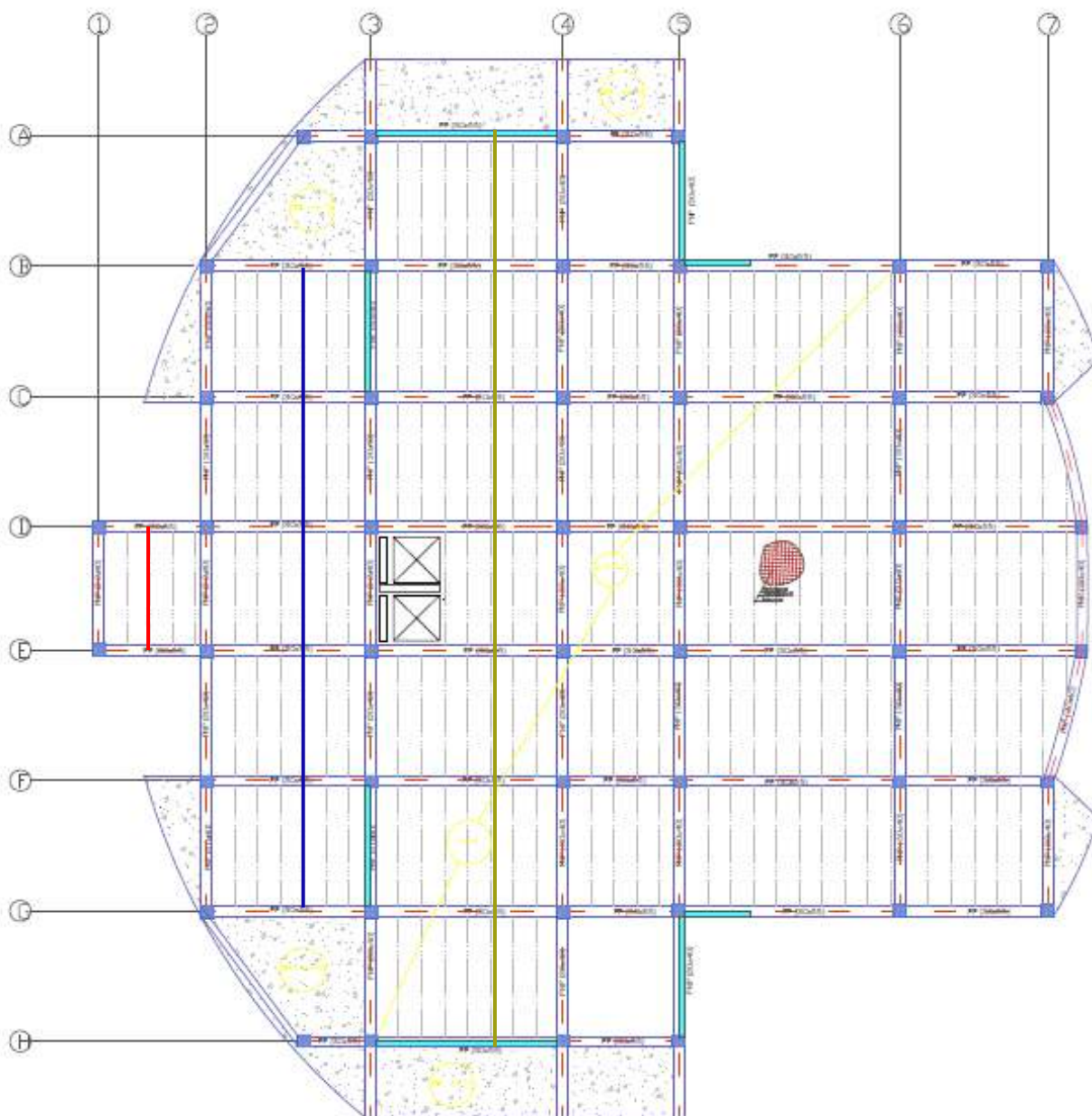
Figure III.5 : Coupe du plancher en corps creux

2.2. Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués en béton armé, disposées parallèlement les unes par rapport aux autres, dans le sens de la petite portée (dans notre cas: $L_{\max} = 3,70\text{m}$) et distancées par la largeur d'un corps creux (hourdis). Leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

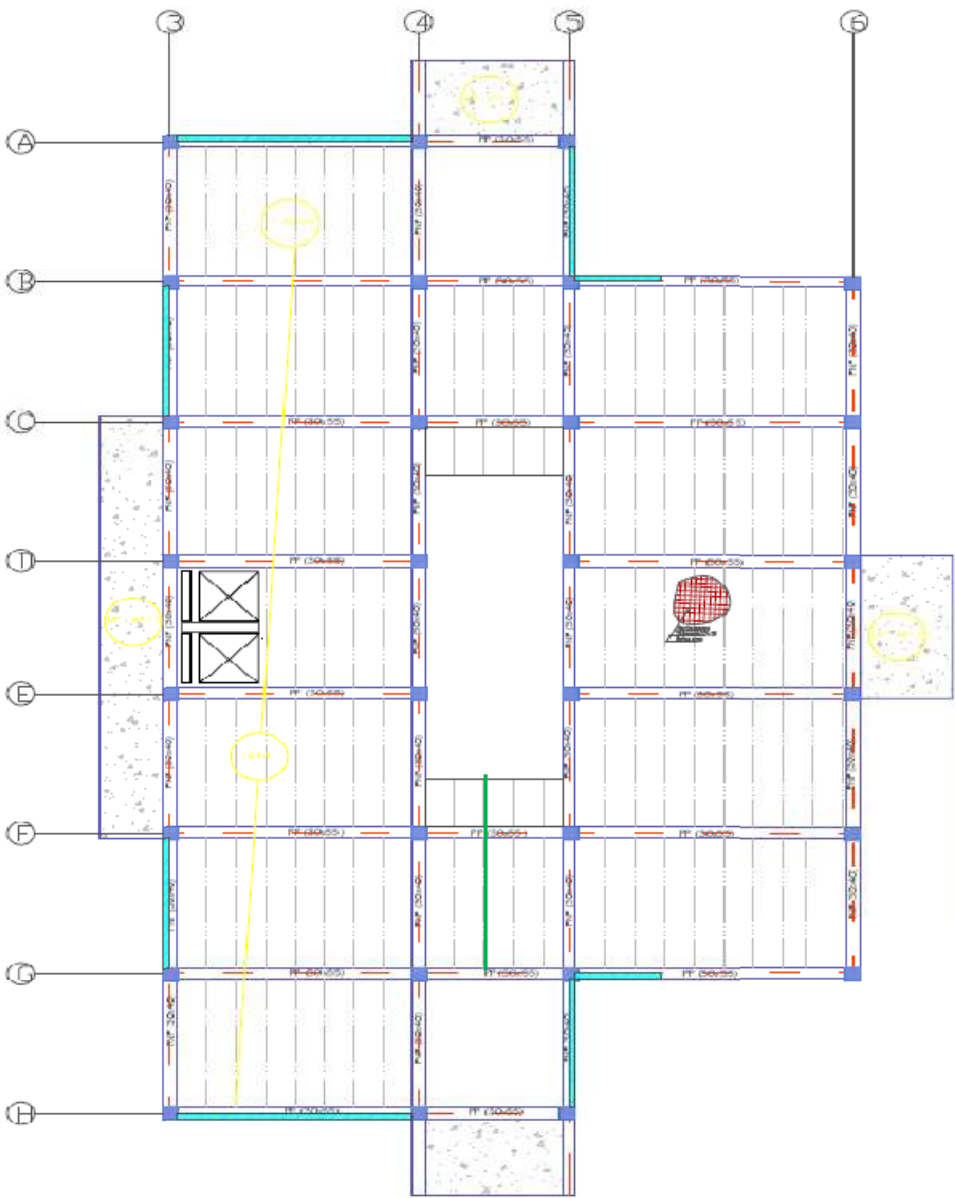
Pour notre ouvrage on a quatre (04) types de poutrelle:

- Poutrelle à 01 travée
- Poutrelle à 02 travées
- Poutrelle à 05 travées
- Poutrelle à 07 travées



- Poutrelle à 01 travées
- Poutrelle à 05 travées
- Poutrelle à 07 travées

Figure III.6 : Les types des poutrelles



— Poutrelle à 02 travées

Figure III.7 : Les types des poutrelles

2.2.1. Dimensions des poutrelles :

On a: $h_t = 20$ cm; avec $h_0 = 4$ cm; $h=16$ cm

On a: $b_0 = 12$ cm, $b=65$ cm

$c = (b-b_0)/2=26,5$ cm

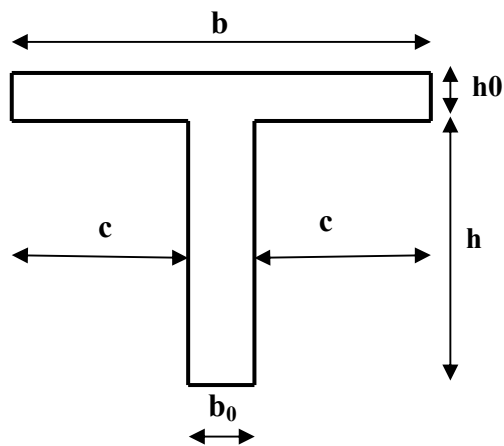


Figure III.8: Dimensions De La Poutrelle.

2.3. Calcul Des Poutrelles:

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes:

- ❖ Avant le coulage de la dalle de compression.
- ❖ Après le coulage de la table de compression

a) 1^{ère} étape de calcul (avant coulage) :

Avant coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée et elle supporte :

- ❖ Son poids propre
- ❖ Le corps creux
- ❖ La charge d'exploitation due à l'ouvrier qui travaille $Q=1\text{KN/m}^2$.

Calcul des moments :

Étant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

a. Méthode de CAQUOT :

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

Elle est basée sur la méthode des poutres continues.

Exposé de la méthode :**➤ Moment sur appuis :**

$$M_a = 0.15M_0 \quad \text{Appuis de rive.}$$

$$M_a = \frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8.5(l_w + l_e)} \quad \text{Appuis intermédiaire.}$$

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

$$\text{➤ Moment en travée : } M_t(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left(\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} \right) x + M_w$$

Avec :

- M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique) ;
- $(M_w; M_e)$: les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée ;
- q_w : charge répartie à gauche de l'appuis considérée ;
- q_e : charge répartie à droite de l'appuis considérée.

On calcul, de chaque coté de l'appui, les longueurs de travées fictives " l'_w " à gauche et " l'_e " à droite, avec :

- $l' = l$pour une travée de rive
- $l' = 0,8l$pour une travée intermédiaire

Où " l " représente la portée de la travée libre.

➤ **Effort tranchant**

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

Avec :

- T_w : effort tranchant à gauche de l'appui considéré,
- T_e : effort tranchant à droite de l'appui considéré.

b. Méthode des éléments finis « Sap2000 »

Les moments, et les efforts tranchants seront calculé sa l'aide du logiciel sap2000

2.2.3. Etapes de calcul des poutrelles :

* 1^{ère} étape : Avant le coulage de la table de compression :

- Poutrelle de travée $L=3,70m$
- On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :
- Son poids propre.
- Poids du corps creux.
- Charge d'exploitation due à l'ouvrier $Q=1kN/m^2$.

❖ **Evaluation des charges et surcharges :**

• **Charges permanentes :**

Poids propre de la poutrelle..... $0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ kN/ml}$

Poids du corps creux..... $0,65 \times 0,20 \times 14 = 1,82 \text{ kN/ml}$

$$G = 1,94 \text{ kN/ml}$$

• **Charges d'exploitation :**

$$Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/ml}$$

❖ **Combinaison des charges :**

$$\underline{E.L.U} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 3,594 \text{ kN/ml}$$

$$\underline{E.L.S} : q_{ser} = G + Q = 2,59 \text{ kN/ml}$$

❖ Calcul des moments :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{3,954 \times (3,70)^2}{8} = 6,15 \text{ kNm}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{22,59 \times (3,70)^2}{8} = 4,43 \text{ kNm}$$

❖ Ferrailage :

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'E.L. $UM_u = 6,15 \text{ kNm}$; $b = 12 \text{ cm}$; $d = 3,6 \text{ cm}$;
 $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$

D'après l'organigramme de la flexion simple on a:

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 2,79 > \mu_R \text{ Sachant qu'impossible d'avoir } \mu > 1$$

Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible.

On prévoit donc des étaitements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.



Figure III.9: Les étaitements

* 2^{ème} étape : Après le coulage de la dalle de compression :

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une poutrelle en "Té"

➤ **Evaluation Des Charges :**

❖ **Plancher terrasse :**

- Charge permanentes :

$$G=6,89 \times 0,65 = 4,48 \text{ kN/ml}$$

- Charges d'exploitation :

$$Q=1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/ml}$$

❖ **Plancher courant :**

- Charge permanente :

$$G=5,49 \times 0,65 = 3,57 \text{ kN/ml}$$

- Charge d'exploitation :

$$Q=2,5 \times 0,65 = 1,63 \text{ kN/ml (Bureaux)}$$

➤ **Combinaison Des Charges :**

❖ **Plancher terrasse :**

$$\underline{\text{E.L.U}} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 7,023 \text{ kN/ml}$$

$$\underline{\text{E.L.S}} : q_{ser} = G + Q = 5,13 \text{ kN/ml}$$

❖ **Plancher courant**

$$\underline{\text{E.L.U}} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 7,26 \text{ kN/ml}$$

$$\underline{\text{E.L.S}} : q_{ser} = G + Q = 5,2 \text{ kN/ml}$$

➤ **Conclusion :**

Le plancher courant est le plus sollicité.

❖ Calcul des efforts internes :

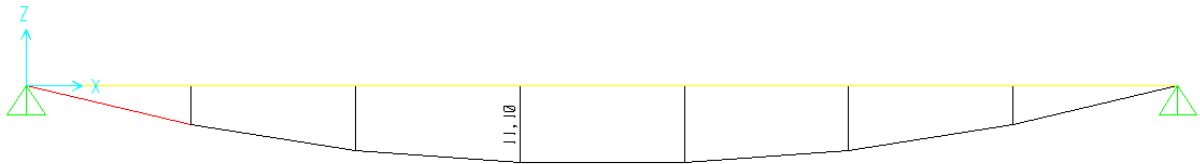
a- Poutrelle à (01) travée :

Méthode : élément finis (SAP200)

récapitulation des moments sur appuis et en travées, Effort tranchant de la poutrelle.(3,35m).

Diagrammes des moments fléchissant :

ELU :

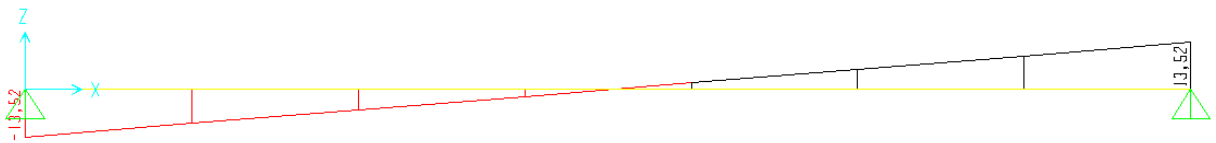


ELS :



Diagrammes des efforts tranchant :

ELU :



ELS :



Figure III.10 : Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à 01travée

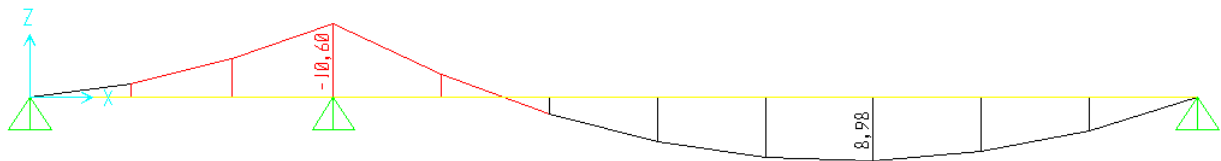
b- Poutrelle à (02) travées :

Méthode : élément finis (SAP200)

récapitulation des moments sur appuis et en travées, Effort tranchant de la poutrelle.(3,70m – 1,30m).

Diagrammes des moments fléchissant :

ELU :

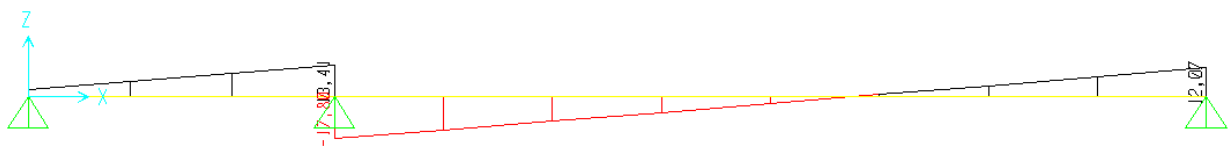


ELS :



Diagrammes des efforts tranchant :

ELU :



ELS :



Figure III.11 : **Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à 02 travées.**

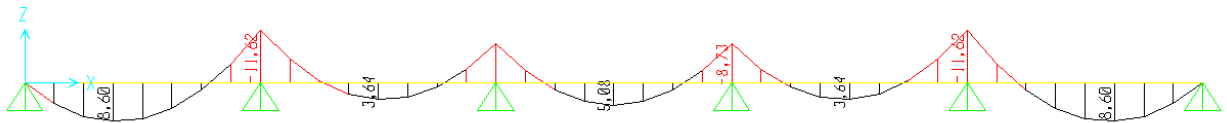
c- Poutrelle à (05) travées :

Méthode : élément finis (SAP200)

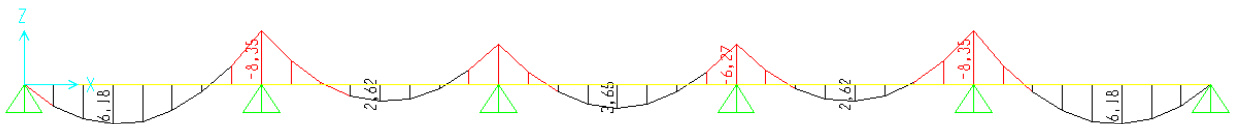
récapitulation des moments sur appuis et aux travées, Effort tranchant de la poutrelle.(3,70m– 3,70m – 3,35m – 3,70m – 3,70m).

Diagrammes des moments fléchissant :

ELU :

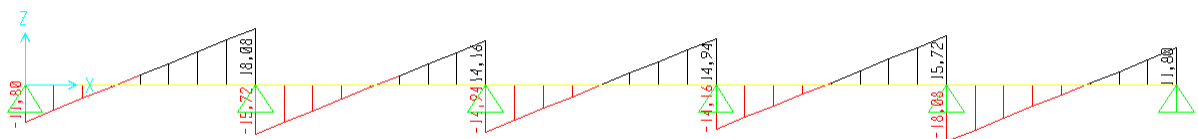


ELS :



Diagrammes des efforts tranchant :

ELU :



ELS :

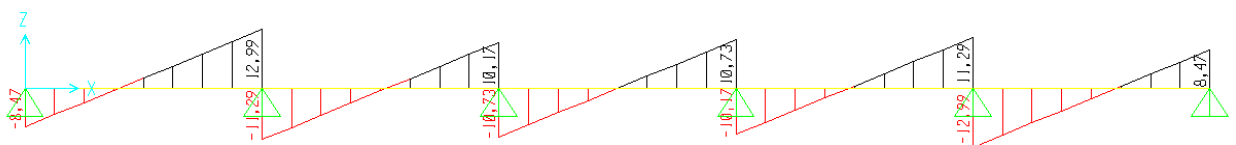


Figure III.12: Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à 08 travées

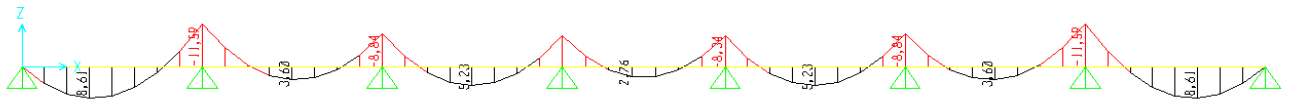
d- Poutrelle à (07) travées :

Méthode : élément finis (SAP200)

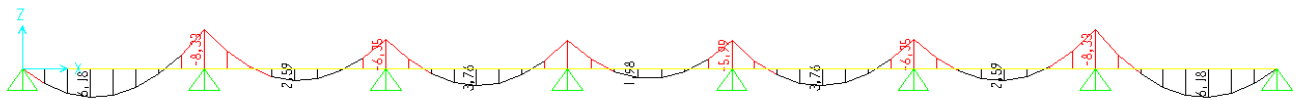
récapitulation des moments sur appuis et aux travées, Effort tranchant de la poutrelle.(3,70m - 3,70m - 3,70m - 3,35m - 3,70m - 3,70m - 3,70m).

Diagrammes des moments fléchissant :

ELU :

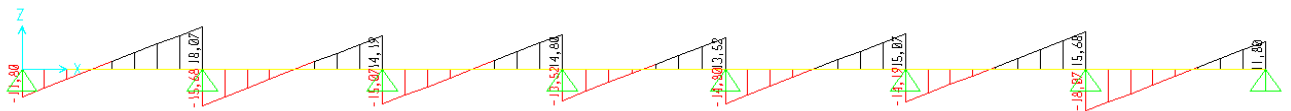


ELS :



Diagrammes des efforts tranchant :

ELU :



ELS :

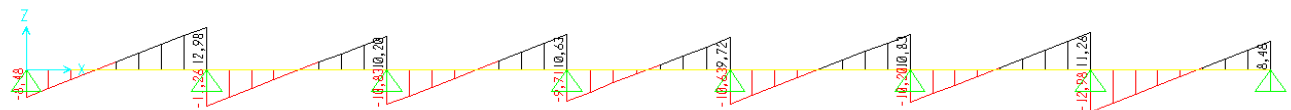


Figure III.13: Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à 08 travées

Calcul du ferrailage :

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 :

$$\mathbf{E.L.U :} M_{tu}^{\max} = 11,10 \text{ kNm}$$

$$M_{au}^{\max} = 11,62 \text{ kNm}$$

$$T_u^{\max} = 18,08 \text{ kN}$$

$$\mathbf{E.L.S :} M_{tser}^{\max} = 7,97 \text{ kNm}$$

$$M_{aser}^{\max} = 8,33 \text{ kNm}$$

Ferrailage en travée :

$h=20\text{cm}$; $h_0=4\text{cm}$; $b=65\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $d=0,9h=18\text{cm}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$;
 $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$

Le calcul des sections en forme de "Té" s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

- Si $M_u < M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si $M_u > M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 58,94 \text{ kNm}$$

On a : $M_{tu} < M_{tab}$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table "b".

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (bxh) en flexion simple.

D'après l'organigramme donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion, on aura :

$M_{tu}(\text{kNm})$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(\text{cm}^2)$	α	$Z(\text{cm})$	$\mu < 0,186$	ζ_s	$\sigma_s(\text{MPa})$	$A_s(\text{cm}^2)$
11,10	0,037	Oui	0	0,047	17,65	Oui	10‰	348	1,80

Tableau III.1: Récapitulation du calcul des sections d'armatures entravée.

Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{ 1,41 \text{ cm}^2 ; 1,80 \text{ cm}^2 \} = 1,80 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T10 ($A_s = 2,355 \text{ cm}^2$)

Ferraillage sur appuis :

$$\text{On a: } M_{\text{au}}^{\max} = 11,62 \text{ kNm} < M_{\text{tab}} = 58,94 \text{ kNm}$$

⇒ 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.

$M_{Ua}(\text{kNm})$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(\text{cm}^2)$	A	$Z(\text{cm})$	$\mu < 0,186$	ζ_s	$\sigma_s(\text{MPa})$	$A_s(\text{cm}^2)$
11,52	0,023	Oui	0	0,0290	186,8051	oui	8,53	348	1,91

Tableau III.2: Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis.

Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,91 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 0,26 \text{ cm}^2$$

Choix : 2T12 ($A_s = 2,26 \text{ cm}^2$)

	As calculé	As choisis
Travée	1,80	3T10
Appuis	1,91	2T12

Tableau III.3: Récapitulation du choix final de la section d'armature.

➤ **Vérifications:****Effort tranchant :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{\max} = 18,08 \text{ kN}$.

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

Tel que :

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = 0,837 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

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 : $T_u = 13,52 \text{ kN}$ (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{13,52 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 180} = 0,70 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

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

$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,39 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

• **Appuis intermédiaires :**- **Vérification de la contrainte de compression ^[1] :**

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0,9 b_0 d} = \frac{18,08 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 180} = 0,93 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

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

$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s} = -1,54 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Vérification à l'E.L.S :

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 ^[1] :

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

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

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

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

Détermination de l'axe neutre :

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

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

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

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

- 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 :

$$\begin{cases} \frac{b}{2}y^2 - (b-b_0) \cdot \frac{(y-h_0)^2}{2} + \eta A'_s \cdot (y-c') - \eta A_s \cdot (d-y) = 0 \\ I = \frac{b}{3}y^3 - (b-b_0) \frac{(y-h_0)^3}{3} + \eta A'_s \cdot (y-c')^2 + \eta A_s (d-Y)^2. \end{cases}$$

	$M_{ser}(\text{kNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	Y(cm)	I(cm ⁴)	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	Vérification
Travée	7,97	2,355	3,9	8308,23	3,81	Vérifiée
Appuis	8,33	2,26	3,84	8024,05	4,15	Vérifiée

Tableau III. 4: vérification à l'ELS

Vérification de la flèche :

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

Les conditions à vérifier : [4] BAEL/B.6.5.1

$$\begin{aligned} & \bullet \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \bullet \frac{h}{L} = 0,054 < 0,0625 \dots \dots \dots \text{non vérifiée} \\ & \bullet \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad \bullet \frac{A_s}{b_0 d} = 0,0109 > 0,0105 \dots \dots \dots \text{non; vérifiée} \\ & \bullet \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad \bullet \frac{h}{L} = 0,054 < 0,0701 \dots \dots \dots \text{non vérifiée} \end{aligned}$$

Avec:

$h=20\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $d=18,0\text{cm}$; $L=3,70\text{ m}$; $M_{\text{tser}}=7,97\text{kNm}$; $M_0=8,9\text{kNm}$; $A_s=2,355\text{cm}^2$; $f_e=400\text{MPa}$.

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].

Tel que : $\bar{f} = \frac{L}{500} = 0,74\text{cm}$ ($L < 5\text{m}$)

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)
7,97	2,35	7,1	0,0109	188,02	3,77	1,508	0,64	20012,15	6426,37	10157,48

Tableau III.5: calcul de la flèche

- Calcul des modules de déformation :

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

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,40 MPa$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 0,53.cm \quad (L = 3,70.m)$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 1,002.cm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,47.cm < \bar{f} = 0,74.cm \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

d. Calcul des armatures transversales et l'espacement :

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

Selon [1] :

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

Selon [2] :

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

Avec :

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

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \text{Min}(0,57\text{cm}; 1,0\text{cm}; 6,5\text{cm}) = 0,57\text{cm}$$

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

Donc :

- Selon [1] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 1,63 \cdot 10^{-2} \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 16,2\text{cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 2,04 \cdot 10^{-2} \text{ cm} \end{array} \right.$$

- Selon [2] :

- $$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \\ \bullet S_t \leq 5cm \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq 10cm \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Choix des armatures :

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

Choix des espacements :

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

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

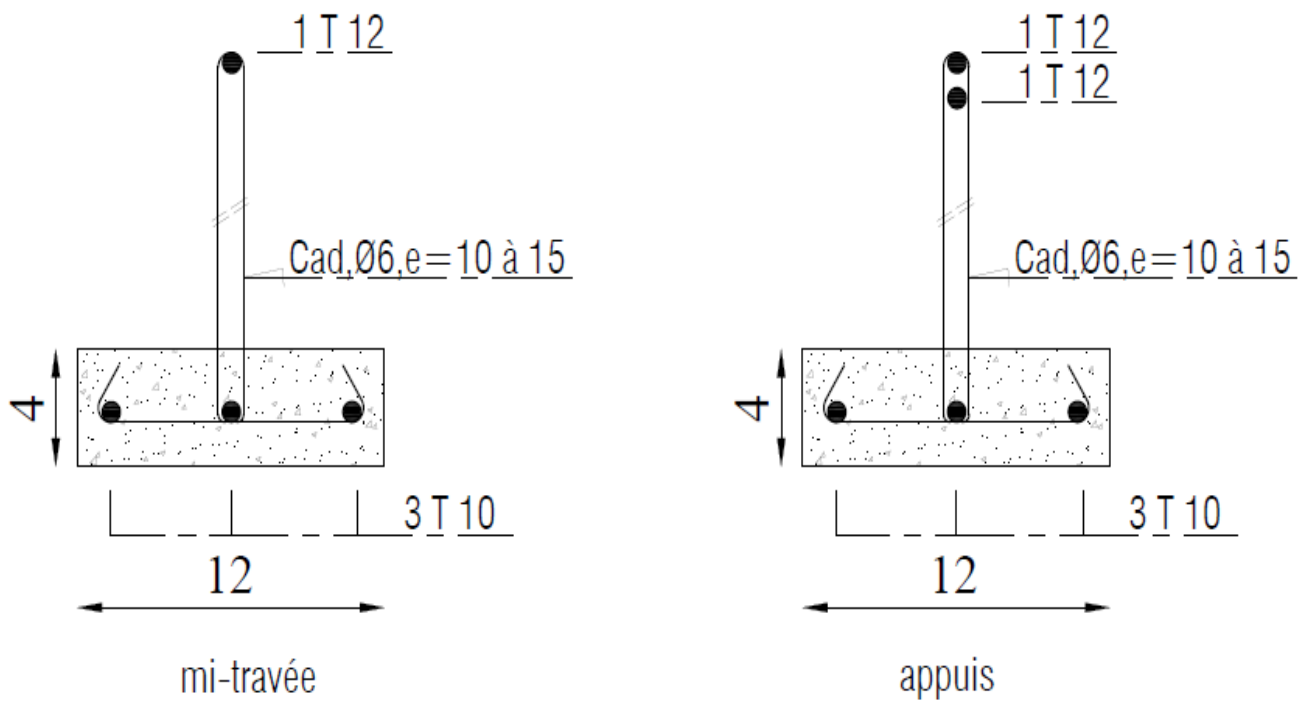


Figure III.14: ferrailage des poutrelles en travée, et en appuis

3. PLANCHER EN DALLE PLEINE

Les dalles sont des éléments plans d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, supposés infiniment rigides dans leur plan, reposant avec ou sans continuité sur deux, trois ou quatre appuis.

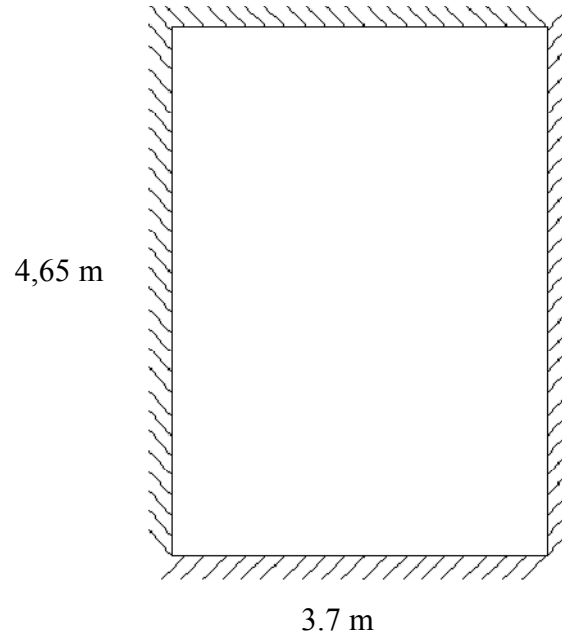


Figure III.15: schéma de la dalle plein

a. Evaluation des charges

<i>Plancher</i>	<i>G (KN/m)</i>	<i>Q (KN/m²)</i>	<i>ELU (KN/m²)</i>	<i>ELS (KN/m²)</i>
<i>RDC</i>	6,39	2,5	12,,38	8,89

Tableau III.6 : Evaluation des charges

b. Exemple de calcul

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,7}{4,65} = 0,80 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

c. 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 fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

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

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire.

$$\rho = 0,80 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0561 \\ \mu_y = 0,5959 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 9,51 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 5,67 \text{ kNm}$$

Moments en travées

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 8,08 \text{ KN.m}$$

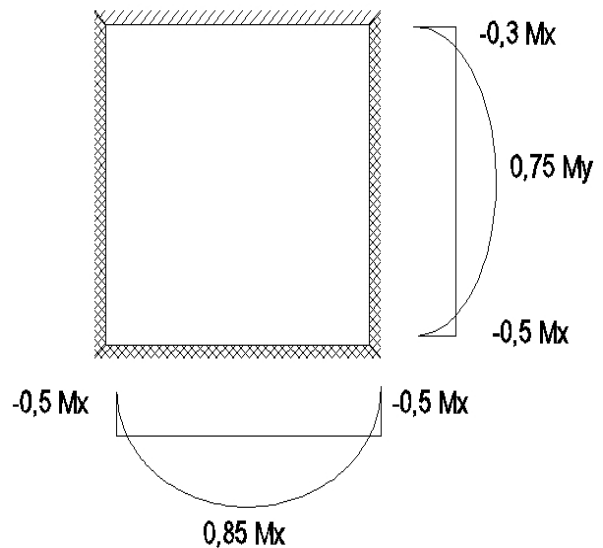
$$M_{ty} = 0,75 M_y = 4,25 \text{ KN.m}$$

Moments sur appuis

$$\text{Intérieur} : M_{ax} = -0,3 M_x = -2,85 \text{ KN.m}$$

$$\text{Extérieur} : M_{ax} = -0,5 M_x = -4,76 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,5 M_x = -4,76 \text{ KN.m}$$



a. ferrailage de la dalle

$b=100\text{cm}$; $h=15\text{cm}$; $d=0,9h=14,4\text{cm}$; $f_e=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Sens		M_u (kNm)	M	A_s' (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x		8,079	0,0313	0	1,74	4T8	2,01	25
	y-y		4,248	0,0164	0	0,91	4T8	2,01	25
Appuis	x-x	Int	2,852	0,0110	0	0,61	4T8	2,01	25
		Ext	4,753	0,0184	0	1,02	4T8	2,01	25
	y-y		4,753	0,0184	0	1,02	4T8	2,01	25

Tableau III.7: Ferrailage de la dalle pleine

Espacement**Travée**

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

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

AppuisSens x-x :

$$\text{Intérieur} : esp = \frac{100}{4} = 25\text{ cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

$$\text{Extérieur} : esp = \frac{100}{4} = 25\text{ cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

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

c. Condition de non fragilité

$$h=e=15\text{cm}; b=100\text{cm}$$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 0,99\text{cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 0,9\text{cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_0 = 0,6\text{‰} & \text{pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,8 \end{cases}$$

Travée

$$\underline{\text{Sens x-x}} : A_x = 2,01\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 0,99\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\underline{\text{Sens y-y}} : A_y = 2,01\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 0,9\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Appuis

Sens x-x :

$$\text{Intérieur} : A_x = 2,01\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 0,99\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\text{Extérieur} : A_x = 2,01\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 0,99\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\underline{\text{Sens y-y}} : A_y = 2,01\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 0,9\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

d. Calcul des armatures transversales

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

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

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{12,38 \times 3,7 \times 4,65}{2 \times 3,7 + 4,65} = 17,68\text{kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 15,27\text{kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 17,68\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{17,68 \cdot 10^3}{1000 \times 135} = 0,131\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

e. Vérification à l'ELS**e.1. Evaluation des sollicitations à l'ELS**

$$\rho = 0,8 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0628 \\ \mu_y = 0,7111 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 7,643.kNm \\ M_y = \mu_y M_x = 5,435.kNm \end{cases}$$

➤ **Moments en travées**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 6,497 kNm$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 4,076 kNm$$

➤ **Moments sur appuis**

$$\text{Intérieur : } M_{ax} = -0,3 M_x = -2,293 kNm$$

$$\text{Extérieur : } M_{ax} = -0,5 M_x = -3,82 kNm$$

$$M_{ay} = -0,5 M_y = -3,82 kNm$$

e. 2. Vérification des contraintes

e.2.1. Béton : nous devons vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 MPa.$$

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

- y : position de l'axe neutre, déterminée par l'équation suivante :

$$\frac{b \cdot y^2}{2} - 15 A_s (d - y) + 15 A'_s (y - d') = 0$$

- I : moment d'inertie, donné par :

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

e.2.2. Acier : nous devons vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 150 \eta\right) = 240 MPa.$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} \cdot (d - y).$$

Les résultats trouvés sont regroupés dans le tableau suivant :

	Sens		M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	Vér	σ_s MPa	σ_s MPa	Vér
Travée	x-x		6,497	2,01	2,57	4167,69	4,01	15	OK	198.7	201.6	OUI
	y-y		4,076	2,01	2,57	4167,69	2,51	15	OK	122.09	201.6	OUI
Appuis	x-x	in	2,29	2,01	2,57	4167,69	1,41	15	OK	117,65	201.6	OUI
		e	3,82	2,01	2,57	4167,69	2,36	15	OK	196.09	201.6	OUI
	y-y		3,82	2,01	2,57	4167,69	2,36	15	OK	196.09	201.6	OUI

Tableau III.8: Ferrailage de la dalle pleine

e.3. Vérification de la flèche

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

sont vérifiées simultanément :

$$\left. \begin{array}{l}
 1. \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\
 2. \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\
 3. \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e}
 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases}
 0,038 \geq 0,04 \dots\dots\dots \text{Non ; ...vérifier} \\
 0,038 > 0,028 \text{ à } 0,037 \dots\dots\dots \text{vérifier} \\
 1,49 \cdot 10^{-3} < 5 \cdot 10^{-3} \dots\dots\dots \text{vérifier}
 \end{cases}$$

On remarque que l'un des trois conditions n'est pas vérifié, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

➤ **Calcul de la flèche :**

$$f_i = \frac{M_{ser} \times L^2}{10E_i I_f} ; \quad f_v = \frac{M_{ser} \times L^2}{10E_v I_f}$$

Avec :

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

$b=100\text{cm} ; h=15\text{cm} ; d=0,9h=13.5\text{cm} ; A_s= 2,01 \text{ cm}^2 ; y=2,57\text{cm}.$

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

➔ $I = 4167,69 \text{ cm}^4$

$$\rho = \frac{A_s}{b.d} = \frac{3,93}{100 \times 14,4} = 0,00149$$

$$\sigma = M_{ser} / A_s \cdot d = 239,54 \text{ Mpa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \cdot 0,00149 \cdot 239,54 + 2,1} = -0,0421$$

$$\mu = -0,0421 < 0 \Rightarrow \text{on prend } \mu = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = 9,63 \\ \lambda_v = 0,4 \lambda_i = 3,852 \end{array} \right.$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 \cdot I}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 4584,46 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = 4584,56 \text{ cm}^4$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{9,1 \times 10^6 \times 3850^2}{10 \times 32164,2 \times 5469,05 \times 10^4} = 6,03 \\ f_v = \frac{9,1 \times 10^6 \times 3850^2}{10 \times 10721,4 \times 6621,61 \times 10^4} = 18,1 \end{array} \right.$$

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0,603 \text{ cm} \\ f_v = 1,81 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 1,21 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = 0,74 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 1,21 \text{ cm} > \bar{f} = 0,74 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée.}$$

Constatation

La flèche qu'on a trouvé dépasse la valeur admissible, il faut donc augmenter la rigidité de la dalle pour cela on adopte une épaisseur de 20 cm.

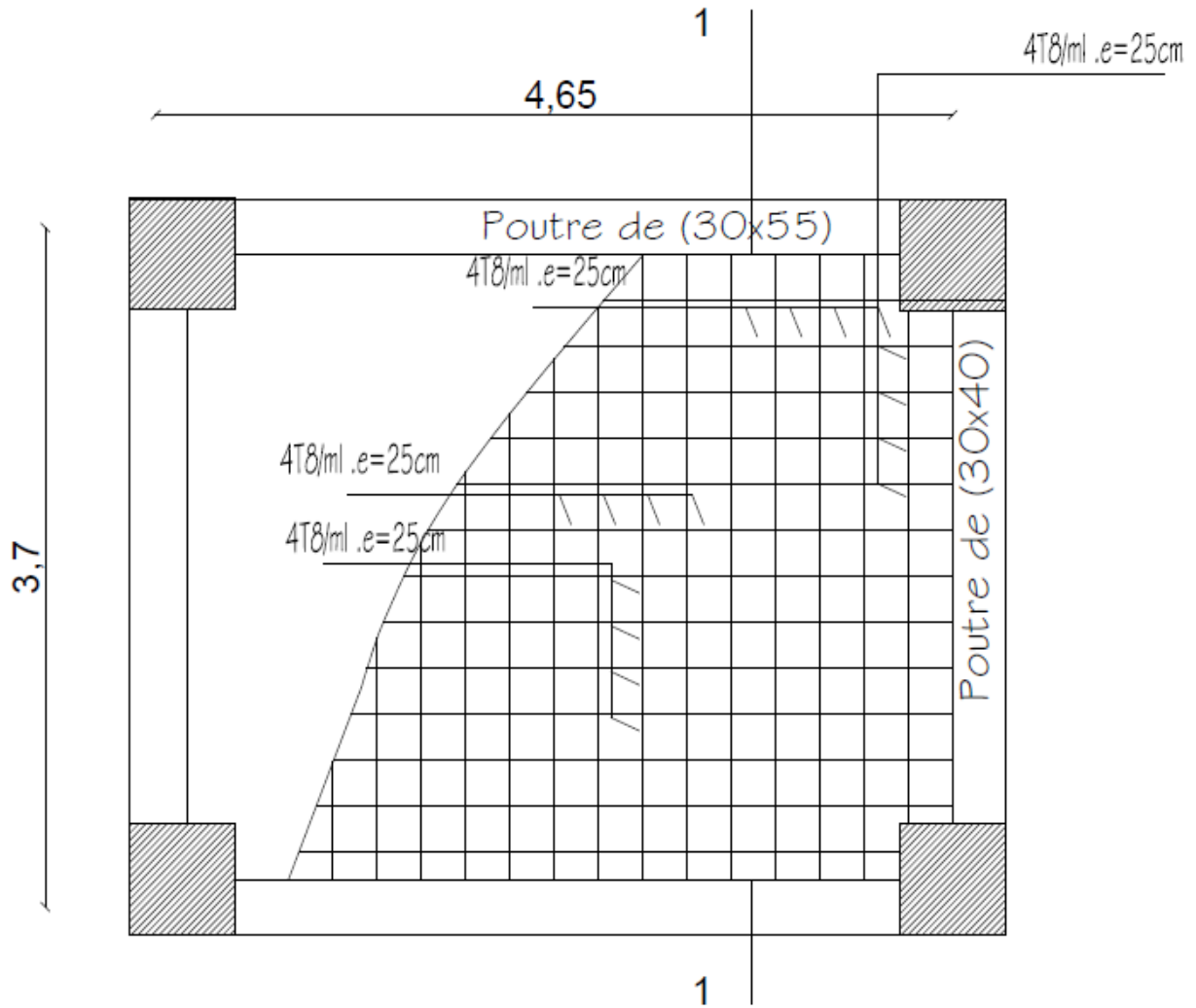
-Vérification de la flèche avec : $h=20$ cm

$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$Y_I(cm)$	δ	$\sigma_s(MPa)$	λ_i	λ_v	μ	$I_0(cm^4)$	$I_{fi}(cm^4)$	$I_{fv}(cm^4)$
6,05	2,01	3.01	0,00117	167,22	18,81	7,52	0	7683,73	8452,103	8452,103

$f_i(cm)$	$f_v(cm)$
3,22	9,81

Tableau III.9 : Récapitulatif du calcul de la flèche.

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,66.cm \leq f' = 0.74.....v\u00e9rifi\u00e9e. \surd$$



Coupe 1-1

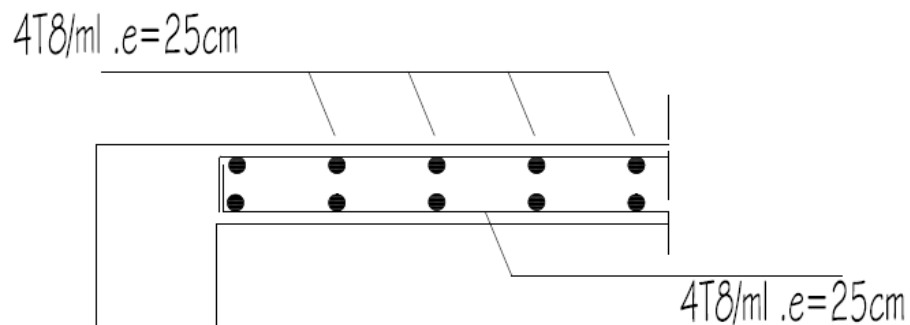


Figure III.16 : **Ferrailage de la dalle pleine**

4. ESCALIER

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 1 seul type d'escalier a été choisi comme exemple de calcul.

4.2. Définition des éléments d'un escalier

On appelle « marche » la partie horizontale (M) des gradins constituant l'escalier, et « contre marche » la partie verticale ($C.M$) de ces gradins.

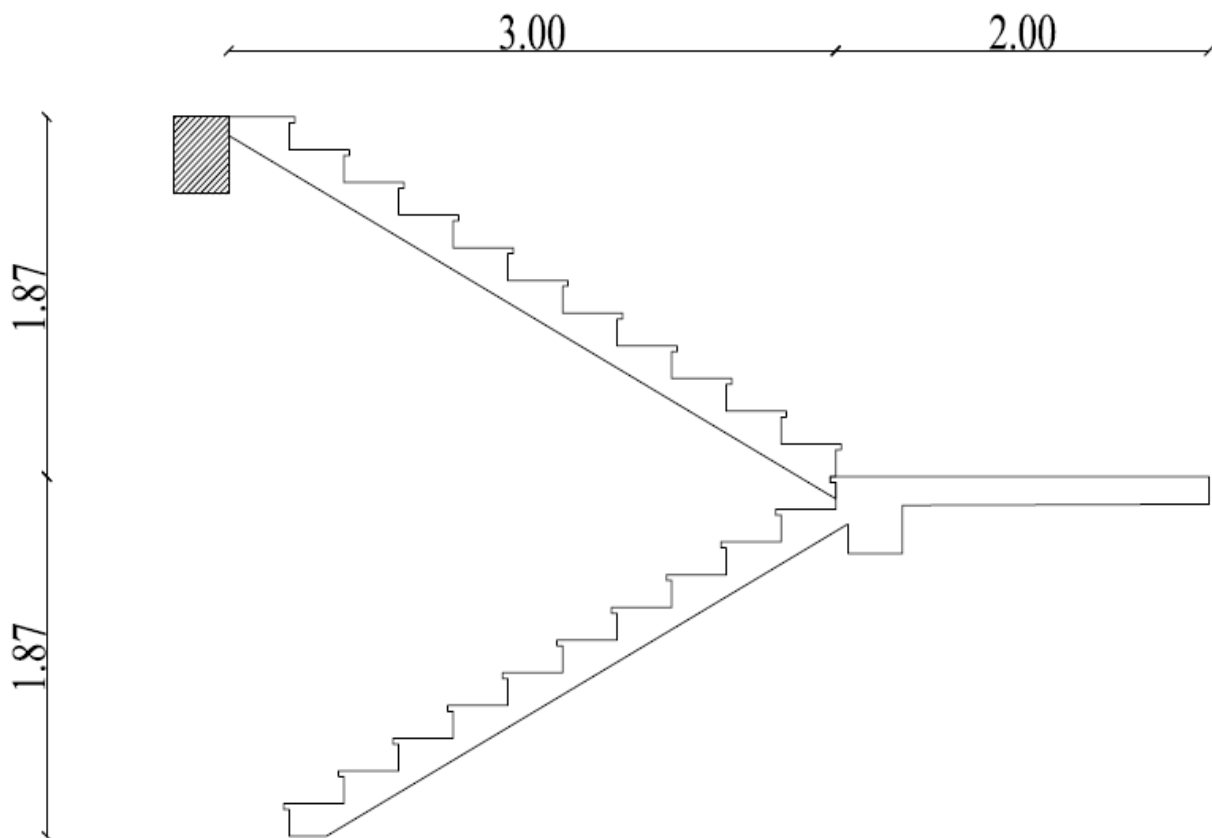


Figure III.17: Plan de coffrage de l'escalier.

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 :

- h : Hauteur de la marche.
- g : Largeur de la marche.
- L : Longueur horizontale de la paillasse.
- H : Hauteur verticale de la paillasse.
- n : Le nombre de contre marche
- $(n-1)$: Le nombre de marche

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

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

Avec :

- n : La racine de l'équation

$$64n^2 - 738n + 374 = 0$$

Solution :

$$n_1 = -0,53 \dots \dots \dots \text{refusée.}$$

$$n_2 = 11$$

Donc on prend :

- le nombre de contre marche $n=12$
- le nombre de marche $n-1=11$

Alors :

$$h = \frac{H}{n} = 0,16m = 16cm$$

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

a. Vérification de l'équation de "BLONDEL"

$$\begin{cases} (59 \leq (g + 2h) \leq 66)cm \\ (16 \leq h \leq 18)cm \\ (22 \leq g \leq 33)cm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2h + g = 62cm \\ h = 16cm \\ g = 30cm \end{cases} \quad \text{Vérifiée}$$

b. Détermination de l'épaisseur de la paillasse

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 19,3 \leq e \leq 28,95 \text{ cm}$$

Avec :

$$l = \sqrt{L^2 + H^2} + 2 = \sqrt{3 \cdot 30^2 + 1,87^2} + 2 = 5,79 \text{ m}$$

On prend donc l'épaisseur $e = 20 \text{ cm}$

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

c. Angle d'inclinaison de la paillasse

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{187}{330} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

4.3. Evaluation des charges**a. Palier****a. 1. Charges permanentes**

<i>Matière</i>	<i>Épaisseur (cm)</i>	<i>ρ (kN/m³)</i>	<i>ρ (kN/m²)</i>
1- carrelage	2	25	0,5
2- Mortier de pose	2	20	0,40
3- Lit de sable	3	18	0,54
4- Dalle pleine	20	25	5
5- Enduit en ciment	2	18	0,36
$\Sigma = G$			6,80 kN/m ²

Tableau III.10: Charges Permanentes du Palier.

a. 2. Charge d'exploitation

$$Q_1 = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

b. Paillasse**b. 1. Charge permanentes**

$$\text{Poids propre de la paillasse } \left(\frac{25 \times 0,20}{\cos 29,54} \right) = \dots\dots\dots 5,75 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Poids propre de la marche } \frac{25 \times 0,16}{2} = \dots\dots\dots 2 \text{ kN/m}^2$$

<i>Matière</i>	<i>Épaisseur (cm)</i>	<i>ρ (kN/m³)</i>	<i>ρ (kN/m²)</i>
1- Carrelage	2	25	0,50
2- Mortier de pose	2	20	0,40
3- Lit de sable	3	18	0,54
4- Dalle pleine	20	25	5
5- Enduit en ciment	2	18	0,36
6- Garde corps	10	-	1,00
Σ			16,12 kN/m ²

Tableau III.11: Charges Permanentes de la Paillasse.

b.2. Charge d'exploitation

$$Q_2 = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

Schéma statique :

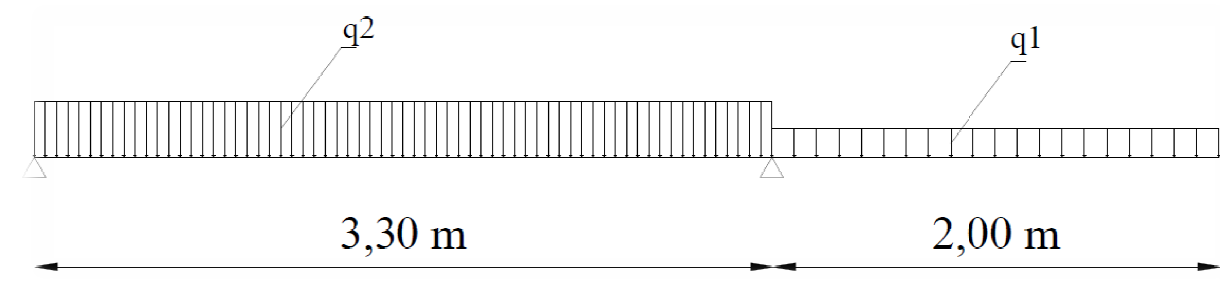


Figure III.18: schéma statique de l'escalier

4.4. Combinaison des charges

E.L.U

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

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

E.L.S

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

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

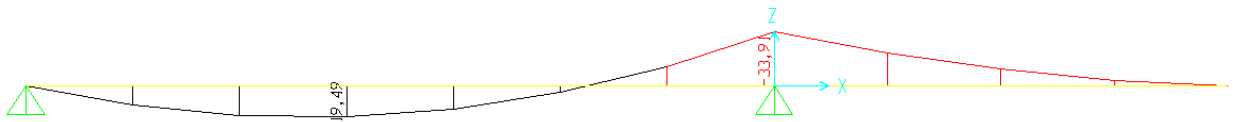
Le chargement pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

	q_1 (kN/ml)	q_2 (kN/ml)
ELU	12,93	25,51
ELS	9,3	18,62

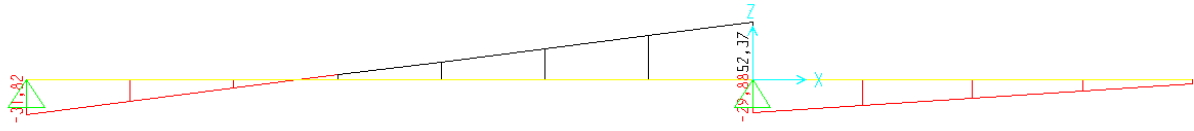
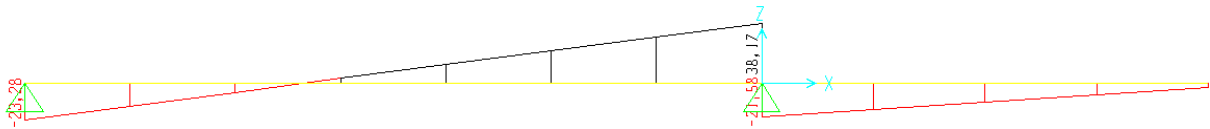
Tableau III.12: **Charges à l'ELU et l'ELS.**

4.5. Diagramme des efforts internes

➤ **Moment fléchissant**

E.L.U**E.L.S**

➤ **Effort tranchant**

E.L.U**E.L.S**Figure III.19 : **diagramme de moment fléchissant, Effort tranchant****4.6. Calcul des armatures :**

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension ($b \times h$)

Tel que : $b=100\text{cm}$; $h=20\text{cm}$

- Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur

$f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{bc} = 14,17\text{MPa}$; $f_{t28} = 2,10\text{MPa}$; $\gamma_b = 1,5$; $d=0,9h=18\text{cm}$

$\sigma_s = 435\text{MPa}$; $\gamma_s = 1,15$; $f_e=400\text{MPa}$

	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)
Travée	19,50	0,0425	Oui	0	0,0543	17,61	3,20	6T12	6,79
Appuis	-33,91	0,0739	Oui	0	0,096	17,31	5,63	6T12	6,79

Tableau III.13 : **Ferrailage de l'escalier.****Espacement**

➤ En travée $esp \leq \frac{100}{6} = 16,67\text{cm}$

On prend : $esp=15\text{cm}$

➤ Sur appui $esp \leq \frac{100}{6} = 16,67\text{cm}$

On prend : $esp=15\text{cm}$

Armatures de répartition

$$\text{➤ En travée } \frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,70 \text{ cm}^2 / \text{ml} \leq A_r \leq 3,40 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le choix est de $4T10=3,14 \text{ cm}^2$ avec $S_t=25 \text{ cm}$.

$$\text{➤ Sur appui } \frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,70 \text{ cm}^2 / \text{ml} \leq A_r \leq 3,40 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le choix est de $4T10=3,14 \text{ cm}^2$ avec $S_t=25 \text{ cm}$.

4.7. Vérifications :

a. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,17 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_s = 6,79 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 2,17 \text{ cm}^2$ vérifiée

Sur appui : $A_s = 6,79 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 2,17 \text{ cm}^2$ vérifiée

b. Effort tranchant :

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

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

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{52,37 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,291 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

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

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 52,37 \cdot 10^3 - \frac{33,91 \cdot 10^6}{0,9 \times 180} = -156950,98 \text{ KN} < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

➤ Vérification des armatures transversales

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = 0,291 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

c. Vérification à l'E.L.S

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 :

$$n=15 ; c'=2,1 \text{ cm} ; d=18 \text{ cm} ; b=100 \text{ cm} ; A'_s=0$$

On doit vérifier que:

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

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

	$M_{ser}(\text{KNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	14,30	6,79	5,12	21370,27	3,43	Vérifiée
Appui	24,56	6,79	5,12	21370,27	5,9	Vérifiée

Tableau III.14: **Vérification à l'E.L.S.**

c. 2. Vérification de la flèche

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{570} = 0,035 < 0,0625 \quad \text{non vérifiée} \\ \frac{6,79}{100 \times 18} = 0,0037 < 0,0105 \quad \text{vérifiée} \\ 0,037 < \frac{1}{10} = 0,1 \quad \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

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

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

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \quad L=5,70m > 5m \\ \bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} \end{array} \right.$$

- **Moment d'inertie de la section homogène I_0**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 = 806518,4.Cm^4$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{array} \right. \text{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = 5,57 \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = 2,23 \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} = 0,00377 \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta \sigma_s + f_{t28}} = 0,049 \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} = 117,00 \end{array} \right.$$

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

- Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

$M_{ser}(K$ $Nm)$	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)
27,43	6,79	0,0037	117,002	5,57	2,23	0,049	806518,4	696223,3	799465,36

Tableau III.15: **Vérification de la flèche de l'escalier.**

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0,4cm \\ f_v = 1,03cm \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,63cm$$

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{100} = 0,5 + \frac{570}{1000} = 1,07.cm$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,63cm < \bar{f} = 1,07cm.....vérifiée.$$

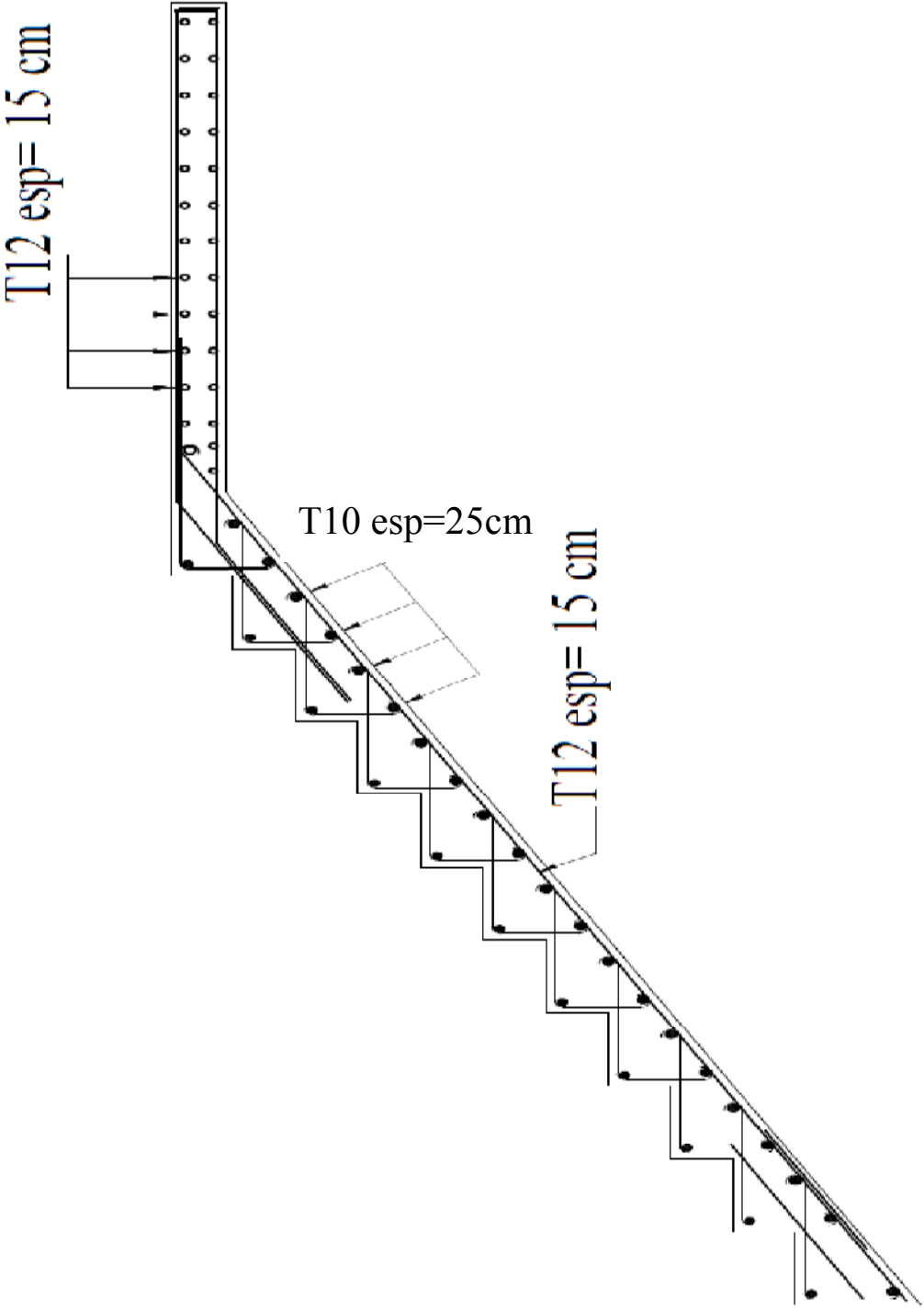


Figure III.20 : Ferrailage de l'Escalier.

5. BALCONS :

5.1. Introduction :

Le bâtiment étudié comporte un seul type de balcon,

- ✓ En porte -à-faux, et se calcule comme une console en dalle pleine encastré et libre à l'extrémité:

Soumis à :

- son poids propres.
- La charge d'exploitation.
- Charge concentrée à leur extrémité libre due au poids du mur extérieur.
- Un moment à l'extrémité due à l'effort appliqué sur le garde -corps.

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

5.2. L'Epaisseur de balcon:

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{200}{10} = 20cm$$

On prend: $e=20cm$

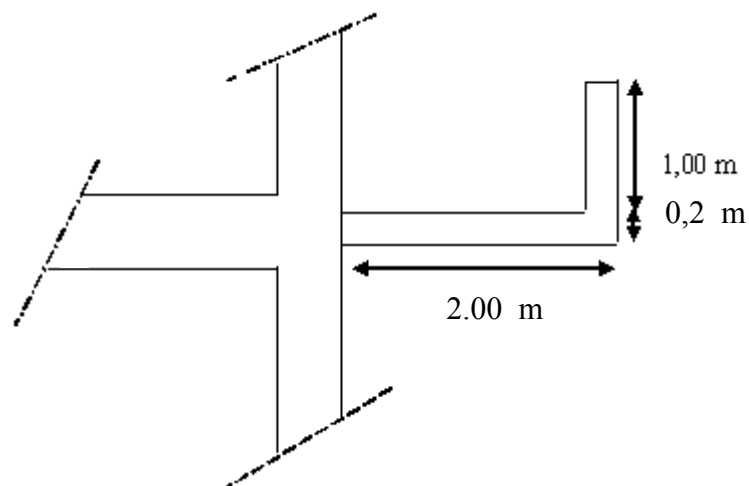


Figure III.21:Dimensions du balcon

5.3. Evaluation des charges

- **Charge permanente:**

$G = 6,89 \text{ kN/m}^2$

- **Charge d'exploitation:**

$Q = 3,50 \text{ kN/m}^2$

- **Charge concentrée "F":**

- Enduit au ciment 0,36 kN/m²

- Maçonnerie (ép = 15 cm) 1,30 kN/m²

$F = 1,66 \text{ kN/m}^2$

Moment du à la main courante :

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

5.4. Schéma statique :

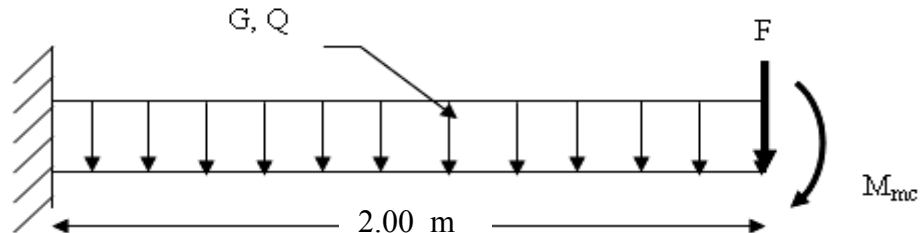


Figure III.22 : Schéma statique du balcon

5.5. Combinaison des charges

	ELU	ELS
q(kN/ml)	14,55	10,39
F(kN)	2,24	1,66
M_{mc}	1,50	1,00

Tableau III.16 : Combinaison des charges

5.6. Calcul des efforts internes

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement.

- **Moment fléchissant:** $M(x) = -\left(\frac{q}{2}x^2 + Fx + Mmc\right)$
- **Effort tranchant:** $T(x) = (qx + F)$

	ELU	ELS
M (kNm)	35,08	25,1
T (kN)	31,34	22,44

Tableau III.17: Calcul des efforts internes

5.7. Calcul du ferrailage :

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

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$; $h=20\text{cm}$; $d=12,5\text{cm}$; $f_e=400\text{MPa}$

$M_u(\text{kNm})$	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm^2)	A	Z (cm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A^{adp}_s (cm^2)	Esp (cm)
35,08	0,076	Oui	0	0,0994	17.28	5,83	6T12	6,79	15

Tableau III.18 : Ferrailage du balcon

Espacement:

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} (3h; 33\text{cm}) \dots \text{pour une charge répartie} \\ (2h; 22\text{cm}) \dots \text{pour une charge concentrée} \end{cases}$$

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} 33\text{cm} \\ 22\text{cm} \end{cases} \Rightarrow S_t = 15\text{cm} \dots \text{vérifiée}$$

Armatures de répartitions:

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.70\text{cm}^2 \leq A_r \leq 3.39\text{cm}^2$$

Le choix est de: 5T8/ml = 2.51cm^2 avec: $S_t=20\text{cm}$

Vérifications :**a. Condition de non fragilité:**

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

$$A_s = 6.79 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

b. Vérification de l'effort tranchant:

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

Avec:

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{31.34.10^3}{1000 \times 180} = 0,174 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

5.8. Vérification de l'E.L.S:

On considère que la fissuration est préjudiciable.

Vérification des contraintes:

- **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: $n=15$; $c'=5\text{cm}$; $d=18\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $A'_s=0$

On doit vérifier que:

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

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous:

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
25,1	6,79	6,02	15	226,92	201,6	Non
25,1	7,92	5,68	15	195,9	201,6	Oui

Tableau III.19 : Vérification des contraintes du balcon

Vérification de la flèche :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{20}{200} = 0,1 > 0,0625 \dots \text{vérifiée}$
- $\frac{A_s}{bd} < \frac{4,2}{fe} \Leftrightarrow \frac{6,79}{100 \times 18} = 0,00377 < 0,0105 \dots \text{vérifiée}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Leftrightarrow 0,1 \geq 0,1 \dots \text{vérifiée}$

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

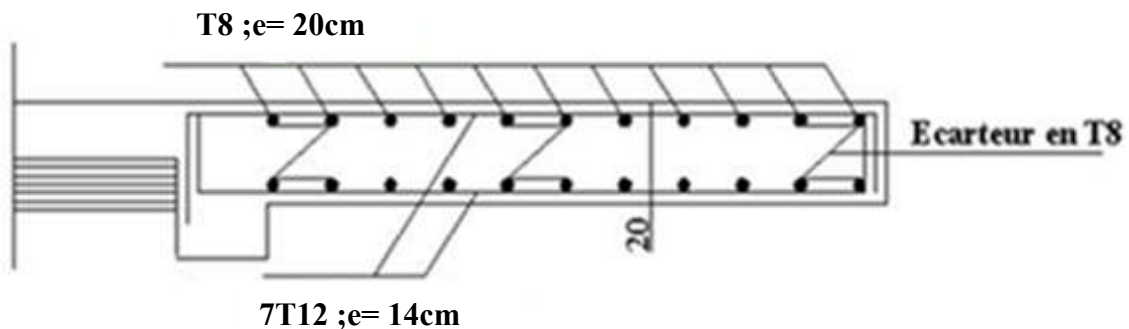


Figure 23: Ferrailage de la dalle pleine du balcon.

CHAPITRE I

PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

CHAPITRE II

PREDIMENSIONNEMENT

CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

CHAPITRE IV

ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE

CHAPITRE V

FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

CHAPITRE VI

ETUDE DE SOL

CHAPITRE VII

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Conclusion générale

Annexe

Bibliographie

Les Organigrammes

CHAPITRE VIII

caractéristiques des matériaux