



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
République algérienne démocratique et populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche
Scientifique
جامعة-البليدة 1
Université de Blida 1
كلية التكنولوجيا-دائرة الهندسة المدنية
Faculté de technologie

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES
POUR L'OBTENTION DU DIPLOME DE MASTER 2EN GENIE CIVIL
OPTION : Structures Réparation et Cout de Construction

ETUDE COMPARATIVE D'UN HOTEL R+7 EN BETON ARME SANS ET AVEC JOINT

Présenté par :

- ❖ BOUCHENAFI NADIA
- ❖ BENCHABA NORA

Encadré par :

- ❖ M^r.FERDJANI. O

2014/2015





REMERCIEMENTS

Tout d'abord et avant tout, nous remercions DIEU le tout puissant de nous avoir accordé la connaissance de la science et de nous avoir aidé afin de réaliser ce modeste travail

Nous souhaitons adresser nos vifs et profonds remerciements à notre promoteur Mr FERDJANI Omar qui nous a guidé pendant le travail et nous a orienté vers les axes les plus pertinents, nous le remercions pour son ouverture d'esprit et sa grande disponibilité.

Nous retenons aussi à exprimer nos remerciements à l'ensemble des enseignants du département de génie civil pour ses efforts durant toute notre étude.

Nos gratitude à tous les membres de jury qui font l'honneur de juger notre travail.

Enfin sans oublier ceux qui ont participés de loin ou de près à la réalisation de ce projet.

NADIA et NORA

MERCI





Dédicace

*C'est un grand plaisir de dédier ce modeste travail :
À mes parents qui ont toujours cru en moi, soutenu et
encouragé durant toute ma vie.*

À mes frères et sœurs

À toute ma famille

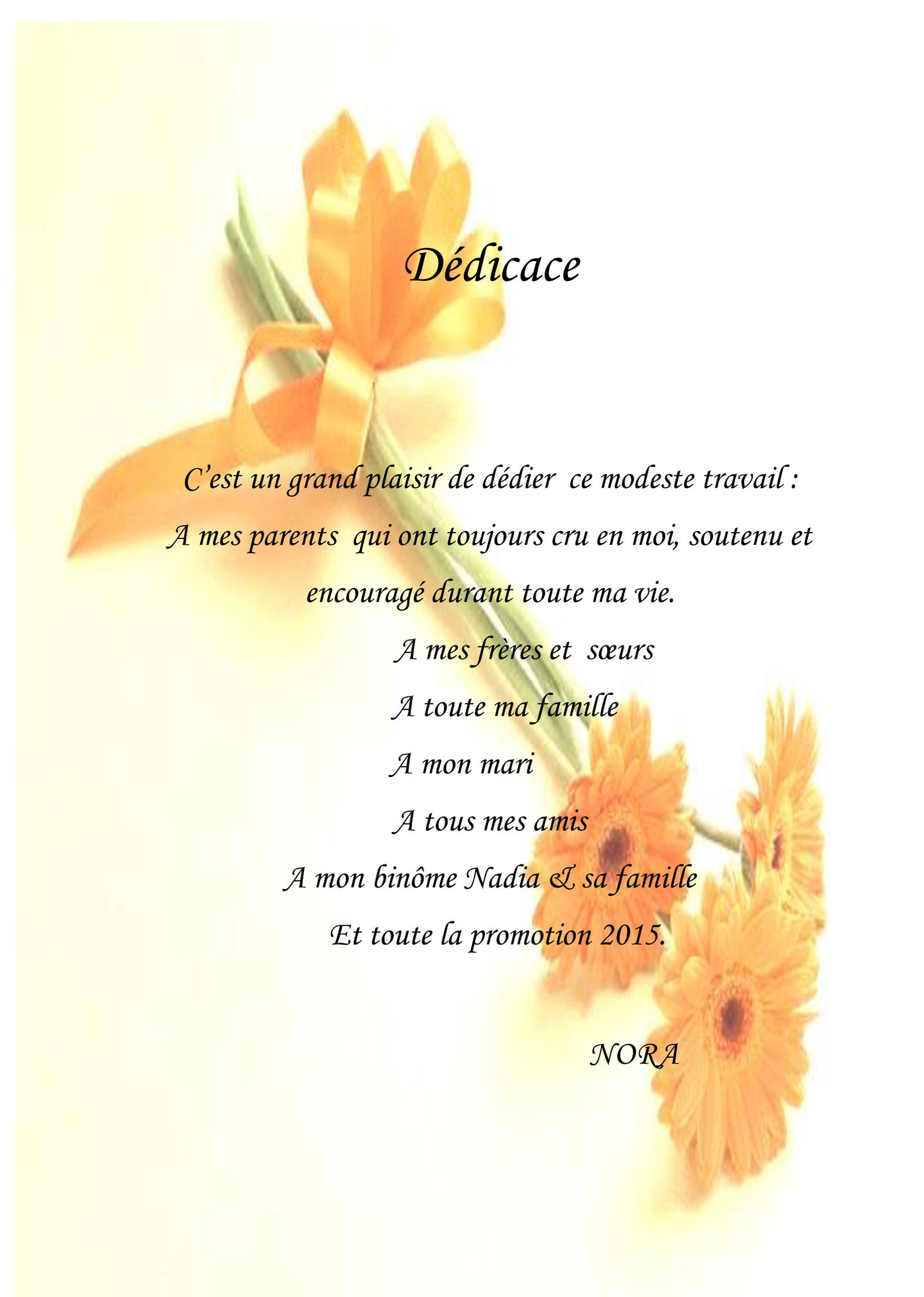
À mon mari

À tous mes amis

À mon binôme Nora & sa famille.

Et toute la promotion 2015.

NADIA



Dédicace

*C'est un grand plaisir de dédier ce modeste travail :
A mes parents qui ont toujours cru en moi, soutenu et
encouragé durant toute ma vie.*

A mes frères et sœurs

A toute ma famille

A mon mari

A tous mes amis

A mon binôme Nadia & sa famille

Et toute la promotion 2015.

NORA

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة فندق نو طابع سكني و تجاري يتألف من طابق ارضي + 7 طوابق , يتم انجازه بولاية البلدية المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم III حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA99 version 2003) .

مقاومة و استقرار البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة العارضات , الأعمدة و الجدران المشكلة من ماجة الخرسانة المسلحة.

الدراسة الحركية تمت باستعمال برنامج أل (ETABS 2013).

تحديد الأبعاد و التسليح كل العناصر المقاومة للبناية صمم طبق المعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر (RPA 99 version 2003, BAEL 91 modifier99) .

للتحقق من نتاج التسليح استعنا بواسطة برنامج ال Socotec .

دراسة الطوابق التحت أرضية مرحلة من مراحل هذا المشروع.



Résumé

Le but de cette étude est la conception d'un HOTEL à usage d'habitation et commerciales de R + 7 étages, qui sera implanté dans la wilaya de Blida, classé en zone III selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, et les poteaux et les voiles.

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (ETABS 2013).

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir (BAEL91 modifier99, RPA99 version 2003).

Pour la vérification du ferrailage nous avons utilisées un logiciel (Socotec).

En fin, l'étude des éléments de l'infrastructure, à savoir les fondations, fait également partie de ce projet.





Abstract

The aim of this study is the conception of an HOTEL and design (R + 7 stages) which will be established in Blida, classified in zone III according to the Algerian the Algerian seismic standards (RPA 99 version 2003).

The stability of the work is ensured by the beams, and the columns and the walls.

The study and the analysis of this plan had been established by software (ETABS 2013).

The calculation of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in strengths to knowing (BAEL91 modifier99, RPA99 -Version 2003).

For the checking of reinforcement we used software (Socotec).

In end, the study of the elements of the infrastructure, namely the foundations, also forms part of it project



SOMMAIRE

REMERCIEMENT

DEDICACES

RESUME

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES FIGURES

NOTATION

LES PLANS

INTRODUCTION Général

CHAPITRE I: INTRDUCTION

I.1. INTRODUCTION.....1

I.2.1. CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES1

I.2.2. OSSATURE.....1

I.2.3. CLASSIFICATION DU BÂTIMENT SELON (RPA 99 versions 2003)1

I.2.4. PLANCHER1

I.2.5. MAÇONNERIES1

I.2.6. ESCALIERS ET ASCENSEURS1

I.3. CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX1

I.3.1. BÉTON1

I.3.2. ACIERS4

CHAPITRE II: PRÉ DIMENSIONNEMENT

II.1. INTRODUCTION7

II.2.1 PRÉ-DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS.....7

II.2.2. PLANCHER DALLE PLEINE8

II.3.	PRÉ- DIMENSIONNEMENT DES POUTRES	8
II.4.	EVALUATION DES CHARGES	10
II.4.1.	Plancher terrasse	10
II.4.2.	Plancher étage courant	10
II.4.3.	Dalles pleines : Balcon	11
II.5.	L'ACROTÈRE	11
II.6.	MACONNERIE	12
II.7.	LES POTEAUX	12
II.8.	PREDIMENSIONNEMENT DES VOILES	21
II.A.	PRÉ-DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS (2eme cas)	22
II.B.	PRÉ- DIMENSIONNEMENT DES POUTRES (2eme cas)	22
II.C.	LES POTEAUX (2eme cas)	23
CHAPITRE III: CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES		
III.1	ÉTUDE DE L'ACROTÈRE	27
III.1.1	INTRODUCTION	27
III.1.2.	EVALUATION DES CHARGES	27
III.1.3.	CALCUL DES EFFORTS	28
III.1.4.	FERRAILLAGE DE L'ACROTÈRE	29
III.1.5.	VÉRIFICATION DE LA SECTION D'ACIER SELON "BAEL 91MODIFIÉ 99"	
III.1.6.	ARMATURES DE RÉPARTITIONS	30
III.1.7.	VÉRIFICATION À L'E.L.S.	30
III.1.8.	VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT	32
III.2.	ETUDE DU PLANCHER	32
III.2.1	INTRODUCTION	32
III.2.2.	PLANCHER EN CORPS CREUX	33

III.3.	LES BALCONS	50
III.3.1.	Les charges	50
III.3.1.1.	Évaluation des charges	50
III.3.1.2.	Calcul des sollicitations	51
III.3.2.	Calcul du ferrailage	51
III.3.3.	Vérification à L'ELU	52
III.3.4.	Vérification à L'ELS	53
III.3.5.	Vérification de la flèche	53
III.3.6.	Schéma de ferrailage	54
III.4.	ETUDE DE LA DALLE MACHINE	54
III.4.1.	INTRODUCTION	54
III.4.2.	PRÉDIMENSIONNEMENT	54
III.4.3.	DÉTERMINATION DES CHARGES ET SURCHARGES	55
III.4.4.	COMBINAISON DES CHARGES	55
III.4.5.	CALCUL DES EFFORTS	55
III.4.6.	FEERRAILAGE DE LA DALLE	56
III.4.6.1.	FERRAILAGE EN TRAVÉE	56
III.4.6.2.	FERRAILAGE SUR APPUIS	56
III.4.7.	CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES	57
III.4.8.	VÉRIFICATION À L'E.L.S	57
III.5.	ETUDE DES ESCALIERS	59
III.5.1.	INTRODUCTION	59
III.5.2.	DEFINITION DES ÉLÉMENTS D'UN ESCALIER	59
III.5.3.	EVALUATION DES CHARGES	61
III.5.4.	SCHÉMA STATIQUE	62
III.5.5.	COMBINAISON DES CHARGES	62
III.5.6.	CALCUL DES EFFORTS	63
III.5.7.	DIAGRAMME DES EFFORTS INTERNES	66
III.5.8.	CALCUL DES ARMATURES	68

III.5.9.	EVALUATION DES CHARGES.....	73
III.5.10.	COMBINAISON DES CHARGES	73
III.5.11.	CALCUL DES EFFORTS.....	74
III.5.12.	DIAGRAMME DES EFFORTS INTERNES.....	76
III.5.13.	CALCUL DES ARMATURES.....	78
III.a.	Etude des poutrelles (2eme cas).....	83

CHAPITRE IV: ÉTUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

IV.1.	INTRODUCTION.....	90
IV.2.	ÉTUDE DYNAMIQUE.....	90
IV.2.1.	INTRODUCTION.....	90
IV.3.	MODELISATION DE LA STRUCTURE	90
IV.3.1.	Présentation de logiciel de calcul ETABS	90
IV.3.2.	Analyse et conception structurales	90
IV.3.3.	MODÉLISATION DE LA RIGIDITÉ	91
IV.3.4.	Modélisation de la masse	91
IV.4.	RÉSULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE.....	91
IV.4.1.	LES RÉSULTATS A PARTIR DU FICHER DE SERIE (out put) D'ETABS 2013.....	91
IV.5.	ETUDE SISMIQUE.....	93
IV.5.1.	INTRODUCTION.....	93
IV.5.2.	CHOIX DE LA MÉTHODE DE CALCUL.....	93
IV.5.3.	SPECTRE DE RÉPONSE.....	94
IV.5.4.	RÉSULTANTE DES FORCES SISMIQUES DE CALCUL.....	94
IV.5.5.	VÉRIFICATION DES DÉPLACEMENTS LATÉRAUX INTERS ÉTAGE.....	96
IV.6.	RENFORCEMENT DE L'OSSATURE DU BÂTIMENT.....	96
IV.7.	VERIFICATION SPECIFIQUES AUX SOLLICITATIONS NORMALS.....	101
IV.8.	JUSTIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFET P-Δ.....	102

IV.9.	JUSTIFICATION DU CHOIX DU COEFFICIENT DE COMPORTEMENT.....	103
IV.10.	RÉSULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE (BLOC A,C).....	104
IV.10.1.	LES RÉSULTATS A PARTIR DU FICHER DE SERIE ETABS 2013.....	104
IV.10.2.	VÉRIFICATION DES DÉPLACEMENTS LATÉRAUX INTERS ÉTAGE....	106
IV.11.	VÉRIFICATION DES DÉPLACEMENTS LATÉRAUX INTERS ÉTAGE....	108
IV.12.	VÉRIFICATION DES DÉPLACEMENTS LATÉRAUX INTERS ÉTAGE....	110
IV.13.	VERIFICATION SPECIFIQUES AUX SOLLICITATION NORMALES.....	110
IV.14.	VÉRIFICATION DES DÉPLACEMENTS LATÉRAUX INTERS ÉTAGE....	111
IV.15.	JUSTIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFET P-Δ.....	112
IV.16.	JUSTIFICATION DU CHOIX DU COEFFICIENT DE COMPORTEMENT.....	112
IV.17.	VÉRIFICATION DES DÉPLACEMENTS LATÉRAUX INTERS ÉTAGE (BLOC B).....	116
IV.18.	VÉRIFICATION DES DÉPLACEMENTS LATÉRAUX INTERS ÉTAGE....	118
IV.19.	VÉRIFICATION DES DÉPLACEMENTS LATÉRAUX INTERS ÉTAGE....	120
IV.20.	VERIFICATION SPECIFIQUE AUX SOLLICITATION NORMALES	120
IV.21.	JUSTIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFET P-Δ.....	121
IV.22.	JUSTIFICATION DU CHOIX DU COEFFICIENT DE COMPORTEMENT.....	121
 CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS		
V.1.	INTRODUCTION	124
V.2.	FERRAILLAGE DES POTEAUX RECTANGULAIRES.....	124
V.2.1.	INTRODUCTION	124
V.2.2.	COMBINAISON D'ACTION	124
V.2.3.	RECOMMANDATIONS DU RPA99 VERSION 2003.....	125
V.2.4.	PRÉSENTATION DES RÉSULTATS	125

V.2.5. CHOIX DES ARMATURES.....	129
V.2.6. VERIFICATIONS	129
V.2.7. FERRAILLAGE TRANSVERSAL DES POTEAUX	132
V.2.8. LONGUEUR DE RECOUVREMENT.....	133
V.3. FERRAILLAGE DES POTEAUX CIRCULAIRES.....	136
V.3. 2. CHOIX DES ARMATURES.....	139
V.3.3. FERRAILLAGE TRANSVERSAL DES POTEAUX CIRCULAIRES.....	140
V.4. FERRAILLAGE DES POUTRES	142
V.4.1. INTRODUCTION	142
V.4.2. RECOMMANDATIONS DU RPA99 VERSION 2003.....	142
V.4.3. CALCUL DU FERRAILLAGE	142
V.4.4. CHOIX DES ARMATURES.....	144
V.4.5. CONDITION DE NON FRAGILITÉ.....	144
V.4.6. VÉRIFICATION VIS À VIS DE L'ELS	144
V.4.7. VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT.....	145
V.4.8. RECOUVREMENT DES ARMATURES LONGITUDINALES.....	147
V.4.9. VÉRIFICATION DE L'INFLUENCE DE L'EFFORT TRANCHANT AU VOISINAGE DES APPUIS	147
V.4.10. VÉRIFICATION DE LA FLECHE	149
V.4.11. ARRÊT DES BARRES	150
V.5. FERRAILLAGE DES VOILES	153
V.5.1 GENERALITES	153
V.5.2. INTRODUCTION AU FERRAILLAGE DES VOILES	153
V.5.3. JUSTIFICATIONS SOUS SOLLICITATIONS NORMALES	154
V.5.4. PROCEDURE DE FERRAILLAGE DES TRUMEAUX	158
V.5.4.1. INTRODUCTION	158
V.5.4.2. MÉTHODE SIMPLIFIÉE BASEE SUR LES CONTRAINTES (Calcul des aciers verticaux)	158

V.5.4.3. ACIERS HORIZONTAUX	159
V.5.4.4. ACIERS SUPPLÉMENTAIRES ET DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES [10] ..	159
V.5.4.5. PRÉCONISATION DU RÈGLEMENT PARASISMIQUE ALGÉRIEN (RPA99 VERSION2003)	160
V.5.5. PRÉSENTATION DES RÉSULTATS POUR LE RESTE DES VOILES DU BÂTIMENT ÉTUDIÉ.....	163
V.5.5.1. ARMATURES VERTICALES DE TRACTION.....	164
V.5.5.2. ARMATURES DE JOINT DE BETONNAGE (ACIERS DE COUTURE)	167
V.5.5.3. ACIERS HORIZONTAUX	168
V.6. FERRAILLAGE DES LINTEAUX	168
V.7.1. PRÉSENTATION DES RÉSULTATS (BLOC A,C)	173
V.7.2. CHOIX DES ARMATURES.....	175
V.7.3. VERIFICATIONS	175
V.7.4. FERRAILLAGE TRANSVERSAL DES POTEAUX	176
V.8. FERRAILLAGE DES POUTRES	179
V.8.1. CALCUL DU FERRAILLAGE.....	179
V.8.2. CHOIX DES ARMATURES.....	180
V.8.3. CONDITION DE NON FRAGILITÉ	180
V.8.4. VÉRIFICATION VIS À VIS DE L'ELS.....	181
V.8.5. VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT	181
V.8.6. VÉRIFICATION DE L'INFLUENCE DE L'EFFORT TRANCHANT AU VOISINAGE DES APPUIS.....	182
V.8.7. VÉRIFICATION DE LA FLECHE	183
V.9. PRÉSENTATION DES RÉSULTATS POUR LE RESTE DES VOILES DU BÂTIMENT ÉTUDIÉ	185
V.9.1. ARMATURES VERTICALES DE TRACTION.....	185
V.9.2. ARMATURES DE JOINT DE BETONNAGE (ACIERS DE COUTURE)	187
V.9.3. ACIERS HORIZONTAUX	187
V.10. PRÉSENTATION DES RÉSULTATS (BLOC B).....	188
V.10.1. CHOIX DES ARMATURES.....	190

V.10.2. VERIFICATIONS.....	190
V.10.3. FERRAILLAGE TRANSVERSAL DES POTEAUX	191
V.11. FERRAILLAGE DES POUTRES	194
V.11.1. CALCUL DU FERRAILLAGE	194
V.11.2. CHOIX DES ARMATURES.....	196
V.11.3. CONDITION DE NON FRAGILITÉ	196
V.11.4. VÉRIFICATION VIS À VIS DE L’ELS.....	196
V.11.5. VÉRIFICATION DE L’EFFORT TRANCHANT	197
V.11.6. VÉRIFICATION DE L’INFLUENCE DE L’EFFORT TRANCHANT AU VOISINAGE DES APPUIS.....	198
V.11.7. VÉRIFICATION DE LA FLECHE	199
V.12. PRÉSENTATION DES RÉSULTATS POUR LE RESTE DES VOILES DU BÂTIMENT ÉTUDIÉ.....	201
V.12.1. ARMATURES DE JOINT DE BETONNAGE (ACIERS DE COUTURE)	204
V.12.2. ACIERS HORIZONTAUX	204
CHAPITRE VI : ETUDE THERMIQUE	
VI.1. INTRODUCTION	206
VI.2. EFFORT DE LA TEMPERATURE	206
VI.3. La procédure du calcul	208
VI.4. Résultats du calcul	208
VI.5. Vérification Thermique à l’ELS	209
VI.6. CONCLUSION	212
CHAPITRE VII : ETUDE DE SOL	
VII.1. INTRODUCTION	213
VII.2. RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE	213
VII.3. CONCLUSION ET RECOMMANDATION	215
CHAPITRE VIII : ETUDE DES FONDATIONS	
VIII.1. INTRODUCTION	217
VIII.1.1. FONCTIONS ASSURÉE PAR LES FONDATIONS	217

VIII.1.2.	CLASSIFICATION DES FONDATIONS	217
VIII.2.	CALCUL DES FONDATIONS	217
VIII.2.1.	SEMELLES ISOLÉES	218
VIII.2.2.	SEMELLES FILANTES	220
VIII.2.3.	RADIER GÉNÉRAL	221
VIII.2.3.1.	INTRODUCTION	221
VIII.2.3.2.	SURFACE NÉCESSAIRE	221
VIII.2.3.3.	PRÉDIMENSIONNEMENT DE RADIER	222
VIII.2.3.4.	CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES DU RADIER	223
VIII.2.3.5.	VÉRIFICATION DE LA STABILITÉ DU RADIER	224
VIII.2.3.6.	CALCUL DES CONTRAINTES	225
VIII.2.3.7.	FERRAILLAGE DU RADIER	226
	CONCLUSION	234
	ANNEXE	
	REFERENCE	

Liste Des Tableaux

CHAPITRE II: PRÉ DIMENSIONNEMENT

◆ Tableau. II.1 : Charge permanente du plancher terrasse inaccessible.....	10
◆ Tableau. II.2 : Charges permanentes du plancher courant (corps creux).....	10
◆ Tableau. II.3 : Charges d'exploitation du plancher courant (corps creux).....	11
◆ Tableau. II.4 : Charges permanentes des dalles pleines.....	11
◆ Tableau. II.5 : Les charges permanentes des murs extérieurs.....	12
◆ Tableau. II.6: Les charges permanentes des murs intérieurs.....	12
◆ Tableau. II.7 : Dégression des surcharges P1.....	13
◆ Tableau. II.8 : Tableau récapitulatif des types des poteaux à pré-dimensionner (Les poteaux les plus sollicités).....	17
◆ Tableau. II.9: Choix des sections des poteaux centraux.....	18
◆ Tableau. II.10 : Choix des sections des poteaux de rive.....	19
◆ Tableau. II.11: Choix des sections des poteaux d'angle.....	20
◆ Tableau. II.12 : Choix des sections des poteaux.....	21
◆ Tableau. II.13: Choix des sections des poteaux circulaire.....	22
◆ Tableau. II.14 : Pré-dimensionnement et vérification des poutres principales.....	24
◆ Tableau. II.15: Choix des sections des poteaux centraux (BLOC A et C).....	26
◆ Tableau. II.16 : Choix des sections des poteaux de rive (BLOC A et C).....	26
◆ Tableau. II.17: Choix des sections des poteaux d'angle (BLOC A et C).....	27
◆ Tableau. II.18: Choix des sections des poteaux (BLOC A et C).....	27
◆ Tableau. II.19: Choix des sections des poteaux centraux (BLOC B).....	28
◆ Tableau. II.20 : Choix des sections des poteaux de rive (BLOC B).....	28
◆ Tableau. II.21: Choix des sections des poteaux d'angle (BLOC B).....	29
◆ Tableau. II.22 : Choix des sections des poteaux (BLOC B).....	29

CHAPITRE III: CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

◆ Tableau.III.1: calcul des moments statiques à l'ELU et à l'ELS.....	40
◆ Tableau. III.2: Calcul des efforts internes 7 travées.....	42
◆ Tableau.III.3: calcul des moments statiques à l'ELU et à l'ELS.....	43
◆ Tableau. III.4: Calcul des efforts internes 8 travées.....	44
◆ Tableau.III.5: Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.....	46
◆ Tableau.III.6: Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis.....	46
◆ Tableau.III.7: Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS.....	48
◆ Tableau.III.8: Récapitulatif du calcul de la flèche.....	50
◆ Tableau.III.9: Vérification des contraintes du balcon.....	56
◆ Tableau.III.10: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage travée...59	
◆ Tableau.III.11: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage sur appuis.....	59

◆ Tableau.III.12: Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens.....	61
◆ Tableau. III.13 : Charge à l'ELU et l'ELS.....	66
◆ Tableau. III.14 : Ferrailage de l'escalier.....	71
◆ Tableau.III.15 : Vérification à l'E.L.S.....	73
◆ Tableau .III.16 : Vérification de la flèche de l'escalier.....	74
◆ Tableau. III.17 : Charge à l'ELU et l'ELS.....	77
◆ Tableau. III.18 : Ferrailage de l'escalier (2eme type).....	82
◆ Tableau. III.19 : Vérification à l'E.L.S.....	84
◆ Tableau. III.20 : Vérification de la flèche de l'escalier (2eme type).....	85
◆ Tableau.III.21: calcul des moments statiques à l'ELU et à l'ELS (BLOC A et C).....	86
◆ Tableau. III.22: Calcul des efforts internes 7 travées (BLOC A et C).....	87
◆ Tableau.III.23: calcul des moments statiques à l'ELU et à l'ELS (BLOC B).88	
◆ Tableau. III.24: Calcul des efforts internes 3 travées (BLOC B).....	89
◆ Tableau.III.25: Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée (BLOC B).....	89
◆ Tableau.III.26: Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis (BLOC B).....	90
◆ Tableau.III.27: Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS.....	92
◆ Tableau.III.28: Récapitulatif du calcul de la flèche (BLOC B).....	93

CHAPITRE IV: ÉTUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

◆ Tableau. IV.1: Période et facteurs de participation massique du modèle original.....	98
◆ Tableau. IV.2 : Vérification des déplacements inter étages avant renforcement (modèle initial).....	102
◆ Tableau. IV.3: Période et facteurs de participation massique du modèle 1..104	
◆ Tableau .IV.4: Vérification des déplacements inter étages (modèle 1).....	105
◆ Tableau. IV.5: Période et facteurs de participation massique du modèle final....	106
◆ Tableau. IV.6: Vérification des déplacements inter étages (modèle final)....	107
◆ Tableau. IV.7 : Vérification de l'Effort Normal pour les Poteaux.....	108
◆ Tableau. IV.8 : Justification vis -à- vis de l'Effet P- Δ dans le Sens x.....	108
◆ Tableau. IV.9 : Justification vis-à- vis de l'Effet P- Δ dans le Sens y.....	108
◆ Tableau. IV.10 : Pourcentages des efforts tranchants dans le sens x.....	109
◆ Tableau. IV.11 : Pourcentages des efforts tranchants dans le sens y.....	109
◆ Tableau. IV.12: Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle Initial....	111
◆ Tableau. IV.13: Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle Initial.....	112
◆ Tableau. IV.14: Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle 1....	113
◆ Tableau. IV.15: Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle 1.....	114
◆ Tableau. IV.16: Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle Final.....	115
◆ Tableau. IV.17 : Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle Final...116	
◆ Tableau .IV.18 : Vérification de l'Effort Normal pour les Poteaux.....	116
◆ Tableau. IV.19 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle final après la vérification spécifique aux sollicitations normales.....	117

- ◆ **Tableau .IV.20:** Vérification des déplacements inter étages model final après la vérification spécifique des sollicitations de l'effort normal.....117
- ◆ **Tableau .IV.21 :** Justification vis-à- vis de l'Effet P- Δ dans le Sens x.....118
- ◆ **Tableau .IV.22 :** Justification vis-à- vis de l'Effet P- Δ dans le Sens y.....118
- ◆ **Tableau .IV.23 :** Pourcentages des efforts tranchants dans le sens x.....119
- ◆ **Tableau .IV.24 :** Pourcentages des efforts tranchants dans le sens y.....120
- ◆ **Tableau .IV.25:** Période et facteurs de participation massique du modèle original.....121
- ◆ **Tableau .IV.26 :** Vérification des déplacements inter étages avant renforcement (modèle initial).....122
- ◆ **Tableau .IV.27:** Période et facteurs de participation massique du modèle 1.....123
- ◆ **Tableau .IV.28:** Vérification des déplacements inter étages (modèle 1).....124
- ◆ **Tableau .IV.29:** Période et facteurs de participation massique du modèle 2.....125
- ◆ **Tableau .IV.30:** Vérification des déplacements inter étages (modèle 2).....126
- ◆ **Tableau .IV.34 :** Vérification de l'Effort Normal pour les Poteaux.....127
- ◆ **Tableau .IV.35:** Justification vis-à- vis de l'Effet P- Δ dans le Sens x.....127
- ◆ **Tableau .IV.36 :** Justification vis-à- vis de l'Effet P- Δ dans le Sens y.....128
- ◆ **Tableau .IV.37 :** Pourcentages des efforts tranchants dans le sens x.....128
- ◆ **Tableau .IV.38 :** Pourcentages des efforts tranchants dans le sens y.....129
- ◆ **Tableau .IV.39 :** les caractéristiques dynamiques de chaque cas

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS

- ◆ **Tableau .V.1 :** Ferrailages des poteaux situation durable ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$).....131
- ◆ **Tableau.V.2 :** Ferrailages des poteaux situation durable ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$).....131
- ◆ **Tableau.V.3.1 :** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)...132
- ◆ **Tableau.V.3.2 :** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$)...132
- ◆ **Tableau.V.4 :** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$).....132
- ◆ **Tableau.V.5.1 :** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)...132
- ◆ **Tableau.V.5.2 :** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$)...133
- ◆ **Tableau.V.6 :** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$).....133
- ◆ **Tableau.V.7.1 :** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)..133
- ◆ **Tableau.V.7.2 :** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$)..133
- ◆ **Tableau.V.8 :** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)...134
- ◆ **Tableau.V.9.1 :** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)..134
- ◆ **Tableau.V.9.2 :** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$)..134
- ◆ **Tableau.V.9.2 :** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$)..134
- ◆ **Tableau.V.10 :** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)..134
- ◆ **Tableau.V.11 :** Choix des armatures des poteaux.....135
- ◆ **Tableau.V.12:** Vérification des contraintes pour les poteaux.....135
- ◆ **Tableau .V.13:** Vérification des contraintes pour les poteaux.....136
- ◆ **Tableau .V.14 :** Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux..137
- ◆ **Tableau.V.15 :** Vérification au flambement137
- ◆ **Tableau .V.16 :** Espacements maximales selon RPA99.....139
- ◆ **Tableau .V.17 :** Choix des armatures transversales pour les poteaux.....139
- ◆ **Tableau.V.18 :** Ferrailages des poteaux situation durable ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$).....139
- ◆ **Tableau.V.19 :** Ferrailages des poteaux situation durable ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$).....140
- ◆ **Tableau.V.19.1 :** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)....140
- ◆ **Tableau.V.19.2 :** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$)....140

◆	Tableau.V.20 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$).....	140
◆	Tableau.V.21.1 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)..	141
◆	Tableau.V.21.2 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$)..	141
◆	Tableau.V.22 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)....	141
◆	Tableau.V.23.1 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)..	141
◆	Tableau.V.23.2 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$)..	142
◆	Tableau.V.24 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)..	142
◆	Tableau.V.25.1 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)..	142
◆	Tableau.V.25.2 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$)..	142
◆	Tableau.V.26 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$).....	143
◆	Tableau.V.27 : Choix des armatures des poteaux.....	143
◆	Tableau.V.28 : Vérification des contraintes pour les poteaux.....	143
◆	Tableau.V.29 : Vérification des contraintes pour les poteaux.....	143
◆	Tableau.V.30 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.	144
◆	Tableau.V.31 : Vérification au flambement	144
◆	Tableau.V.32 : Espacements maximales selon RPA99.....	144
◆	Tableau.V.33 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.....	144
◆	Tableau.V.34 : Ferrailage des poutres porteuses (situation durable).....	145
◆	Tableau.V.35 : Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle).....	146
◆	Tableau.V.36 : Ferrailage des poutres secondaires (situation durable).....	146
◆	Tableau.V.37 : Ferrailage des poutres secondaires (situation accidentelle)...	146
◆	Tableau.V.38 : Choix des armatures pour les poutres porteuses.....	147
◆	Tableau.V.39 : Choix des armatures pour les poutres secondaires.....	147
◆	Tableau.V.40 : Vérification de la condition de non fragilité.....	147
◆	Tableau.V.41 : Vérification des poutres principales à l'ELS.....	148
◆	Tableau.V.42 : Vérification des poutres secondaires à l'ELS.....	148
◆	Tableau.V.43 : Vérification de la contrainte de cisaillement.....	149
◆	Tableau.V.44 : Calcul des armatures transversales.....	150
◆	Tableau.V.45 : Vérification de la section d'armatures.....	150
◆	Tableau.V.46 : Vérification de la compression de l'aire d'appui.....	151
◆	Tableau.V.47 : Vérification dans les appuis de rive.....	151
◆	Tableau.V.48 : Vérification de la flèche.....	152
◆	Tableau.V.49 : Calcul de la flèche.....	152
◆	Tableau.V.50 : Valeurs de (l_f/l).....	158
◆	Tableau.V.51 : Calcul de $\sigma_{u \text{ lim}}$	159
◆	Tableau.V.52 : Aciers verticaux et horizontaux.....	160
◆	Tableau.V.53 : Aciers transversaux.....	161
◆	Tableau.V.54 : Aciers supplémentaires.....	163
◆	Tableau.V.55 : Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple.....	165
◆	Tableau.V.56 : Calcul des armatures verticales de l'exemple.....	165
◆	Tableau.V.57 : Calcul des armatures du voile ($V1, V1'$).....	168
◆	Tableau.V.58 : Calcul des armatures du voile ($V2, V2', VL2, VL2'$).....	168
◆	Tableau.V.59 : Calcul des armatures du voile ($V3, V3'$).....	169
◆	Tableau.V.60 : Calcul des armatures du voile ($V4, V4', VL4, VL4'$).....	170
◆	Tableau.V.61 : Calcul des aciers de couture des voiles.....	171
◆	Tableau.V.62 : Calcul des aciers horizontaux des voiles.....	171
◆	Tableau.V.63 : Ferrailages des poteaux situation durable ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$).....	176

◆	Tableau.V.64 : Ferrailages des poteaux situation durable ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$).....	176
◆	Tableau.V.65.1 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$).....	176
◆	Tableau.V.65.2 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$).....	177
◆	Tableau.V.66 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$).....	177
◆	Tableau.V.67.1 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$).....	177
◆	Tableau.V.67.2 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$).....	177
◆	Tableau.V.68 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$).....	178
◆	Tableau.V.69 : Choix des armatures des poteaux.....	178
◆	Tableau.V.70 : Vérification des contraintes pour les poteaux.....	178
◆	Tableau.V.71 : Vérification des contraintes pour les poteaux.....	179
◆	Tableau.V.72 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux..	179
◆	Tableau.V.73 : Vérification au flambement.....	179
◆	Tableau.V.74 : ferrailage transversal des poteaux.....	179
◆	Tableau.V.75 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.....	179
◆	Tableau.V.76 : Ferrailage des poutres porteuses (situation durable).....	180
◆	Tableau.V.77 : Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle).....	180
◆	Tableau.V.77 : Ferrailage des poutres secondaires (situation durable).....	180
◆	Tableau.V.78 : Ferrailage des poutres secondaires (situation accidentelle).....	181
◆	Tableau.V.79 : Choix des armatures pour les poutres porteuses.....	181
◆	Tableau.V.80 : Choix des armatures pour les poutres secondaires.....	181
◆	Tableau.V.81 : Vérification de la condition de non fragilité.....	181
◆	Tableau.V.82 : Vérification des poutres principales à l'ELS.....	182
◆	Tableau.V.83 : Vérification des poutres secondaires à l'ELS.....	182
◆	Tableau.V.84 : Vérification de la contrainte de cisaillement.....	182
◆	Tableau.V.85 : Calcul des armatures transversales.....	182
◆	Tableau.V.86 : Vérification de la section d'armatures.....	183
◆	Tableau.V.87 : Vérification de la compression de l'aire d'appui.....	183
◆	Tableau.V.88 : Vérification dans les appuis de rives.....	183
◆	Tableau.V.89 : Vérification de la flèche.....	184
◆	Tableau.V.90 : Calcul des armatures du voile ($V1, V1', V2, V2'$).....	185
◆	Tableau.V.91 : Calcul des armatures du voile ($V3, V3', V4, V4'$).....	186
◆	Tableau.V.92 : Calcul des aciers de coutures des voiles	186
◆	Tableau.V.93 : Calcul des aciers horizontaux des voiles.....	186
◆	Tableau.V.95 : Ferrailages des poteaux situation durable ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$).....	187
◆	Tableau.V.94 : Ferrailages des poteaux situation durable ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$).....	187
◆	Tableau.V.96.1 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)..	187
◆	Tableau.V.96.2 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$)...187	187
◆	Tableau.V.97 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)....	188
◆	Tableau.V.98.1 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)..188	188
◆	Tableau.V.98.2 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$)..188	188
◆	Tableau.V.99 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)....	188
◆	Tableau.V.100 : Choix des armatures des poteaux.....	189

◆ Tableau.V.101: Vérification des contraintes pour les poteaux.....	189
◆ Tableau.V.102: Vérification des contraintes pour les poteaux.....	189
◆ Tableau.V.103 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.....	190
◆ Tableau.V.104 : Vérification au flambement	190
◆ Tableau. V.105 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.....	190
◆ Tableau.V.106 : Ferrailage des poutres porteuses (situation durable).....	191
◆ Tableau.V.107 : Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle).....	191
◆ Tableau. V.108 : Ferrailage des poutres secondaires (situation durable).....	191
◆ Tableau.V.109 : Ferrailage des poutres secondaires (situation accidentelle).....	192
◆ Tableau. V.110 : Choix des armatures pour les poutres porteuses.....	192
◆ Tableau. V.111 : Choix des armatures pour les poutres secondaires.....	192
◆ Tableau.V.112 : Vérification de la condition de non fragilité.....	192
◆ Tableau.V.113 : Vérification des poutres principales à l'ELS.....	193
◆ Tableau. V.114 : Vérification des poutres secondaires à l'ELS.....	193
◆ Tableau. V.115: Vérification de la contrainte de cisaillement.....	193
◆ Tableau. V.116 : Calcul des armatures transversales.....	193
◆ Tableau. V.117 : Vérification de la section d'armatures.....	194
◆ Tableau. V.118 : Vérification de la compression de l'aire d'appui.....	194
◆ Tableau .V.119: Vérification dans les appuis de rives.....	194
◆ Tableau.V.122: Calcul des armatures du voile (V1, V1').....	197
◆ Tableau. V.123 : Calcul des armatures du voile (V2, V2').....	198
◆ Tableau.V.124 : Calcul des armatures du voile (V3).....	198
◆ Tableau.V.125 : Calcul des aciers de coutures des voiles.....	199
◆ Tableau.V.126 : Calcul des aciers horizontaux des voiles.....	199
◆ Tableau .V.127 : comparaison des sections entre les deux cas	

CHAPITRE VI : ETUDE THERMIQUE

◆ Tableau. VI.1 : Ferrailage des poutres Selon $1,35G + 1,5Q + 0,8 T$	202
◆ Tableau. VI.2 : Le choix des armatures des poutres secondaires.....	203
◆ Tableau. VI.3 : Vérification thermique des poutres secondaires à l'E.L.S.....	204
◆ Tableau. VI.4: Vérification thermique des poutres secondaires à l'E.L.S. (correction).....	204

CHAPITRE VII: ÉTUDE DES FONDATIONS

◆ Tableau.VIII.1 : Effort normal appliqué sur les fondations.....	212
◆ Tableau.VIII.2: Sections des semelles isolées.....	213
◆ Tableau .VIII.3: Sections des semelles filantes.....	214
◆ Tableau. VIII.4: Choix de hauteur des nervures.....	217
◆ Tableau. VIII.5 : Contraintes sous le radier à l'ELU.....	219
◆ Tableau.VIII.6 : Contraintes sous le radier à l'ELS.....	220
◆ Tableau. VIII.7 : Ferrailage des panneaux du radier.....	222
◆ Tableau. VIII.8 : Vérification des contraintes.....	223

◆ Tableau.VIII.9 : Vérification des contraintes (correction).....	223
◆ Tab.VIII.13 : Vérification des contraintes à l'ELS (correction).....	224
◆ Tab. VIII.12 : Vérification des contraintes sens (x-x).....	224
◆ Tab.VIII.11 : Ferrailage des nervures sens (y-y).....	224
◆ Tab VIII.10 : Ferrailage des nervures	224

Liste des figures

◆ Figure. I.1 : Diagramme contrainte déformation à l'ELU.....	3
◆ Figure I.2 : Diagramme contraintes déformations De l'acier à l'ELU.....	3
◆ Figure I. 1 : Digramme contrainte-déformations de l'acier à l'ELU.....	6
◆ Figure. II.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	7
◆ Figure. II.2 : Dimensions de l'acrotère.....	11
◆ Figure. II.3 : Section réduite du poteau.....	14
◆ Figure .II.4 : coupe du voile en plan.....	21
◆ Figure. II.5 : coupe du voile en plan.....	21
◆ Figure. III.1 : Coupe transversale de l'acrotère.....	27
◆ Figure.III.2 : Sollicitation de l'acrotère.....	28
◆ Figure. III.3 : Diagramme des efforts à l'ELU.....	28
◆ Figure.III.4 : disposition constructive des armatures de l'acrotère.....	32
◆ Figure.III.5 : Corps Creux.....	33
◆ Figure. III.6 : Schéma statique d'une poutrelle à 7 travées.....	36
◆ Figure.III.7 : Schéma statique d'une poutrelle à 8 travées.....	40
◆ Figure .III.8 : Ferrailage des poutrelles.....	48
◆ Figure.III.9 :Dispositions constructives des armatures de la dalle de compressions.....	50
◆ Figure.III.10 : Schéma de ferrailage d'un balcon.....	54
◆ Figure. III.11 . Ferrailage de la dalle machine.....	59
◆ Fig.III.12 : Ferrailage des escaliers.....	82
◆ Figure. III.13 : Schéma statique d'une poutrelle à 6 travées.....	82
◆ Figure. III.14 : Schéma statique d'une poutrelle à 2 travées.....	84
◆ Figure.III.15 :Ferrailage des poutrelles.....	88
◆ Figure. IV.1 : RDC et 1 ^{er} étage (modèle initial).....	92
◆ Figure. IV.2 : 3 ^{eme} à 7 ^{eme} étage (modèle initial).....	93
◆ Figure. IV.3 : modèle 1(RDC et 1 ^{er} étage)	98
◆ Figure. IV.4 : modèle 1 (3 ^{eme} à 7 ^{eme} étage).....	98

◆ Figure. IV.5 : Modèle final (RDC et 1 ^{er} étage)	100
◆ Figure. IV.6 : modèle final (3 ^{eme} à 7 ^{eme} étages)	101
◆ Figure. IV.7 : Modèle Initial (RDC et 1 ^{er} étage)	105
◆ Figure. IV.8 : Modèle Initial (3 ^{eme} à 7 ^{eme} cas).....	106
◆ Figure. IV.9 : Modèle 1(RDC ET 1 ^{er} étage)	108
◆ Figure. IV.10 : Modèle 1(les étages courants).....	108
◆ Figure. IV.11 : Modèle Final.....	110
◆ Figure.IV.13 : Modèle initial 2eme cas bloc B.....	115
◆ Figure. IV.14 : Modèle 1	117
◆ Figure. IV.15 : Modèle 2	119
◆ Figure.V.1 :ferraillage des poteaux rectangulaires.....	136
◆ Figure. V.2 : exemple ferraillage des poteaux circulaires.....	142
◆ Figure. V.3 : Arrêt de barre	151
◆ Figure. V.4 : Ferraillage des poutres porteuses.....	152
◆ Figure. V.5 : Ferraillage des poutres non porteuses	153
◆ Figure.V.6 : Schéma d'un voile plein et disposition du ferraillage.....	155
◆ Figure. V.7 : Définition des éléments d'un mur.....	155
◆ Figure.V.8 : Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.....	160
◆ Figure. V.9 : Disposition des voiles.....	164
◆ Figure.VI.1 :Poutre de rive sous la charge thermique.....	205
◆ Figure.VI.2 : Diagramme de l'effort axial des poutres de rive sous l'effet thermique... 208	
◆ Figure.VI.3 :Diagramme de l'effort tranchant des poutres de rive sous l'effet thermique.....	208
◆ Figure.VI.4 :Diagramme de moment des poutres de rive sous l'effet thermique.....	209
◆ Figure. VIII.1 : semelle isolée sous poteau	216
◆ Figure. VIII.2 : Coupe transversal de la Semelle sous Voile.....	217
◆ Figure. VIII.3 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux....	218
◆ Figure .VII.4 : schéma statique du bâtiment.....	221
◆ Figure.VII.5 : contraintes sous radier.....	222
◆ Figure. VIII.6 : Vue en plan illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité. 224	

NOTATION

La signification des principales notations est la suivante :

Notations en majuscules :

A	Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
A _s	Aire d'une section d'acier,
A _t	Section d'armatures transversales,
B	Aire D'une section de béton,
D	Diamètre,
E	Module d'élasticité longitudinale,
E _b	Module de déformation longitudinale du béton,
E _i	Module d'élasticité de l'acier,
E _s	Module de déformation instantanée (E _{ij} à l'âge de j jours),
E _v	Module de déformation différé (E _{vj} à l'âge de j jours),
F	Force ou action en général,
G	Action permanente, module d'élasticité transversale,
Q	Charges d'exploitations,
I	Moment d'inertie,
K	Coefficient,
L	Longueur ou portée,
L _f	Longueur de flambement,
M	Moment fléchissant développé par les charges permanentes,
M _G	Moment en général, moment de flexion le plus souvent,
M _Q	Moment fléchissant développé par les charges d'exploitations,
M _u	Moment de calcul ultime,
M _{ser}	Moment de calcul de service,
M _t	Moment en travée,
M _a	Moment sur appuis,
N	Effort normal,
S _t	Espacement des armatures transversales,
T	Effort Tranchant, période,
V ₀	Effort tranchant a la base,
K _t	Facteur de terrain,
Z ₀	Paramètre de rugosité,
Z _{min}	Hauteur Minimale,
C _r	Coefficient de rugosité,
C _t	Cohésion,
C _d	Coefficient dynamique,
C _e	Coefficient d'exposition,
C _{pe}	Coefficient de pression extérieure,
C _{pi}	Coefficient de pression intérieure,
C _p	Coefficient de pression nette,
R	Force résultante,
F _{fr}	Force de frottement,
C	Coefficient de topographie,

Notation

C_c	Coefficient de compression,
C_s	Coefficient de sur consolidation,
D	Fiche d'ancrage,
W	Teneur en eau, Poids total de la structure,
W_{sat}	Teneur en eau saturé,
W_L	Limite de liquidité,
W_p	Limite de plasticité,
N_q, N_γ, N_c	Facteurs de portance,
S_r	Degré de saturation,
I_p	Indice de plasticité,
I_c	Indice de consistance,
S_c	Tassement oedométrique,
S_c^T	Tassement total,
S_c^{adm}	Tassement admissible,
E.L.U	Etat limite ultime,
E.L.S	Etat limite service,

Notations en minuscules :

a	une dimension,
b	une dimension transversale (largeur ou épaisseur d'une section),
d	distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée,
d'	distance du barycentre des armatures comprimée à la fibre extrême la plus comprimée,
e	épaisseur, Indice des vides,
cg	grosseur des granulats,
f	résistance d'un matériau (avec indice), flèche,
f_e	limite d'élasticité de l'acier,
f_{cj}	résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours,
f_{tj}	résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours,
f_{c28}, f_{t28}	grandeurs précédentes avec j =28 jours,
h	hauteur totale d'une section de béton armé,
i	rayon de giration d'une section,
j	nombre de jours,
k	coefficient en général,
l	longueur ou portée (on utilise aussi L),
n	coefficient d'équivalence acier-béton ; grandeur exprimée par un nombre entier,
s	espacement des armatures en générales,
s_t	espacement des armatures transversales,
x	coordonnée en général, abscisse en particulier,
y	coordonnée, parallèlement au plan moyen, à partir de l'axe central d'inertie, Profondeur de l'axe neutre,
q_{dyn}	pression dynamique,
$q_{réf}$	pression dynamique de référence,

Notation

Notations en minuscules :

\emptyset	diamètre des armatures, mode propre,
γ_s	coefficient de sécurité dans l'acier,
γ_b	coefficient de sécurité dans le béton,
ε	déformation relative,
ε_{bc}	raccourcissement relatif du béton comprimé,
ε_s	allongement relatif de l'acier tendu,
ε_s	raccourcissement relatif de l'acier comprimé,
η	coefficient de fissuration relatif à une armature,
ν	coefficient de poisson, coefficient sans dimension,
ρ	rapport de deux dimensions ; en particulier rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton,
σ	contrainte normale en général,
λ	Élancement,
τ	contrainte tangente (de cisaillement),
σ_{bc}	contrainte de compression,
σ_{ts} et σ_{sc}	contrainte de traction, de compression dans l'acier, également notées σ_s et σ'_s ,
φ	Angle de frottement,
σ_c	Contrainte de consolidation,
$\bar{\sigma}_s$	Contrainte de traction admissible de l'acier,
$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte de compression admissible du béton,
β	Coefficient de pondération,
σ_{sol}	Contrainte du sol,
σ_m	Contrainte moyenne.

Introduction

Ce projet est une conception et étude d'un HOTEL en R+7 à usage d'habitation et commerciales.

Dans le cadre de la construction de cet hôtel à la wilaya de Blida, cette région est classée dans la zone de forte sismicité III.

La résistance de la structure aux charges horizontale et verticale est assurée par un système mixte de portiques contreventés par des voiles.

Cette étude met en application les connaissances acquises durant la période de formation de Master à travers l'étude des ouvrages en béton armé.

Le premier chapitre comporte une présentation de l'ouvrage et ses dimensions.

Le second traite le calcul de pré dimensionnement des différents éléments porteurs à savoir : les poteaux, les poutres, les planchers et les voiles. Le calcul des éléments secondaires et les vérifications relatives nécessaires sont présentés au troisième chapitre.

Le 4ème chapitre présente l'analyse dynamique de la structure par utilisation du logiciel de calcul "ETABS 2013", on présente d'abord les différentes caractéristiques géométriques de la structure qui intervient dans la réponse dynamique, les résultats ainsi obtenus (efforts max) servent au calcul du ferrailage des éléments (portiques et voiles), qui est la partie de 5ème chapitre.

Le 6ème chapitre présente une étude des poutres de rive et leur ferrailage sous l'effet de la température.

Finalement, les blocs sont fondés conformément au rapport du sol.

À la fin, on terminera ce projet par une conclusion générale.

CHAPITRE I :

INTRODUCTION

CHAPITRE II :

PREDIMENTIONNEMENT

CHAPITRE III :

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

CHAPITRE IV :

ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

CHAPITRE V :

FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

CHAPITRE VI :

ETUDE THERMIQUE

CHAPITRE VII :

ETUDE DU SOL

CHAPITRE VIII :

ETUDE DES FONDATIONS

CONCLUSION

ANNEXE

I.1. INTRODUCTION

Le présent travail consiste à étudier un hôtel de sept étages en béton armé. L'hôtel est implanté à Blida.

On note ici que :

- Le R.D.C et le premier niveau sont à usage de commercial.
- Les six niveaux supérieurs sont à usage d'habitation.

I.2.1. CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES

Dimensions en élévation :

- Hauteur totale du bâtiment.....28,36 m
- Hauteur du rez-de-chaussée et 1^{er} étage.....5,00 m
- Hauteur de l'étage courant3,06 m

I.2.2. OSSATURE

Dans notre cas, le **R.P.A** exige la disposition des voiles, donc, le contreventement proposé du bâtiment est assuré par une ossature mixte (Portiques-Voiles). La disposition des voiles sera définitivement fixée après l'étude dynamique de la structure.

I.2.3. CLASSIFICATION DU BÂTIMENT SELON (RPA 99 versions 2003)

Notre Hôtel est à usage multiples : hôtel d'habitation collectif et à usage commercial dont la hauteur ne dépasse pas 48m, donc, il est classé comme un ouvrage de grande importance, c'est-à-dire de groupe 2, implanté dans une zone III. Zone de forte sismicité.

I.2.4. PLANCHER

Dans ce projet, on distingue que Les planchers à corps creux pour tous les niveaux et une petite partie des dalles pleines.

I.2.5. MAÇONNERIES

On utilise pour le remplissage en maçonnerie des briques creuses :

- Murs extérieurs constitués d'une double paroi en briques (10cm et 15cm d'épaisseur) séparées par une l'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Murs intérieurs constitués de briques de 10 cm.

I.2.6. ESCALIERS ET ASCENSEURS

La structure comporte deux cages d'ascenseurs et deux cages d'escaliers du rez- de- chaussée au 7eme étage.

I.3. CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (**BAEL91**) et tous les règlements applicables en Algérie (**RPA 99 version 2003**).

I.3.1. BÉTON

Le béton est un matériau obtenu en mélangeant d'une manière homogène et dans des proportions convenables les ingrédients suivants :

- Ciment
- Granulats
- Eau de gâchage

A. CARACTÉRISTIQUES PHYSIQUES ET MÉCANIQUE DU BÉTON

A.1. Composition du béton :

La composition classique probable pour 1 m³ de béton ordinaire est la suivante :

- 350 kg de ciment CPA 325
- 400 l de sable $D_g \leq 5$ mm
- 800 l de gravillon $5\text{mm} \leq D_g \leq 25$ mm
- 175 l d'eau de gâchage.

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir :

1. une résistance mécanique élevée.
2. un retrait minimum.
3. une bonne tenue dans le temps.

A.2. Résistance du béton

a. Résistance du béton à la compression:

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à «J» jours, (généralement à 28 jours). Cette valeur est déterminée par des essais d'écrasement sur des éprouvettes cylindriques de 200,96 cm² de section, de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur.

$$j \leq 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 0,685 f_{c28} \log(j+1)$$

$$j = 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$$

$$j > 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 1,1 f_{c28}$$

Pour notre étude on admet une résistance caractéristique à la compression à 28 jours égale à 25 MPa

Donc, on a : $f_{c28} = 25$ MPa

b. Résistance à la traction :

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

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

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

A.3. Les contraintes limite de calcul :

a. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):

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

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

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité.

Tel que

$\gamma_b = 1,5$ (cas des situations durables ou transitoires)..... $f_{bu} = 14,17$ MPa

$\gamma_b = 1,15$ (cas des situations accidentelles)..... $f_{bu} = 18,48$ MPa

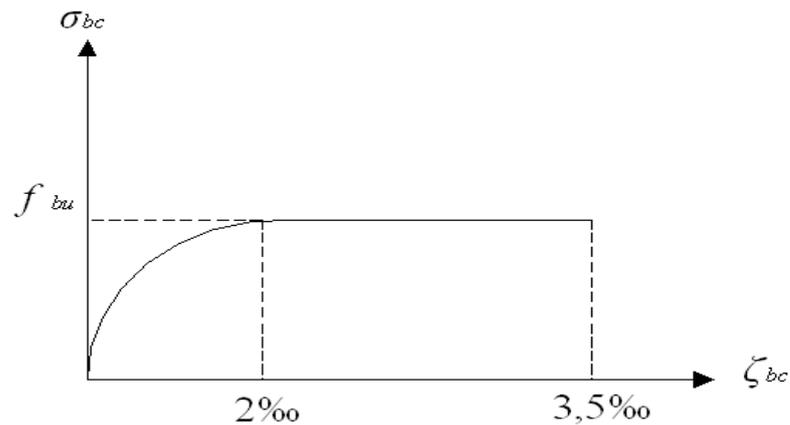


Fig. I.1 : Diagramme contrainte-déformation à l'ELU

b. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S):

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

Le bâtiment doit vérifier les trois critères suivants :

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

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} \quad (\text{MPa}) \quad [1]$$

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

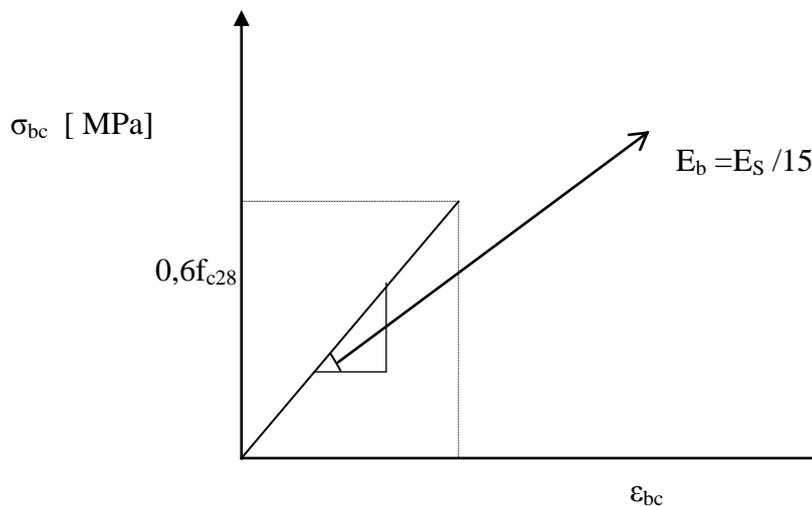


Fig.I. 2 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS

A.4. Module de déformation longitudinale :

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

a. Module de déformation instantané « E_{ij} » :

Pour les charges dont la durée d'application est inférieure à 24 heures. Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \xi$) d'un teste de courte durée, il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel [6].

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \quad (f_{cj}; E_{ij} : \text{en MPa})$$

b. Module de déformation différé « E_{vj} » :

Pour les charges de longue durée d'application. Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \xi$) d'un teste de longue durée, il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire [6].

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3}$$

$$\text{Pour notre cas: } f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 32164,20 \text{ MPa} \\ E_{vj} = 10721,40 \text{ MPa} \end{cases}$$

A.5. Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale

$$\nu = \frac{\Delta L}{L}$$

- **E.L.U** : $\nu = 0,0$ calcul des sollicitations (béton fissuré)
- **E.L.S** : $\nu = 0,2$ calcul des déformations (béton non fissuré)

A.6. Poids volumique :

On adopte la valeur $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

I.3.2. ACIERS

L'acier est un matériau caractérisé bonne résistance à la traction. Les plus importants sont représentés dans le tableau suivant :

Type	Utilisation	Nuance	Fe(MPa)
Barres H.A	Armature longitudinale et transversale	FeE400	400
		FeE500	500
Barres A.DX	Armature transversale	FeE22	215
		FeE24	235
Treillis soudés	Dalle	TLE50 Φ <6mm	500
		TLE50 Φ >6mm	520

Les caractéristiques de l'acier utilisé sont :

a. Module d'élasticité des aciers :

Le module d'élasticité de l'acier est la pente du diagramme contraintes – déformations ; sa valeur est fixe quel que soit la nuance de l'acier à :

$$E_s = 2,1.10^5 \text{ [MPa]}$$

b. Contrainte de calcul

b.1. E.L.U

σ_s = contrainte de l'acier à l'ELU

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

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

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

$$\begin{array}{l} \text{➤ rond lisse} \\ (\text{fe} = 235 \text{ MPa}) \end{array} \begin{cases} \sigma_s = 204,34 \text{ MPa} & \text{situation durable ou transitoire} \\ \sigma_s = 235 \text{ MPa} & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

$$\begin{array}{l} \text{➤ haute adhérence} \\ (\text{fe} = 400 \text{ MPa}) \end{array} \begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} & \text{situation durable ou transitoire} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

b.2. E.L.S

La vérification de la contrainte dans les aciers se fait :

- Pour une fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Pour une fissuration préjudiciable : $\sigma_s \leq \bar{\sigma} = \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e ; 150 \eta \right]$ (MPa)
- Pour une fissuration très préjudiciable : $\sigma_s \leq \sigma = \text{Min} \left[\frac{1}{2} f_e ; 110 \eta \right]$ (MPa)

AVEC :

η = coefficient de fissuration tel que :

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

c. Allongement de rupture :

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

d. Diagramme contraintes – déformations à l'ELU :

σ_s = contrainte de l'acier.

γ_s = coefficient de sécurité de l'acier.

ϵ_s = allongement relatif de l'acier.

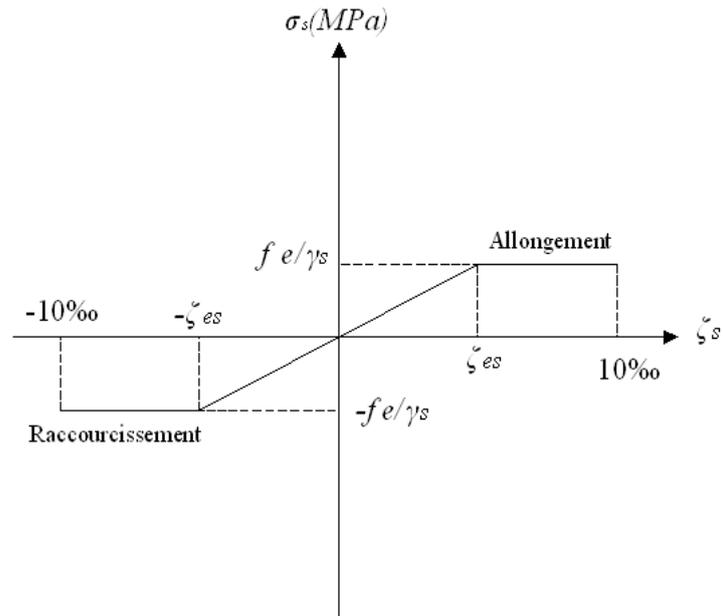


Fig.I. 3: Digramme contrainte-déformations de l'acier à l'ELU

❖ **Conclusion :**

Le but de ce projet est de faire une étude comparative d'un Hôtel R+7 en béton armé sans et avec joint sismique.

II.1. INTRODUCTION :

Le but du pré-dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du **RPA99 V2003** et du **CBA93**. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.2.1 PRÉ-DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS:

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan.

On a opté pour des planchers à corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

- ✓ la facilité de réalisation.
- ✓ diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.

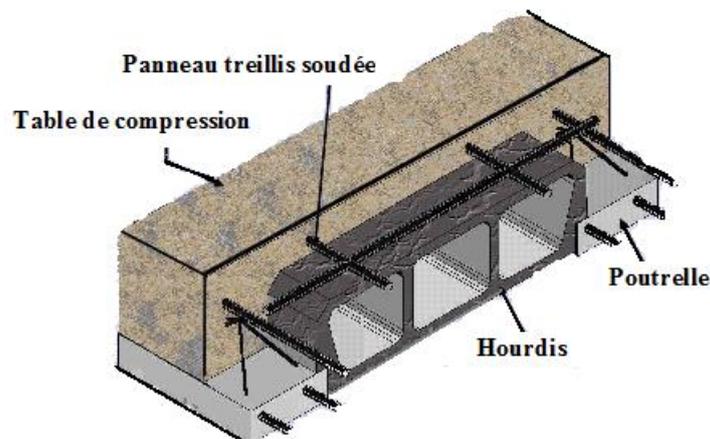


Fig. II 1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

a) Condition de coupe-feu :

- ❖ $e = 07\text{cm}$: pour une (01) heure de coup de feu.
- ❖ $e = 11\text{cm}$: pour deux (02) heures de coup de feu.
- ❖ $e = 17,5\text{ cm}$: pour quatre (04) heures de coup de feu.

b) Condition acoustique :

Le confort acoustique exige une épaisseur minimale de **16 cm**.

c) Condition de résistance à la flexion :

$$e \geq \frac{\min(l_{x\max}, l_{y\max})}{22,5}$$

- e : l'épaisseur du plancher.
- l : distance maximum entre nus d'appuis
- **1^{er} cas : on considère la structure un seul bloc $L_{\max}=4,00\text{m}$**

$$e \geq \frac{\min(l_{x\max}, l_{y\max})}{22,5} = \frac{4,00}{22,5} = 0,17\text{ m}$$

- On opte un plancher de $21\text{ cm} = (16+5)\text{ cm}$

- ❖ 16 cm : hauteur du corps creux.
- ❖ 5 cm : hauteur (épaisseur) de la dalle de compression

II.2.2 PLANCHER DALLE PLEINE :

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

- **Résistance au feu :**

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

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

✓ On admet : **e = 15 cm**

- **Isolation phonique :**

Selon les règles « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 15 cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Soit : **e = 16 cm.**

- **Résistance à la flexion :**

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

-Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$.

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

Avec :

l_x : La petite portée du panneau le plus sollicité. (**$l_x = 8,00$ m**)

On aura donc : $\frac{800}{50} \leq e \leq \frac{800}{40}$ $16 \leq e \leq 20,00$ (cm).

Finalement, l'épaisseur à retenir doit être : $e = \text{Max}(15 ; 15 ; 16)$

✓ Donc **e = 16 cm.**

II.3. PRÉ- DIMENSIONNEMENT DES POUTRES:

Les poutres seront pré dimensionnées selon les formules empiriques données par **BAEL91** et vérifiées par la suite selon le **RPA99 (v2003)**.

- ❖ **selon les Règles de BAEL91 :**

- $\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$ h: hauteur de la poutre.

- $0,3h \leq b \leq 0,7 hb$: largeur de la poutre

L : c'est la plus grande portée mesurée à nu d'appuis.

❖ D'après le RPA99 /v2003 l'article 7.5.1 :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \end{array} \right\} \frac{h}{b} \leq 4$$

$$\left. \begin{array}{l} b_{\max} = 1,5h + b \end{array} \right\}$$

II.3.1a. Poutres principales : $L_{\max} = 8,44 \text{ m}$

❖ Selon les règles de BAEL 91

$$\left. \begin{array}{l} L/15 \leq h \leq L/10 \\ h = 65 \text{ cm} \end{array} \right\} 56,26 \leq h \leq 84,4 \text{ (cm)}$$

$$\left. \begin{array}{l} 0,3h \leq b \leq 0,7h \\ b = 35 \text{ cm} \end{array} \right\} 19,5 \leq b \leq 45,5 \text{ (cm)}$$

❖ D'après le RPA 99 v 2003

- $h \geq 30 \text{ cm}$ $h = 65 \geq 30 \text{ cm}$
- $b \geq 20 \text{ cm}$ $b = 35 \geq 20 \text{ cm}$
- $h/b \leq 4$ $65/35 = 1,86 \leq 4$ (conditions vérifiées).

II.3.2a. Poutres secondaire : $L_{\max} = 3,70 \text{ m}$.

- Selon BAEL91 $\left\{ \begin{array}{l} h = 35 \text{ cm} \end{array} \right.$

$b = 30 \text{ cm}$

- Selon le RPA99 $\left\{ \begin{array}{l} h = 35 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \geq 20 \text{ cm} \end{array} \right.$

$h/b = 1,16 \leq 4$ (conditions vérifiées).

❖ Conclusion :

Toutes les conditions des RPA99 v 2003 sur les dimensions des poutres sont satisfaites, Donc on adopte :

- ✓ Des poutres principales : $(b \times h) = (35 \times 65) \text{ cm}^2$
- ✓ Des poutres secondaires : $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$.

II.4.EVALUATION DES CHARGES :**II.4.1. Plancher terrasse :****a-Charge permanente (plancher en corps creux) :**

N ⁰	composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Gravillon de protection	0.04	20	0.80
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente	0.12	22	2.64
4	Liège (isolant)	0,04	4	0,16
5	Plancher (16 +5)	0,16+0,05	-	2,85
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente G				6,77

Tab. II.1 Charge permanente du plancher terrasse inaccessible**b- Charge d'exploitation :**Q= 1,0 kN/m² (plancher terrasse inaccessible)**II.4.2.Plancher étage courant :****a-Charge permanente (plancher en corps creux) :**

N	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Plancher (16+5)	0,16+0,05	-	2,85
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
6	Cloison de distribution	0,10	-	1,00
Charge permanente G				5,39

Tab. II.2. Charges permanentes du plancher courant (corps creux)**b- Charge d'exploitation :**

Les étages	Usage	Charge d'exploitation (KN/m ²)
RDC et 1 ^{er} étage	Commercial	5,0
	Restauration	2,5
	Cuisine	5,0
	Hall et circulation	2,5
2 ^{eme} à 7 ^{eme} étage	Hébergement	2,5

Tab .II.3. Charges d'exploitation du plancher courant (corps creux)

II.4.3. Dalles pleines : Balcon

a-Charge permanente :

N	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.04	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle pleine	0,16	25	4,00
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente G				5,74

Tab. II.4. Charges permanentes des dalles pleines

b- Charge d'exploitation :

$$Q = 3,5 \text{ kN/m}^2$$

II.5.L'ACROTÈRE

L'acrotère est un élément secondaire exposé aux chocs thermiques, son calcul se fait à la flexion composée.

On considère une bande de 1 m de largeur.

a. Charge permanente : [3]

- Le poids propre de l'acrotère pour 1ml est de : $G = \rho \times S$
- S : la surface transversale totale de l'acrotère
- ρ : Le poids volumique tel que $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

$$S = (0,10 \times 0,5) + (0,08 \times 0,01) + 0,10 \times \frac{0,02}{2} = 0,059 \text{ m}^2$$

$$G = 25 \times 0,059 = 1,47 \text{ kN/m}$$

$$\text{Revêtement} = 2 \times (0,015 \times 0,6) \times 18 = 0,32 \text{ kN/m}$$

$$G_T = 1,47 + 0,32 = 1,79 \text{ kN/m}$$

b.charge d'exploitation : [3] On prend une charge d'exploitation : $Q = 1,00 \text{ kN/ml}$

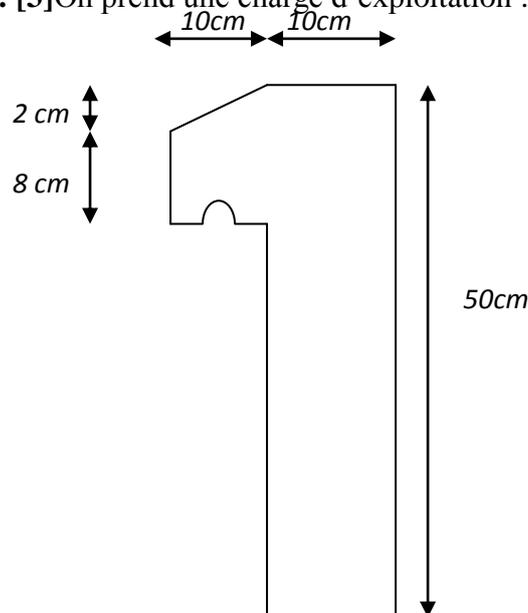


Fig. II.2 : Dimensions de l'acrotère

II.6.MACONNERIE:**a) Murs extérieurs**

Désignation de l'élément	ρ (kN/m ³)	E_p (m)	G (kN/m ²)
Enduit en ciment	18,00	0,02	0,36
Briques creuses	9,00	0,10	0,90
L'âme d'air (5cm)	0,00	0,05	0,00
Briques creuses	9,00	0,15	1,35
Enduit en plâtre	10,00	0,02	0,20
charge permanente G			2,81

Tab .II.5 : Les charges permanentes des murs extérieurs**b) Murs intérieurs**

Désignation de l'élément	ρ (kN/m ³)	E_p (m)	G (kN/m ²)
Enduit en ciment	18,00	0,02	0,36
Briques creuses	9,00	0,10	0,90
Enduit en plâtre	10,00	0,02	0,20
charge permanente G			1,46

Tab .II.6: Les charges permanentes des murs intérieurs.**II.7. LES POTEAUX :**

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

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

a. Etapes de pré dimensionnement (calcul)

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau .
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposée par le " *RPA99 version 2003* " [2].
- Vérifier la section à l'E.L.S.

b. Loi de dégression

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

Q : Charge d'exploitation.

Ce qui donne : $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ Donnée par "BAEL 91 modifié 99" [1]

Avec :

n: Nombre d'étage.

Q₀ : La structure d'exploitation sur la terrasse.

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

Niveau des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge (kN/m ²)
T	Q ₀ =1	Σ ₀ =Q ₀	1,00
P06	Q ₁ =2,5	Σ ₁ =Q ₀ +Q ₁	3,50
P05	Q ₂ =2,5	Σ ₂ =Q ₀ +0,95(Q ₁ +Q ₂)	6,95
P04	Q ₃ =2,5	Σ ₃ =Q ₀ +0,9(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃)	7,75
P03	Q ₄ =2,5	Σ ₄ =Q ₀ +0,85(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄)	9,50
P02	Q ₅ =2,5	Σ ₅ =Q ₀ +0,8(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅)	11,00
P01	Q ₆ =2,5	Σ ₆ =Q ₀ +0,75(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆)	12,25
P RDC	Q ₇ =2,5	Σ ₇ =Q ₀ +0,71(Q ₁ +..... +Q ₇)	15,20

Tab .II.7 : Dégression des surcharges P1.

a. Dimensionnement des poteaux

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

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br.f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

N_u : Effort normal ultime (compression) = 1,35G+1,5Q.

α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité (α = f(λ)).

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

B : Surface de la section du béton (B=a x b).

- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b=1,50$).....situation durable.
- γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s=1,15$).....situation durable.
- f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e=400MPa$).
- f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28}=25MPa$).
- A_s : Section d'acier comprimée.
- Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle I_{cm} d'épaisseur sur toute sa périphérie ($Br= (a-0,02)(b-0,02)) [m^2]$).

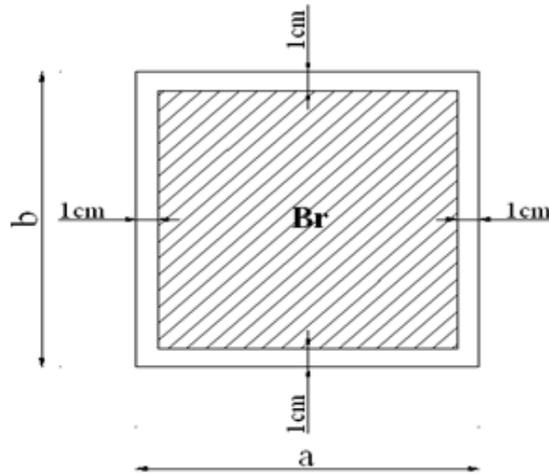


Fig. II .3 : Section réduite du poteau.

❖ Selon le “BAEL 91 modifié 99” [1] :

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

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

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

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 :

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s}{B} \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = 0,066N_u$$

❖ Le minimum requis par le “RPA99 version 2003” [2] :

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

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

Avec :

(a ; b) : Dimensions de la section.

h_e: Hauteur d'étage.

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

➤ Les poteaux les plus sollicités sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poteau central} : S = 44,36\text{m}^2 \quad (B - 3) \\ \text{Poteau de rive} : S = 36\text{m}^2 \quad (B - 1) \\ \text{Poteau d'angle} : S = 52,48\text{m}^2 \quad (A - 1) \end{array} \right.$$

Les poteaux sont montrés dans le tableau ci-après

Type	Schéma	Surface
Poteau central		$S = 8,52 \times 4,00$ $= 34,08 \text{ m}^2$
Poteau de rive		$S = 8,52 \times 1,94$ $= 16,52 \text{ m}^2$
Poteau d'angle		$S = 4,00 \times 1,94$ $= 7,76 \text{ m}^2$

Tab .II.8 : Tableau récapitulatif des types des poteaux à pré-dimensionner
 (Les poteaux les plus sollicités)

- **Les poteaux centraux : S=44,36 m²**

❖ **Evaluation des charges permanente :**

- **Plancher terrasse :**

- Poids du plancher terrasse $G_{PT} = 6,77 \times 44,36 = 300,32\text{kN}$
- Poids des poutres porteuses $G_{PP} = 0,65 \times 0,35 \times 25 \times 8,47 = 48,17\text{kN}$
- Poids des poutres non porteuses..... $G_{PNP} = 0,35 \times 0,30 \times 25 \times 5,25 = 13,78\text{kN}$

$$G_T = 362,27 \text{ kN}$$

- **Plancher étage courant :**

- Poids du plancher courant $G_{PC} = 5,39 \times 44,36 = 239,10\text{kN}$
- Poids des poutres porteuses..... $G_{PP} = 0,65 \times 0,35 \times 25 \times 8,47 = 48,45\text{kN}$
- Poids des poutres non porteuses..... $G_{PNP} = 0,35 \times 0,30 \times 25 \times 5,25 = 13,87\text{kN}$
- Poids propre du poteau du 2^{ème} à 7^{ème} étage $G_p = 25 \times (0,3)^2 \times 3,06 = 6,89 \text{ KN}$

$$G_T = 308,31 \text{ kN}$$

- Poids propre du poteau RDC et 1^{er} étage $G_p = 25 \times (0,3)^2 \times 5,00 = 11,25 \text{ KN}$

✦ **Exemple de calcul :**

- ✓ **Etude 1^{er} étage :**

$$N_{G1} = 2212,13\text{kN}$$

$$N_{Q1} = Q \times S = 417,48\text{kN}$$

$$N_{ul} = 1,35 N_{G1} + 1,5 N_{Q1} = 3612,60\text{KN}$$

$$Br \geq 0,066 N_{ul} \rightarrow Br \geq 2384, 3\text{cm}^2$$

$$Br = (a - 0, 02) (b - 0, 02); \quad \text{on fixe } a = 45(\text{cm})$$

Donc: $b = \frac{Br}{45-2} + 2$

- Le choix: $a \times b = 45 \times 60\text{cm}^2$.

- **Vérification de la section à l'ELS:**

$$N_{ser} = N_{G1} + N_{Q1} = 2629,61 \text{ kN}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \quad ; \quad (B = a \times b)$$

$$\sigma_{ser} = 8,47\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Avec : $B = a \times b = 2700 \text{ cm}^2$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Niveaux	N_G (KN)	N_Q (KN)	N_u (KN)	Br (cm ²)	a (cm)	b (cm)	RPA (cm ²)	Le choix	Nser (KN)	σ_{ser} MPa	Vérification
T	362,27	34,08	540,18	356,52	30	14,73	30x30	30x35	396,35	3,28	Ok
P06	670,58	119,28	1084,20	715,57	30	27,56	30x30	30x35	789,86	6,54	Ok
P05	978,89	236,86	1676,79	1106,7	30	41,53	30x30	30x45	1215,8	7,83	Ok
P04	1287,20	264,12	2133,90	1408,4	35	44,67	30x30	35x50	1551,3	7,70	Ok
P03	1595,51	323,76	2639,58	1742,1	35	54,80	30x30	35x55	1919,3	13,6	Ok
P02	1903,82	374,88	3132,48	2067,4	40	56,40	30x30	40x60	2278,7	8,25	Ok
P01	2212,13	417,48	3612,60	2384,3	45	57,45	30x30	45x60	2629,6	8,47	Ok
RDC	2524,80	518,02	4185,51	2762,4	45	66,24	30x30	45x70	3042,8	9,45	Ok

Tab. II.9: Choix des sections des poteaux centraux

- **Les poteaux de rive : $S=36,00 \text{ m}^2$**
 - **Evaluation des charges permanente :**
 - **Plancher terrasse :**
 - Poids plancher terrasse $G_{PT} = 6,77 \times 36,00 = 243,72 \text{ kN}$
 - Poids des poutres porteuses $G_{PP} = 0,65 \times 0,35 \times 25 \times 8,47 = 48,17 \text{ kN}$
 - Poids des poutres non porteuses..... $G_{PNP} = 0,35 \times 0,30 \times 25 \times 5,25 = 13,78 \text{ kN}$
 - Poids de l'acrotère $G_{ACR} = 1,79 \times 8,47 = 15,16 \text{ kN}$
- $$G_T = 320,83 \text{ Kn}$$
- **Plancher étage courant**
 - Poids plancher courant $G_{PC} = 5,39 \times 36,00 = 194,04 \text{ kN}$
 - Poids des poutres porteuses..... $G_{PP} = 0,65 \times 0,35 \times 25 \times 8,47 = 48,17 \text{ kN}$
 - Poids des poutres non porteuses..... $G_{PNP} = 0,35 \times 0,30 \times 25 \times 5,25 = 13,78 \text{ kN}$
 - Poids de mur extérieure 2^{ème} à 7^{ème} étage $G_{MUR} = 3,06 \times (3,06 - 0,65) \times 8,47 = 61,23 \text{ kN}$
- $$G_T = 317,22 \text{ kN}$$
- Poids de mur extérieure RDC et 1^{er} étage $G_{MUR} = 5 \times (5,0 - 0,65) \times 8,47 = 184,22 \text{ KN}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Niveaux	N_G (KN)	N_Q (KN)	N_u (KN)	Br (cm ²)	a (cm)	b (cm)	RPA (cm ²)	Le choix	Nser (KN)	σ_{ser} MPa	Vérification
T	320,83	34,08	484,24	319,60	30	13,14	30x30	30x35	354,91	2,93	Ok
P06	638,05	119,28	1040,29	686,59	30	26,52	30x30	30x35	757,33	6,27	Ok
P05	955,27	236,86	1644,90	1085,64	30	40,77	30x30	30x45	1192,1	7,68	Ok
P04	1272,49	264,12	2114,04	1395,27	35	44,28	30x30	35x45	1536,6	8,48	Ok
P03	1589,71	323,76	2631,75	1736,95	40	47,71	30x30	40x50	1913,5	8,31	Ok
P02	1906,93	374,88	3136,68	2070,21	40	56,47	30x30	40x60	2281,8	8,27	Ok
P01	2224,15	417,48	3628,82	2395,02	45	57,70	30x30	45x60	2641,6	8,51	Ok
RDC	2664,36	518,02	4373,92	2886,78	45	69,13	30x30	45x70	3182,4	8,78	Ok

Tab. II.10 : Choix des sections des poteaux de rive

- **Les poteaux d'angle** : $S=52,48 \text{ m}^2$

❖ **Evaluation des charges permanente :**

- **Plancher terrasse :**

- Poids plancher terrasse $G_{PT} = 6,77 \times 52,48 = 355,29 \text{ kN}$
 - Poids des poutres porteuses $G_{PP} = 0,65 \times 0,35 \times 25 \times 8,47 = 48,17 \text{ kN}$
 - Poids des poutres non porteuses..... $G_{PNP} = 0,35 \times 0,30 \times 25 \times 5,25 = 13,78 \text{ kN}$
 - Poids de l'acrotère $G_{ACR} = 1,79 \times 8,52 = 15,16 \text{ kN}$
- $G_T = 432,40 \text{ KN}$

- **Plancher étage courant**

- Poids plancher courant $G_{PC} = 5,39 \times 52,48 = 282,87 \text{ kN}$
- Poids des poutres porteuses..... $G_{PP} = 0,65 \times 0,35 \times 25 \times 8,47 = 48,17 \text{ kN}$
- Poids des poutres non porteuses..... $G_{PNP} = 0,35 \times 0,30 \times 25 \times 5,25 = 13,78 \text{ kN}$
- Poids de mur extérieure 2^{ème} à 7^{ème} étage $G_{MUR} = 3,06 \times [(3,06 - 0,65) \times 4 + (3,06 - 0,3) \times 1,94] = 45,88 \text{ kN}$

$G_T = 390,7 \text{ kN}$

- Poids de mur extérieure RDC et 1^{er} étage $G_{MUR} = 5,0 \times [(5,0 - 0,65) \times 4 + (5 - 0,3) \times 1,94] = 132,59 \text{ KN}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Niveaux	N_G (KN)	N_Q (KN)	N_u (KN)	Br (cm ²)	a (cm)	b (cm)	RPA (cm ²)	Le choix	Nser (KN)	σ_{ser} MPa	Vérification
T	432,40	34,08	634,86	419,01	30	16,96	30x30	30x35	466,48	3,86	Ok
P06	823,10	119,28	1290,11	851,47	30	32,40	30x30	30x35	942,38	7,80	Ok
P05	1213,80	236,86	1993,92	1315,99	35	41,88	30x30	35x45	1450,7	8,00	Ok
P04	1604,50	264,12	2562,26	1691,09	35	53,25	30x30	35x55	1868,6	8,44	Ok
P03	1995,20	323,76	3179,16	2098,25	40	57,22	30x30	40x60	2318,9	8,40	Ok
P02	2385,90	374,88	3783,2ç	2496,97	40	67,70	30x30	40x70	2760,7	8,57	Ok
P01	2776,60	417,48	4374,63	2887,26	45	69,15	30x30	45x70	3194,1	8,82	Ok
RDC	3254,01	518,02	5169,94	3412,16	50	73,09	30x30	50x75	3772	8,75	Ok

Tab. II.11: Choix des sections des poteaux d'angle

D. Choix final des sections des poteaux:

Pour conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner aux poteaux d'angles et de rives, des sections des poteaux centraux.

Niveaux	Sections des poteaux (cm ²)
7 ^{ème}	30x35
6 ^{ème}	30x35
5 ^{ème}	35x45
4 ^{ème}	35x55
3 ^{ème}	40x60
2 ^{ème}	40x70
1 ^{er}	45x70
RDC	50x75

Tab. II.12 : Choix des sections des poteaux

• **Les poteaux circulaires :**

Selon les prescriptions du **RPA 99 v 2003** les dimensions des poteaux dans la **zone III** doivent vérifier les conditions :

- ✓ Poteau circulaire : $D \geq 35\text{cm}$
- ✓ Poteaux circulaire $B_r = (R - 0.02)^2 \pi \text{ m}^2$

• **Les poteaux de RDC: $S=56,93 \text{ m}^2$**

❖ **Evaluation des charges permanente :**

• **Plancher étage courant**

- Poids plancher courant $G_{PC} = 5,39 \times 56,93 = 306,85\text{kN}$
- Poids des poutres porteuses..... $G_{PP} = 0,65 \times 0,35 \times 25 \times 8,52 = 48,45\text{kN}$
- Poids des poutres non porteuses..... $G_{PNP} = 0,35 \times 0,30 \times 25 \times 4,00 = 10,5\text{kN}$
- Poids de mur extérieure 2^{ème} à 7^{ème} étage $G_{MUR} = 3,0 \times [(3,06 - 0,65) \times 4 + (3,06 - 0,3) \times 1,94] = 43,91 \text{ kN}$

$G_T = 409,71\text{kN}$

- Poids de mur extérieure RDC et 1^{er} étage $G_{MUR} = 5,0 \times [(5,0 - 0,65) \times 4 + (5 - 0,3) \times 1,94] = 132,59 \text{ KN}$

✦ $\varnothing = 2 * R = 2 * \left(\sqrt{\frac{B_r}{\pi}} + 2 \right)$

• **Les poteaux circulaire: $S=26,00 \text{ m}^2$**

- Poids de mur extérieure RDC et 1^{er} étage $G_{MUR} = 5,0 \times [(5,0 - 0,65) \times 4 + (5 - 0,3) \times 1,94] = 132,59 \text{ KN}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Niveaux	N_G (KN)	N_Q (KN)	N_u (KN)	B_r (cm ²)	\varnothing (cm)	RPA (cm ²)	Le choix	N_{ser} (KN)	σ_{ser} MPa	Vérification
T	250,22	34,08	388,92	256,69	22,08	Ø 35	Ø 35	284,3	2,57	Ok
P06	493,22	119,28	844,77	557,55	30,66	Ø 35	Ø 35	612,5	5,54	Ok
P05	736,22	236,86	1349,19	890,46	37,68	Ø 35	Ø 45	973,08	5,32	Ok
P04	979,22	264,12	1718,13	1133,96	42,00	Ø 35	Ø 45	1243,34	6,80	Ok
P03	1222,22	323,76	2135,64	1409,52	46,38	Ø 35	Ø 55	1545,98	5,66	Ok
P02	1465,22	374,88	2540,37	1676,64	50,22	Ø 35	Ø 55	1840,1	6,74	Ok
P01	1708,22	417,48	2932,32	1935,33	53,66	Ø 35	Ø 60	2125,7	6,54	Ok
RDC	2039,9	518,02	3530,90	2330,39	58,48	Ø 35	Ø 60	2557,92	7,87	Ok

Tab. II.14: Choix des sections des poteaux circulaire

II.8. PREDIMENSIONNEMENT DES VOILES :

Le pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par l'article 7.7 de RPA99 version 2003. Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations. D'après le RPA99 version 2003 **article 7.7.1** les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisant la condition $L \geq 4e$. Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec : L : longueur de voile.

e : épaisseur du voile. L'épaisseur minimale est de 15 cm.

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

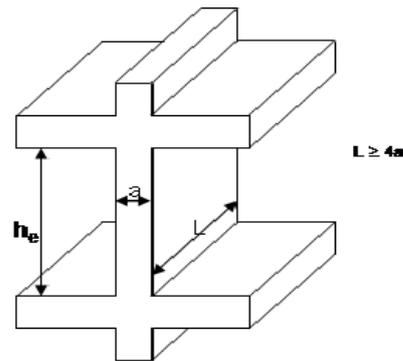


Fig.II. 4 : coupe du voile en plan.

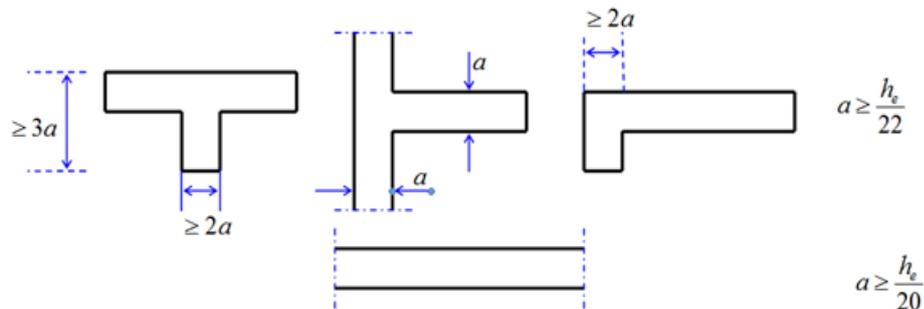


Fig.II .5 : coupe du voile en plan.

$h_e = 5,00\text{m}$ (RDC)

Ou : $h_e = 5,00 - 0,40 = 4,60\text{m}$

Sont considéré comme des voiles les éléments satisfaisant à la condition si : $L_{\min} \geq 4e$

L : longueur du voile.

e : Épaisseur minimal de 15 cm.

$$e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{25}\right) = \max(20,9 ; 18,4) \text{ cm} = 20,9\text{cm}$$

Donc on prend une épaisseur **e=25 cm**.

- 2^{ème} cas : on décompose la structure en 3 blocs A, B et C.
(2 blocs idem A et C et un bloc B différent)

II.A. PRÉ-DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS:

- Bloc A et C : **Lmax =4,00 m**

$$e \geq \frac{\min(l_{x\max}, l_{y\max})}{22,5} \frac{4}{22,5} = 0,17 \text{ m}$$

- Bloc B : **Lmax=4,52m**

$$e \geq \frac{\min(l_{x\max}, l_{y\max})}{22,5} = \frac{4,52}{22,5} = 0,20 \text{ m}$$

- On opte pour les 3 blocs un plancher de 21 cm = (16+5) cm
 - ❖ 16 cm : hauteur du corps creux.
 - ❖ 5 cm : hauteur (épaisseur) de la dalle de compression

II.B. PRÉ- DIMENSIONNEMENT DES POUTRES:

- II .B.1.poutre principale :

	Bloc A	Bloc B	Bloc C
$L/15 \leq h \leq L/10$	L = 8,44m $56,26 \leq h \leq 84,4$ (cm) h=65cm	L=8,44m $56,26 \leq h \leq 84,4$ (cm) h=65cm	L=8,44m $56,26 \leq h \leq 84,4$ (cm) h=65cm
$0.3h \leq b \leq 0.7h$	$19,5 \leq b \leq 45,5$ (cm) b= 35cm	$19,5 \leq b \leq 45,5$ (cm) b= 35cm	$19,5 \leq b \leq 45,5$ (cm) b= 35cm
<ul style="list-style-type: none"> • h ≥ 30 cm • b ≥ 20cm • h/b ≤ 4 	<ul style="list-style-type: none"> h=65 ≥ 30 cm b=35 ≥ 20 cm 65/35=1,86 ≤ 4 	<ul style="list-style-type: none"> h=65 ≥ 30 cm b=35 ≥ 20 cm 65/35= 1,86 ≤ 4 	<ul style="list-style-type: none"> h=65 ≥ 30 cm b=35 ≥ 20 cm 65/35= 1,86 ≤ 4

Tab II.15. Pré-dimensionnement et vérification des poutres principales.

II.B.2.Poutres secondaire :

- Pour les blocs A et C **Lmax=3,70m.**
- Selon BAEL91 $\left\{ \begin{array}{l} h = 35\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \end{array} \right.$
- Selon le RPA99 $\left\{ \begin{array}{l} h = 35 \geq 30\text{cm} \\ b = 30 \geq 20\text{cm} \\ h/b = 1,16 \leq 4 \end{array} \right.$ (conditions vérifiées)
- Bloc B **Lmax = 3,85 m**
- Selon BAEL91 $\left\{ \begin{array}{l} h = 35\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \end{array} \right.$

- Selon le RPA99 $\left\{ \begin{array}{l} h = 35 \geq 30\text{cm} \\ B = 30 \geq 20\text{cm} \\ h/b = 1,16 \leq 4 \end{array} \right.$ (conditions vérifiées).

Conclusion : Pour les trois Blocs :

Toutes les conditions de RPA99 v 2003 sur les dimensions des poutres sont satisfaites, Donc on adopte :

- ✓ Des poutres principales : $(b \times h) = (35 \times 65) \text{ cm}^2$
- ✓ Des poutres secondaires : $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$.

II.C. LES POTEAUX :

➤ Les poteaux les plus sollicités sont :

Bloc A et C :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poteau central : } S = 34,08\text{m}^2 \quad (B - 3) \\ \text{Poteau de rive : } S = 16,52\text{m}^2 \quad (B - 1) \\ \text{Poteau d'angle : } S = 7,76\text{m}^2 \quad (A - 1) \end{array} \right.$$

Bloc B :

➤ Les poteaux les plus sollicités sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poteau central : } S = 44,36\text{m}^2 \quad (C - 10) \\ \text{Poteau de rive : } S = 36\text{m}^2 \quad (D - 10) \\ \text{Poteau d'angle : } S = 52,48\text{m}^2 \quad (A - 7) \end{array} \right.$$

II .D. RESULTATS : Bloc A et C :

Les résultats sont récapitulés sous forme des tableaux.

❖ **Les poteaux centraux : S=34,08 m²**

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Niveaux	N _G (KN)	N _Q (KN)	N _u (KN)	Br (cm ²)	a (cm)	b (cm)	RPA (cm ²)	Le choix	N _{ser} (KN)	σ _{ser} MPa	Vérification
T	289,67	34,08	442,17	291,84	30	12,42	30x30	30x35	323,75	2,68	Ok
P06	539,06	119,28	906,65	598,39	30	23,37	30x30	30x35	658,34	5,45	Ok
P05	788,45	236,86	1419,70	937,00	30	35,46	30x30	30x45	1025,31	6,60	Ok
P04	1037,84	264,12	1797,26	1186,19	30	44,36	30x30	30x45	1301,96	8,39	Ok
P03	1287,23	323,76	2223,40	1467,44	40	40,62	30x30	40x50	1610,99	7,00	Ok
P02	1536,62	374,88	2636,76	1740,26	40	47,80	30x30	40x50	1911,5	8,31	Ok
P01	1787,01	417,48	3038,68	2005,53	40	54,78	30x30	40x60	2204,49	7,99	Ok
RDC	2041,50	518,02	3533,06	2331,82	40	63,36	30x30	40x65	2559,52	8,56	Ok

Tab II.16: Choix des sections des poteaux centraux

❖ Les poteaux de rive : $S=16,52 \text{ m}^2$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Niveau	N_G (KN)	N_Q (KN)	N_u (KN)	Br (cm^2)	a (cm)	b (cm)	RPA (cm^2)	Le choix	Nser (KN)	σ_{ser} MPa	Vérification
T	186,04	34,08	302,27	199,50	30	9,13	30x30	30x35	220,12	1,82	Ok
P06	394,10	119,28	710,96	469,23	30	18,76	30x30	30x35	513,38	4,25	Ok
P05	602,16	236,86	1168,21	771,02	30	29,54	30x30	30x35	839,02	6,95	Ok
P04	810,22	264,12	1489,98	983,38	30	37,12	30x30	30x45	1074,3	6,92	Ok
P03	1018,28	323,76	1860,32	1227,81	40	34,31	30x30	40x45	1342,0	6,48	Ok
P02	1226,34	374,88	2217,88	1463,80	40	40,52	30x30	40x45	1601,2	7,74	Ok
P01	1434,40	417,48	2562,66	1691,36	40	46,51	30x30	40x50	1851,9	8,05	Ok
RDC	1619,70	518,02	2963,63	1955,99	40	53,47	30x30	40x55	2137,7	8,45	Ok

Tab II.17 : Choix des sections des poteaux de rive

❖ Les poteaux d'angle : $S=7,76 \text{ m}^2$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Niveau	N_G (KN)	N_Q (KN)	N_u (KN)	Br (cm^2)	a (cm)	b (cm)	RPA (cm^2)	Le choix	Nser (KN)	σ_{ser} MPa	Vérification
T	126,73	34,08	222,21	146,66	30	7,24	30x30	30x35	160,81	1,33	Ok
P06	272,42	119,28	546,69	360,81	30	14,89	30x30	30x35	391,7	3,24	Ok
P05	418,11	236,86	919,74	607,03	30	23,68	30x30	30x35	654,97	5,42	Ok
P04	563,80	264,12	1157,31	763,82	30	29,28	30x30	30x35	827,92	6,86	Ok
P03	709,49	323,76	1443,45	952,68	30	36,02	30x30	30x40	1033,2	7,49	Ok
P02	855,18	374,88	1716,81	1133,10	30	42,47	30x30	30x45	1230,1	7,92	Ok
P01	1000,87	417,48	1977,39	1305,08	30	48,61	30x30	30x50	1418,3	8,22	Ok
RDC	1234,24	518,02	2443,25	1612,55	30	59,59	30x30	30x60	1752,3	8,47	Ok

Tab II.18: Choix des sections des poteaux d'angle

II .E. Choix final des sections des poteaux:

Niveaux	Sections des poteaux (cm^2)
7 ^{ème}	30x35
6 ^{ème}	30x35
5 ^{ème}	30x45
4 ^{ème}	30x45
3 ^{ème}	40x50
2 ^{ème}	40x50
1 ^{er}	40x60
RDC	40x65

Tab II.19 : Choix des sections des poteaux

Bloc B :

❖ Les poteaux centraux : $S=44,36 \text{ m}^2$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Niveaux	N_G (KN)	N_Q (KN)	N_u (KN)	Br (cm^2)	a (cm)	b (cm)	RPA (cm^2)	Le choix	Nser (KN)	σ_{ser} MPa	Vérifi cation
T	362,27	34,08	540,18	356,52	30	14,73	30x30	30x35	396,35	3,28	Ok
P06	670,58	119,28	1084,20	715,57	30	27,56	30x30	30x35	789,86	6,54	Ok
P05	978,89	236,86	1676,79	1106,7	30	41,53	30x30	30x45	1215,8	7,83	Ok
P04	1287,20	264,12	2133,90	1408,4	35	44,67	30x30	35x50	1551,3	7,70	Ok
P03	1595,51	323,76	2639,58	1742,1	35	54,80	30x30	35x55	1919,3	13,6	Ok
P02	1903,82	374,88	3132,48	2067,4	40	56,40	30x30	40x60	2278,7	8,25	Ok
P01	2212,13	417,48	3612,60	2384,3	45	57,45	30x30	45x60	2629,6	8,47	Ok
RDC	2524,80	518,02	4185,51	2762,4	45	66,24	30x30	45x70	3042,8	9,45	Ok

Tab II.20: Choix des sections des poteaux centraux

❖ Les poteaux de rive : $S=36,00 \text{ m}^2$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Niveaux	N_G (KN)	N_Q (KN)	N_u (KN)	Br (cm^2)	a (cm)	b (cm)	RPA (cm^2)	Le choix	Nser (KN)	σ_{ser} MPa	Vérifi cation
T	320,83	34,08	484,24	319,60	30	13,14	30x30	30x35	354,91	2,93	Ok
P06	638,05	119,28	1040,29	686,59	30	26,52	30x30	30x35	757,33	6,27	Ok
P05	955,27	236,86	1644,90	1085,64	30	40,77	30x30	30x45	1192,1	7,68	Ok
P04	1272,49	264,12	2114,04	1395,27	35	44,28	30x30	35x45	1536,6	8,48	Ok
P03	1589,71	323,76	2631,75	1736,95	40	47,71	30x30	40x50	1913,5	8,31	Ok
P02	1906,93	374,88	3136,68	2070,21	40	56,47	30x30	40x60	2281,8	8,27	Ok
P01	2224,15	417,48	3628,82	2395,02	45	57,70	30x30	45x60	2641,6	8,51	Ok
RDC	2664,36	518,02	4373,92	2886,78	45	69,13	30x30	45x70	3182,4	8,78	Ok

Tab II.21 : Choix des sections des poteaux de rive

❖ Les poteaux d'angle : $S=52,48 \text{ m}^2$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Niveaux	N_G (KN)	N_Q (KN)	N_u (KN)	Br (cm^2)	a (cm)	b (cm)	RPA (cm^2)	Le choix	Nser (KN)	σ_{ser} MPa	Vérifi cation
T	432,40	34,08	634,86	419,01	30	16,96	30x30	30x35	466,48	3,86	Ok
P06	823,10	119,28	1290,11	851,47	30	32,40	30x30	30x35	942,38	7,80	Ok
P05	1213,80	236,86	1993,92	1315,99	35	41,88	30x30	35x45	1450,7	8,00	Ok
P04	1604,50	264,12	2562,26	1691,09	35	53,25	30x30	35x55	1868,6	8,44	Ok
P03	1995,20	323,76	3179,16	2098,25	40	57,22	30x30	40x60	2318,9	8,40	Ok
P02	2385,90	374,88	3783,26	2496,97	40	67,70	30x30	40x70	2760,7	8,57	Ok
P01	2776,60	417,48	4374,63	2887,26	45	69,15	30x30	45x70	3194,1	8,82	Ok
RDC	3254,01	518,02	5169,94	3412,16	50	73,09	30x30	50x75	3772	8,75	Ok

Tab II.22: Choix des sections des poteaux d'angle

D. Choix final des sections des poteaux:

Niveaux	Sections des poteaux (cm ²)
7 ^{ème}	30x35
6 ^{ème}	30x35
5 ^{ème}	35x45
4 ^{ème}	35x55
3 ^{ème}	40x60
2 ^{ème}	40x70
1 ^{er}	45x70
RDC	50x75

Tab II.23 : Choix des sections des poteaux

❖ Conclusion :

Nous concluons que les sections des poteaux dans le bloc sans joint sont plus grandes comparativement aux blocs avec joint, alors que les sections des poutres sont identiques.

III.1 ÉTUDE DE L'ACROTÈRE

III.1.1 INTRODUCTION

L'acrotère est un élément secondaire qui assure la protection des usagers de la terrasse il est exposé aux chocs thermiques, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propres sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante, ou bien due à l'effet du séisme.

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

- Largeur $b = 100$ cm
- Hauteur $H = 50$ cm
- Epaisseur = 10 cm

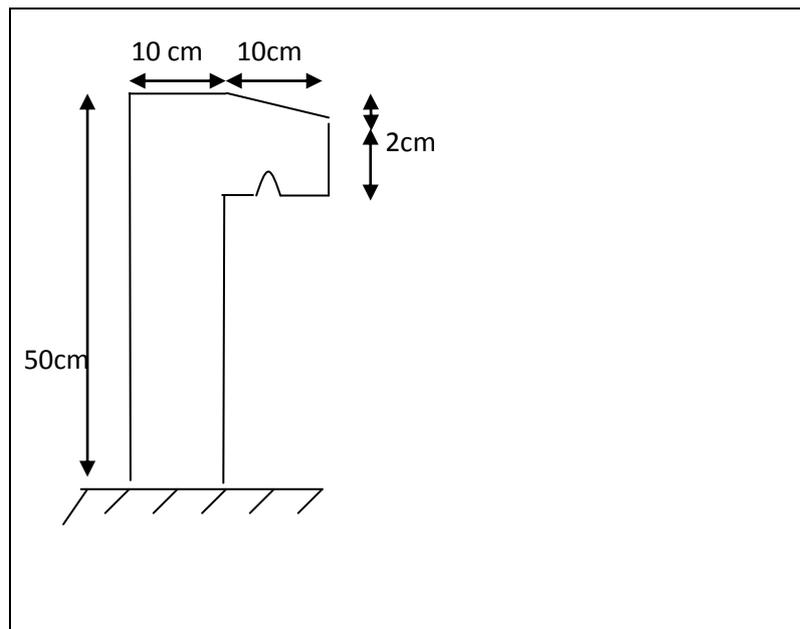


Fig. III.1 : Coupe transversale de l'acrotère

III.1.2. EVALUATION DES CHARGES

- **Charges permanentes :**

- Surface de l'acrotère:

$$S = \left[(0,1 \times 0,5) + (0,1 \times 0,08) + \frac{(0,1 \times 0,02)}{2} \right] = 0,059 \text{ cm}^2$$

- Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho_b \times S = 25 \times 0,059 = 1,47 \text{ kN/ml}$$

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

$$G = \rho_{ci} \times e \times P_{cme} = 18 \times 0,02 \times (50 + 10) \times 2 \cdot 10^{-2} = 0,432 \text{ kN/ml}$$

$$G_T = 1,47 + 0,432 = 1,902 \text{ kN/ml}$$

- **Charge d'exploitation :**

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

L'action des forces horizontales Q_h (F_p) :

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

Avec :

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

C_p : Facteur de force horizontale donnée par le tableau (6-1)..... [$C_p=0.8$].

W_p : Poids de l'acrotère = 1,902kN.

$F_p=4 \times 0,25 \times 0,8 \times 1,902 = 1,52$ kN.

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

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 1,52 \text{ kN} \\ 1,5Q = 1,5 \text{ kN} \end{array} \right\} \Rightarrow Q_u = Q_h = 1,52 \text{ kN}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur :

G= 1,902 kN/ml et Q= 1,5kN/ml

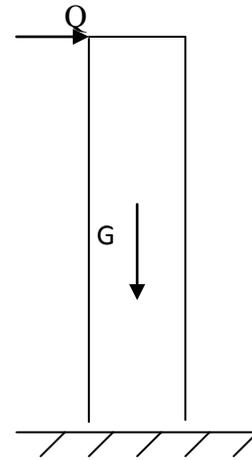


Fig.III.2 : Sollicitation de l'acrotère

III.1.3. CALCUL DES EFFORTS

Pour une bande de 1m de largeur :

E.L.U:

$N_u = 1,35 \cdot G = 2,568$ kN

$M_u = 1,5 \cdot Q \cdot h = 1,14$ kNm

$T_u = 1,5 \cdot Q = 2,28$ kN

E.L.S:

$N_{ser} = G = 1,902$ kN

$M_{ser} = Q \cdot h = 0,76$ kNm

$T_{ser} = Q = 1,52$ kN

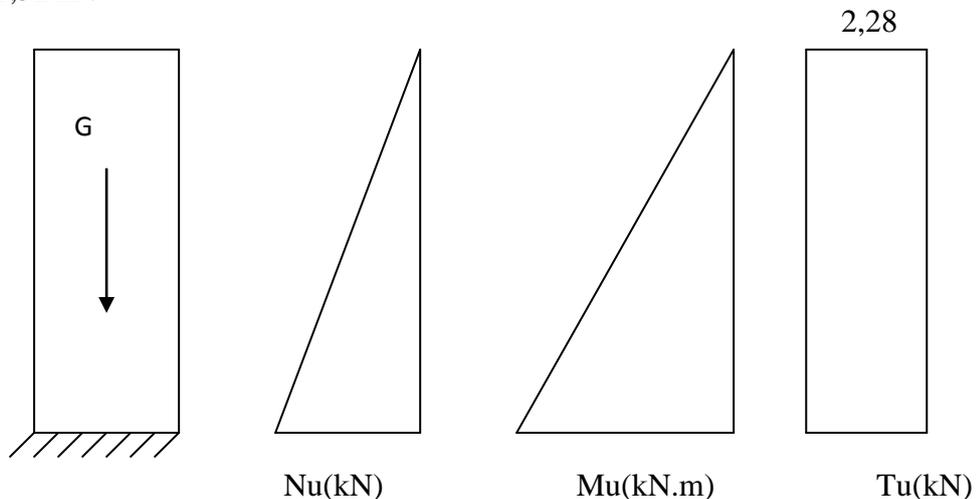


Fig. III.3 : Diagramme des efforts à l'ELU

III.1.4 FERRAILLAGE DE L'ACROTÈRE

L'acrotère est sollicité en flexion composée, le calcul se fait suivant l'organigramme de la flexion composée.

On a: $b = 100\text{cm}$; $h = 10\text{cm}$; $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $\sigma_{bc} = 14,17\text{MPa}$; $c = c' = 2\text{ cm}$;
 $d = 0,9h = 9\text{cm}$; $f_e = 400\text{MPa}$

- Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,14}{2,568} = 0,4439\text{m} = 44,39\text{cm}$$

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

On a: $e_0 > \frac{h}{2} - c'$

Donc la section est partiellement comprimée (S.P.C), le centre de pression se situe à l'extérieur de la section.

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

- Calcul de moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) \Rightarrow M_f = 1,22\text{KNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2\sigma_{bc}} \Rightarrow \mu = 0,0106$$

$\mu < \mu_r = 0,392 \Rightarrow A_1 = A'_s = 0$; Donc, Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\mu = 0,0106 < 0,186\zeta_s = 10\% \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,013$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 8,95\text{cm}$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = 0,391\text{cm}^2$$

$$A_2 = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,38\text{cm}^2$$

Donc : $\begin{cases} A_1 = 0 \\ A_2 = 0,38\text{cm}^2 \end{cases}$

III.1.5. VÉRIFICATION DE LA SECTION D'ACIER SELON "BAEL 91MODIFIÉ 99"

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

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

Avec :

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

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

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

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

III.1.6. ARMATURES DE RÉPARTITIONS

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

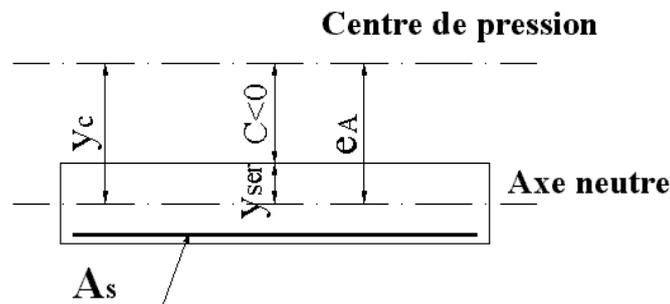
On choisit 4T6=1,13cm². Avec un espacement

$$S_t = \frac{50-5}{3} = \frac{45}{3} \approx 15\text{cm}$$

III.1.7. VÉRIFICATION À L'E.L.S

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 42\text{cm}$$



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

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

$$C = d - e_A$$

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 44\text{cm} \Rightarrow C = -35\text{cm} \quad (C < 0) \text{ Avec :}$$

D'après le "BAEL 91 modifié 99" [1], on doit résoudre l'équation suivant :

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

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

Avec:

$$n = 15; \left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = -4155,96 \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 94747,94 \end{array} \right.$$

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

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = -1,657.10^9$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,92 \Rightarrow \varphi = 156,75^\circ$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 74,44$$

$$y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -73,76 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 45,57 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 28,19 \text{ cm}$$

La solution qui convient est : $y_c = 45,57 \text{ cm}$

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

$$0 < y_{ser} = 45,57 - 37 = 8,57 \text{ cm} < 9 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_{ser} = 8,57 \text{ cm} \\ y_c = 45,57 \text{ cm} \end{cases}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n[A_s(d - y_{ser})^2 + A'_s(y_{ser} - c')^2] = 20985,47 \text{ cm}^4 \quad ; \quad n = 15$$

Vérification des contraintes:

a. Contrainte du béton :

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

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{1,806.10^3 \times 45,57.10}{20985,47.10^4}\right) \times 85,7 = 0,336 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

b. Contraintes de l'acier :

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

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

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

$$\sigma_s = 0,253 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 3,865 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

III.1.8. VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivant

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

$$\tau_u = \frac{2,25 \cdot 10^3}{90 \cdot 10^3} = 0,025\text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

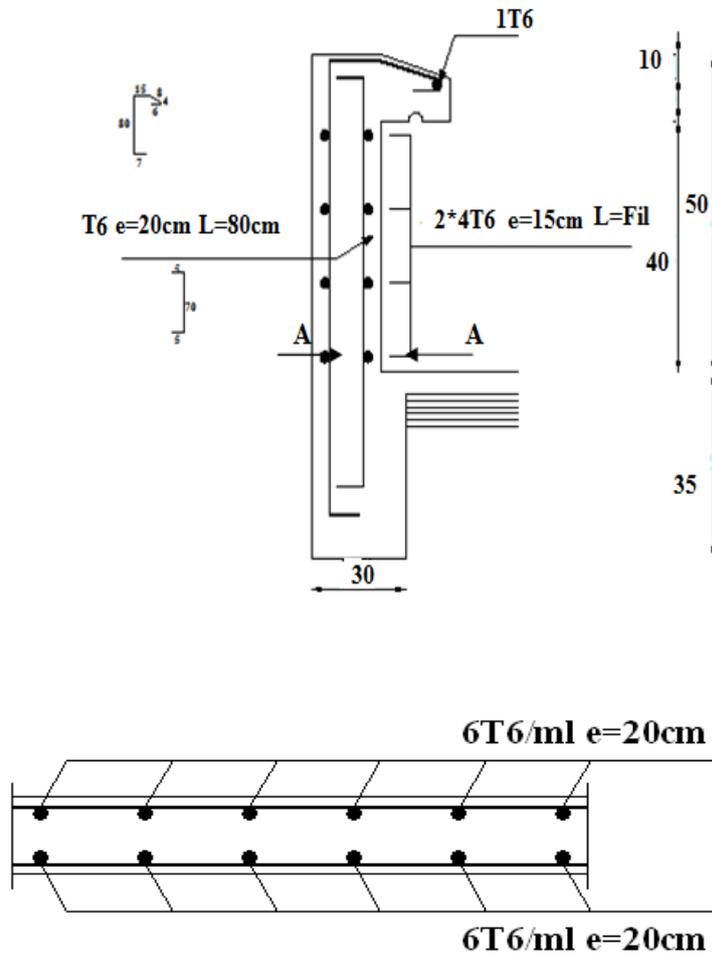


Fig.III.4 : disposition constructive des armatures de l'acrotère

III.2 ETUDE DU PLANCHER

III.2.1 INTRODUCTION

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

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

Dans notre cas on adopte deux types de planchers :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

III.2.2. PLANCHER EN CORPS CREUX

Ce type de plancher est constitué d'éléments porteurs (les poutrelles) et d'éléments de remplissages (corps creux) qui a les dimensions suivantes (16x20x65) cm avec une dalle de compression de 5 cm d'épaisseur.

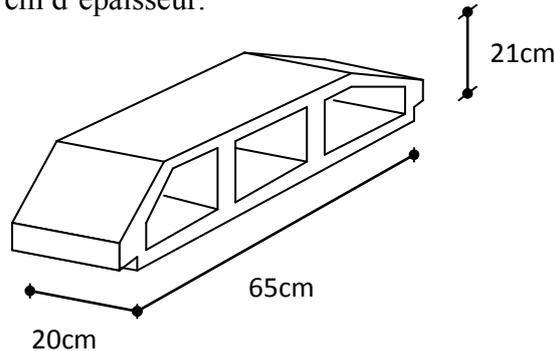


Fig.III.5: Corps Creux

a. Etude 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: $L_{max} = 4$ 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 deux (02) types de poutrelle:

- Poutrelle à 07 travées
- Poutrelle à 08 travées

a.1 Dimensions de la poutrelle :

$$\frac{1}{25} \leq \frac{h}{L} \leq \frac{1}{20} \quad [3] \Rightarrow \frac{400}{25} \leq h \leq \frac{400}{20}$$

$$\Rightarrow 16,00 \leq h \leq 20,00 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} h = 20 \text{ cm} & ; & h_0 = 4 \text{ cm} \\ b = 65 \text{ cm} & ; & b_0 = 12 \text{ cm} \\ c = \frac{b - b_0}{2} = 26,5 \text{ cm} \end{cases}$$

a.2. Calcul des moments :

Etant 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.2.1. Méthode forfaitaire [1] :

a.2.1.1. Domaine d'application :

H₁ : $Q \leq \text{Max} \{2G ; 5 \text{ kN/m}^2\}$

H₂ : Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans la différente travée en continuité.

H₃ : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

H₄ : Fissuration non préjudiciable.

a.2.1.2. Exposé de la méthode :

- $\alpha = \frac{Q}{G + Q}$
- $M_t \geq \text{Max}\{1,05M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0\} - \frac{M_w - M_e}{2}$
- $M_t \geq \begin{cases} (1 + 0,3\alpha)\frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée int ermédiaire} \\ (1,02 + 0,3\alpha)\frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée de rive} \end{cases}$

Avec :

M_0 : La valeur minimale 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.

M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

Moment sur appuis

- $M=0,2M_0$appuis de rive
- $M=0,6M_0$pour une poutre à deux travées
- $M=0,5M_0$pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre a plus de deux travée
- $M=0,4M_0$pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travé .

a.2.2. Méthode de CAQUOT [1] :

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

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

a.2.2.1. Exposé de la méthode :

• **Moment surappuis :**

- * $M_a = 0,15M_0$Appuis de rives
- * $M_a = -\frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l_w + l_e)}$Appuis int ermédiaires

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

• **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 côté 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.

a.3. Calcul des poutrelles :

Le calcul se fait en deux étapes :

- 1^{ère} étape : Avant le coulage de la table de compression.
- 2^{ème} étape : Après le coulage de la table de compression.

* **1^{ère} étape** : Avant le coulage de la table de compression

- **Poutrelle de travée L = 4,00m**

On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :

- Son poids propre.
- Poids du corps creux.
- Surcharge due à l'ouvrier $Q=1\text{kN/m}^2$

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..... $0,65 \times 0,16 \times 14 = 1,46\text{kN/ml}$

G=1,58kN/ml

➤ **Charges d'exploitation :**

Q=1x0,65=0,65kN/ml

Combinaison des charges :

E.L.U : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 3,11\text{kN/ml}$

E.L.S : $q_{ser} = G + Q = 2,23\text{kN/ml}$

Calcul des moments

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{3,11 \times (4,52)^2}{8} = 7,94\text{kNm}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{2,23 \times (4,52)^2}{8} = 5,69\text{kNm}$$

Ferraillage :

La poutrelle est sollicitée à la flexion simple à l'E.L.U

$$M_u = 7,94 \text{ kNm} ; b = 12 \text{ cm} ; d = 4 \text{ cm} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$$

D'après l'organigramme de la flexion simple; on a:

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 2,918 > \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s \neq 0$$

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 étaielements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elles fléchissent.

* **2^{ème} étape :**Après le coulage de la table 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 et surcharges :❖ **Plancher terrasse :**➤ **Charge permanentes :**

$$G = 6,77 \times 0,65 = 4,40 \text{ kN/ml}$$

➤ **Surcharges d'exploitation :**

$$Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/ml}$$

❖ **Plancher courant :**➤ **Charge permanente :**

$$G = 5,39 \times 0,65 = 3,50 \text{ kN/ml}$$

➤ **Surcharge d'exploitation :**

$$Q = 2,5 \times 0,65 = 1,63 \text{ kN/ml}$$

Combinaison des charges :➤ **Plancher terrasse :**

$$\text{E.L.U} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,92 \text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : q_{ser} = G + Q = 5,05 \text{ kN/ml}$$

➤ **Plancher courant :**

$$\text{E.L.U} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 7,17 \text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : q_{ser} = G + Q = 5,13 \text{ kN/ml}$$

Conclusion :

Le plancher courant est le plus sollicité

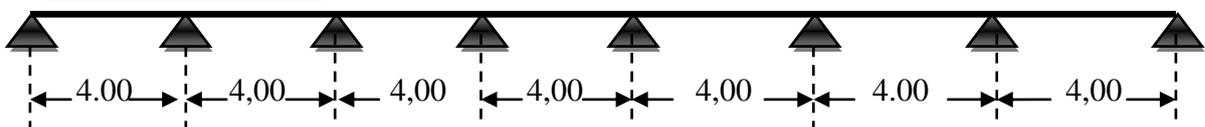
Poutrelle à 7 travées :

Fig. III.6 Schéma statique d'une poutrelle à 7 travées

Pour calculer les valeurs maximales des moments en travée et sur appuies, on utilise la méthode forfaitaire si les conditions suivantes sont vérifiées.

H1 : $Q \leq \max(2.G ; 5\text{KN/m}^2) = \max(2 \times 3,5 ; 5\text{KN/m}^2)$vérifiée.

H2 : Inertie constante : car les poutrelles ont la même sectionvérifiée.

H3 : Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier : $0,85 < \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25$

$\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{4,00}{4,00} = 1,00 \Rightarrow 0,85 \leq 1,00 \leq 1,25$ vérifiée.

H4: la fissuration est non préjudiciable.

Alors cette méthode est applicable

E.L.U : $q_u = 7,17 \text{ kN/ml}$

E.L.S : $q_{ser} = 5,13 \text{ kN/ml}$

Calcul des moments fléchissant: $M_{0ELU} = \frac{q_u L^2}{8}$ $M_{0ELS} = \frac{q_s L^2}{8}$

L(m)	4,00						
Travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH
Mo_{ELU}(KN.m)	14,34	14,34	14,34	14,34	14,34	14,34	14,34
Mo_{ELS}(KN.m)	10,26	10,26	10,26	10,26	10,26	10,26	10,26

Tab.III.1: calcul des moments statiques à l'ELU et à l'ELS

✓ **Moment surappui :**

$M_a = 0,2M_o$appui de rive

$M_a = 0,5M_o$appui voisin de l'appui de rive

$M_a = 0,4M_o$appui intermédiaire

✓ **ELU**

$M_1 = 0,2M_{oELU} = 2,68\text{KNm}$

$M_2 = 0,5M_{oELU} = 7,17 \text{ KNm}$

$M_3 = 0,4M_{oELU} = 5,74 \text{ KNm}$

$M_4 = 0,4M_{oELU} = 5,74 \text{ KNm}$

$M_5 = 0,4M_{oELU} = 5,74 \text{ KNm}$

$M_6 = 0,4M_{oELU} = 5,74 \text{ KNm}$

$M_7 = 0,5M_{oELU} = 7,17 \text{ KNm}$

$$M_8 = 0,2M_{O_{ELU}} = 2,87 \text{KNm}$$

✓ **ELS:**

$$M_1 = 0,2M_{O_{ELS}} = 1,92 \text{KNm}$$

$$M_2 = 0,5M_{O_{ELS}} = 5,13 \text{KNm}$$

$$M_3 = 0,4M_{O_{ELS}} = 4,10 \text{KNm}$$

$$M_4 = 0,4M_{O_{ELS}} = 4,10 \text{KNm}$$

$$M_5 = 0,4M_{O_{ELS}} = 4,10 \text{KNm}$$

$$M_6 = 0,4M_{O_{ELS}} = 4,10 \text{KNm}$$

$$M_7 = 0,5M_{O_{ELS}} = 5,13 \text{KNm}$$

$$M_8 = 0,2M_{O_{ELS}} = 2,05 \text{KNm}$$

❖ **Moment entravée :**

✓ **Travée de rive:**

$$M_t \geq \text{Max} \left[\begin{array}{l} 1,05 M_o \\ (1+0,3\alpha)M_o \end{array} \right] - \frac{M_w+M_e}{2}$$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_o$$

$$\text{Avec: } \alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0,32$$

✓ **Travée intermédiaire:**

$$M_t \geq \text{Max} \left[\begin{array}{l} 1,05 M_o \\ (1+0,3\alpha)M_o \end{array} \right] - \frac{M_w+M_e}{2}$$

$$M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_o$$

Les efforts obtenus ainsi que les diagrammes des efforts sont présenter dans les tableaux et les diagrammes qui suivant :

Appui	Moment sur appui (KNm)		Travée	Portée Réelle (m)	Moment en travée (KNm)		Effort tranchant (kN)			
	ELU	ELS			ELU	ELS	ELU		ELS	
							T _w	T _e	T _w	T _e
1	-2,68	-1,92	AB	4,00	19,63	14,05	11,33	-16,42	7,38	-12,47
2	-7,17	-5,13	BC	4,00	21,51	15,86	11,11	-17,57	7,03	-13,49
3	-5,74	-4,10	CD	4,00	21,46	15,34	11,47	-17,21	7,39	-13,13
4	-5,74	-4,10	DE	4,00	21,46	15,34	11,47	-17,21	7,39	-13,13
5	-5,74	-4,10	EF	4,00	21,46	15,34	11,47	-17,21	7,39	-13,13
6	-5,74	-4,10	FG	4,00	19,64	13,97	9,55	-17,21	5,82	-12,90
7	-7,17	-5,13	GH	4,00	20,74	14,83	11,83	-16,62	7,75	-12,77
8	-2,87	-2,05								

Tab. III.2: Calcul des efforts internes 7 travées

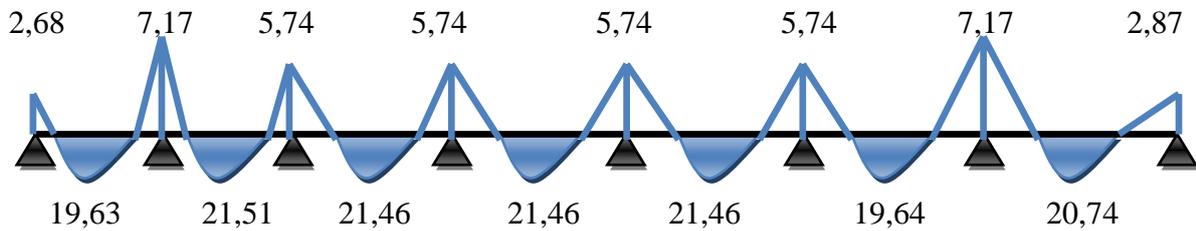


Diagramme des moments dans la poutrelle à sept travées (ELU)

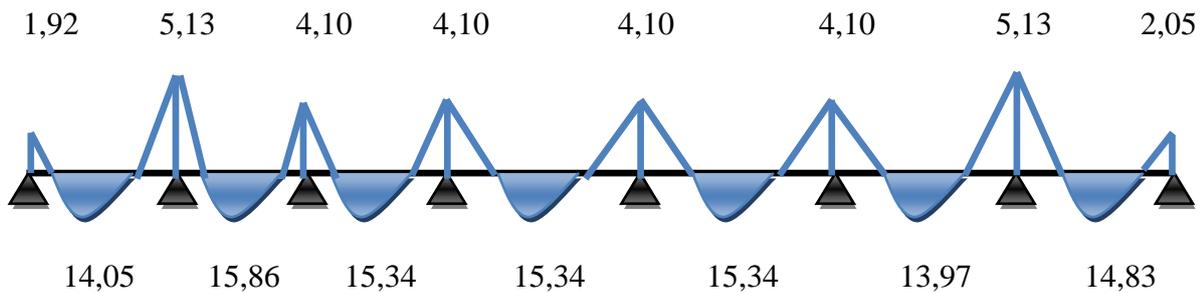


Diagramme des moments dans la poutrelle à sept travées (ELS)

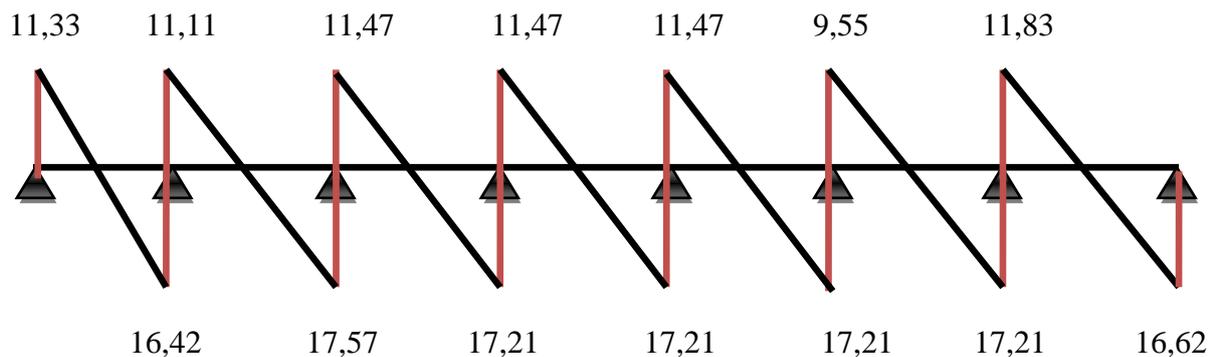


Diagramme des efforts tranchants dans la poutrelle à sept travées (ELU)

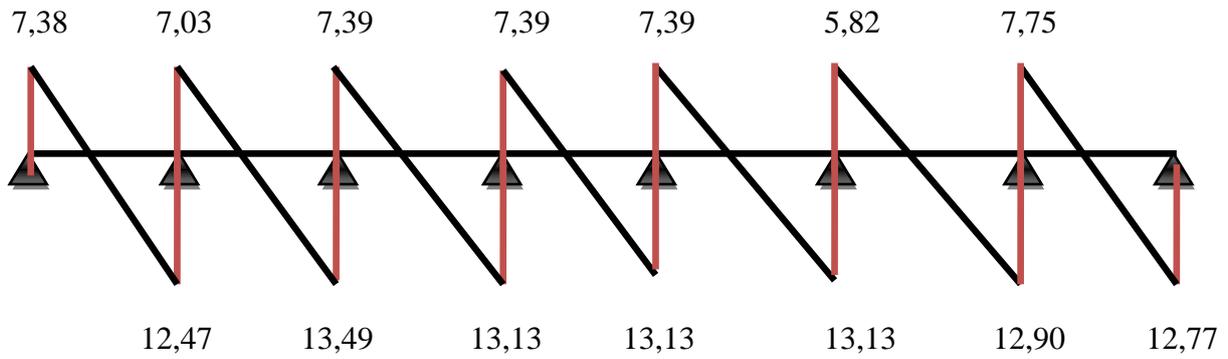


Diagramme des efforts tranchants dans la poutrelle à sept travées (ELS)

poutrelle à 8 travées :

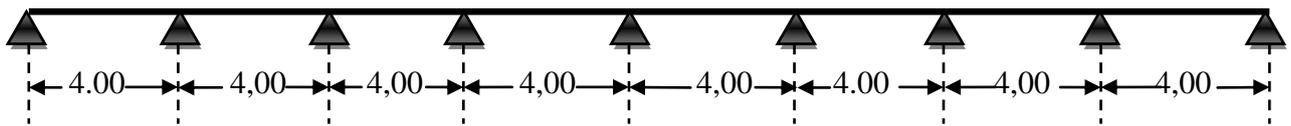


Fig.III.7 : Schéma statique d'une poutrelle à 8 travées

E.L.U : $q_u=7,17$ kN/ml

E.L.S : $q_{ser}= 5,13$ kN/ml

Calcul des moments fléchissant: $M_{0ELU} = \frac{q_u L^2}{8}$ $M_{0ELS} = \frac{q_s L^2}{8}$

L(m)	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00
Travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH	HJ
M_{0ELU} (KN.m)	13,42	14,34	14,34	14,34	14,34	11,94	14,34	14,34
M_{0ELS} (KN.m)	9,60	10,26	10,26	10,26	10,26	8,54	10,26	10,26

Tab.III.3: calcul des moments statiques à l'ELU et à l'ELS

✓ ELU

$$M_1 = 0,2M_{0ELU} = 2,68 \text{ KNm}$$

$$M_2 = 0,5M_{0ELU} = 7,17 \text{ KNm}$$

$$M_3 = 0,4M_{0ELU} = 5,74 \text{ KNm}$$

$$M_4 = 0,4M_{0ELU} = 5,74 \text{ KNm}$$

$$M_5 = 0,4M_{0ELU} = 5,74 \text{ KNm}$$

$$M_6 = 0,4M_{0ELU} = 5,74 \text{ KNm}$$

$$M_7 = 0,5M_{0ELU} = 7,17 \text{ KNm}$$

$$M_8 = 0,5M_{0ELU} = 7,17 \text{ KNm}$$

$M_9 = 0,2M_{O_{ELU}} = 2,87 \text{KNm}$

✓ **ELS:**

$M_1 = 0,2M_{O_{ELS}} = 1,92 \text{KNm}$

$M_2 = 0,5M_{O_{ELS}} = 5,13 \text{KNm}$

$M_3 = 0,4M_{O_{ELS}} = 4,10 \text{KNm}$

$M_4 = 0,4M_{O_{ELS}} = 4,10 \text{KNm}$

$M_5 = 0,4M_{O_{ELS}} = 4,10 \text{KNm}$

$M_6 = 0,4M_{O_{ELS}} = 4,10 \text{KNm}$

$M_7 = 0,5M_{O_{ELS}} = 5,13 \text{KNm}$

$M_8 = 0,5M_{O_{ELS}} = 5,13 \text{KNm}$

$M_9 = 0,2M_{O_{ELS}} = 2,05 \text{KNm}$

Les efforts obtenus ainsi que les diagrammes des efforts sont présenter dans les tableaux et les diagrammes qui suivant :

Appui	Moment sur appui (KNm)		Travée	Portée Réelle (m)	Moment en travée (KNm)		Effort tranchant (kN)				
	ELU	ELS			ELU	ELS	ELU		ELS		
							T _w	T _e	T _w	T _e	
1	-2,68	-1,92	AB	4,00	19,63	14,05	11,33	-	7,38	-	12,47
2	-7,17	-5,13	BC	4,00	21,51	15,86	11,11	-	7,03	-	13,49
3	-5,74	-4,10	CD	4,00	21,46	15,34	11,47	-	7,39	-	13,13
4	-5,74	-4,10	DE	4,00	21,46	15,34	11,47	-	7,39	-	13,13
5	-5,74	-4,10	EF	4,00	21,46	15,34	11,47	-	7,39	-	13,13
6	-5,74	-4,10	FG	4,00	19,64	13,97	9,55	-	5,82	-	12,90
7	-7,17	-5,13	GH	4,00	22,89	16,37	11,83	-	7,75	-	12,77
8	-7,17	-5,13	HJ	4,00	20,74	14,83	15,42	-	9,49	-	11,03
9	-2,87	-2,05									

Tab. III.4: Calcul des efforts internes 8 travées

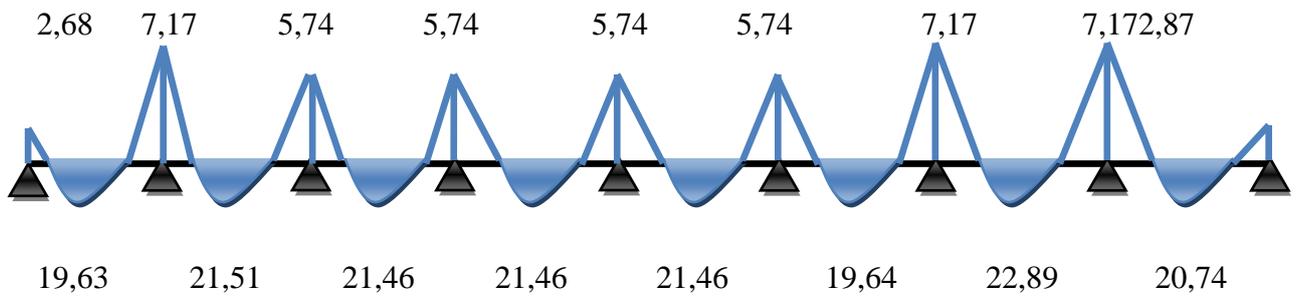


Diagramme des moments dans la poutrelle à huit travées(ELU)

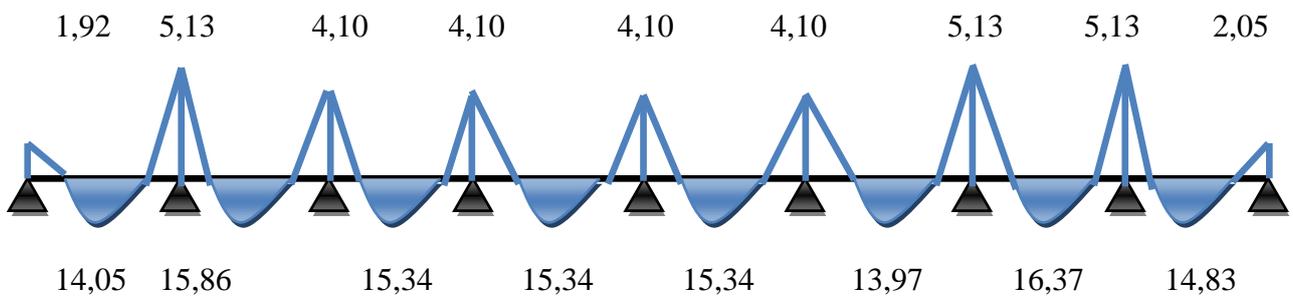


Diagramme des moments dans la poutrelle à huit travées(ELS)

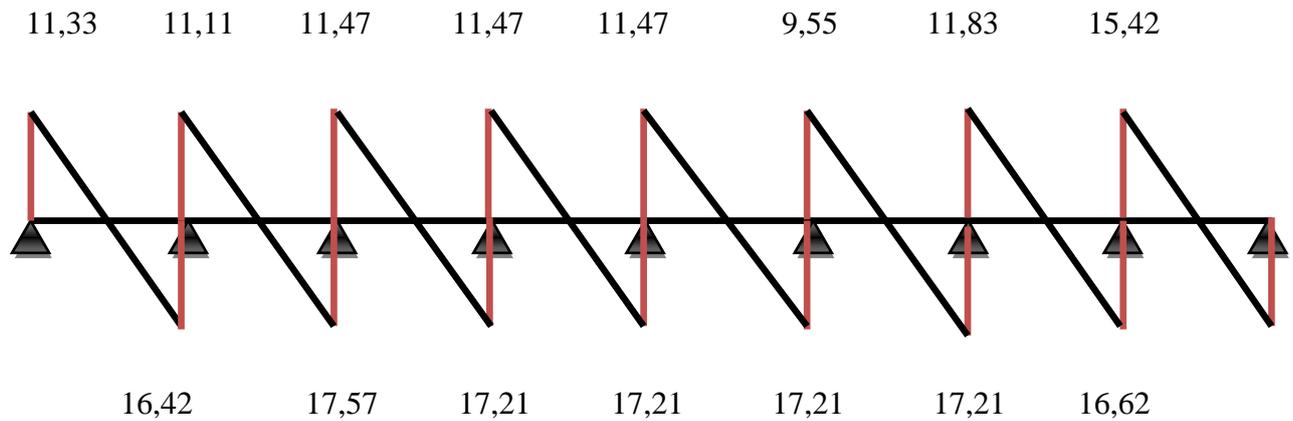


Diagramme des efforts tranchants dans la poutrelle à huit travées (ELU)

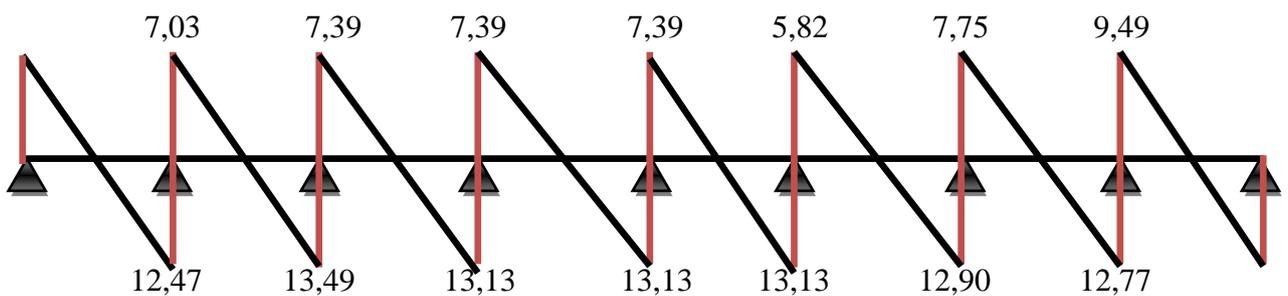


Diagramme des efforts tranchants dans la poutrelle à huit travées (ELS)

b. 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 :

E.L.U : $M_{tu}^{max} = 22,17 \text{KN.m}$
 $M_{au}^{max} = 7,17 \text{KN.m}$
 $T_u^{max} = 17,57 \text{KN}$

E.L.S : $M_{tser}^{max} = 15,86 \text{KN.m}$
 $M_{aser}^{max} = 5,13 \text{KN.m}$
 $T_{ser}^{max} = 12,57 \text{KN}$

b.1. Ferrailage en travée : $M_{tu}^{max} = 22,17 \text{KN.m}$

$h=20\text{cm}$; $h_0=4\text{cm}$; $b=65\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $d=0,9h=18\text{cm}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$

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.

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 58,95 \text{KNm}$$

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	$\sigma_s(\text{MPa})$	$A_s(\text{cm}^2)$
22,17	0,074	Oui	0	0,096	17,31	Oui	10‰	348	3,68

Tab.III.5:Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée

b.1.1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,41 \text{cm}^2$$

$A_s = 3,68 \text{cm}^2 > A_s^{min} = 1,41 \text{cm}^2$ C'est vérifié

Choix : 2T12+1T14 ($A_s=3,80\text{cm}^2$)

b.2. Ferrailage sur appuis :

On a : $M_{au}^{max} = 7,17 \text{kNm} < M_{tab} = 58,95 \text{kNm}$

⇒ 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.

$M_{tu}(kNm)$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(cm^2)$	α	$Z(cm)$	$\mu < 0,186$	ζ_s	$\sigma_s(MPa)$	$A_s(cm^2)$
7,17	0,024	Oui	0	0,03	17,78	Oui	10‰	348	1,16

Tab.III.6: Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis

b.2.1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} \geq 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,26cm^2$$

$$A_s = 1,16cm^2 > A_s^{min} = 0,26cm^2$$

Choix : 2T10 ($A_s = 1,57 cm^2$)

c. Vérifications :

c.1. Effort tranchant :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{max} = 17,57kN$.

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

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

Tel que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0d} = 0,81MPa < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Au voisinage des appuis :

• **Appuis de rives :**

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

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9b_0d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $T_u = 16,85kN$ (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{16,85 \cdot 10^3}{0,9 \times 120 \times 180} = 0,867MPa < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

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

$$A_s = 1,57cm^2 \geq \frac{T_u}{\gamma_s f_e} = 0,48cm^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

• **Appuis intermédiaires :**

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

$$\sigma_b = \frac{T_u^{max}}{0,9b_0d} = \frac{17,57 \cdot 10^3}{0,9 \times 120 \times 180} = 0,904MPa < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Verification des armatures longitudinales**

$$A_s = 1,57 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ud}}{0,9d}}{\sigma_s} = -0,08 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

C.2. 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.

c.2.1. 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 : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Détermination de l'axe neutre :

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

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

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

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

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

- Si $y < h_0 \Rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée
- Si $y > h_0 \Rightarrow$ la distance "y" et le moment d'inertie "I" se Calculent par les formules qui suivent :

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

	$M_{ser}(\text{kNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$A'_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	Vérification
Travée	15,86	3,80	0,79	3,85	12499,71	4,88	Vérifiée
Appuis	5,13	1,57	3,80	2,77	5526,977	2,57	Vérifiée

Tab.III.7: Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS

C.2.2. Vérification de la flèche :

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

Les conditions à vérifier:

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

Avec :

$h=20\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $d=18\text{cm}$; $L= 4,00 \text{ m}$; $M_{tser}= 15,86 \text{ kNm}$; $M_0=10,26\text{kNm}$;
 $A_s= 3,80 \text{ cm}^2$; $f_e=400\text{MPa}$.

Alors:

- $\frac{h}{L} = 0,05 < 0,0625$
 - $\frac{A_s}{b_0 d} = 0,0176 > 0,0105$
 - $\frac{h}{L} = 0,05 < 0,15$
- } non vérifiée

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

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

Tel que : $\bar{f} = \frac{L}{500} = 0,80 \text{ cm}$ ($L < 5\text{m}$)

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

- Position de l'axe neutre « y₁ » [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 « I₀ » [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 :

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

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

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

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{c28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}}$$

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)
15,86	3,80	7,56	0,0176	231,87	2,42	0,97	0,97	24303,86	7986,57	12521,95

Tab.III.8: Récapitulatif du calcul de la flèche

- Calcul des modules de déformation :

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

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,40MPa$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 1,37cm \quad (L = 4,00m)$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 1,89cm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,52cm < \bar{f} = 0,80cm \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

d. Calcul des armatures transversales et l'espacement :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (fe=235MPa)

❖ **«BAEL 91 modifié 99» :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{ij} K}{0,8 fe} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40cm) \\ \bullet \frac{A_t fe}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa \right) \end{array} \right.$$

❖ **“ RPA 99 version 2003 ” :**

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

Avec:

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

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_l \leq \text{Min}(0.571cm; 0.8cm; 1.2cm) = 0.571cm$$

On adopte : $\phi_t = 6mm$

Donc :

❖ **“ BAEL 91 modifié 99 ”:**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,033cm \\ \bullet S_t \leq 16,20cm \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,029cm \end{array} \right.$$

❖ **“ RPA 99 version 2003 ”:**

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

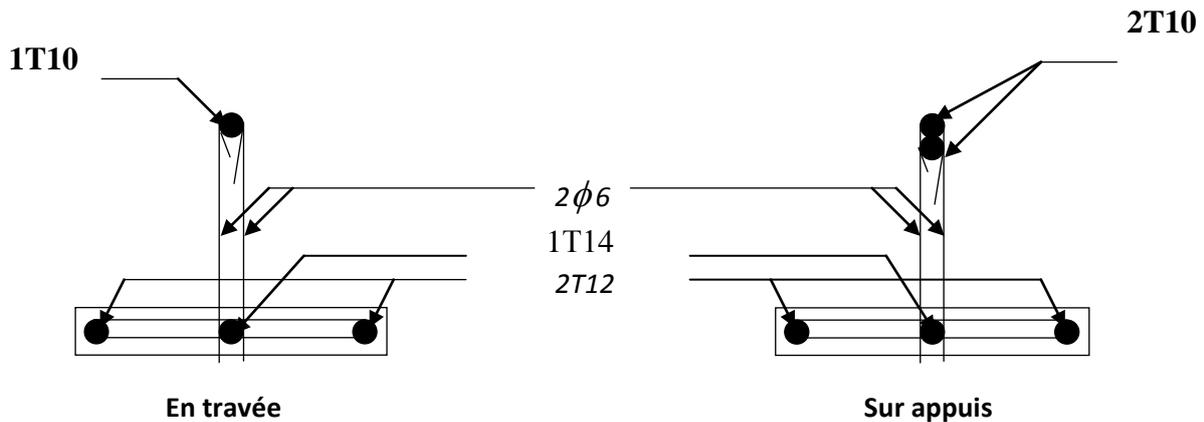
Choix des armatures :

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

Choix des espacements :

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

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



FigIII.8:Ferrailage des poutrelles

e. Ferrailage de la dalle de compression :

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

- 20cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$\text{Si : } \begin{cases} 50 \leq L_1 \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_1 = \frac{4L_1}{fe} & (L_1 \text{ en cm}) \\ L_1 \leq 50\text{cm} \Rightarrow A_2 = \frac{200}{fe} \end{cases}$$

Avec :

L_1 : Distance entre axes des poutrelles ($L_1=65\text{cm}$)

A_1 : Armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP)

A_2 : Armatures parallèles aux poutrelles (AR) ; $A_2 = \frac{A_1}{2}$

$f_e=520\text{MPa}$ (quadrillage de TS.TIE520 $\rightarrow \varnothing \leq 6\text{mm}$)

On a : $L=65\text{cm}$

Donc on obtient : $A_1=0,5\text{cm}^2/\text{ml}$

On prend : $6\text{T}5=1,18\text{cm}^2$

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

Armatures de répartitions :

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,59\text{cm}^2$$

Soit : $6\text{T}5=1,18\text{cm}^2 \rightarrow S_t=20\text{cm}$

Conclusion :

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

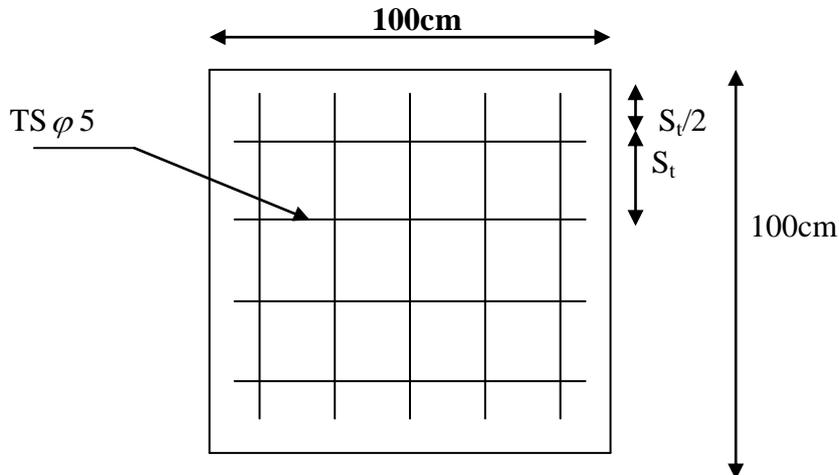


Fig.III.9 : Dispositions constructives des armatures de la dalle de compressions

III.3. LES BALCONS

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastéré dans les poutres.il est calculé comme une console ferrillée en flexion simple.

- **Épaisseur de balcon :**

$$L/15 < e < L/20 + 7 \Rightarrow \text{on a : } L = 1,25 \text{ m}$$

$$8,33 \leq e \leq 13,2$$

on a vu que l'épaisseur ainsi obtenue n'est pas plus pratique alors on doit majorer à **e=15cm**

III.3.1.les charges :**III.3.1.1.Évaluation des charges :**

- Épaisseur de balcon : **e=15cm**
- Les balcons sont sollicités par les actions suivantes :
 - G_1 : charge permanente $G_1 = 5,74 \text{ kN/m}^2$
 - Q_1 : charge d'exploitation $Q_1 = 3,5 \text{ kN/m}^2$
 - G_2 : Charge de garde corps (en maçonnerie) $G_2 = 1,30 \text{ kN/m}^2$
 - Q_2 : Surcharges dus à la main courante $Q_2 = 1 \text{ kN/m}^2$
 - F_p : action accidentelle (force sismique) = 0 ; elle est calculée seulement pour les consoles de plus d'un mètre et demi.

III.3.1.2.calcul des sollicitations :

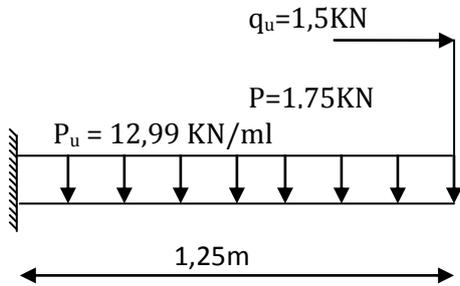
❖ **Combinaison fondamentale :**

- À l'ELU: $p_u = 1.35G_1 + 1.5 Q_1 = 12,99 \text{ kN/ml}$
 $P = 1.35G_2 = 1.75 \text{ kN/ml}$

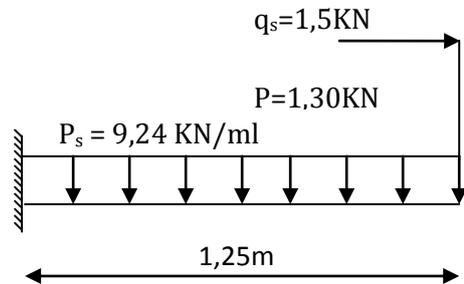
$q_u = 1.5Q_2 = 1.5 \text{ kN/ml}$

- À l'ELS: $p_{ser} = G_1 + Q_1 = 9,24 \text{ kN/ml}$
 $P = G_2 = 1.30 \text{ kN/ml}$

$q_{ser} = Q_2 = 1 \text{ kN/ml}$



« Schéma statique (ELU) »



« schéma statique (ELS) »

❖ **Les moments fléchissant et les efforts tranchants :**

➤ À l'ELU :

$$M_u = \frac{p_u l^2}{2} + pl + q_u = 13,84 \text{ kN.m}$$

$$T_u = p_u l + p = 17,99 \text{ kN}$$

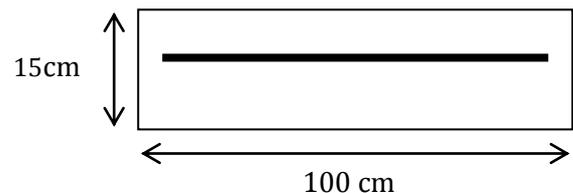
➤ À l'ELS:

$$M_s = \frac{p_{ser} l^2}{2} + pl + q_{ser} = 10,34 \text{ kN.m}$$

$$T_s = p_s l + p = 12,85 \text{ kN}$$

III.3.2.calcul du ferrailage :

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable dans ce cas, le calcul se fait à l'ELU et l'ELS.



a) **Armatures principales :**

$b = 100 \text{ cm}, h = 15 \text{ cm}, d = 13 \text{ cm}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{13,84 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14,2} = 0,058$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_{SR}} = \frac{13,84}{10,34} = 1,34$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440\gamma + 49f_{c28} - 3050$$

D’ou : $\mu_{lu} = 0,29$

$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A'_s = 0$ Section simplement armée

$$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 0.13(1 - 0.6 \times 0.058) = 0.13m$$

$$A_s = \frac{M_u}{z_b f_{ed}} = \frac{13,84 \times 10}{0.13 \times 348} = 3,06cm^2$$

Soit : **4HA12=4,52cm²** avec **St=25cm**

b) Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1.13cm^2$$

Soit: **4HA8=2,01cm²** avec **S_T=25cm**

III.3.3.Vérification à L’ELU :

❖ **condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{min} = \left\{ 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \Rightarrow A_{min} \geq 0.23 \times 1 \times 0.13 \frac{2.1}{400} \times 10^4 = 1.57cm^2$$

$A_s \geq A_{min} \rightarrow$ Condition Vérifiée

❖ **Vérification de la disposition des armatures :(Art824BAEL91)**

• **Armatures longitudinales :**

$$S_t \leq \min (3h, 33cm) = 33cm$$

$$S_t = 25cm < 33cm \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Armatures de répartitions :**

$$S_t \leq \min (4h, 45cm) = 45cm$$

$$S_t = 25cm < 45cm \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de l’effort tranchant :**

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa \right) = 3.25MPa \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{17,99 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0,138MPa$$

$$\tau_u = 0,138 \text{Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3,25 \text{Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de l'adhérence aux appuis :**

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$

$$\Psi_s = 1,5 \text{ pour FeE400}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0,9 d x \sum U_l} = \frac{17,99 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 3,14 \times 4 \times 12} = 1,02 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = 1,02 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

III.3.4. Vérification à L'ELS:

❖ **contrainte de compression dans le béton**

On doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

✦ Contrainte maximale dans le béton comprimé est : $\sigma_{bc} = K.Y$, $K = \frac{M_{ser}}{I}$

✦ Le moment d'inertie est donné par : $I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2]$

✦ Position de l'axe neutre : $\frac{by^2}{2} + 15A'_s(y-d') - 15A_s(d-y) = 0$

Avec : $\eta = 15$ et $A'_s = 0$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Mser (kN.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (N/mm ³)	σ_{bc} Mpa	$\bar{\sigma}_{bc}$ Mpa	observation
10,34	4,52	7545,75	3,57	0,137	4,89	15	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

III.3.5 vérification de la flèche : [3]

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

❖ $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,12 \geq 0,1 \rightarrow \text{condition vérifiée}$

❖ $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,52}{100 \times 13} = 0,0034 \leq \frac{4,2}{400} = 0,011 \rightarrow \text{condition vérifiée}$

❖ $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,15}{1,25} = 0,12 \geq 0,062 \rightarrow \text{condition vérifiée}$

III.3.6. schéma de ferrailage :

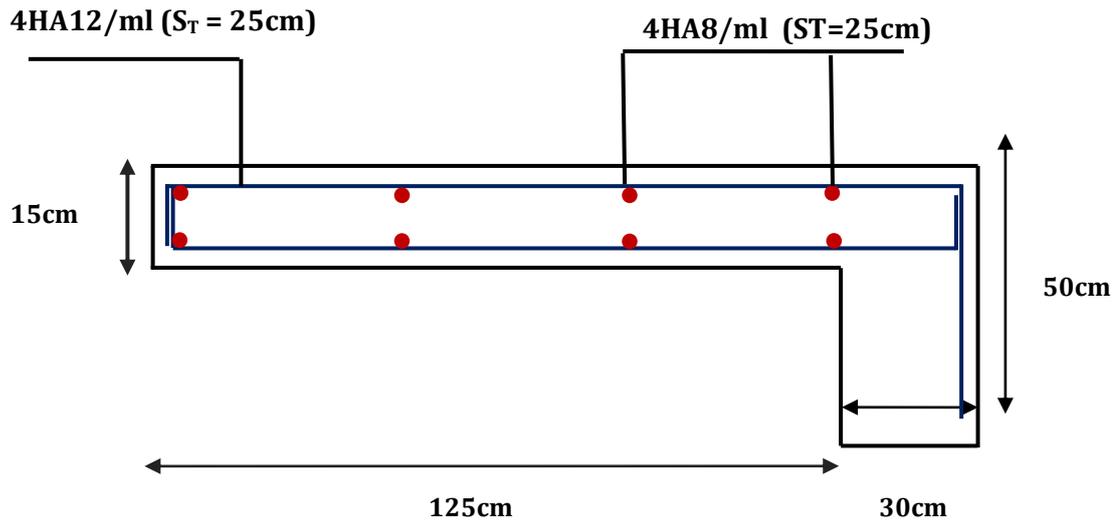


Fig.III.10 : Schéma de ferrailage d'un balcon.

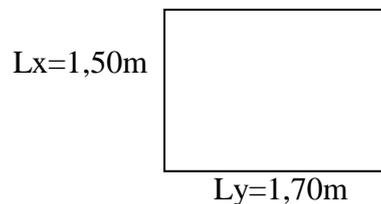
III.4. ETUDE DE LA DALLE MACHINE

III.4.1. INTRODUCTION

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

III.4.2. PRÉDIMENSIONNEMENT

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine. Nous avons deux conditions à vérifier :

a. Résistance à la flexion :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{150}{50} \leq e \leq \frac{150}{40}$$

$$3cm \leq e \leq 3,75cm$$

b. Condition de l'E.N.A :

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est $e \geq 25cm$

On prend : $e = 25cm$

III.4.3. DÉTERMINATION DES CHARGES ET SURCHARGES**a. Charges permanentes :**

- Poids de la dalle machine supportée.....50.00kN/m²
 - Poids propre de la dalle..... $0,25 \times 25 = 6,25 \text{ kN/m}^2$
- $$\underline{G = 56,25 \text{ kN/m}^2}$$

b. Surcharge d'exploitation :

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

III.4.4. COMBINAISON DES CHARGES

$$\underline{\text{E.L.U}} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 77,44 \text{ kN/m}^2$$

$$\underline{\text{E.L.S}} : q_{\text{ser}} = G + Q = 57,25 \text{ kN/m}^2$$

III.4.5. CALCUL DES EFFORTS

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés.

Calcul de "ρ" :

$$0,4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,50}{1,70} = 0,88 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$* M_x = \mu_x q_u L_x^2$$

$$* M_y = \mu_y M_x$$

E.L.U :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0476 \Rightarrow M_x = 8,29 \text{ kNm} \\ \mu_y = 0,7438 \Rightarrow M_y = 6,17 \text{ kNm} \end{cases}$$

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, on obtient les moments suivants :

❖ Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85M_x = 7,05 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 5,24 \text{ kNm}$$

❖ Moments sur appuis :

$$M_{ax} = 0,3M_x = 2,49 \text{ kNm}$$

$$M_{ay} = 0,3M_y = 1,85 \text{ kNm}$$

$$M_a = \text{Max}(M_{ax} ; M_{ay}) = 2,49 \text{ kNm}$$

III.4.6. FEERRAILLAGE DE LA DALLE

Le ferrailage de la dalle machine se fait comme suit :

Pour une bande de 1m, on aura une section (b x h)=(100x25)cm²qui travaille en flexion simple

III.4.6.1. FERRAILLAGE EN TRAVÉE

On a : b=100cm ; h=25cm ; d=0,9h=22,5cm ; c=2cm ; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$

	Sens	M _u (kNm)	μ	A _s ' (cm ²)	Z(cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	7,05	0,0098	0	22,39	0,90	5T8	2,51	20
	y-y	5,24	0,0073	0	22,42	0,67	5T8	2,51	20

Tab.III.9: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage travée

Espacement :(sens x-x)

$$Esp = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min}(3h;33\text{cm}) = 33\text{cm}.....\text{vérifiée}$$

Espacement :(sens y-y)

$$Esp = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min}(4h;45\text{cm}) = 45\text{cm}.....\text{vérifiée}$$

III.4.6.2. FERRAILLAGE SUR APPUIS

On a : b=100cm ; h=25cm ; d=22,5cm ; c=2cm ; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$

M _a (kNm)	μ	A _s '(cm ²)	α	Z(cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
2,49	0,0035	0	0,0044	22,46	0,32	5T8	2,51

Tab.III.10: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage sur appuis

Espacement :

$$Esp = \begin{cases} \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min}(3h;33\text{cm}) = 33\text{cm}(\text{sens } x - x) & \dots\dots\dots\text{vérifiée} \\ \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min}(4h;45\text{cm}) = 45\text{cm}(\text{sens } y - y) & \dots\dots\dots\text{vérifiée} \end{cases}$$

III.4.7. CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES

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

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

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 42,02 \text{kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 38,72 \text{kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 42,02 \text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{42,02 \cdot 10^3}{1000 \times 225} = 0,187 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

III.4.8. VÉRIFICATION À L'E.L.S

a. Vérification des contraintes :

❖ Béton :

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

❖ Acier :

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s \quad ; \eta = 15$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; 150\eta \right) = 240 \text{MPa}$$

Avec : $\eta = 1,6$ pour HA ; $f_e = 400 \text{MPa}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,88 \quad ; \quad q_{ser} = 57,25 \text{kN/m}^2$$

$$* M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2$$

$$* M_y = \mu_y M_x$$

E.L.S :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0546 \Rightarrow M_x = 7,03 \text{kNm} \\ \mu_y = 0,8216 \Rightarrow M_y = 11,95 \text{kNm} \end{cases}$$

❖ Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 5,98 \text{kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 10,16 \text{kNm}$$

❖ **Moments sur appuis :**

$$M_a = \text{Max} (0.3M_x; 0.3 M_y) = 3,05 \text{ kNm}$$

Détermination de la valeur de "y" :

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s (y - c') - nA_s (d - y) = 0 \quad \text{avec: } n = 15$$

Moment d'inertie :

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

Les résultats trouvés dans les deux sens sont regroupés dans le tableau ci-après :

		M_s (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	σ_s (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Travée	(x-x)	5,98	2,51	3,76	14994,123	1,94	vérifiée	144,73	Vérifiée
	(y-y)	10,16	2,51	3,76	14994,123	2,59		139,32	
Appuis		3,05	2,51	3,76	14994,123	0,31		23,06	

Tab.III.11: Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens

b. Vérification de la condition de non fragilité :

$$h=25\text{cm} ; b=100\text{cm} \begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 2,12\text{cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 2\text{cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_0 = 0,8\% \quad \text{pour les barres à haute adhérence} \quad [1] \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,88 \end{cases}$$

Sens L_{x-x} :

Sur appuis : $A_x = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml} > 2,12 \text{ cm}^2$ vérifiée

En travée : $A_x = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml} > 2,12 \text{ cm}^2$ vérifiée

Sens L_{y-y} :

Sur appuis : $A_y = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml} > 2 \text{ cm}^2$ vérifiée

En travée : $A_x = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml} > 2 \text{ cm}^2$ vérifiée

c. Vérification de la flèche :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} * \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ * \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ * \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,17 > 0,0425 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 0,17 > 0,028 \text{ à } 0,037 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 1,115 \cdot 10^{-3} < 5 \cdot 10^{-3} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

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

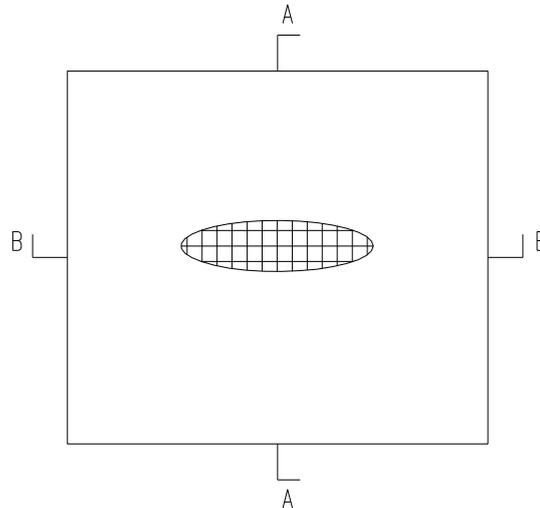


Fig. III.11. Ferrailage de la dalle machine.

III.5. ETUDE DES ESCALIERS

III.5.1. INTRODUCTION

Les escaliers ont pour but de relier les différents niveaux d'une structure par des gradins successifs.

Notre construction comporte un seul type d'escalier.

III.5.2. DEFINITION DES ÉLÉMENTS D'UN ESCALIER

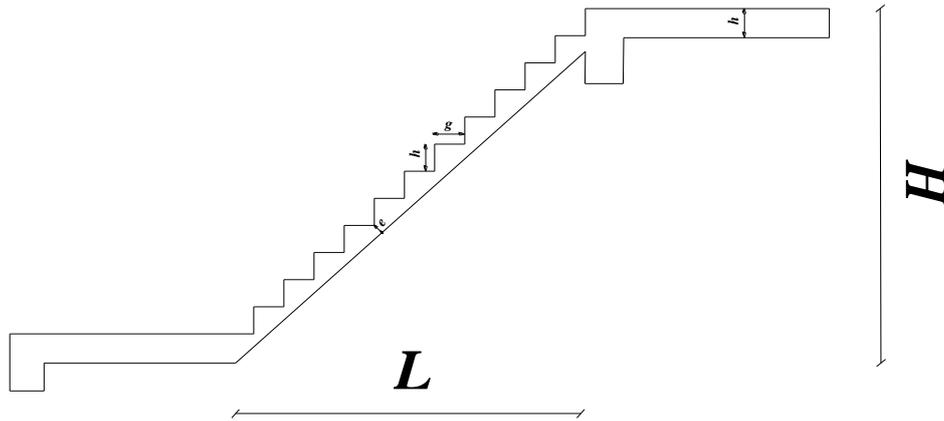
On appelle « marche » la partie horizontale (M) des gradins constituant l'escalier, et « contre marche » la partie verticale (C.M) de ces gradins.

h : Hauteur de la marche.

g : Largeur de la marche.

L : Longueur horizontale de la paillasse.

H : Hauteur verticale de la paillasse.



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 :

$$2h + g = 64 \dots\dots\dots (1)$$

$$n \times h = H \dots\dots\dots (2)$$

$$(n-1)g = L \dots\dots\dots (3)$$

Avec :

n : Le nombre des contre marches

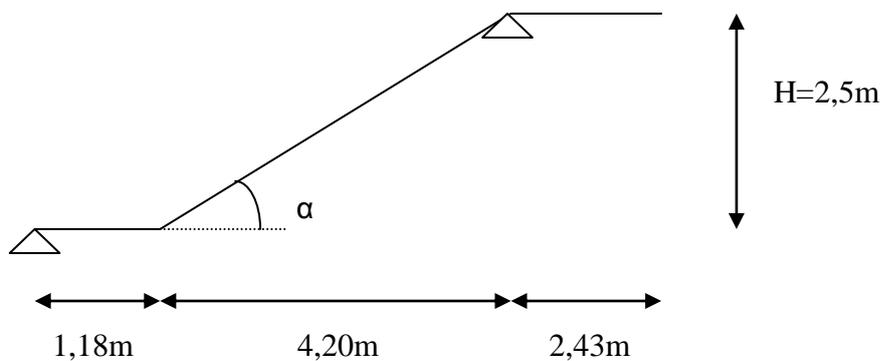
$(n-1)$: Le nombre des marches

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

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

n : La racine de l'équation

➤ **1^{er} cas schéma statique de l'escalier : RDC et 1^{er} étage**



Ce type d'escalier est composé de deux volées et un palier intermédiaire.

$$64n^2 - n 984 + 500 = 0$$

Solution :

$n_1=0,53$refusée.

$n_2=14,85$

Donc on prend :

- le nombre de contre marche $n=15$
- le nombre des marches $n-1=14$

Alors :

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

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

a. Vérification de l'équation de "BLONDEL" :

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

b. Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

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

Avec :

$$l = \sqrt{L^2 + H^2} + 1,00 = \sqrt{(4,20)^2 + (2,50)^2} + 1,00 = 5,89m$$

$$\Rightarrow 19,63 \leq e \leq 29,45cm$$

On prend donc l'épaisseur $e=20$ cm

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

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

c. Angle d'inclinaison de la paillasse :

$$tg \alpha = \frac{H}{L} = \frac{250}{420} = 0,59 \Rightarrow \alpha = 30,76^\circ$$

III.5.3. EVALUATION DES CHARGES

a. Palier :

a. 1. Charges permanentes :

- Carrelage (e=2cm) 0,44 KN/m²
- Mortier de pose (e=2cm) 0,40 KN/m²

- Lit de sable (e=3cm) 0,54 KN/m²
 - Dalle pleine (e=20cm) 5,00 KN/m²
 - Enduit en ciment (e=2cm) 0.36 KN/m²
- G₁=6,74 KN/m²**

a. 2. Charge d'exploitation :

Q₁=2,50 KN/m²

b. Paillasse :

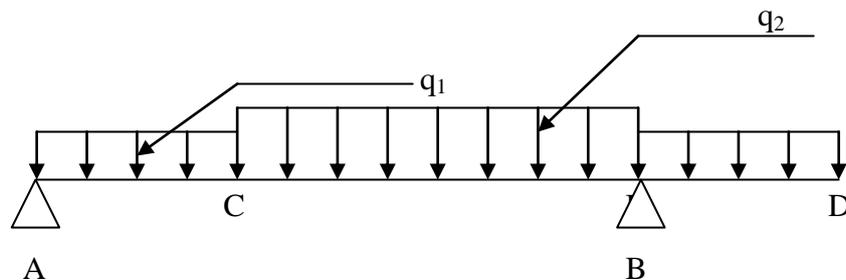
b. 1. Charges permanentes:

- Poids propre de la paillasse $\left(\frac{25 \times 0,20}{\cos 30,76} \right) =$ 5,82 KN/m²
 - Carrelage (e=2cm) 0,44 KN/m²
 - Mortier de pose (e=2cm) 0,40 KN/m²
 - Poids propre de la marche $\frac{25 \times 0,17}{2} =$ 2,13 KN/m²
 - Garde corps 1,00 KN/m²
 - Enduit en ciment (e=2cm) 0,36 KN/m²
- G₂=10,15 KN/m²**

b. 2. Charge d'exploitation :

Q₂=2,50 KN/m²

III.5.4. SCHEMA STATIQUE



III.5.5. 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 de la rampe pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

	q ₁ (KN/ml)	q ₂ (KN/ml)
ELU	12,85	17,45
ELS	9,24	12,65

Tab III.12 : Charge à l'ELU et l'ELS

III.5.6. CALCUL DES EFFORTS

▪ **ELU :**

$$R_A + R_B = (12,85 \times 1,18) + (17,45 \times 4,2) + (12,85 \times 2,43) = 119,68 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A = 0 \rightarrow 5,38 R_B - 455,27 = 0 \rightarrow R_B = 84,62 \text{ KN}$$

$$\rightarrow R_A = 119,68 - 84,62 = 35,06 \text{ KN}$$

Donc :

$$R_A = 35,06 \text{ KN} ; R_B = 84,62 \text{ KN}$$

Calcul des moments :

1- Tronçon A-C : $0 \leq x \leq 1,18\text{m}$

$$M(x) = R_A \cdot x - 12,85 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0$$

$$M(1,18) = 32,42 \text{ KNm}$$

2- Tronçon C-B : $0 \leq x \leq 4,2\text{m}$

$$M(x) = R_A \cdot (x + 1,18) - 12,85 \cdot 1,18 \left(\frac{1,18}{2} + x \right) - 17,45 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 32,42 \text{ KNm}$$

$$M(4,2) = -41,44 \text{ KNm}$$

Le moment max est dans le tronçon C-B

$$\frac{dM(x)}{d(x)} = 0 \Rightarrow x = 1,14\text{m}$$

$$M(1,14) = 43,77 \text{ KNm}$$

3- Tronçon D-B : $0 \leq x \leq 2,43\text{m}$

$$M(x) = -12,85 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0$$

$$M(2,43) = -37,94 \text{ KNm}$$

Calcul de l'effort tranchant :

1- Tronçon A-C : $0 \leq x \leq 1,18\text{m}$

$$T(x) = -R_A + 12,85 \cdot x$$

$$T(0) = -35,06 \text{ KN}$$

$$T(1,18) = -19,9 \text{ KN}$$

2- Tronçon C-B : $0 \leq x \leq 4,2\text{m}$

$$T(x) = -R_A + 12,85 \cdot 1,18 + 17,45x$$

$$T(0) = -19,9 \text{ KN}$$

$$T(4,2) = 53,39 \text{ KN}$$

3- Tronçon D-B : $0 \leq x \leq 2,43\text{m}$

$$T(x) = -12,85 \cdot x$$

$$T(0) = 0$$

$$T(2,43) = -31,22 \text{ KN}$$

▪ **ELS :**

$$R_A + R_B = (9,24 \times 1,18) + (12,65 \times 4,2) + (9,24 \times 2,43) = 86,49 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A = 0 \rightarrow 5,38 R_B - 328,78 = 0 \rightarrow R_B = 61,11 \text{ KN}$$

$$\rightarrow R_A = 86,49 - 61,11 = 25,38 \text{ KN}$$

Donc :

$$R_A = 25,38 \text{ KN} ; R_B = 61,11 \text{ KN}$$

Calcul des moments :

1- Tronçon A-C : $0 \leq x \leq 1,18\text{m}$

$$M(x) = R_A \cdot x - 9,24 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0$$

$$M(1,18) = 23,51 \text{ KNm}$$

2- Tronçon C-B : $0 \leq x \leq 4,2\text{m}$

$$M(x) = R_A \cdot (x + 1,18) - 9,24 \cdot 1,18 \left(\frac{1,18}{2} + x \right) - 12,65 \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 23,51 \text{ KNm}$$

$$M(4,2) = -27,25 \text{ KNm}$$

Le moment max est dans le tronçon C-B

$$\frac{dM(x)}{d(x)} = 0 \Rightarrow x = 1,14m$$

$$M(1,14) = 31,80 \text{ KNm}$$

3- Tronçon D-B : $0 \leq x \leq 2,43m$

$$M(x) = -9,24 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0$$

$$M(2,43) = -27,28 \text{ KNm}$$

Calcul de l'effort tranchant :

1- Tronçon A-C : $0 \leq x \leq 1,18m$

$$T(x) = -R_A + 9,24 \cdot x$$

$$T(0) = -25,38 \text{ KN}$$

$$T(1,18) = -14,48 \text{ KN}$$

2- Tronçon C-B : $0 \leq x \leq 4,2m$

$$T(x) = -R_A + 9,24 \cdot 1,18 + 12,65x$$

$$T(0) = -14,48 \text{ KN}$$

$$T(4,2) = 38,65 \text{ KN}$$

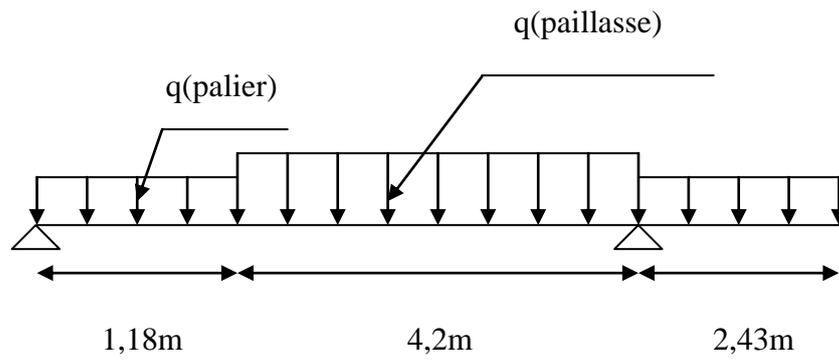
3- Tronçon D-B : $0 \leq x \leq 2,43m$

$$T(x) = -9,24 \cdot x$$

$$T(0) = 0$$

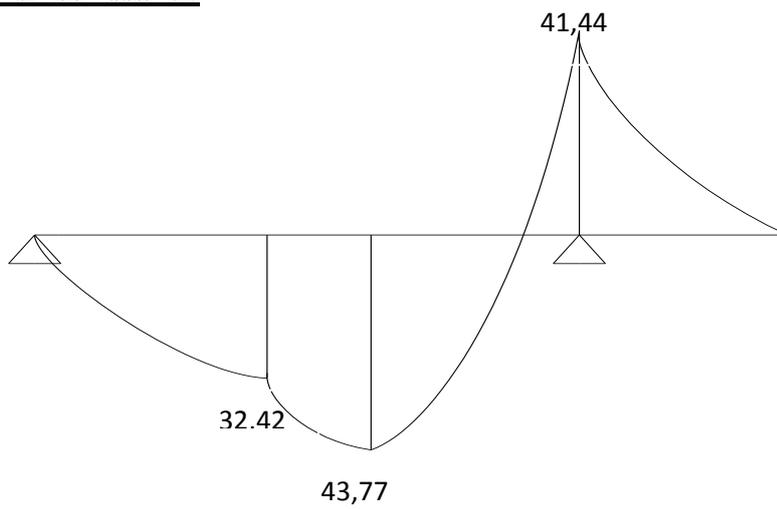
$$T(2,43) = -22,45 \text{ KN}$$

III.5.7. DIAGRAMME DES EFFORTS INTERNES

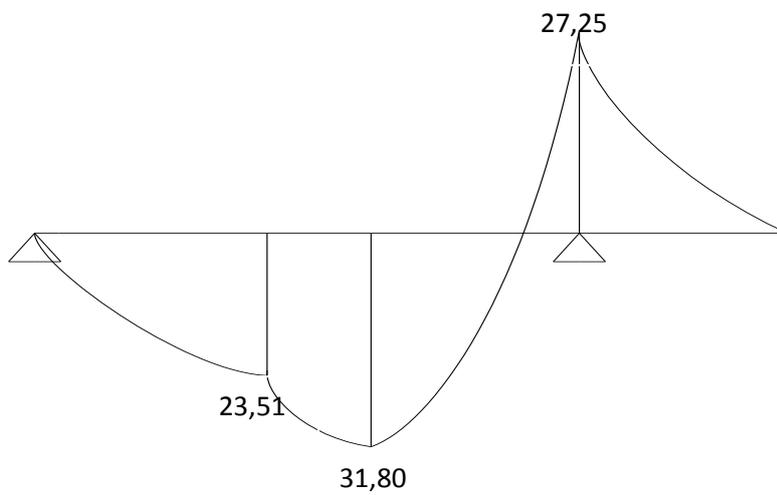


▪ Moment fléchissant :

E.L.U :

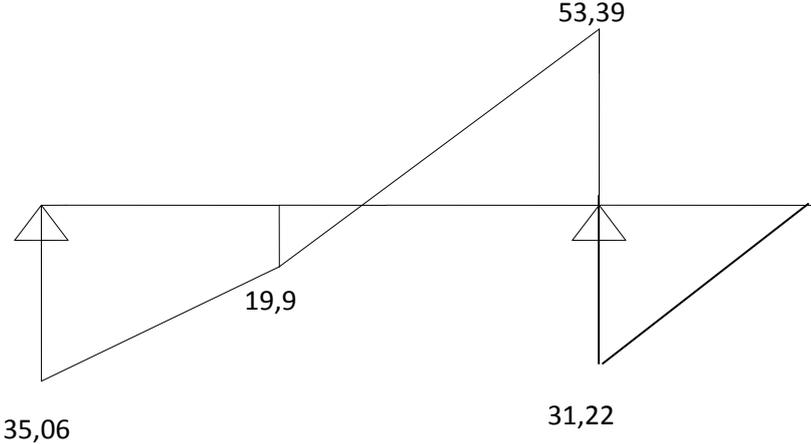


E.L.S :

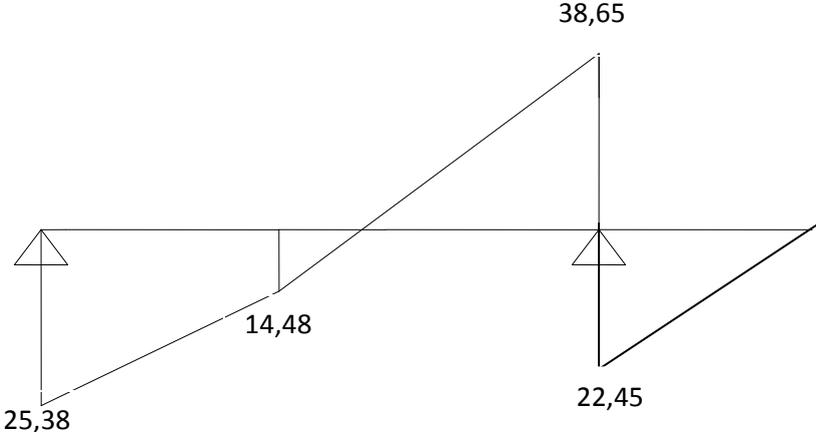


▪ Effort tranchant :

E.L.U :



E.L.S :



III.5.8. CALCUL DES ARMATURES

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h)
 Tel que : b=100 cm ; h=20 cm

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

$$f_{c28} = 25MPa ; f_{bc} = 14,17MPa ; f_{t28} = 2,10MPa ; \gamma_b = 1,5 ; d = 0,9h = 18 \text{ cm}$$

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

	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	43,77	0,0953	Oui	0	0,125	17,1	7,35	4T10+ 4T12	7,66
Appuis	41,44	0,0902	Oui	0	0,118	17,15	6,94	4T10+ 4T14	7,66

Tab III.13 : Ferrailage de l'escalier

Espacement :

- **En travée :** $esp \leq \frac{100}{7} = 14,29cm$

On prend : esp =15 cm

- **Sur appui :** $esp \leq \frac{100}{7} = 14,29cm$

On prend : esp =15 cm

Armature de répartition :

- **En travée :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,915cm^2 / ml \leq A_r \leq 3,83cm^2 / ml$

Le choix est de **8T6 = 2,26 cm²** avec $S_t = 14,29 \text{ cm}$

- **Sur appui :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,915cm^2 / ml \leq A_r \leq 3,83cm^2 / ml$

Le choix est de **8T6 = 2,26 cm²** avec $S_t = 14,29 \text{ cm}$

III.5.9. VÉRIFICATIONS

a. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,17cm^2$$

En travée : $A_s = 7,66cm^2 > A_s^{min} = 2,26cm^2 \dots\dots\dots$ vérifiée

Sur appui : $A_s = 7,66cm^2 > A_s^{min} = 2,26cm^2 \dots\dots\dots$ vérifiée

b. Effort tranchant :

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

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

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{53,39 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,30MPa < \bar{\tau}_u = 3,33MPa \dots\dots\dots$$
vérifiée

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

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

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

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

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 53,39.10^3 - \frac{41,44.10^6}{0,9 \times 180} = -202412,47KN < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

▪ **Vérification des armatures transversales :**

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = 0,30MPa < 0,05f_{c28} = 1,25MPa \dots\dots\dots$$
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 :

$$n=15 ; c'=2\text{cm} ; d=18\text{cm} ; b=100\text{cm} ; A'_s=0$$

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} (KNm)	A _s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
Travée	31,80	7,66	5,48	23496,17	7,42	Vérifiée
Appui	27,25	7,66	5,48	23496,17	6,35	Vérifiée

TabIII.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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{589} = 0,034 \leq 0,0625 \quad \text{non vérifiée} \\ \frac{7,66}{100 \times 18} = 0,0042 \leq 0,0105 \quad \text{vérifiée} \\ 0,034 \leq 0,1037 \quad \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

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

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

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = 0,5 + \frac{L(cm)}{1000} \end{array} \right. \quad L = 5,89 \text{ m} > 5 \text{ m}$$

• **Moment d'inertie de la section homogène I₀ :**

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

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

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

$E_i=32164,20\text{MPa}$; $E_v=10721,40\text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

M_{ser} (KNm)	A_s (cm^2)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)
31,80	7,66	0,0043	230,63	4,88	1,95	0,394	74020,27	27858,40	41859,56

Tab .III.15 : Vérification de la flèche de l'escalier

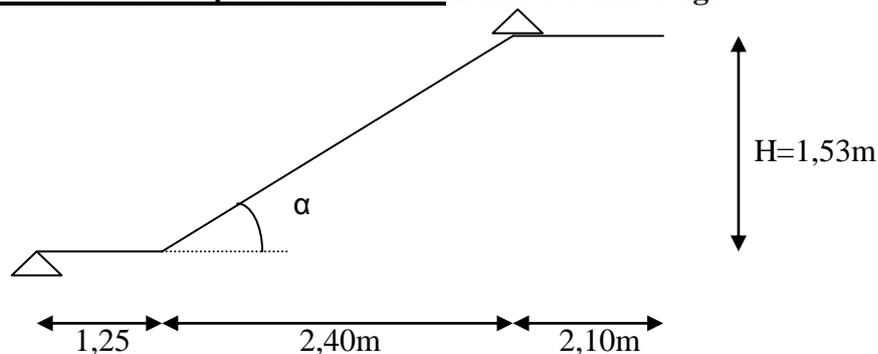
Donc :

$$\left. \begin{matrix} f_i = 0,12\text{cm} \\ f_v = 0,25\text{cm} \end{matrix} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,13\text{cm}$$

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} = 0,5 + \frac{589}{1000} = 1,089\text{cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,13\text{cm} < \bar{f} = 1,089\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

➤ **2eme cas schéma statique de l'escalier : 2 eme à 7 eme étages**



Ce type d'escalier est composé de deux volées et un palier intermédiaire.

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

Solution :

$$n_1 = 0,53 \dots \dots \dots \text{refusée.}$$

$$n_2 = 9,00$$

Donc on prend :

- le nombre de contre marche $n = 9$
- le nombre des marches $n-1 = 8$

Alors :

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

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

d. Vérification de l'équation de "BLONDEL" :

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

e. Détermination de l'épaisseur de la paille :

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

Avec :

$$l = \sqrt{L^2 + H^2} + 1,00 = \sqrt{(2,40)^2 + (1,53)^2} + 1,00 = 3,85m$$

$$\Rightarrow 12,83 \leq e \leq 19,25cm$$

On prend donc l'épaisseur $e = 15$ cm

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

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

f. Angle d'inclinaison de la paille :

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0,64 \Rightarrow \alpha = 32,52^\circ$$

III.5.9. EVALUATION DES CHARGES

b. Palier :

b. 1. Charges permanentes :

- Carrelage (e=2cm)	0,44 KN/m ²
- Mortier de pose (e=2cm)	0,40 KN/m ²
- Lit de sable (e=3cm)	0,54 KN/m ²
- Dalle pleine (e=15cm)	3,75 KN/m ²
- Enduit en ciment (e=2cm)	0.36 KN/m ²
	G₁= 5,49 KN/m²

c. 2. Charge d'exploitation :

Q₁=2,50 KN/m²

d. Paillasse :

c. 1. Charges permanentes:

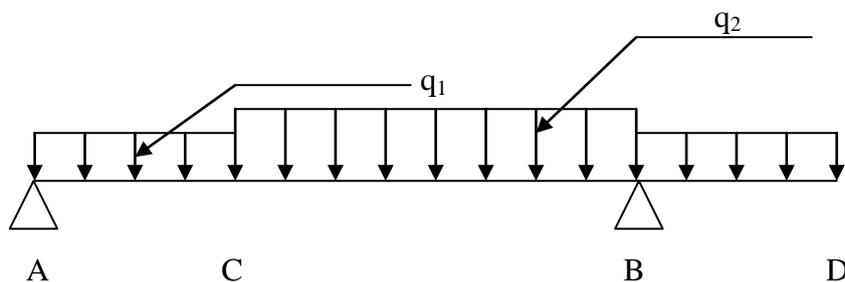
- Poids propre de la paillasse $\left(\frac{25 \times 0,17}{\cos 32,52} \right) =$	5,04 KN/m ²
- Carrelage (e=2cm)	0,44 KN/m ²
- Mortier de pose (e=2cm)	0,40 KN/m ²
- Poids propre de la marche $\frac{25 \times 0,17}{2} =$	2,12 KN/m ²
- Garde corps	1,00 KN/m ²
- Enduit en ciment (e=2cm)	0,36 KN/m ²

G₂=9,36 KN/m²

c. 2. Charge d'exploitation :

Q₂=2,50 KN/m²

III.5.4. SCHÉMA STATIQUE



III.5.10. 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 de la rampe pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

	q ₁ (KN/ml)	q ₂ (KN/ml)
ELU	11,16	16,39
ELS	7,99	11,86

Tab III.16 : Charge à l'ELU et l'ELS

III.5.11. CALCUL DES EFFORTS

▪ **ELU :**

$$R_A + R_B = (11,16 \times 1,25) + (16,39 \times 2,40) + (11,16 \times 2,10) = 76,72 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A = 0 \rightarrow 3,65 R_B - 215,24 = 0 \rightarrow R_B = 58,97 \text{ KN}$$

$$\rightarrow R_A = 76,72 - 58,97 = 17,75 \text{ KN}$$

Donc :

$$R_A = 17,75 \text{ KN} ; R_B = 58,97 \text{ KN}$$

Calcul des moments :

1- Tronçon A-C : $0 \leq x \leq 1,25\text{m}$

$$M(x) = R_A \cdot x - 11,16 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0$$

$$M(1,25) = 13,47 \text{ KNm}$$

2- Tronçon C-B : $0 \leq x \leq 2,4\text{m}$

$$M(x) = R_A \cdot (x + 1,25) - 11,16 \cdot 1,25 \left(\frac{1,25}{2} + x \right) - 16,39 \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 13,47 \text{ KNm}$$

$$M(2,4) = -24,61 \text{ KNm}$$

Le moment max est dans le tronçon C-B

$$\frac{dM(x)}{d(x)} = 0 \Rightarrow x = 0,23\text{m}$$

$$M(0,23) = 13,91 \text{ KNm}$$

3- Tronçon D-B : $0 \leq x \leq 2,10\text{m}$

$$M(x) = -11,16 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0$$

$$M(2,10) = -24,61 \text{ KNm}$$

Calcul de l'effort tranchant :

1- Tronçon A-C : $0 \leq x \leq 1,25\text{m}$

$$T(x) = -R_A + 11,16 \cdot x$$

$$T(0) = -17,75 \text{ KN}$$

$$T(1,25) = -3,80 \text{ KN}$$

2- Tronçon C-B : $0 \leq x \leq 2,4\text{m}$

$$T(x) = -R_A + 11,16 \cdot 1,25 + 16,39x$$

$$T(0) = -3,80 \text{ KN}$$

$$T(2,4) = 35,54 \text{ KN}$$

3- Tronçon D-B : $0 \leq x \leq 2,10\text{m}$

$$T(x) = -11,16 \cdot x$$

$$T(0) = 0$$

$$T(2,1) = -23,44 \text{ KN}$$

▪ **ELS :**

$$R_A + R_B = (7,99 \times 1,25) + (11,86 \times 2,40) + (7,99 \times 2,10) = 55,23 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A = 0 \rightarrow 3,65 R_B - 154,84 = 0 \rightarrow R_B = 42,42 \text{ KN}$$

$$\rightarrow R_A = 55,23 - 42,42 = 12,81 \text{ KN}$$

Donc :

$$R_A = 12,81 \text{ KN} ; R_B = 42,42 \text{ KN}$$

Calcul des moments :

1- Tronçon A-C : $0 \leq x \leq 1,25\text{m}$

$$M(x) = R_A \cdot x - 7,99 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0$$

$$M(1,25) = 9,77 \text{ KNm}$$

2- Tronçon C-B : $0 \leq x \leq 2,4\text{m}$

$$M(x) = R_A \cdot (x + 1,25) - 7,99 \cdot 1,25 \left(\frac{1,25}{2} + x \right) - 11,86 \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 9,77 \text{ KNm}$$

$$M(2,4) = -17,61 \text{ KNm}$$

Le moment max est dans le tronçon C-B

$$\frac{dM(x)}{d(x)} = 0 \Rightarrow x = 0,23m$$

$$M(0,23) = 10,11 \text{ KNm}$$

3- Tronçon D-B : $0 \leq x \leq 2,10m$

$$M(x) = -7,99 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0$$

$$M(2,10) = -17,62 \text{ KNm}$$

Calcul de l'effort tranchant :

1- Tronçon A-C : $0 \leq x \leq 1,25m$

$$T(x) = -R_A + 7,99 \cdot x$$

$$T(0) = -12,81 \text{ KN}$$

$$T(1,25) = -2,82 \text{ KN}$$

2- Tronçon C-B : $0 \leq x \leq 2,4m$

$$T(x) = -R_A + 7,99 \cdot 1,25 + 11,86x$$

$$T(0) = -2,82 \text{ KN}$$

$$T(2,4) = 25,64 \text{ KN}$$

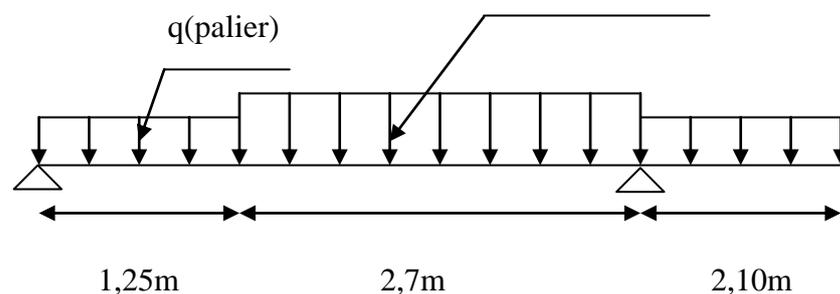
3- Tronçon D-B : $0 \leq x \leq 2,10m$

$$T(x) = -7,99 \cdot x$$

$$T(0) = 0$$

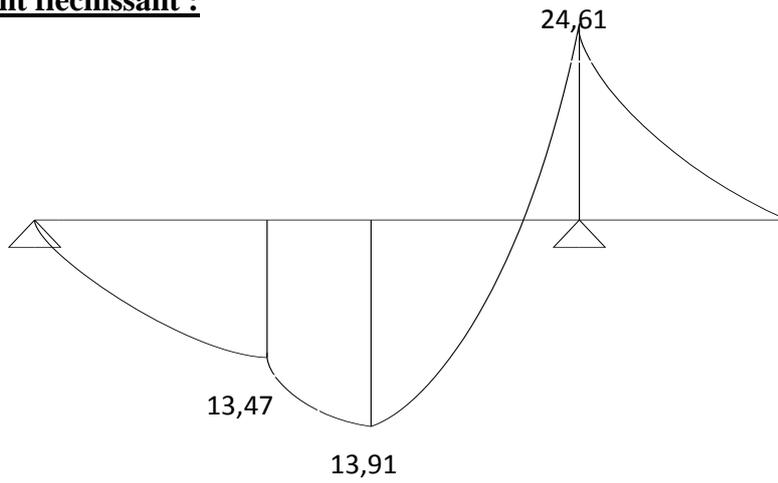
$$T(2,1) = -16,78 \text{ KN}$$

III.5.12. DIAGRAMME DES EFFORTS INTERNES q(paillasse)

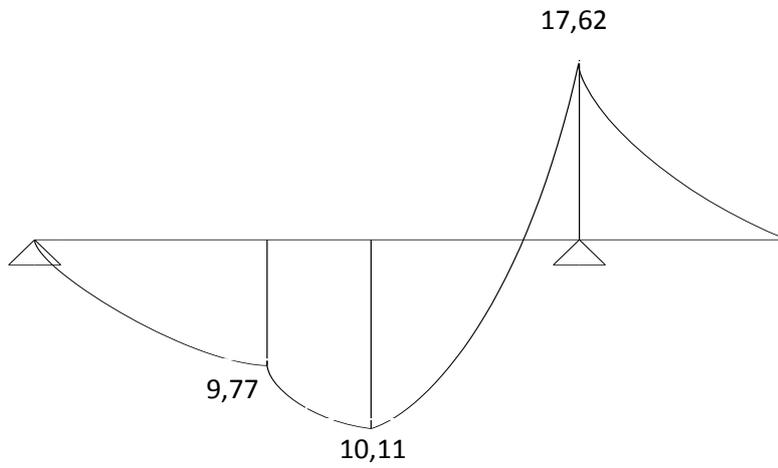


▪ Moment fléchissant :

E.L.U :

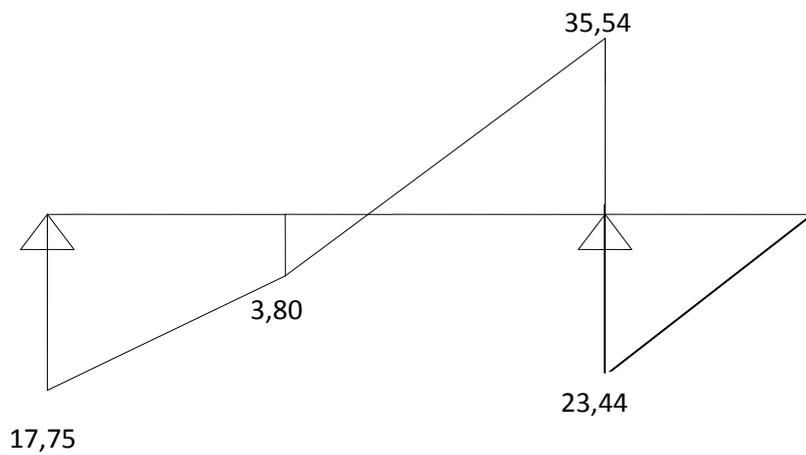


E.L.S :

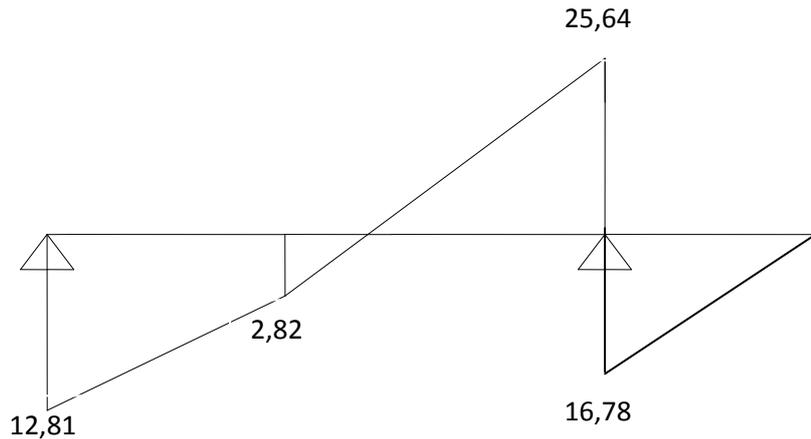


▪ Effort tranchant :

E.L.U :



E.L.S :



III.5.13. CALCUL DES ARMATURES

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h)
 Tel que : b = 100 cm ; h = 17 cm

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

$f_{c28} = 25MPa ; f_{bc} = 14,17MPa ; f_{t28} = 2,10MPa ; \gamma_b = 1,5 ; d = 0,9h = 15,3 \text{ cm}$

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

	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	13,91	0,0419	Oui	0	0,053	14,98	2,69	6T12	6,79
Appuis	24,61	0,0741	Oui	0	0,096	14,71	4,80	6T12	6,79

Tab. III.17 : Ferrailage de l'escalier

Espacement :

▪ **En travée :** $esp \leq \frac{100}{5} = 20cm$

On prend : esp = 20 cm

▪ **Sur appui :** $esp \leq \frac{100}{5} = 20cm$

On prend : esp = 20 cm

Armature de répartition :

▪ **En travée :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,69cm^2 / ml \leq A_r \leq 3,39cm^2 / ml$

Le choix est de **6T6 = 1,70 cm²** avec $S_t = 20$ cm

▪ **Sur appui :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,69cm^2 / ml \leq A_r \leq 3,39cm^2 / ml$

Le choix est de **6T6 = 1,70 cm²** avec $S_t = 20$ cm

III.5.9. VÉRIFICATIONS

d. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,85cm^2$$

En travée : $A_s = 6,79cm^2 > A_s^{min} = 1,85cm^2$ vérifiée

Sur appui : $A_s = 6,79cm^2 > A_s^{min} = 1,85cm^2$ vérifiée

e. Effort tranchant :

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

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

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{35,54 \times 10^3}{1000 \times 153} = 0,23MPa < \bar{\tau}_u = 3,33MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

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

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

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

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

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 35,54.10^3 - \frac{13,91.10^6}{0,9 \times 153} = -65476,70KN < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

▪ **Vérification des armatures transversales :**

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = 0,23MPa < 0,05 f_{c28} = 1,25MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

f. **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.

▪ **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 :

$$n=15 ; c'=2cm ; d=15,3cm ; b=100cm ; A_s'=0$$

On doit vérifier que:

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

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

	M _{ser} (KNm)	A _s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
Travée	10,11	6,79	4,66	14903,55	3,16	Vérifiée
Appui	17,62	6,79	4,66	14903,55	5,51	Vérifiée

Tab. III.18 : Vérification à l'E.L.S

▪ **Vérification de la flèche :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{17}{385} = 0,044 \leq 0,0625 \quad \text{non vérifiée} \\ \frac{6,79}{100 \times 15,3} = 0,0044 \leq 0,0105 \quad \text{vérifiée} \\ 0,044 \leq 0,1037 \quad \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

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

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

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L(cm)}{500} \end{cases} \quad L = 3,85 \text{ m} < 5 \text{ m}$$

• **Moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

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

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

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

$E_i=32164,20\text{MPa}$; $E_v=10721,40\text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
10,11	6,79	0,0044	97,32	4,77	1,91	0,036	45651,21	42856,94	42714,18

Tab. III.19 : Vérification de la flèche de l'escalier

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0,11cm \\ f_v = 0,32cm \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,21cm$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{385}{500} = 0,77cm$$

$\Rightarrow \Delta f_T = 0,21cm < \bar{f} = 0,77cm \dots\dots\dots$ vérifiée.

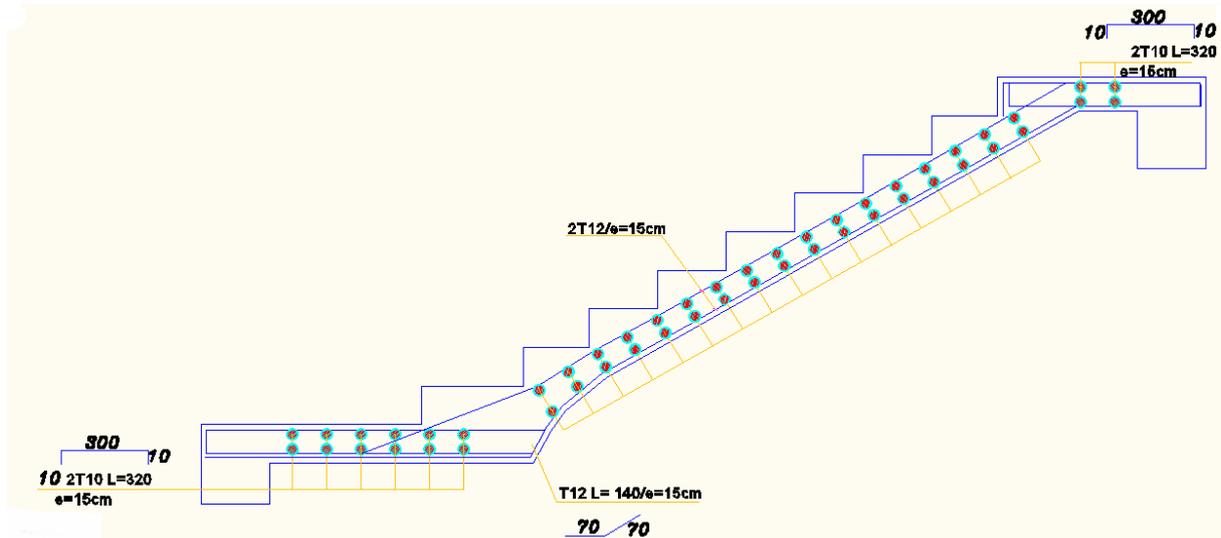


Fig.III.11 : Ferrailage des escaliers

2^{ème} cas :

a. Etude des poutrelles :

Pour notre ouvrage on a trois (03) types de poutrelles:

- Poutrelle à une seule travée
- Poutrelle à 02 travées
- Poutrelle à 06 travées

a .1 Dimensions de la poutrelle :

$$\frac{1}{25} \leq \frac{h}{L} \leq \frac{1}{20} \quad [3] \Rightarrow \frac{400}{25} \leq h \leq \frac{400}{20}$$

$$\Rightarrow 16,00 \leq h \leq 20,00cm$$

$$\Rightarrow \begin{cases} h = 20cm & ; & h_0 = 4cm \\ b = 65cm & ; & b_0 = 12cm \\ c = \frac{b - b_0}{2} = 26,5cm \end{cases}$$

➤ Pour les blocs A et C : (Poutrelle à 06 travées)

Poutrelle à 6 travées :

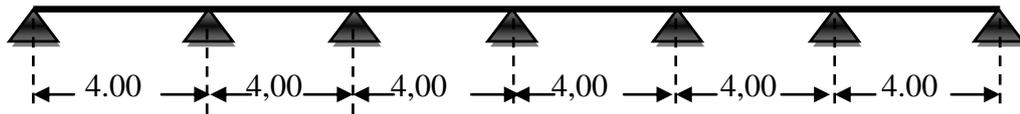


Fig. III.12 : Schéma statique d'une poutrelle à 6 travées

Calcul des moments fléchissant:

E.L.U : q_u=7,17 kN/ml

E.L.S : q_{ser}= 5,13 kN/ml

L(m)	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00
Travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG
Mo_{ELU}(KN.m)	13,42	14,34	14,34	14,34	14,34	11,94
Mo_{ELS}(KN.m)	9,60	10,26	10,26	10,26	10,26	8,54

Tab.III.20: calcul des moments statiques à l'ELU et à l'ELS

✓ **ELU**

$$M_1 = 0,2M_{O_{ELU}} = 2,68\text{KNm}$$

$$M_2 = 0,5M_{O_{ELU}} = 7,17 \text{ KNm}$$

$$M_3 = 0,4M_{O_{ELU}} = 5,74 \text{ KNm}$$

$$M_4 = 0,4M_{O_{ELU}} = 5,74 \text{ KNm}$$

$$M_5 = 0,4M_{O_{ELU}} = 5,74 \text{ KNm}$$

$$M_6 = 0,5M_{O_{ELU}} = 7,17 \text{ KNm}$$

$$M_7 = 0,2M_{O_{ELU}} = 2,39 \text{ KNm}$$

✓ **ELS:**

$$M_1 = 0,2M_{O_{ELS}} = 1,92\text{KNm}$$

$$M_2 = 0,5M_{O_{ELS}} = 5,13\text{KNm}$$

$$M_3 = 0,4M_{O_{ELS}} = 4,10\text{KNm}$$

$$M_4 = 0,4M_{O_{ELS}} = 4,10\text{KNm}$$

$$M_5 = 0,4M_{O_{ELS}} = 4,10\text{KNm}$$

$$M_6 = 0,5M_{O_{ELS}} = 5,13\text{KNm}$$

$$M_7 = 0,2M_{O_{ELS}} = 1,17\text{KNm}$$

Les efforts obtenus ainsi que les diagrammes des efforts sont présenter dans les tableaux et les diagrammes qui suivant :

Appui	Moment sur appui (KNm)		Travée	Portée Réelle (m)	Moment en travée (KNm)		Effort tranchant (kN)			
	ELU	ELS			ELU	ELS	ELU		ELS	
							T _w	T _e	T _w	T _e
1	-2,68	-1,92	AB	4,00	19,63	14,05	11,33	-16,42	7,38	-12,47
2	-7,17	-5,13	BC	4,00	21,51	15,86	11,11	-17,57	7,03	-13,49
3	-5,74	-4,10	CD	4,00	21,46	15,34	11,47	-17,21	7,39	-13,13
4	-5,74	-4,10	DE	4,00	21,46	15,34	11,47	-17,21	7,39	-13,13
5	-5,74	-4,10	EF	4,00	21,46	15,34	11,47	-17,21	7,39	-13,13
6	-5,74	-4,10	FG	4,00	19,64	13,97	9,55	-17,21	5,82	-12,90
7	-2,87	-2,05								

Tab. III.22: Calcul des efforts internes 7 travées

b. Calcul du ferrillage :

E.L.U : $M_{tu}^{max} = 22,17\text{KN.m}$

$M_{au}^{max} = 7,17\text{KN.m}$

$T_u^{max} = 17,57 \text{ KN}$

E.L.S : $M_{tser}^{max} = 15,86\text{KN.m}$

$M_{aser}^{max} = 5,13\text{KN.m}$

$T_{ser}^{max} = 12,57 \text{ KN}$

Remarque: On a le même ferrailage que le premier cas.

➤ Pour le bloc B

- Poutrelle à 02 travées :

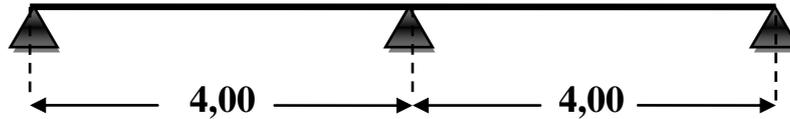


Fig. III.13 : Schéma statique d'une poutrelle à 2 travées

L(m)	4,00	4,00
Travée	BC	CD
Mo _{ELU} (KN.m)	14,34	14,34
Mo _{ELS} (KN.m)	10,26	10,26

Tab.III.23: calcul des moments statiques à l'ELU et à l'ELS

✓ ELU

$$M_1 = 0,2M_{oELU} = 2,86KNm$$

$$M_2 = 0,6M_{oELU} = 8,60KNm$$

$$M_3 = 0,2M_{oELU} = 2,86KNm$$

✓ ELS

$$M_1 = 0,2M_{oELS} = 2,05KNm$$

$$M_2 = 0,6M_{oELS} = 6,16KNm$$

$$M_3 = 0,2M_{oELS} = 2,05KNm$$

Les efforts obtenus ainsi que les diagrammes des efforts sont présenter dans les tableaux et les diagrammes qui suivant :

Appui	Moment sur appui (KNm)		Travée	Portée Réelle (m)	Moment en travée (KNm)		Effort tranchant (kN)			
	ELU	ELS			ELU	ELS	ELU		ELS	
							T _w	T _e	T _w	T _e
1	-2,86	-2,05	AB	4,00	15,71	19,45	15,76	-12,91	14,37	-11,29
2	-8,60	-6,16	BC	4,00	15,71	19,45	15,78	-12,91	8,83	-9,23
3	-2,86	-2,05								

Tab. III.24: Calcul des efforts internes 3 travées

b. Calcul du ferrailage :

E.L.U :

$$M_{tu}^{max} = 15,71 \text{KN.m}$$

$$M_{au}^{max} = 8,60 \text{KN.m}$$

$$T_u^{max} = 15,78 \text{ KN}$$

E.L.S :

$$M_{tser}^{max} = 19,45 \text{KN.m}$$

$$M_{aser}^{max} = 6,16 \text{KN.m}$$

$$T_{ser}^{max} = 14,37 \text{ KN}$$

b.1. Ferrailage en travée : $M_{tu}^{max} = 15,71 \text{KN.m}$

$h=20\text{cm} ; h_0=4\text{cm} ; b=65\text{cm} ; b_0=12\text{cm} ; d=0,9h=18\text{cm} ; \sigma_{bc}=14,17\text{MPa} ; f_e=400\text{MPa} ; f_{c28}=25\text{MPa} ; f_{t28}=2,1\text{MPa}$

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 58,95 \text{kNm}$$

On a : $M_{tu} < M_{tab}$

$M_{tu}(\text{kNm})$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(\text{cm}^2)$	α	$Z(\text{cm})$	$\mu < 0,186$	ζ_s	$\sigma_s(\text{MPa})$	$A_s(\text{cm}^2)$
15,71	0,053	Oui	0	0,068	17,51	Oui	10‰	348	2,58

Tab.III.21: Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée

b.1.1. Condition de non fragilité:

$$A_s^{min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,41 \text{cm}^2$$

$$A_s = 2,58 \text{cm}^2 > A_s^{min} = 1,41 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{C'est vérifié}$$

Choix : 2T12+1T14 ($A_s=3,80\text{cm}^2$)

b.2. Ferrailage sur appuis :

On a: $M_{au}^{max} = 8,60 \text{kNm} < M_{tab} = 58,95 \text{kNm}$

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

$M_{tu}(\text{kNm})$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(\text{cm}^2)$	α	$Z(\text{cm})$	$\mu < 0,186$	ζ_s	$\sigma_s(\text{MPa})$	$A_s(\text{cm}^2)$
8,60	0,028	Oui	0	0,036	17,74	Oui	10‰	348	1,39

Tab.III.6: Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis

b.2.1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} \geq 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,26 \text{cm}^2$$

$$A_s = 1,39 \text{cm}^2 > A_s^{min} = 0,26 \text{cm}^2$$

Choix : 2T10 ($A_s = 1,57 \text{cm}^2$)

c. Vérifications :

c.1. Effort tranchant :

$T_u^{\max} = 15,78 \text{ kN}$.

$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Fissuration peu nuisible}$

$\tau_u = 0,73 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

Au voisinage des appuis :

• **Appuis de rives :**

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

$T_u = 15,78 \text{ kN (appui de rive)}$

$\sigma_b = \frac{15,78 \cdot 10^3}{0,9 \times 120 \times 180} = 0,812 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

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

$A_s = 1,57 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{f_e} = 0,48 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$
 γ_s

• **Appuis intermédiaires :**

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

$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0,9 b_0 d} = \frac{15,78 \cdot 10^3}{0,9 \times 120 \times 180} = 0,81 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

- **Verification des armatures longitudinales** $A_s = 1,57 \text{ cm}^2 \geq -0,08 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

C.2. Vérification à l'E.L.S :

c.2.1. Vérification des contraintes du béton [1] :

Détermination de l'axe neutre :

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

	$M_{\text{ser}}(\text{kNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$A'_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	Vérification
Travée	15,86	3,80	0,79	3,85	12499,71	4,88	Vérifiée
Appuis	5,13	1,57	3,80	2,77	5526,977	2,57	Vérifiée

Tab.III.22: Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS

C.2.2. Vérification de la flèche :

$h = 20 \text{ cm} ; b_0 = 12 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; L = 4,00 \text{ m} ; M_{\text{tser}} = 15,86 \text{ kNm} ; M_0 = 10,26 \text{ kNm} ; A_s = 3,80 \text{ cm}^2 ; f_e = 400 \text{ MPa}$.

Alors:

$$\left. \begin{aligned} \bullet \frac{h}{L} &= 0,05 < 0,0625 \dots\dots\dots \\ \bullet \frac{A_s}{b_0 d} &= 0,0176 > 0,0105 \dots\dots\dots \\ \bullet \frac{h}{L} &= 0,05 < 0,15 \dots\dots\dots \end{aligned} \right\} \text{ non vérifiée}$$

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

Flèche totale

Tel que : $\bar{f} = \frac{L}{500} = 0,80 \text{ cm} \quad (L < 5m)$

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)
15,86	3,80	7,56	0,0176	231,87	2,42	0,97	0,97	24303,86	7986,57	12521,95

Tab.III.23: Récapitulatif du calcul de la flèche

- Calcul des modules de déformation :

$E_i = 32164,20 \text{ MPa}$

$E_v = 10721,40 \text{ MPa}$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$f_i = 1,37 \text{ cm} \quad (L = 4,00 \text{ m})$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$f_v = 1,89 \text{ cm}$

$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,52 \text{ cm} < \bar{f} = 0,80 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

d. Calcul des armatures transversales et l'espacement :

$\phi_t \leq \text{Min}(0.571 \text{ cm}; 0.8 \text{ cm}; 1.2 \text{ cm}) = 0.571 \text{ cm}$

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

Donc :

❖ **Selon le "BAEL 91 modifié 99":**

$$\left\{ \begin{aligned} \bullet \frac{A_t}{S_t} &\geq 0,033 \text{ cm} \\ \bullet S_t &\leq 16,20 \text{ cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} &\geq 0,029 \text{ cm} \end{aligned} \right.$$

❖ Selon le « RPA 99 version 2003 »:

- $\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036$
- $S_t \leq 5cm$Zone nodale
- $S_t \leq 10cm$Zone courante

Choix des armatures :

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

Choix des espacements :

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

Donc : $\begin{cases} S_t = 5cm.....Zone nodale \\ S_t = 10cm.....Zone courante \end{cases}$

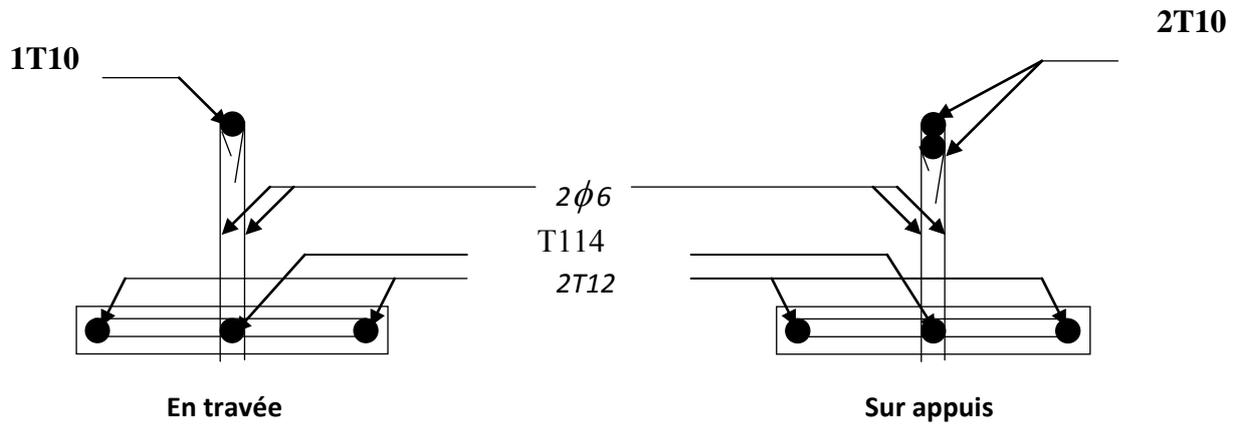


Fig.III.14:Ferraillage des poutrelles

IV.1. INTRODUCTION

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées.

Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la seule prévention valable est la construction parasismique. La meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiques justifiée et techniquement cohérente.

IV.2. ÉTUDE DYNAMIQUE

IV.2.1. INTRODUCTION

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

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces vibrations libres non- amorties. L'étude dynamique d'une structure, telle qu'elle se présente, est souvent très complexe, c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettront de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.3. MODELISATION DE LA STRUCTURE

Lors d'une analyse dynamique d'une structure, il est indispensable de trouver la modélisation adéquate de cette dernière. Rappelons que Le bâtiment étudié présente des irrégularités en plan et en élévation.

Par ailleurs, vu la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse du bâtiment, l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans le cadre de cette étude nous avons opté pour un logiciel de calcul existant depuis quelques années et qui est à notre porté : il s'agit du **PETABS 2013**.

IV.3.1.Présentation de logiciel de calcul ETABS :

L'ETABS : est un programme structural basé sur la méthode des éléments finis autonome pour l'analyse et la conception des structures civiles. Il offre une interface utilisateur intuitive, pourtant puissante avec beaucoup d'outils pour faciliter la construction rapide et précise des modèles, avec les techniques analytiques sophistiquées requises pour faire les projets les plus complexes.

IV.3.2.Analyse et conception structurales :

Les étapes générales suivantes sont exigées pour analyser et concevoir une structure en utilisant ETABS :

- Créer ou modifier un modèle qui définit numériquement la géométrie, les propriétés, le chargement, et les paramètres d'analyse pour la structure.
- Exécuter une analyse du modèle.
- Passer en revue les résultats de l'analyse.
- Vérifier et optimiser la conception de la structure.

IV.3.3. MODÉLISATION DE LA RIGIDITÉ :

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

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

IV.3.4. 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 planchers ont été répartie au chaque poutres.
- En choisissant l'option (Mass source), **ETABS 2013** 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 : $\beta = 0,2$ (hôtel habitation).

IV.4. RÉSULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE

IV.4.1. LES RÉSULTATS A PARTIR DU FICHER DE SERIE (out put) D'ETABS 2013

➤ Modèle original:

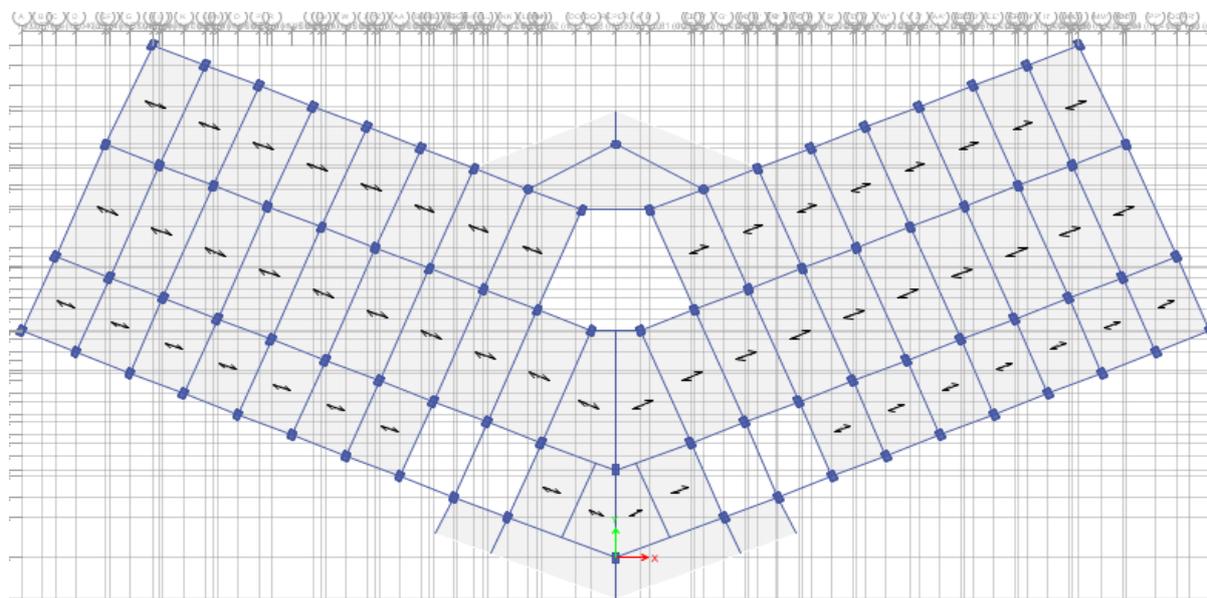


Fig. IV.1 : RDC et 1^{er} étage (modèle initial)

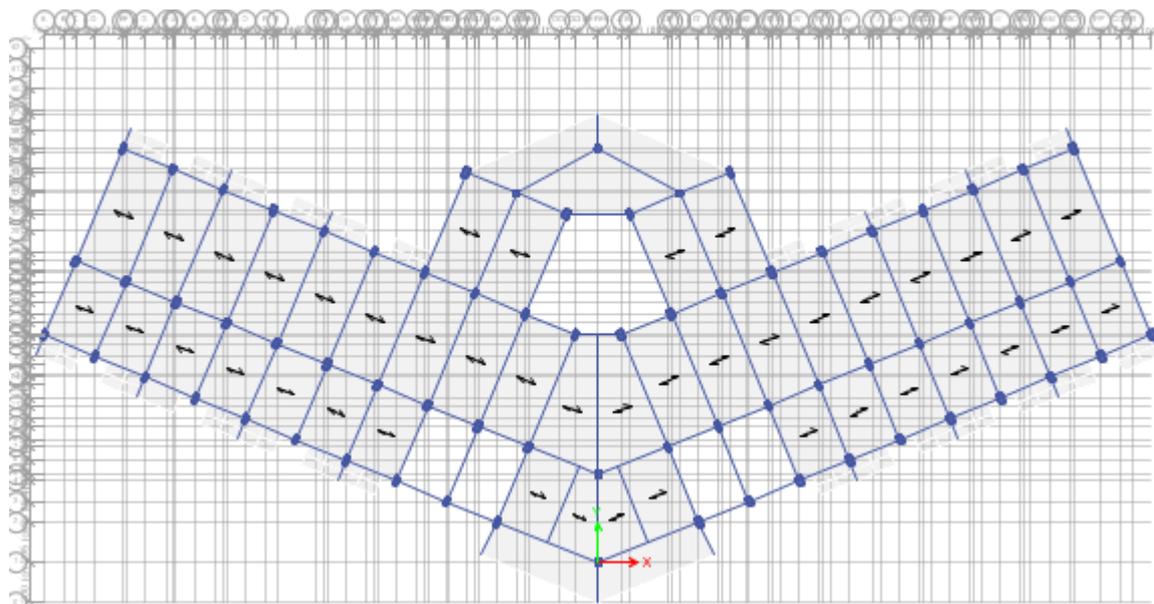


Fig. IV.2 : 3^{eme} à 7^{eme} étage (modèle initial)

Remarque :

Ce modèle correspondant à la comportant de la structure sans voile

b-Caractéristiques dynamiques propres :

Mode	Period sec	Facteur de participation massique (%)					
		UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	1.725	0.7205	0	0	0.7205	0	0
2	1.183	0	0.8105	0	0.7205	0.8105	0
3	1.098	0.1079	0	0	0.8284	0.8105	0
4	0.594	0.0692	0	0	0.8976	0.8105	0
5	0.447	0	0.099	0	0.8976	0.9095	0
6	0.425	0.0157	0	0	0.9133	0.9095	0
7	0.325	0.0241	0	0	0.9374	0.9095	0
8	0.243	0	0.0318	0	0.9374	0.9412	0
9	0.235	0.0058	0	0	0.9432	0.9412	0
10	0.214	0.0175	0	0	0.9607	0.9412	0
11	0.168	0.018	2.17E-06	0	0.9788	0.9412	0
12	0.165	2.05E-06	0.0153	0	0.9788	0.9566	0

Tab.IV.1: Période et facteurs de participation massique du modèle original

Remarque :

Les résultats du tableau précédent correspondant à la comportant de la structure sans voile.

CONSTATATIONS

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 1,725$ s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 6^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation pure parallèlement à X-X.
- Le 2^{ème} mode est mode de translation pure parallèlement à Y-Y
- Le 3^{ème} mode est mode de rotation.

IV.5. ÉTUDE SISMIQUE

IV.5.1. INTRODUCTION

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 structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel **ETABS 2013** qui utilise une approche dynamique (par opposition à l'approche statique équivalente) basés sur le principe de la superposition modale

IV.5.2. CHOIX DE LA MÉTHODE DE CALCUL

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le "**RPA99 version 2003**". Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application différente et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

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

La condition d'application de la méthode statique équivalente dans le cas du bâtiment étudié (car la structure est irrégulière en plan avec une hauteur supérieur à 17m), nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique ; vu que cette dernière d'après le règlement peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

IV.5.3. SPECTRE DE RÉPONSE

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

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

Avec :

g : Accélération de la pesanteur

A : Coefficient d'accélération de zone.

Pour notre cas :

- L'ouvrage est de "groupe 1B" (bâtiment à usage multiple : bâtiment d'habitation collectif et à usage commercial dont la hauteur ne dépasse pas 48 m).
- L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya de **Blida** (zone III).

Donc : **A=0,30**

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = 0,8819$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique ($\xi=7\%$).

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement. **R=5**

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (site 3 : **T₁=0,15s** et **T₂=0,50s**).

Q : Facteur de qualité ($Q = 1 \pm \sum_1^6 P_q = 1,20$).

La longueur de l'intervalle temporel définissant le spectre de réponse doit comprendre les périodes des (6) premiers modes considérés dans le calcul de la réponse.

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

IV.5.4. RÉSULTANTE DES FORCES SISMIQUES DE CALCUL

L'une des $I^{ères}$ 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 déterminées par la méthode statique équivalente " V " pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

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

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

$$\text{Soit : } V = \frac{ADQ}{R}W$$

$W=112388,9269$ KN (calcul automatique).

$A=0,30$ (groupe 1B, zone III) ; $Q=1,20$; $R=5$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement η et de la période fondamentale de la structure T .

Plusieurs formules empirique pour le calcul de la période fondamentale sont proposées par le « **RPA99 version 2003** », nous choisirons la formules qui donne la plus petite valeur soit :

$$T_N = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{L}}$$

Où :

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

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

On a : $h_N=28,36m$

Selon x-x : $L_x = 81,22m \Rightarrow T_x = 0,283s$

Selon y-y : $L_y = 37,96m \Rightarrow T_y = 0,414s$

$$\text{Or } \begin{cases} T_1 = 0,15s & (\text{site3}) \\ T_2 = 0,50s & (\text{site3}) \end{cases}$$

Ce qui donne : $0 \leq (T_x, T_y) \leq T_2 \Rightarrow D = 2,5\eta$

$$D_x = 2,5(0,8819) = 2,204$$

$$D_y = 2,5(0,8819) = 2,204$$

On trouve :

$$V^x = \frac{0,30(2,204)(1,20)}{5} 112388,9269 = 17834,77kN \Rightarrow 0,8V^x = 14267,82kN$$

$$V^y = \frac{0,30(2,204)(1,20)}{5} 112388,9269 = 17834,77kN \Rightarrow 0,8V^y = 14267,82kN$$

D'après le fichier des résultats de **PETABS 2013** on a : $\begin{cases} F_1 = V_t^x = 7873,2619kN \\ F_2 = V_t^y = 11032,4677kN \end{cases}$

Ce qui donne : $V_t^x < 0,8V^x$ et $V_t^y < 0,8V^y$

$$\begin{cases} r_x = \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 1,81 \\ r_y = \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 1,29 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} r_x = 1,81 \\ r_y = 1,29 \end{cases}$$

Les déplacements utilisés dans la vérification qui suit seront multipliés soit par r_x soit par r_y (selon le cas).

IV.5.5. VÉRIFICATION DES DÉPLACEMENTS LATÉRAUX INTERS ÉTAGE

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

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

Avec : $\bar{\Delta} = 0,01he$

Où : he représente la hauteur de l'étage.

Avec :

$$\delta_K^x = Rr_x \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = Rr_y \delta_{eK}^y$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

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).

Données : $r_x = 1,81$, $r_y = 1,29$, $R = 5$

Niveau	$\delta_{eK}^x (mm)$	$\delta_{eK}^y (mm)$	$\Delta_K^x (mm)$	$\Delta_K^y (mm)$	$\delta_K^x (mm)$	$\delta_K^y (mm)$	$\bar{\Delta} (mm)$	Observation
28,36	105.8	75.9	5.7	6	51.585	38.7	30.6	Non vérifié
25,30	100.1	69.9	9.9	9.9	89.595	63.855	30.6	Non vérifié
22,24	90.2	60	9.8	8.2	88.69	52.89	30.6	Non vérifié
19,18	80.4	51.8	11.3	8.1	102.265	52.245	30.6	Non vérifié
16,12	69.1	43.7	11.9	8.3	107.695	53.535	30.6	Non vérifié
13,06	57.2	35.4	13.9	8.6	125.795	55.47	30.6	Non vérifié
10,00	43.3	26.8	28	17	253.4	109.65	50	Non vérifié
5,00	15.3	9.8	15.3	9.8	138.465	63.21	50	Non vérifié

Tab IV.2 : Vérification des déplacements inter étages avant renforcement (modèle initial)

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

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

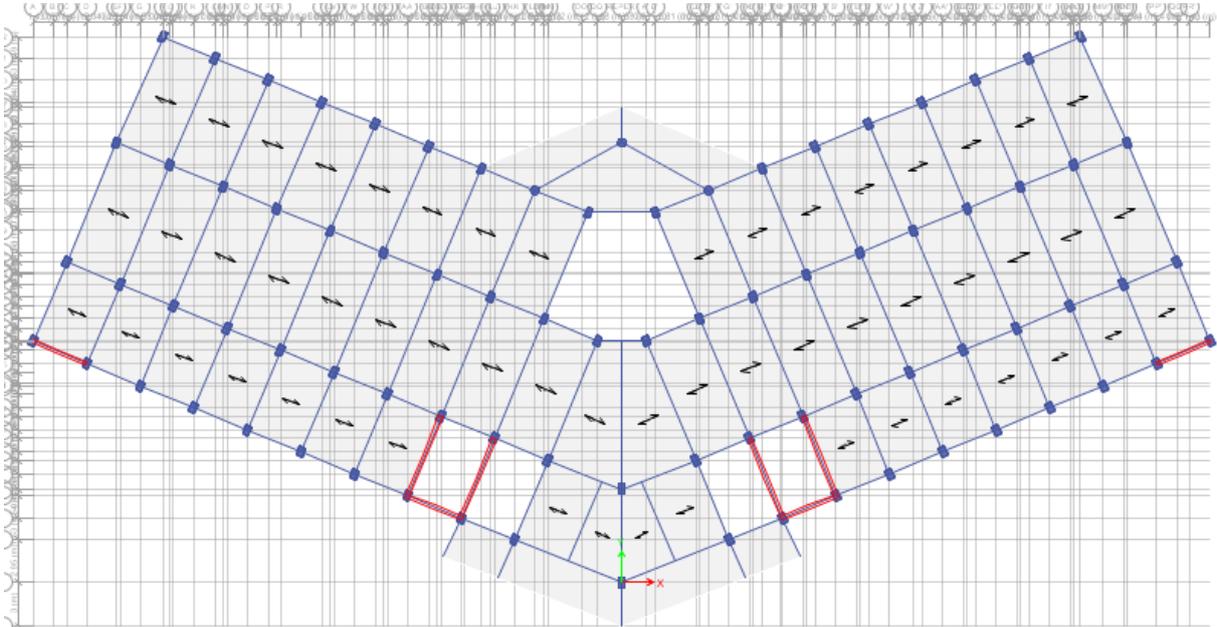
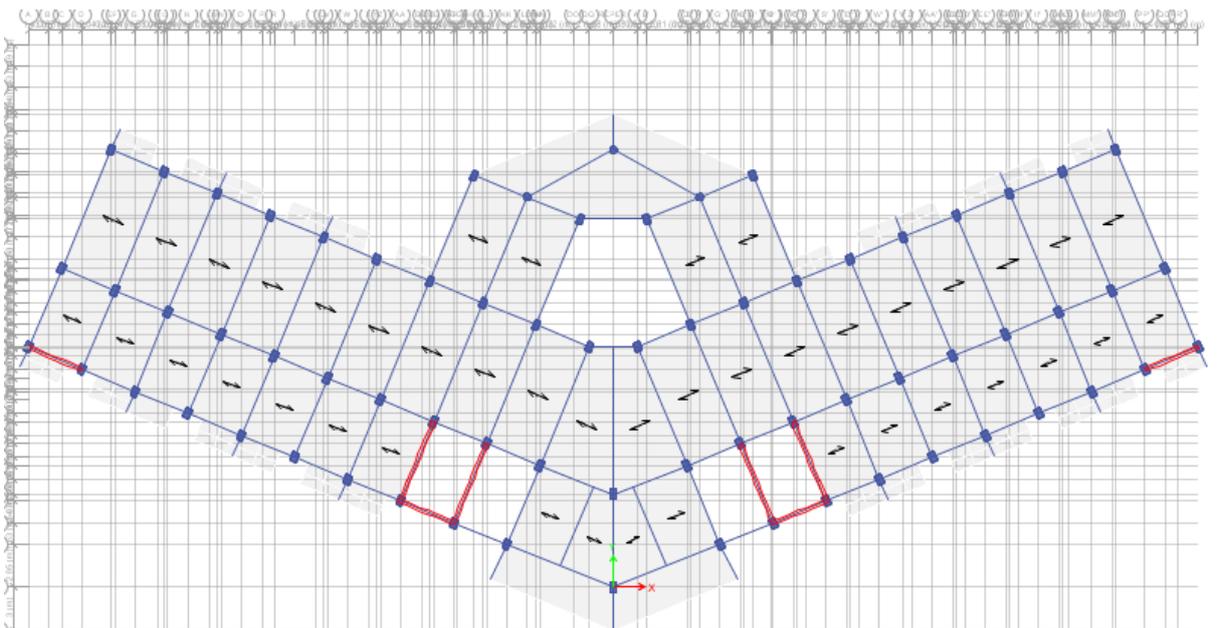
L'augmentation de la section des poteaux risque de réduire la surface exploitable de la structure, en revanche, l'ajout des voiles de contreventement est la solution inévitable dans notre cas vu que la hauteur du bâtiment à dépasser les 8 mètres en zone III.

Ci qui d'après le "**RPA99 version 2003**" rend nécessaire l'introduction des voiles dans le système de contreventement ; c'est donc cette deuxième solution qui sera retenue pour la suite de l'analyse.

Le problème qui se pose ici c'est bien la bonne disposition de ces voiles dans la structure.

IV.6. RENFORCEMENT DE L'OSSATURE DU BÂTIMENT

Les voiles de contreventement seront disposés de manière symétrique. Donc dans ce qui suit il faudra déterminer ; le nombre de voile nécessaire à rajouter et la position des voiles rajoutés.

Présentation des résultats :Modèle 1 :➤ Dessin de disposition des voiles :Fig.IV.3 : modèle 1(RDC et 1^{er} étage)Fig.IV.4 : modèle 1 (3^{ème} à 7^{ème} étage)

b-Caractéristiques dynamiques propres :

Mode	Période sec	Facteur de participation massique (%)					
		UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	0.849	0.4432	0	0	0.4432	0	0
2	0.678	0.2975	0	0	0.7408	0	0
3	0.633	0	0.7345	0	0.7408	0.7345	0
4	0.243	0.071	0	0	0.8117	0.7345	0
5	0.17	0.1026	0	0	0.9143	0.7345	0
6	0.154	0	0.1833	0	0.9143	0.9178	0
7	0.117	0.019	0	0	0.9333	0.9178	0
8	0.078	0.0304	0	0	0.9637	0.9178	0
9	0.077	0.0093	5.623E-07	0	0.9729	0.9178	0
10	0.07	0	0.05	0	0.9729	0.9678	0
11	0.06	0.0026	0	0	0.9755	0.9678	0
12	0.051	0.0171	0	0	0.9926	0.9678	0

Tab. IV.3: Période et facteurs de participation massique du modèle 1**CONSTATATIONS :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 0,849$ s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 6^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation pure parallèlement à X-X.
- Le 2^{ème} mode est mode de translation parallèlement à X-X.
- Le 3^{ème} mode est mode de translation parallèlement à Y-Y.

c- Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :

$$\text{Soit : } V = \frac{ADQ}{R} W$$

$$W = 118342,31 \text{ KN}; R=5 ; D_x=2,204 ; D_y=2,204 ; Q=1,20 ; A=0,30$$

On a :

$$V^x = \frac{0,30(2,204)(1,20)}{5} 118342,31 = 18779,50 \text{ kN} \Rightarrow 0,8V^x = 15023,6 \text{ kN}$$

$$V^y = \frac{0,30(2,204)(1,20)}{5} 118342,31 = 18779,50 \text{ kN} \Rightarrow 0,8V^y = 15023,6 \text{ kN}$$

$$\text{D'après le fichier des résultats de l'ETABS 2013 on a : } \begin{cases} F_1 = V_t^x = 11091,13 \text{ kN} \\ F_2 = V_t^y = 16183,10 \text{ kN} \end{cases}$$

Ce qui donne : $V_t^x > 0,8V^x$ et $V_t^y > 0,8V^y$

$$\begin{cases} r_x = \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 1,35 \\ r_y = \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 0,90 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} r_x = 1,35 \\ r_y = 1 \end{cases}$$

Niveau	$\delta_{eK}^x (mm)$	$\delta_{eK}^y (mm)$	$\Delta_K^x (mm)$	$\Delta_K^y (mm)$	$\delta_K^x (mm)$	$\delta_K^y (mm)$	$\bar{\Delta}(mm)$	Observation
28,36	35.7	37.4	3.8	4.5	25.65	22.5	30.6	vérifié
25,30	31.9	32.9	4.3	4.8	29.025	24	30.6	vérifié
22,24	27.6	28.1	4.5	4.9	30.375	24.5	30.6	vérifié
19,18	23.1	23.2	4.6	4.9	31.05	24.5	30.6	Non vérifié
16,12	18.5	18.3	4.6	4.8	31.05	24	30.6	Non vérifié
13,06	13.9	13.5	4.3	4.4	29.025	22	30.6	vérifié
10,00	9.6	9.1	6.3	6	42.525	30	50	vérifié
5,00	3.3	3.1	3.3	3.1	22.275	15.5	50	vérifié

Tab.IV.4: Vérification des déplacements inter étages (modèle 1)

- Les déplacements relatifs inter étages ne sont pas inférieurs à la limite imposée par le « RPA99 version 2003 ».

Présentation des résultats :

Modèle final :

- Dessin de disposition des voiles :

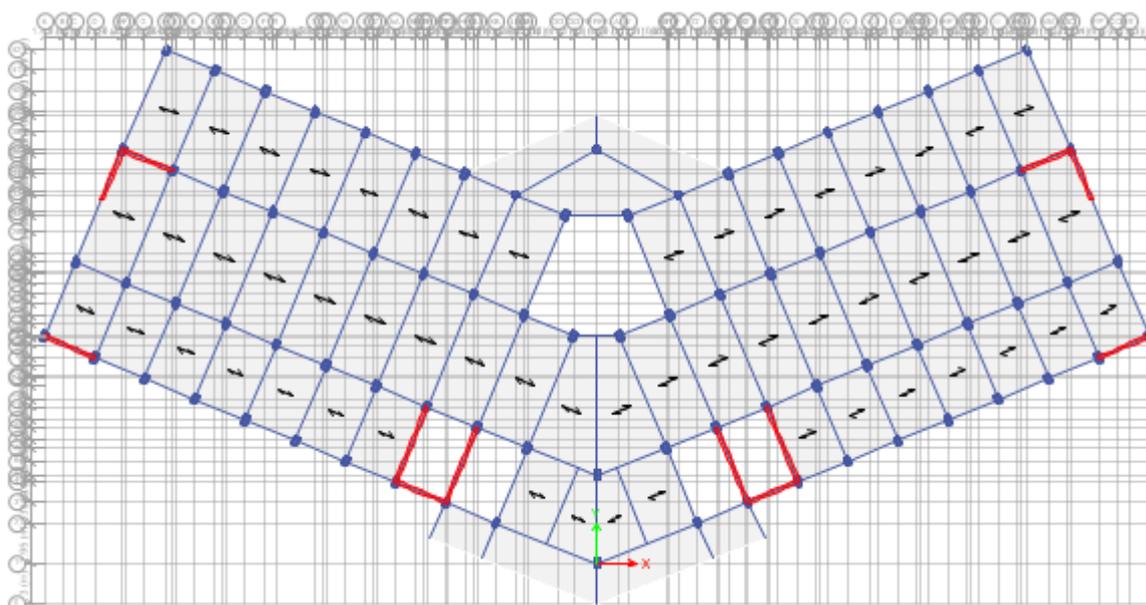
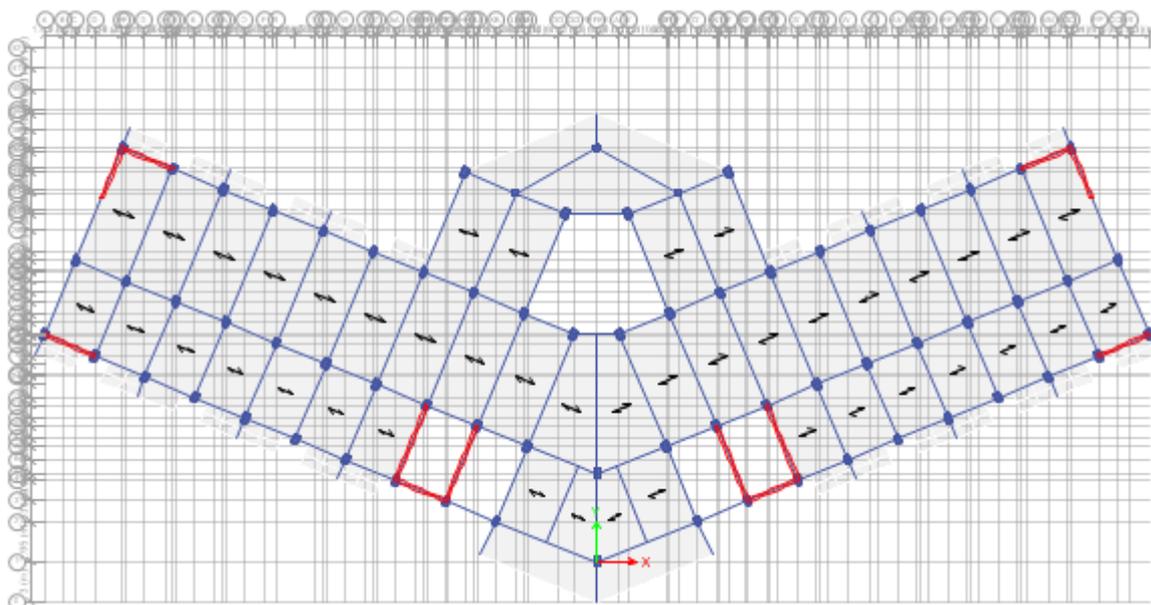


Fig.IV.5 : Modèle final (RDC et 1^{er} étage)

Fig.IV.6 : modèle final (3^{ème} à 7^{ème} étages)**b-Caractéristiques dynamiques propres :**

Mode	Period sec	Facteur de participation massique (%)					
		UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	0.68	0.7254	0	0	0.7254	0	0
2	0.608	3.99E-06	0.7301	0	0.7254	0.7301	0
3	0.607	0.0027	0.0013	0	0.7281	0.7314	0
4	0.164	0.1754	0	0	0.9035	0.7314	0
5	0.157	0.0093	0	0	0.9128	0.7314	0
6	0.146	0	0.1825	0	0.9128	0.9138	0
7	0.076	0.0437	0	0	0.9565	0.9138	0
8	0.071	0.0061	0	0	0.9627	0.9138	0
9	0.065	0	0.051	0	0.9627	0.9648	0
10	0.049	0.025	0	0	0.9877	0.9648	0
11	0.045	0.0019	8.96E-07	0	0.9896	0.9648	0
12	0.042	0	0.0272	0	0.9896	0.992	0

TabIV.5: Période et facteurs de participation massique du modèle final

CONSTATATIONS :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 0,68$ s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 6^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation pure parallèlement à X-X.
- Le 2^{ème} mode est mode de translation parallèlement à Y-Y
- Le 3^{ème} mode est mode de torsion.

c- Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :

$W = 121023,812 \text{ KN}$; $R=5$; $D_x=2,204$; $D_y=2,204$; $Q=1,20$; $A=0,30$

On a :

$$V^x = \frac{0,30(2,204)(1,20)}{5} 121023,812 = 19205,027 \text{ kN} \Rightarrow 0,8V^x = 15364,02 \text{ kN}$$

$$V^y = \frac{0,30(2,204)(1,20)}{5} 121023,812 = 19205,027 \text{ kN} \Rightarrow 0,8V^y = 15364,02 \text{ kN}$$

D'après le fichier des résultats de l'ETABS 2013 on a : $\begin{cases} F_1 = V_t^x = 15753,818 \text{ kN} \\ F_2 = V_t^y = 16985,0956 \text{ kN} \end{cases}$

Ce qui donne : $V_t^x > 0,8V^x$ et $V_t^y > 0,8V^y$

$$\begin{cases} r_x = \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 0,97 \\ r_y = \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 0,90 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} r_x = 1 \\ r_y = 1 \end{cases}$$

Niveau	δ_{eK}^x (mm)	δ_{eK}^y (mm)	Δ_K^x (mm)	Δ_K^y (mm)	δ_K^x (mm)	δ_K^y (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Observation
28,36	30.9	32.4	4	4	20	20	30.6	vérifié
25,30	26.9	28.4	4.1	4.3	20.5	21.5	30.6	vérifié
22,24	22.8	24.1	4.3	4.4	21.5	22	30.6	vérifié
19,18	18.5	19.7	4.1	4.3	20.5	21.5	30.6	vérifié
16,12	14.4	15.4	4	4.1	20	20.5	30.6	vérifié
13,06	10.4	11.3	3.6	3.8	18	19	30.6	vérifié
10,00	6.8	7.5	4.6	5.1	23	25.5	50	vérifié
5,00	2.2	2.4	2.2	2.4	11	12	50	vérifié

Tab IV.6: Vérification des déplacements inter étages (modèle final)

- Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le "RPA99 version 2003".

Remarque :

C'est la disposition des voiles du modèle final qui sera utilisée dans la suite de l'étude de la structure.

IV.7. VERIFICATION SPECIFIQUES AUX SOLLICITATIONS NORMALS**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

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)	ν	Obs	Section corrigée (cm ²)	ν	Obs
P7	340.04	35x60	0,10	< 0,3	35 x 60	0,10	< 0,3
P6	611.44	35x60	0,12	< 0,3	35 x 60	0,12	< 0,3
P5	888.11	35x60	0,17	< 0,3	35 x 60	0,17	< 0,3
P4	1167.41	40x65	0,18	< 0,3	40 x 65	0,18	< 0,3
P3	1448.14	40x65	0,22	< 0,3	40 x 65	0,22	< 0,3
P2	1734.15	45x70	0,22	< 0,3	45 x 70	0,22	< 0,3
P1	2036.05	45x70	0,25	< 0,3	45 x 70	0,25	< 0,3
R.D.C	2352.65	50x75	0,25	< 0,3	50 x 75	0,25	< 0,3

Tab .IV.7 : Vérification de l'Effort Normal pour les Poteaux

IV.8. JUSTIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFET P- Δ

Sens x :

Niveaux (m)	P_k (kN)	Δ_k (m) 10 ⁻³	V_k (kN)	h_k (m)	θ	vérif
28.36	15557.66	4	4230.35	3.06	0.00480735883	< 0.1 ok
25.30	28950.29	4	7055.41	3.06	0.00536375863	< 0.1 ok
22.24	42357.51	4.2	9275.94	3.06	0.00626758677	< 0.1 ok
19.18	56016.37	4.1	11119.55	3.06	0.00674978874	< 0.1 ok
16.12	69693.25	3.9	12626.90	3.06	0.00703456354	< 0.1 ok
13.06	83647.82	3.6	13858.49	3.06	0.00710100451	< 0.1 ok
10.00	101962.95	4.5	15077.43	5.00	0.00608635921	< 0.1 ok
5.00	121380.06	2.1	15795.32	5.00	0.00322751455	< 0.1 ok

Tab. IV.8 : Justification vis -à- vis de l'Effet P- Δ dans le Sens x

Sens y :

Niveaux (m)	P_k (kN)	Δ_k (m)10 ⁻³	V_k (kN)	h_k (m)	θ	vérif
28.36	15557.66	4.1	4531.63	3.06	0.0045999410	< 0.1 ok
25.30	28950.29	4.2	7576.49	3.06	0.0052446043	< 0.1 ok
22.24	42357.51	4.4	9988.10	3.06	0.0060978788	< 0.1 ok
19.18	56016.37	4.3	12011.98	3.06	0.0065531089	< 0.1 ok
16.12	69693.25	4.1	13660.22	3.06	0.0068358961	< 0.1 ok
13.06	83647.82	3.8	14989.47	3.06	0.0069299566	< 0.1 ok
10.00	101962.95	4.9	19295.26	5.00	0.0051786651	< 0.1 ok
5.00	121380.06	2.4	17053.47	5.00	0.0034164559	< 0.1 ok

Tab.IV.9 : Justification vis-à- vis de l'Effet P- Δ dans le Sens y.

IV.9. JUSTIFICATION DU CHOIX DU COEFFICIENT DE COMPORTEMENT

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

- ✓ L'effort normal total à la base de la structure $P_{Tot} = 143970,1557$ kN.
- ✓ L'effort normal à la base repris par les voiles $P_{voiles} = 23440,4079$ kN.
- $P_{voiles} / P_{Tot} = 16,28 \% < 20\%$.

Alors les voiles de contreventement reprennent moins 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_{Tot} (%)	V_{port} (%)
7 ^{ème}	4239.24	2154.21	100	50.82
6 ^{ème}	7055.33	4976.72	100	70.54
5 ^{ème}	9275.73	6990.92	100	75.37
4 ^{ème}	11119.93	8185.15	100	73.61
3 ^{ème}	12626.84	9930.80	100	78.65
2 ^{ème}	13858.53	10632.82	100	76.72
1 ^{er}	15077.42	13711.99	100	90.94
RDC	15795.30	13910.10	100	88.06

Tab. IV.10 : Pourcentages des efforts tranchants dans le sens x.

Sens y :

Etage	V_{Tot} (kN)	V_{port} (kN)	V_{Tot} (%)	V_{port} (%)
7 ^{ème}	4531.66	2342.13	100	51.68
6 ^{ème}	7576.49	4525.45	100	59.73
5 ^{ème}	9988.05	6729.15	100	67.37
4 ^{ème}	12012.22	7891.70	100	65.70
3 ^{ème}	13660.21	10033.77	100	73.45
2 ^{ème}	14990.02	10183.12	100	67.93
1 ^{er}	16294.69	14287.16	100	87.70
RDC	17053.50	14564.99	100	85.41

Tab. IV.11 : Pourcentages des efforts tranchants dans le sens y.

❖ **COCLUSION :**

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.

2^{ème} cas : BLOC A et C

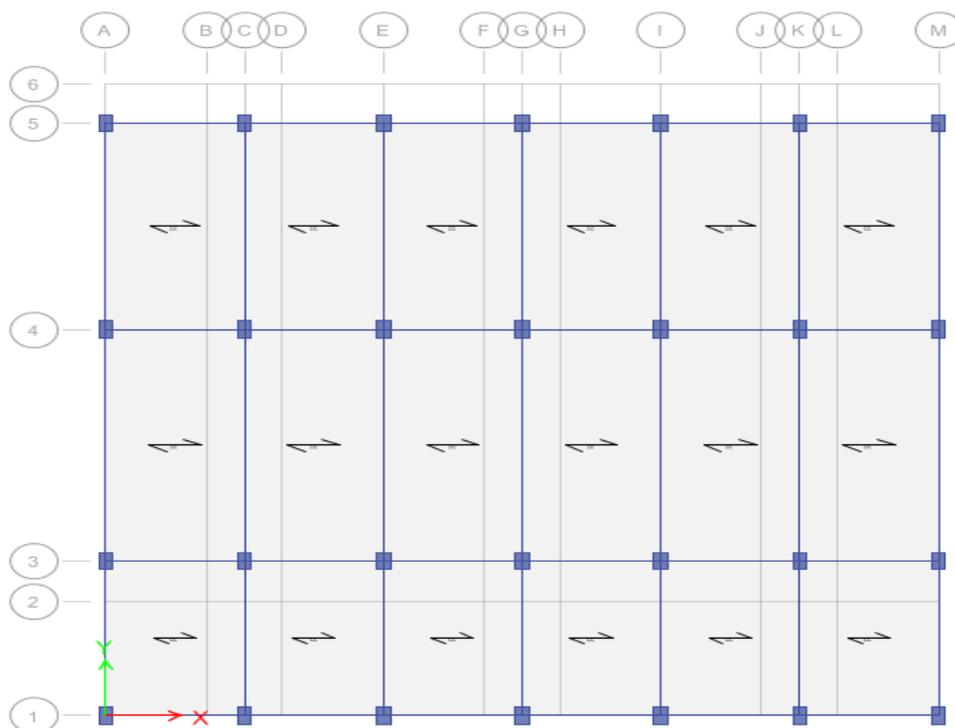
IV.10. RÉSULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE**IV.10.1. LES RÉSULTATS A PARTIR DU FICHER DE SERIE ETABS 2013***a-Présentation des résultats :***Modèle Initial :**

Fig. IV.7 : Modèle Initial (RDC et 1^{er} étage).

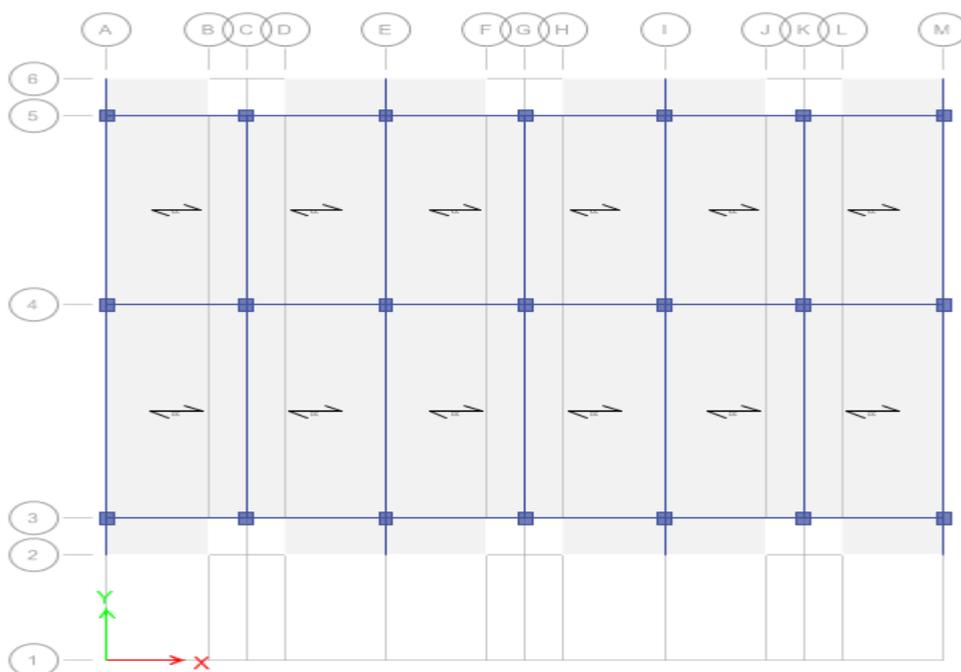


Fig. IV.8 : Modèle Initial (3^{ème} à 7^{ème} cas).

b- Caractéristiques dynamiques propres :

MODES	PERIODE(S)	FACTEUR DE PARTICIPATION MASSIQUE (%)					
		U _x	U _y	U _z	SUMU _x	SUMU _y	SUMU _z
1	1.046	0.8132	0	0	0.8132	0	0
2	0.69	0.014	0.0004	0	0.8272	0.0004	0
3	0.65	5.677E-06	0.7912	0	0.8272	0.7916	0
4	0.363	0.093	0	0	0.9201	0.7916	0
5	0.269	0.0027	0	0	0.9229	0.7916	0
6	0.247	0	0.1156	0	0.9229	0.9072	0
7	0.198	0.0306	0	0	0.9535	0.9072	0

Tab. IV.12: Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle Initial.

CONSTATATION

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période du 1^{er} Mode $T_1 = 1,046$ s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 6^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation pure parallèlement à X-X.
- Le 2^{ème} mode est un mode de rotation.
- Le 3^{ème} mode est un mode de translation pure parallèlement à Y-Y.

c-Résultantes des forces sismiques

- $W = 34264.7012 \text{ kN}$.
- $V^x = V^y = 5280.19 \text{ kN} \implies 0.8V^x = 0.8V^y = 4224.15 \text{ kN}$
- $F_1 = V_t^x = 1007.57 \text{ kN}$ et $F_2 = V_t^y = 1337.10 \text{ kN}$.
- $V_t^x < 0.8V_x \implies r_x = 4.19$
- $V_t^y < 0.8V_y \implies r_y = 3.16$

IV.10.2 VÉRIFICATION DES DÉPLACEMENTS LATÉRAUX INTERS ÉTAGE

$r_x = 4.19$; $r_y = 3.16$

Niveau	$\delta_{eK}^x (mm)$	$\delta_{eK}^y (mm)$	$\Delta_K^x (mm)$	$\Delta_K^y (mm)$	$\delta_K^x (mm)$	$\delta_K^y (mm)$	$\bar{\Delta} (mm)$	Observation
28,36	46.6	25	1.7	1.4	35.615	22.12	30.6	Non vérifié
25,30	44.9	23.6	3.2	2.6	67.04	41.08	30.6	Non vérifié
22,24	41.7	21	4	2.4	83.8	37.92	30.6	Non vérifié
19,18	37.7	18.6	5.1	3.1	106.845	48.98	30.6	Non vérifié
16,12	32.6	15.5	4.7	2.9	98.465	45.82	30.6	Non vérifié
13,06	27.9	12.6	5.8	3.1	121.51	48.98	30.6	Non vérifié
10,00	22.1	9.5	13.3	5.7	278.635	90.06	50	Non vérifié
5,00	8.8	3.8	8.8	3.8	184.36	60.04	50	Non vérifié

Tab IV.13: Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle Initial.

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

Modèle 1 :

Dessin de disposition des voiles

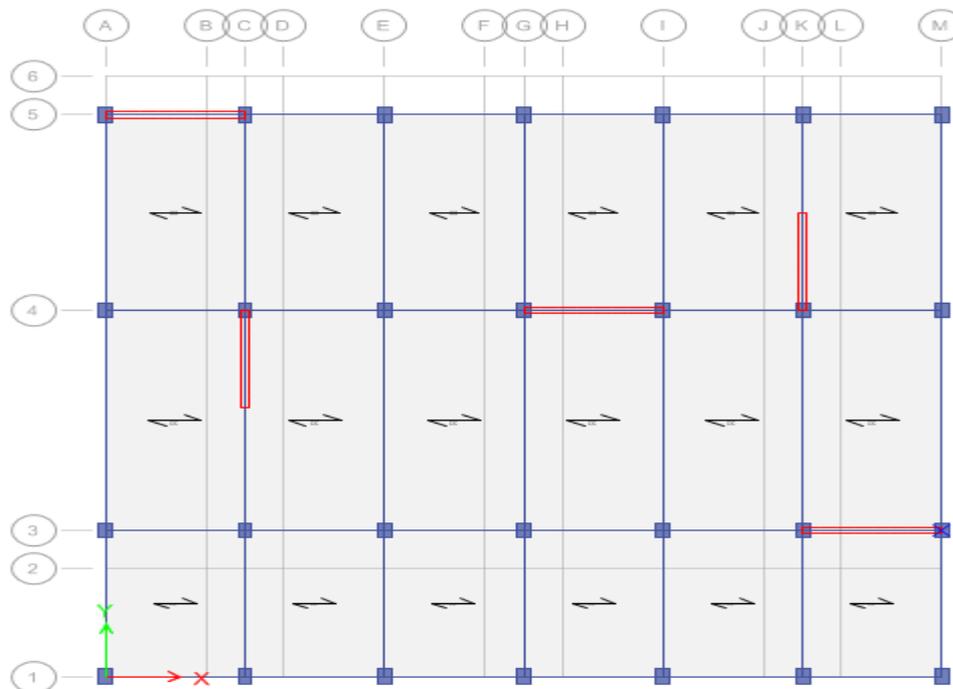


Fig. IV.9 : Modèle 1(RDC ET 1^{er} étage)

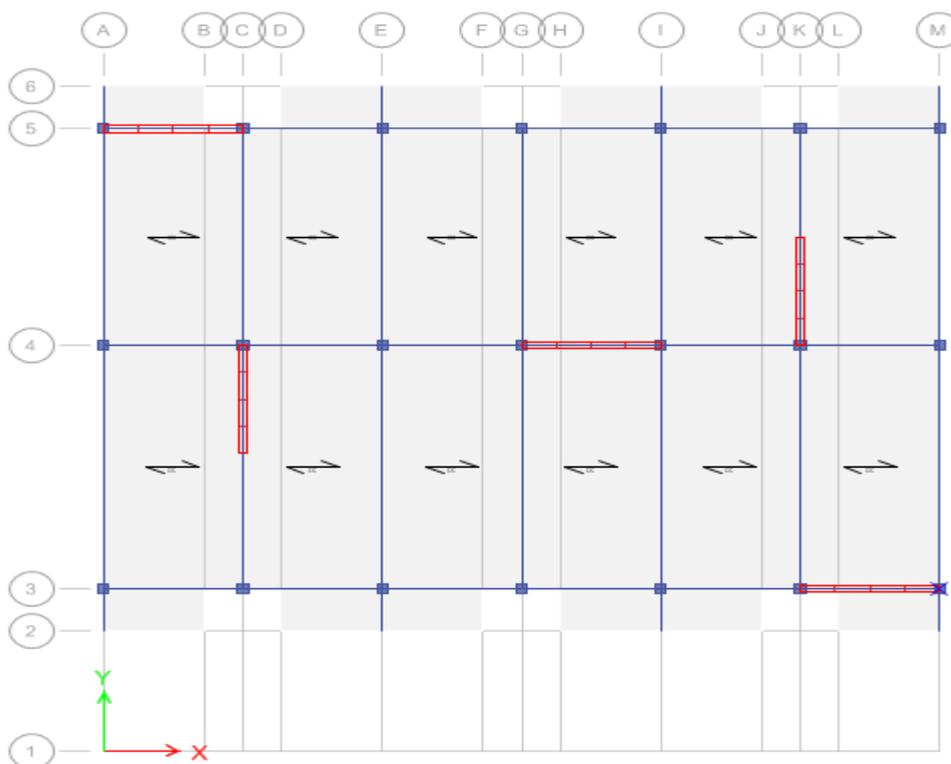


Fig. IV.10 : Modèle 1(les étages courants)

b- Caractéristique dynamique propres :

MODES	PERIODE(S)	FACTEUR DE PARTICIPATION MASSIQUE (%)					
		U_x	U_y	U_z	ΣU_x	ΣU_y	ΣU_z
1	0.491	0.6745	0.0038	0	0.6745	0.0038	0
2	0.465	0.0038	0.7172	0	0.6783	0.721	0
3	0.45	0.002	0.0004	0	0.6803	0.7214	0
4	0.128	4.094E-05	0.1667	0	0.6804	0.8881	0
5	0.117	0.0326	5.649E-06	0	0.713	0.8881	0
6	0.107	0.1715	1.427E-05	0	0.8845	0.8881	0
7	0.056	5.583E-06	0.0613	0	0.8845	0.9495	0
8	0.051	0.0126	2.157E-05	0	0.897	0.9495	0
9	0.044	0.0566	0	0	0.9537	0.9495	0

Tab. IV.14: Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle 1.

CONSTATATION

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période du 1^{er} Mode $T_1 = 0.491$ s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 9^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation pure parallèlement à X-X.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation pure parallèlement à Y-Y.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

c-Résultantes des forces sismiques

- $W = 37809.70$ kN.

- $\Rightarrow V^x = V^y = 5671.46$ kN $\longrightarrow 0.8V^x = 0.8V^y = 4537.17$ kN

- $F_1 = V_t^x = 1904.91$ kN et $F_2 = V_t^y = 1962.15$ kN .

$$V_t^x < 0.8V_x \longrightarrow r_x = 2.38$$

$$V_t^y < 0.8V_y \longrightarrow r_y = 2.31$$

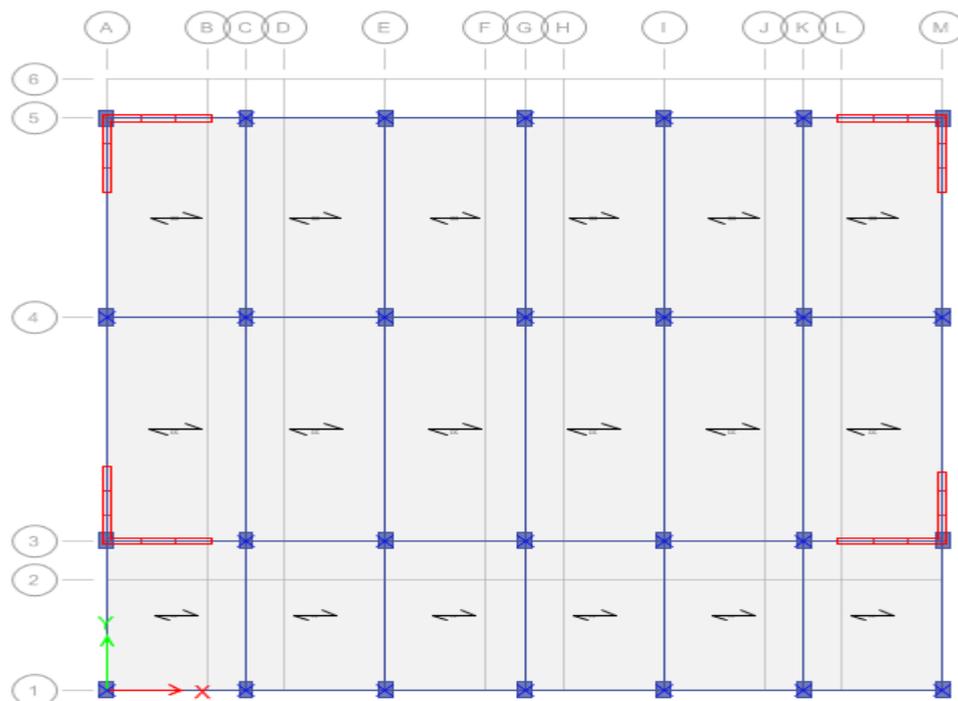
IV.11.VÉRIFICATION DES DÉPLACEMENTS LATÉRAUX INTERS ÉTAGE

$$r_x = 2.38 \quad ; \quad r_y = 2.31$$

Niveau	δ_{eK}^x (mm)	δ_{eK}^y (mm)	Δ_K^x (mm)	Δ_K^y (mm)	δ_K^x (mm)	δ_K^y (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Observation
28,36	28.36	17.9	15.5	2.5	1.8	29.75	30.6	vérifier
25,30	25.3	15.4	13.7	2.5	1.8	29.75	30.6	vérifier
22,24	22.24	12.9	11.9	2.6	2	30.94	30.6	Non vérifier
19,18	19.18	10.3	9.9	2.4	2.1	28.56	30.6	vérifier
16,12	16.12	7.9	7.8	2.3	2	27.37	30.6	vérifier
13,06	13.06	5.6	5.8	2	1.9	23.8	30.6	vérifier
10,00	10	3.6	3.9	2.5	2.7	29.75	50	vérifier
5,00	5	1.1	1.2	1.1	1.2	13.09	50	vérifier

Tab. IV.15: Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle 1.

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

Modèle final :**Fig. IV.11: Modèle Final.****b- Caractéristique dynamique propres :**

MODES	PERIODE(S)	FACTEUR DE PARTICIPATION MASSIQUE (%)					
		U_x	U_y	U_z	$\sum U_x$	$\sum U_y$	$\sum U_z$
1	0.476	0.6905	0.0018	0	0.6905	0.0018	0
2	0.444	0.0017	0.7029	0	0.6922	0.7046	0
3	0.331	0.0001	0.0008	0	0.6923	0.7055	0
4	0.118	0.0219	0.1583	0	0.7141	0.8638	0
5	0.117	0.1748	0.02	0	0.889	0.8838	0
6	0.081	0.0001	0.0002	0	0.8891	0.884	0
7	0.052	0.0446	0.0104	0	0.9337	0.8945	0
8	0.051	0.0089	0.0513	0	0.9426	0.9457	0
9	0.036	0.0013	0.0001	0	0.9439	0.9458	0

Tab. IV.16: Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle Final.**CONSTATATION**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 0.476$ s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8^{ème} mode
- Le premier mode est un mode de translation suivant x-x.
- Le deuxième mode est un mode de translation suivant y -y.
- Le troisième mode est un mode de rotation.

c- Résultantes des forces sismiques

- $W = 38224.31 \text{ kN}$.
- $V^x = V^y = 5733.65 \text{ kN} \longrightarrow 0.8V^x = 0.8V^y = 4586.92 \text{ kN}$
- $F_1 = V_t^x = 1975.61 \text{ kN}$ et $F_2 = V_t^y = 1991.08 \text{ kN}$
- $V_t^x < 0.8V_x \longrightarrow r_x = 2.32$
- $V_t^y < 0.8V_y \longrightarrow r_y = 2.30$

IV.12. VÉRIFICATION DES DÉPLACEMENTS LATÉRAUX INTERS ÉTAGE

$$r_x = 2.32 ; r_y = 2.30$$

Niveau	$\delta_{eK}^x (mm)$	$\delta_{eK}^y (mm)$	$\Delta_K^x (mm)$	$\Delta_K^y (mm)$	$\delta_K^x (mm)$	$\delta_K^y (mm)$	$\bar{\Delta} (mm)$	Observation
28,36	16.6	14.8	2.2	1.8	26.29	21.33	30.6	vérifier
25,30	14.4	13	2.2	1.9	26.29	22.515	30.6	vérifier
22,24	12.2	11.1	2.3	1.9	27.485	22.515	30.6	Non vérifier
19,18	9.9	9.2	2.3	2	27.485	23.7	30.6	vérifier
16,12	7.6	7.2	2.1	1.9	25.095	22.515	30.6	vérifier
13,06	5.5	5.3	1.9	1.8	22.705	21.33	30.6	vérifier
10,00	3.6	3.5	2.5	2.4	29.875	28.44	50	vérifier
5,00	1.1	1.1	1.1	1.1	13.145	13.035	50	vérifier

Tab. IV.17 : Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle Final.

IV.13. VERIFICATION SPECIFIQUES AUX SOLLICITATION NORMALES

Niveaux	N_d (KN)	B_c (cm^2)	ν	Obs	Section corrigée (cm^2)	ν	Obs
P7	371.64	30 x 35	0.14	< 0.3	30 x 35	0.14	< 0.3
P6	718.60	30 x 35	0.27	< 0.3	30 x 35	0.27	< 0.3
P5	1065.95	30 x 45	0.32	> 0.3	45 x 50	0.27	< 0.3
P4	1409.42	30 x 45	0.42	> 0.3	45 x 50	0.25	< 0.3
P3	1755.92	40 x 50	0.35	> 0.3	55 x 60	0.26	< 0.3
P2	2101.06	40 x 50	0.42	> 0.3	55 x 60	0.25	< 0.3
P1	2463.71	40 x 60	0.41	> 0.3	60 x 65	0.29	< 0.3
R.D.C	2832.92	40 x 65	0.44	> 0.3	60 x 65	0.29	< 0.3

Tab .IV.18 : Vérification de l'Effort Normal pour les Poteaux

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

MODES	PERIODE(S)	FACTEUR DE PARTICIPATION MASSIQUE (%)					
		U _x	U _y	U _z	∑U _x	∑U _y	∑U _z
1	0.461	0.0001	0.663	0	0.0001	0.663	0
2	0.432	0.6818	4.768E-05	0	0.6819	0.663	0
3	0.339	0.0006	0.0001	0	0.6825	0.6632	0
4	0.144	0	0.1764	0	0.6825	0.8396	0
5	0.115	0.1985	0	0	0.8809	0.8396	0
6	0.093	0.0001	5.345E-07	0	0.8811	0.8396	0
7	0.068	0	0.0806	0	0.8811	0.9201	0
8	0.052	0.0594	0	0	0.9404	0.9201	0
9	0.043	0.0004	2.897E-05	0	0.9408	0.9202	0

Tab. IV.19 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle final après la vérification spécifique aux sollicitations normales.

CONSTATATION

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 0.461$ s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation suivant Y-Y
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation suivant X-X
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

Résultantes des forces sismiques

- $W = 39272.99$ kN.
- $V^x = V^y = 5890.94$ kN $\Rightarrow 0.8V^x = 0.8V^y = 4712.75$ kN
- $F_1 = V_t^x = 2414.83$ kN et $F_2 = V_t^y = 2340.32$ kN .
 $V_t^x > 0.8V_x \Rightarrow r_x = 2$
 $V_t^y > 0.8V_y \Rightarrow r_y = 2.07$

IV.14. VÉRIFICATION DES DÉPLACEMENTS LATÉRAUX INTERS ÉTAGE

Niveau	δ_{eK}^x (mm)	δ_{eK}^y (mm)	Δ_K^x (mm)	Δ_K^y (mm)	δ_K^x (mm)	δ_K^y (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Observation
28,36	16.8	18.9	2.1	2.3	21	23.805	30.6	vérifié
25,30	14.7	16.6	2.3	2.5	23	25.875	30.6	vérifié
22,24	12.4	14.1	2.2	2.5	22	25.875	30.6	vérifié
19,18	10.2	11.6	2.3	2.7	23	27.945	30.6	vérifié
16,12	7.9	8.9	2.1	2.6	21	26.91	30.6	vérifié
13,06	5.8	6.3	2	2.4	20	24.84	30.6	vérifié
10,00	3.8	3.9	2.6	2.9	26	30.015	50	vérifié
5,00	1.2	1	1.2	1	12	10.35	50	vérifié

Tab .IV.20: Vérification des déplacements inter étages model final après la vérification spécifique des sollicitations de l'effort normal

IV.15. JUSTIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFET P- Δ

Sens x

Niveaux (m)	P_k (kN)	Δ_k (m) 10^{-3}	V_k (kN)	h_k (m)	θ	vérif
28,36	4363.84	2.1	420.07	3.06	0.007129269	<0,1 ok
25,30	8625.80	2.3	787.34	3.06	0.008234618	<0,1 ok
22,24	12935.96	2.2	1075.61	3.06	0.008646594	<0,1 ok
19,18	17246.11	2.3	1310.72	3.06	0.009889802	<0,1 ok
16,12	21660.70	2.1	1505.48	3.06	0.009874050	<0,1 ok
13,06	26126.27	2	1670.90	3.06	0.010219638	<0,1 ok
10,00	32128.28	2.6	1860.42	5.00	0.008980007	<0,1 ok
5,00	38224.31	1.2	1975.61	5.00	0.004435450	<0,1 ok

Tab .IV.21 : Justification vis-à- vis de l'Effet P- Δ dans le Sens x.

Sens y

Niveaux (m)	P_k (kN)	Δ_k (m) 10^{-3}	V_k (kN)	h_k (m)	θ	vérif
28,36	4363.84	2.3	418.93	3.06	0.007829495	<0,1 ok
25,30	8625.80	2.5	781.84	3.06	0.009013637	<0,1 ok
22,24	12935.96	2.5	1071.99	3.06	0.009858855	<0,1 ok
19,18	17246.11	2.7	1316.70	3.06	0.011557041	<0,1 ok
16,12	21660.70	2.6	1519.70	3.06	0.012110624	<0,1 ok
13,06	26126.27	2.4	1690.33	3.06	0.012122598	<0,1 ok
10,00	32128.28	2.9	1877.09	5.00	0.009927282	<0,1 ok
5,00	38224.31	1	1991.08	5.00	0.003839555	<0,1 ok

Tab .IV.22 : Justification vis-à- vis de l'Effet P- Δ dans le Sens y.

IV.16. JUSTIFICATION DU CHOIX DU COEFFICIENT DE COMPORTEMENT

- Pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales reprises par les voiles :
 - ✓ L'effort normal total à la base de la structure $P_{Tot}= 45738.17\text{kN}$.
 - ✓ L'effort normal à la base repris par les voiles $P_{voiles}=9013.13\text{kN}$.
 - $P_{voiles}/ P_{Tot}=19.70\% < 20\%$.

Alors les voiles de contreventement reprennent moins 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 _{Tot} (%)	V _{port} (%)
7 ^{ème}	420.07	225.49	100	53.68
6 ^{ème}	787.33	565.51	100	71.83
5 ^{ème}	1075.62	770.86	100	71.66
4 ^{ème}	1310.71	1032.39	100	78.76
3 ^{ème}	1505.48	1011.34	100	67.18
2 ^{ème}	1670.90	1295.54	100	77.58
1 ^{er}	1860.43	1623.11	100	87.25
RDC	1975.60	1839.60	100	93.12

Tab .IV.23 : Pourcentages des efforts tranchants dans le sens x.

Sens y :

Etage	V _{Tot} (kN)	V _{port} (kN)	V _{Tot} (%)	V _{port} (%)
7 ^{ème}	418.93	204.87	100	48.90
6 ^{ème}	781.85	525.88	100	67.26
5 ^{ème}	1071.98	582.05	100	54.30
4 ^{ème}	1316.71	875.47	100	66.48
3 ^{ème}	1519.34	872.07	100	57.39
2 ^{ème}	1690.33	1113.09	100	65.85
1 ^{er}	1877.10	1368.26	100	72.89
RDC	1991.08	1663.12	100	83.53

Tab. IV.24 : Pourcentages des efforts tranchants dans le sens y.

BLOC B :

➤ **Modèle original :**

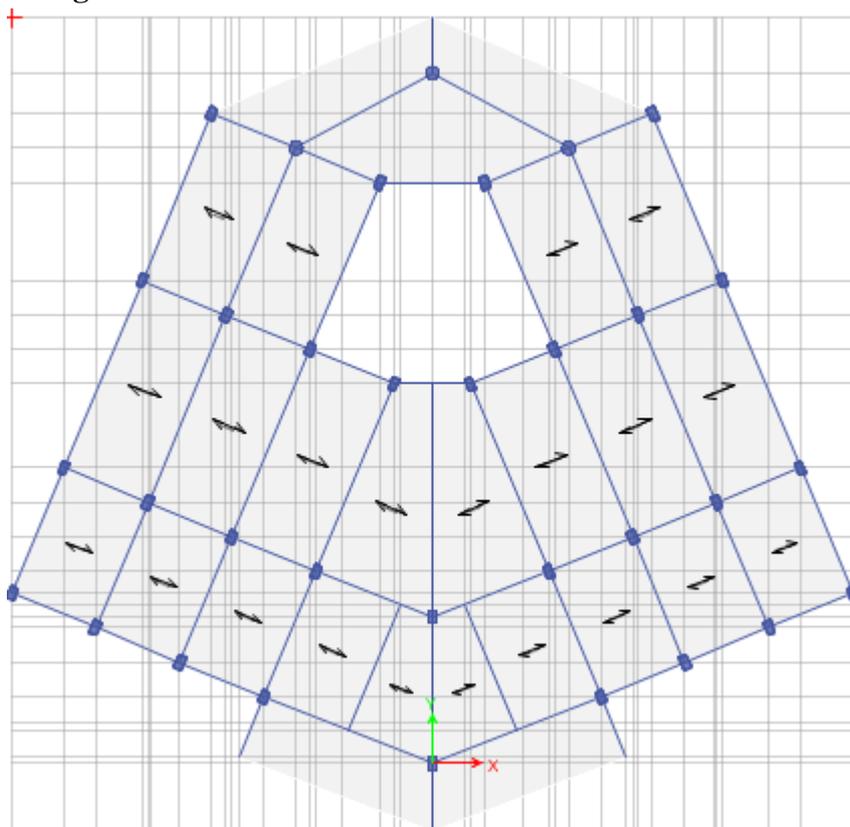


Fig.VI.13 : Modèle initial 2eme cas bloc B

a-Caractéristiques dynamiques propres :

Mode	Period sec	Facteur de participation massique (%)					
		UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	1.795	0.699	4.04E-06	0	0.699	4.04E-06	0
2	1.16	4.24E-06	0.8677	0	0.699	0.8677	0
3	1.062	0.1611	8.11E-07	0	0.8601	0.8677	0
4	0.564	0.0567	0	0	0.9168	0.8677	0
5	0.356	0	0.0661	0	0.9168	0.9338	0
6	0.324	0.0124	0	0	0.9293	0.9338	0
7	0.296	0.0202	0	0	0.9494	0.9338	0
8	0.194	0.0216	2.04E-06	0	0.971	0.9338	0
9	0.187	1.74E-06	0.0256	0	0.971	0.9595	0

Tab.IV.25: Période et facteurs de participation massique du modèle original

Remarque : Les résultats du tableau précédent correspondant à la structure initiale sans voiles.

CONSTATATIONS

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T=1,795$ s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 5^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode translation parallèlement à X-X.
- Le 2^{ème} mode est mode de translation parallèlement à Y-Y.
- Le 3^{ème} mode est mode de rotation.

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

$$W = 50517,9559 \text{ KN}$$

$$A = 0,30 \text{ (zone III, groupe 1B)}$$

$$Q = 1,20$$

$$R = 5$$

$$h_N = 28,36 \text{ m}$$

$$\text{Selon x-x : } L_x = 37,00\text{m} \Rightarrow T_x = 0,419\text{s}$$

$$\text{Selon y-y : } L_y = 30,59\text{m} \Rightarrow T_y = 0,461\text{s}$$

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

$$\text{Ce qui donne : } 0 < (T_x, T_y) < T_2 \Rightarrow D = 2,5\eta \Rightarrow D_x = D_y = 2,205$$

On trouve :

$$V^x = \frac{0,30(2,205)(1,20)}{5} 50517,9559 = 8020,23\text{kN} \Rightarrow 0,8V^x = 6416,18\text{kN}$$

$$V^y = \frac{0,30(2,205)(1,20)}{5} 50517,9559 = 8020,23\text{kN} \Rightarrow 0,8V^y = 6416,18\text{kN}$$

$$\text{D'après le fichier des résultats de l'ETABS 2013 on a : } \begin{cases} F_1 = V_t^x = 3170,0026\text{kN} \\ F_2 = V_t^y = 4842,4582\text{kN} \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne : } V_t^x < 0,8V^x \quad \text{et} \quad V_t^y < 0,8V^y$$

$$\begin{cases} r_x = \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 2,02 \\ r_y = \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 1,32 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} r_x = 2,02 \\ r_y = 1,32 \end{cases}$$

Les déplacements utilisés dans la vérification qui suit seront multipliés soit par r_x soit par r_y (selon le cas)

IV.17. VÉRIFICATION DES DÉPLACEMENTS LATÉRAUX INTERS ÉTAGE

Niveau	$\delta_{eK}^x (mm)$	$\delta_{eK}^y (mm)$	$\Delta_K^x (mm)$	$\Delta_K^y (mm)$	$\delta_K^x (mm)$	$\delta_K^y (mm)$	$\bar{\Delta}(mm)$	Observation
28,36	104.7	71.8	4.3	2.9	43.43	19.14	30.6	Non vérifié
25,30	100.4	68.9	7	4.6	70.7	30.36	30.6	Non vérifié
22,24	93.4	64.3	9.7	6.3	97.97	41.58	30.6	Non vérifié
19,18	83.7	58	10.9	7.2	110.09	47.52	30.6	Non vérifié
16,12	72.8	50.8	12.8	8.6	129.28	56.76	30.6	Non vérifié
13,06	60	42.2	14.4	9.7	145.44	64.02	30.6	Non vérifié
10,00	45.6	32.5	29.9	20.9	301.99	137.94	50	Non vérifié
5,00	15.7	11.6	15.7	11.6	158.57	76.56	50	Non vérifié

Tab : IV.26 : Vérification des déplacements inter étages avant renforcement (modèle initial)

- Les déplacements relatifs inter étages ne sont pas inférieurs à la limite imposée par le "RPA99 version 2003".

Modèle 1 :

Dessin de disposition des voiles :

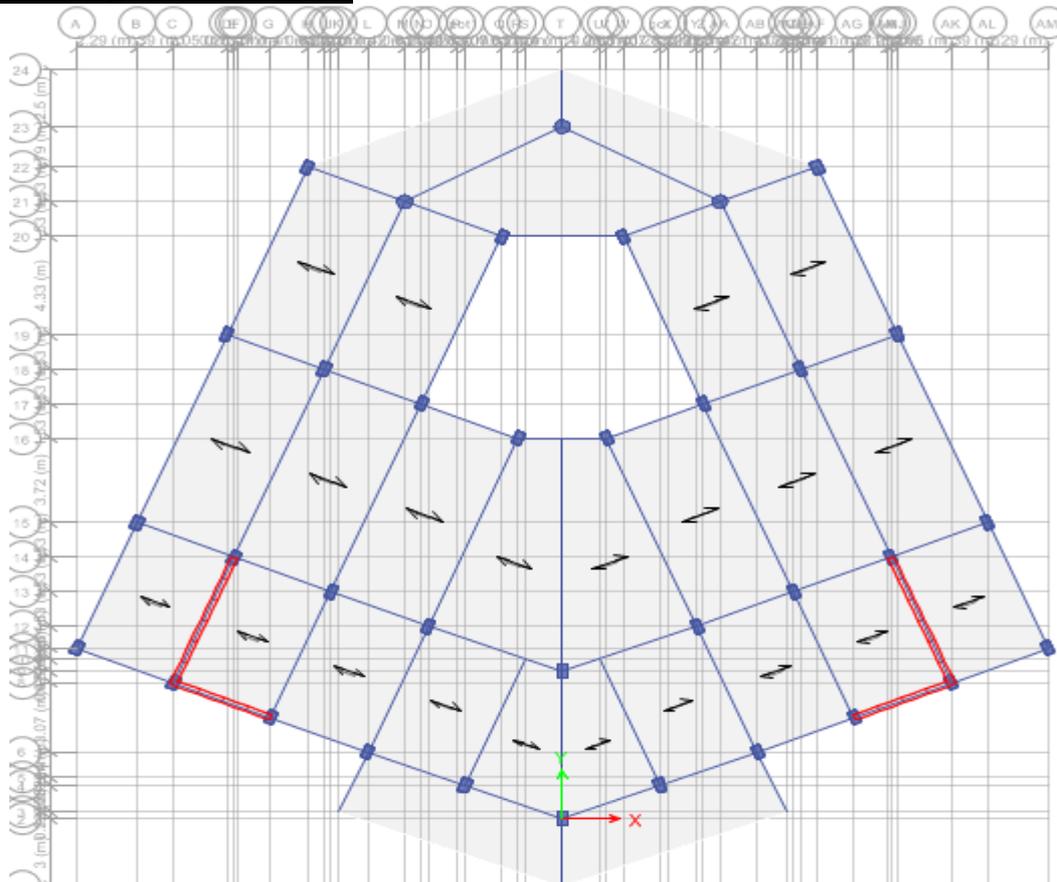


Fig. IV.14 : Modèle 1

b- Caractéristiques dynamiques propres :

Mode	Period sec	Facteur de participation massique (%)					
		UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	0.895	0.7512	0	0	0.7512	0	0
2	0.555	0	0.7548	0	0.7512	0.7548	0
3	0.467	0.0006	0	0	0.7518	0.7548	0
4	0.216	0.1565	0	0	0.9083	0.7548	0
5	0.135	0	0.1754	0	0.9083	0.9302	0
6	0.112	0.0014	0	0	0.9096	0.9302	0
7	0.092	0.0494	0	0	0.959	0.9302	0
8	0.062	0	0.042	0	0.959	0.9722	0
9	0.057	0.0256	0	0	0.9847	0.9722	0

Tab.IV.27: Période et facteurs de participation massique du modèle 1**CONSTATATION :**

- Une période fondamentale : $T = 0,895$ s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 5^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation pure parallèlement à X-X
- Le 2^{ème} mode est mode de translation pure parallèlement à Y-Y
- Le 3^{ème} mode est mode de rotation
- Présence importante de mode de torsion

c- Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :

$W = 54260,5803$ KN ; $R = 5$; $D_x = 2,205$; $D_y = 2,205$; $Q = 1,20$; $A = 0,30$

On a :

$$V^x = \frac{0,30(2,205)(1,20)}{5} 54260,5803 = 8614,4097kN \Rightarrow 0,8V^x = 6891,53kN$$

$$V^y = \frac{0,30(2,205)(1,20)}{5} 54260,5803 = 8614,4097kN \Rightarrow 0,8V^y = 6891,53kN$$

D'après le fichier des résultats de l'ETABS 2013 on a :
$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 5586,9823kN \\ F_2 = V_t^y = 7588,7864kN \end{cases}$$

Ce qui donne : $V_t^x < 0,8V^x$ et $V_t^y > 0,8V^y$

$$\begin{cases} r_x = \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 1,23 \\ r_y = \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 0,91 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} r_x = 1,23 \\ r_y = 1 \end{cases}$$

Les déplacements utilisés dans la vérification qui suit seront multipliés soit par r_x , soit par r_y (selon le cas).

IV.18. VÉRIFICATION DES DÉPLACEMENTS LATÉRAUX INTERS ÉTAGE

Niveau	$\delta_{eK}^x (mm)$	$\delta_{eK}^y (mm)$	$\Delta_K^x (mm)$	$\Delta_K^y (mm)$	$\delta_K^x (mm)$	$\delta_K^y (mm)$	$\bar{\Delta}(mm)$	Observation
28,36	39.5	20.1	4.6	2.5	28.29	12.5	30.6	vérifier
25,30	34.9	17.6	4.9	2.6	30.135	13	30.6	vérifier
22,24	30	15	5.1	2.7	31.365	13.5	30.6	Non vérifier
19,18	24.9	12.3	5.2	2.6	31.98	13	30.6	Non vérifier
16,12	19.7	9.7	5.2	2.6	31.98	13	30.6	Non vérifier
13,06	14.5	7.1	4.8	2.3	29.52	11.5	30.6	vérifier
10,00	9.7	4.8	6.6	3.1	40.59	15.5	50	vérifier
5,00	3.1	1.7	3.1	1.7	19.065	8.5	50	vérifier

Tab.IV.28: Vérification des déplacements inter étages (modèle 1)

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

Modèle 2 (FINAL):

- Dessin de disposition des voiles :

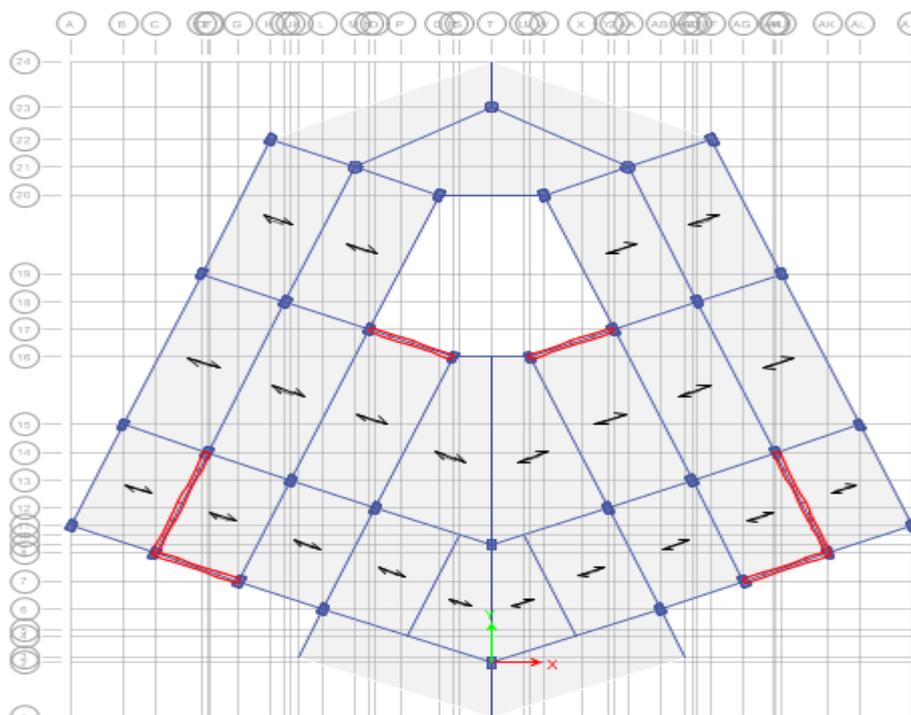


Fig. IV.15 : Modèle 2

b- Caractéristiques dynamiques propres :

Mode	Periode sec	Facteur de participation massique (%)					
		UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	0.708	0.7434	0	0	0.7434	0	0
2	0.554	0	0.7507	0	0.7434	0.7507	0
3	0.466	0.0018	0	0	0.7451	0.7507	0
4	0.166	0.1623	0	0	0.9074	0.7507	0
5	0.134	0	0.1771	0	0.9074	0.9278	0
6	0.112	0.0008	0	0	0.9082	0.9278	0
7	0.071	0.0514	0	0	0.9596	0.9278	0
8	0.061	0	0.0438	0	0.9596	0.9716	0
9	0.052	0.0003	0	0	0.9599	0.9716	0
10	0.043	0.0288	0	0	0.9887	0.9716	0
11	0.041	0	0.0226	0	0.9887	0.9942	0
12	0.035	0.0003	0	0	0.9889	0.9942	0

Tab. IV.29: Période et facteurs de participation massique du modèle 2**CONSTATATION :**

- Une période fondamentale : $T = 0,708$ s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 5^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation pure parallèlement à X-X
- Le 2^{ème} mode est mode de translation pure parallèlement à Y-Y
- Le 3^{ème} mode est mode de rotation

c- Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :

$W = 55476,1917$ KN ; $R = 5$; $D_x = 2,205$; $D_y = 2,205$; $Q = 1,20$; $A = 0,30$

On a :

$$V^x = \frac{0,30(2,205)(1,20)}{5} 55476,1917 = 8807,40kN \Rightarrow 0,8V^x = 7045,92kN$$

$$V^y = \frac{0,30(2,205)(1,20)}{5} 55476,1917 = 8807,40kN \Rightarrow 0,8V^y = 7045,92kN$$

D'après le fichier des résultats de l'ETABS 2013 on a :
$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 6544,8719kN \\ F_2 = V_t^y = 7746,5113kN \end{cases}$$

Ce qui donne : $V_t^x < 0,8V^x$ et $V_t^y > 0,8V^y$

$$\begin{cases} r_x = \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 1,08 \\ r_y = \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 0,91 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} r_x = 1,08 \\ r_y = 1 \end{cases}$$

Les déplacements utilisés dans la vérification qui suit seront multipliés soit par r_x , soit par r_y (selon le cas).

IV.19. VÉRIFICATION DES DÉPLACEMENTS LATÉRAUX INTERS ÉTAGE

Niveau	$\delta_{eK}^x (mm)$	$\delta_{eK}^y (mm)$	$\Delta_K^x (mm)$	$\Delta_K^y (mm)$	$\delta_K^x (mm)$	$\delta_K^y (mm)$	$\bar{\Delta} (mm)$	Observation
28,36	28.7	20	3.7	2.6	19.98	13	30.6	vérifier
25,30	25	17.4	3.8	2.6	20.52	13	30.6	vérifier
22,24	21.2	14.8	3.9	2.7	21.06	13.5	30.6	vérifier
19,18	17.3	12.1	3.9	2.6	21.06	13	30.6	vérifier
16,12	13.4	9.5	3.7	2.5	19.98	12.5	30.6	vérifier
13,06	9.7	7	3.4	2.3	18.36	11.5	30.6	vérifier
10,00	6.3	4.7	4.4	3.1	23.76	15.5	50	vérifier
5,00	1.9	1.6	1.9	1.6	10.26	8	50	vérifier

Tab. IV.30: Vérification des déplacements inter étages (modèle 2)

Remarque :

C'est la disposition des voiles du modèle 2 qui sera utilisée dans la suite de l'étude de la structure.

IV.20. VERIFICATION SPECIFIQUE AUX SOLLICITATION NORMALES

Niveaux	N_d (KN)	B_c (cm ²)	ν	Obs	Section corrigée (cm ²)	ν	Obs
P7	538,21	35x60	0,10	< 0,3	35 x 60	0,10	< 0,3
P6	646.42	35x60	0,12	< 0,3	35 x 60	0,12	< 0,3
P5	950.14	35x60	0,18	< 0,3	35 x 60	0,18	< 0,3
P4	1251.89	40x65	0,20	< 0,3	40 x 65	0,20	< 0,3
P3	1552.56	40x65	0,24	< 0,3	40 x 65	0,24	< 0,3
P2	1858.17	45x70	0,24	< 0,3	45 x 70	0,24	< 0,3
P1	2181.91	45x70	0,28	< 0,3	45 x 70	0,28	< 0,3
R.D.C	2527.91	50x75	0,26	< 0,3	50 x 75	0,26	< 0,3

Tab. IV.34 : Vérification de l'Effort Normal pour les Poteaux

IV.21. JUSTIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFET P- Δ

Sens x :

Niveaux (m)	P_k (kN)	Δ_k (m) 10^{-3}	V_k (kN)	h_k (m)	θ	vérif
28,36	7587.30	3.7	1822.12	3.06	0.005034896	<0,1 ok
25,30	13936.91	3.8	2983.71	3.06	0.005800588	<0,1 ok
22,24	20286.53	3.9	3919.11	3.06	0.006597258	<0,1 ok
19,18	26750.89	3.8	4707.85	3.06	0.007056312	<0,1 ok
16,12	33215.26	3.7	5350.63	3.06	0.007506077	<0,1 ok
13,06	39805.84	3.4	5870.99	3.06	0.007533433	<0,1 ok
10,00	47500.62	4.2	6322.61	5.00	0.006310767	<0,1 ok
5,00	55607.44	1.9	6587.13	5.00	0.006057345	<0,1 ok

Tab. IV.35: Justification vis-à- vis de l'Effet P- Δ dans le Sens x

Sens y :

Niveaux (m)	P_k (kN)	Δ_k (m) 10^{-3}	V_k (kN)	h_k (m)	θ	vérif
28,36	7587.30	2.5	2074.89	3.06	0.002987519	<0,1 ok
25,30	13936.91	2.6	3487.93	3.06	0.010388960	<0,1 ok
22,24	20286.53	2.6	4605.38	3.06	0.003742779	<0,1 ok
19,18	26750.89	2.6	5530.91	3.06	0.004109543	<0,1 ok
16,12	33215.26	2.5	6291.03	3.06	0.004313546	<0,1 ok
13,06	39805.84	2.3	6912.60	3.06	0.004328244	<0,1 ok
10,00	47500.62	3	7464.72	5.00	0.003818009	<0,1 ok
5,00	55607.44	1.6	7779.75	5.00	0.002287268	<0,1 ok

Tab.IV.36 : Justification vis-à- vis de l'Effet P- Δ dans le Sens y.

IV.22. JUSTIFICATION DU CHOIX DU COEFFICIENT DE COMPORTEMENT

- Pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales reprises par les voiles :
 - ✓ L'effort normal total à la base de la structure $P_{Tot} = 64571.36\text{kN}$.
 - ✓ L'effort normal à la base repris par les voiles $P_{voiles} = 13642.51\text{kN}$.
 - $P_{voiles} / P_{Tot} = 19.57\% < 20\%$.

Alors les voiles de contreventement reprennent moins 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 _{Tot} (%)	V _{port} (%)
7 ^{ème}	1822.12	873.60	100	47.94
6 ^{ème}	2983.74	2047.35	100	68.62
5 ^{ème}	3919.10	2111.51	100	53.88
4 ^{ème}	4707.90	3455.30	100	73.39
3 ^{ème}	5350.62	4229.92	100	79.05
2 ^{ème}	5870.97	4498.46	100	76.62
1 ^{er}	6322.61	5797.44	100	91.69
RDC	6587.11	5917.01	100	89.82

Tab. IV.37 : Pourcentages des efforts tranchants dans le sens x.

Sens y :

Etage	V _{Tot} (kN)	V _{port} (kN)	V _{Tot} (%)	V _{port} (%)
7 ^{ème}	2074.89	1399.16	100	67.43
6 ^{ème}	3487.90	2601.00	100	74.57
5 ^{ème}	4605.39	3631.31	100	78.84
4 ^{ème}	5530.86	4275.99	100	77.31
3 ^{ème}	6291.04	5137.45	100	81.66
2 ^{ème}	6912.61	5577.68	100	80.68
1 ^{er}	7464.72	7002.61	100	93.80
RDC	7779.77	6955.11	100	89.40

Tab .IV.38 : Pourcentages des efforts tranchants dans le sens y

❖ récapitulation des résultats :

	Bloc sans joint	Bloc avec joint	
		Bloc A et C	Bloc B
Période (S)	0,68	0.476	0,708
La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du	6 ^{ème} mode	8 ^{ème} mode	5 ^{ème} mode
Poids (KN)	121023,812	38224.31	55476,1917
L'effort réduit à la base	2352.65	2832.92	2527.91
P_{voiles}/ P_{Tot} (%)	16,28	19.70	19.57

Tab. IV.39.les caractéristique dynamique de chaque cas

CONCLUSION :

Les blocs A et C sont plus rigide par rapport aux restes des blocs lorsqu'ils sont plus séparément.

V.1 INTRODUCTION

Le ferrailage des éléments résistants s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99ver.03.

V.2. FERRAILAGE DES POTEAUX RECTANGULAIRES

V.2.1. INTRODUCTION

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations. Les poteaux sont calculés en flexion composée, chaque poteau est soumis à un effort normal (N) et un moment fléchissant (M) dans le sens longitudinal et transversal.

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

- 1/ Section entièrement tendue SET.
- 2/ Section entièrement comprimée SEC.
- 3/ Section partiellement comprimée SPC.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorable suivants les deux sens (longitudinal et transversal) et dans les situations suivantes:

a. Situation durable:

- **Béton:** $\gamma_b=1,5$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$
- **Acier:** $\gamma_s=1,15$; Nuance FeE400 ; $\sigma_s=348\text{MPa}$

b. Situation accidentelle:

- **Béton:** $\gamma_b=1,15$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=18,48\text{MPa}$
- **Acier:** $\gamma_s=1,00$; Nuance FeE400 ; $\sigma_s=400\text{MPa}$

V.2.2. COMBINAISON D'ACTION

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

a. Selon BAEL 91 [1]:

a.1. ELU: Situation durable

$$1,35G+1,5Q$$

a.2. ELS: Situation durable

$$G+Q$$

b. Selon RPA 99 [2]: Situation accidentelle

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

Avec:

G: Charges permanentes.

Q: Surcharge d'exploitation.

E: Action du séisme.

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

- 1- N^{\max} , M^{corr}
- 2- N^{\min} , M^{corr}
- 3- M^{\max} , N^{cor}

V.2. 3. RECOMMANDATIONS DU RPA99 VERSION 2003

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

Leurs pourcentages en zone III est :

- Leur pourcentage est limité par:

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

$$* 0,9 < \frac{A_s}{B} < 6\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R)}$$

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est : 50Φ .
- La distance entre les barres ne doit pas dépasser 20cm

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

V.2. 4. PRÉSENTATION DES RÉSULTATS

Les résultats des efforts et ferrailage des poteaux sont regroupés dans les tableaux suivants :

A. LES POTEAUX ELLOIGNÉS PAR RAPPORT AUX VOILES

1. Situation durable :

- Combinaison : **1,35G+1,5Q**
- a. (N^{max}, M^{corr})

Niveaux	Sections (cm^2)	N^{max} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm^2)	A_s (cm^2)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm^2)
RDC	50 x 75	-3806.07	13.37	SEC	0	0	33.75
1 ^{er} et 2 ^{ème}	45 x 70	-3279.31	21.12	SEC	0	0	28.35
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	40 x 65	-2309.22	24.02	SEC	0	0	23.40
5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème}	35 x 60	-1380.74	14.27	SEC	0	0	18.90

Tab.V.1 : Ferrillages des poteaux situation durable (N^{max}, M^{corr})

- b. (M^{max}, N^{corr})

Niveaux	Section s (cm^2)	M^{max} (kNm)	N^{corr} (kN)	Sollicitation	A'_s (cm^2)	A_s (cm^2)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm^2)
RDC	50 x 75	-143.83	-2729.25	SEC	0	0	33.75
1 ^{er} et 2 ^{ème}	45 x 70	171.20	-2411.29	SEC	0	0	28.35
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	40 x 65	167.98	-1698.09	SEC	0	0	23.40
5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème}	35 x 60	171.00	-1010.14	SEC	0	0	18.90

Tab.V.2 : Ferrillages des poteaux situation durable (M^{max}, N^{corr})

2. Situation accidentelle :

- Combinaison :G+Q+Ex

a.1 ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\max} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
RDC	50 x 75	-2720.41	83.02	SEC	0	0	33.75
1 ^{er} et 2 ^{ème}	45 x 70	-2341.43	66.51	SEC	0	0	28.35
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	40 x 65	-1645.37	80.65	SEC	0	0	23.40
5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème}	35 x 60	-983.29	65.03	SEC	0	0	18.90

Tab.V.3.1 : Ferrillages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)

a.2 ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$)

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\min} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
RDC	50 x 75	-203.03	-17.26	SEC	0	0	33.75
1 ^{er} et 2 ^{ème}	45 x 70	-82.35	-39.32	SPC	0	0.41	28.35
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	40 x 65	-154.29	55.41	SPC	0	0.29	23.40
5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème}	35 x 60	-93.23	48.20	SPC	0	0.95	18.90

Tab.V.3.2 : Ferrillages des poteaux situation accidentelle ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$)

b. ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)

Niveaux	Sections (cm ²)	M^{\max} (kNm)	N^{corr} (kN)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
RDC	50 x 75	137.80	-1606.82	SEC	0	0	33.75
1 ^{er} et 2 ^{ème}	45 x 70	194.98	-163.19	SPC	0	5.45	28.35
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	40 x 65	192.36	-1023.43	SEC	0	0	23.40
5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème}	35 x 60	183.99	-652.96	SPC	0	1.19	18.90

Tab.V.4 : Ferrillages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)

- Combinaison :G+Q+Ey

a.1 ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\max} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
RDC	50 x 75	-2616.79	167.98	SEC	0	0	33.75
1 ^{er} et 2 ^{ème}	45 x 70	-2240.51	140.53	SEC	0	0	28.35
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	40 x 65	-1561.40	177.44	SEC	0	0	23.40
5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème}	35 x 60	-925.60	158.61	SEC	0	0	18.90

Tab.V.5.1 : Ferrillages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)

a.2 ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$)

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\min} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
RDC	50 x 75	-137.60	-8.57	SEC	0	0	33.75
1 ^{er} et 2 ^{ème}	45 x 70	-45.48	42.99	SPC	0	1.03	28.35
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	40 x 65	-300.92	161.48	SPC	0	3.07	23.40
5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème}	35 x 60	-176.08	151.79	SPC	0	4.81	18.90

Tab.V.5.2 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$)
b. ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)

Niveaux	Sections (cm ²)	M^{\max} (kNm)	N^{corr} (kN)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
RDC	50 x 75	240.08	-630.33	SPC	0	0.91	33.75
1 ^{er} et 2 ^{ème}	45 x 70	249.57	-484.65	SPC	0	3.94	28.35
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	40 x 65	324.81	-316.59	SPC	0	10.46	23.40
5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème}	35 x 60	306.90	-188.74	SPC	0	12.66	18.90

Tab.V.6 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)

- Combinaison : **0,8G±Ex**

a.1 ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\max} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
RDC	50 x 75	-1749.15	-90.42	SEC	0	0	33.75
1 ^{er} et 2 ^{ème}	45 x 70	-1446.41	60.13	SEC	0	0	28.35
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	40 x 65	-1022.89	73.33	SEC	0	0	23.40
5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème}	35 x 60	-625.97	60.50	SEC	0	0	18.90

Tab.V.7.1 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)
a.2 ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$)

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\min} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
RDC	50 x 75	-171.04	-34.16	SEC	0	0	33.75
1 ^{er} et 2 ^{ème}	45 x 70	50.89	49.73	SPC	0	1.21	28.35
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	40 x 65	50.49	61.63	SPC	0	1.87	23.40
5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème}	35 x 60	21.08	55.68	SPC	0	2.21	18.90

Tab.V.7.2 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$)

b.(M^{max},N^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	M ^{max} (kNm)	N ^{corr} (kN)	Sollicitation	A' _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A ^{min} _{s(RPA)} (cm ²)
RDC	50 x 75	111.08	-37.93	SPC	0	3.42	33.75
1 ^{er} et 2 ^{ème}	45 x 70	147.32	-94.72	SPC	0	4.43	28.35
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	40 x 65	142.72	-589.10	SEC	0	0	23.40
5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème}	35 x 60	133.82	-399.21	SPC	0	1.33	18.90

Tab.V.8 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{max},N^{corr})

- Combinaison : 0,8G±Ey

a.1 (N^{max},M^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N ^{max} (kN)	M ^{corr} (kNm)	Sollicitation	A' _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A ^{min} _{s(RPA)} (cm ²)
RDC	50 x 75	-1846.20	-152.79	SEC	0	0	33.75
1 ^{er} et 2 ^{ème}	45 x 70	-1345.48	134.15	SEC	0	0	28.35
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	40 x 65	-938.92	170.12	SEC	0	0	23.40
5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème}	35 x 60	-718.98	-142.56	SEC	0	0	18.90

Tab.V.9.1 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{max},M^{corr})

a.2 (N^{min},M^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N ^{min} (kN)	M ^{corr} (kNm)	Sollicitation	A' _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A ^{min} _{s(RPA)} (cm ²)
RDC	50 x 75	-61.08	3.61	SEC	0	0	33.75
1 ^{er} et 2 ^{ème}	45 x 70	-11.16	72.67	SPC	0	2.60	28.35
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	40 x 65	-96.13	167.71	SPC	0	5.81	23.40
5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème}	35 x 60	-61.78	159.28	SPC	0	6.54	18.90

Tab.V.9.2 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{min},M^{corr})

b.(M^{max},N^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	M ^{max} (kNm)	N ^{corr} (kN)	Sollicitation	A' _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A ^{min} _{s(RPA)} (cm ²)
RDC	50 x 75	233.00	-250.83	SPC	0	5.19	33.75
1 ^{er} et 2 ^{ème}	45 x 70	238.75	-177.16	SPC	0	7.08	28.35
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	40 x 65	314.38	-108.67	SPC	0	12.26	23.40
5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème}	35 x 60	294.79	-71.90	SPC	0	13.25	18.90

Tab.V.10 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{max},N^{corr})

V.2. 5. CHOIX DES ARMATURES

On remarque que le ferrailage maximum a été obtenu par la combinaison (0,8G+Ey).

Niveaux	Sections (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	A _s ^{max} (Z.C)(cm ²)	A _s ^{max} (Z.R)(cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC	50 x 75	5.19	33.75	123.75	247.50	8T20+8T14	37.45
1 ^{er} et 2 ^{ème}	45 x 70	7.08	28.35	94.50	189.00	8T20+8T14	37.45
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	40 x 65	12.26	23.40	78.00	156.00	8T16+8T14	28.40
5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème}	35 x 60	13.25	18.90	63.00	126.00	8T16+8T14	28.40

Tab.V.11 : Choix des armatures des poteaux

V.2. 6. VERIFICATIONS

➤ VERIFICATION DES CONTRAINTES (vérification vis-à-vis l'état limite de service)

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

- **Béton :**

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

- **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 $\sigma_s=201.63$ MPa.

a. **N_{ser}^{max} ; M_{ser}^{cor} :**

Niveaux	Sections (cm ²)	N _{ser} (kN)	M _{ser} (kNm)	Sollicitation	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	50 x 75	- 2751.34	9.61	SEC	90	201.63	6.01	15	OK
1 ^{er} et 2 ^{ème}	45 x 70	- 2370.66	15.18	SEC	103.6	201.63	6.93	15	OK
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	40 x 65	- 1670.48	17.25	SEC	90.7	201.63	6.09	15	OK
5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème}	35 x 60	- 1000.95	10.24	SEC	67.3	201.63	4.52	15	OK

Tab.V.12: Vérification des contraintes pour les poteaux

b. N_{cor}^{ser} ; M_{max}^{ser} :

Niveaux	Sections (cm ²)	M _{ser} (kNm)	N _{ser} (kN)	Sollicitation	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification
RDC	50 x 75	-103.50	-1976.62	SEC	83.9	201.63	5.72	15	OK
1 ^{er} et 2 ^{ème}	45 x 70	-141.27	-168.75	SPC	57.2	201.63	4.33	15	OK
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	40 x 65	121.13	-1138.45	SEC	101	201.63	7.03	15	OK
5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème}	35 x 60	123.12	-733.38	SPC	106.4	201.63	7.56	15	OK

Tab. V.13: Vérification des contraintes pour les poteaux

➤ VERIFICATION DES POTEAUX VIS-A-VIS DES 'EFFORTS TRANCHANTS :

• VÉRIFICATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILEMENT

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.

τ̄_u : Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte τ̄_u doit être limitée aux valeurs suivantes :

* Selon le BAEL 91 modifié 99 [1] :

τ̄_u = Min(0,13f_{c28}, 5MPa) Fissuration peu nuisible.

τ̄_u = Min(0,10f_{c28}, 4MPa) Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

* Selon le RPA 99 version 2003 [2] :

τ̄_u = ρ_df_{c28}

ρ_d=0,075.....si l'élançement λ ≥ 5

ρ_d=0,040.....si l'élançement λ < 5

Avec :

λ: L'élançement 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 :

Niveaux	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	λ	ρ _d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
RDC	50 x 75	54.00	0.15	22.04	0.075	1.875	2.50	OK
1 ^{er} et 2 ^{ème}	45 x 70	86.39	0.30	16.49	0.075	1.875	2.50	OK
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	40 x 65	113.15	0.48	18.55	0.075	1.875	2.50	OK
5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème}	35 x 60	116.81	0.62	21.20	0.075	1.875	2.50	OK

Tab. V.14 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

➤ Vérification au flambement :

La vérification au flambement revient à déterminer l'élancement λ d'un poteau. Si λ ≤ 50 on ne tient pas compte de l'effet du flambement dans le calcul en flexion composée des poteaux, et si λ > 50, il y a lieu d'en tenir compte.

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

L_f : longueur de flambement, qui est égal à 0,7L₀.
i : rayon de giration correspondant au plan de flambement.

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \frac{h}{\sqrt{12}} \text{ Avec } h : \text{ hauteur de la section du poteau pour les poteaux rectangulaires.}$$

$$i = \frac{D}{4} \text{ Avec } D : \text{ diamètre du poteau pour les poteaux circulaires.}$$

Niveaux	Section (cm ²)	L _f (cm)	λ	Observation
RDC	50 x 75	350	22.04	pas de vérification à faire
1 ^{er} et 2 ^{ème}	45 x 70	214.2	16.49	pas de vérification à faire
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	40 x 65	214.2	18.55	pas de vérification à faire
5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème}	35 x 60	214.2	21.20	pas de vérification à faire

Tab.V.15 : Vérification au flambement

V.2.7. FERRAILLAGE TRANSVERSAL DES POTEAUX

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **BAEL91 modifié 99** et celles du **RPA99 version 2003** ; elles sont données comme suit :

*** Selon BAEL91 modifié 99 :**

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

- 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 le RPA99 version 2003 :**

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

Avec :

- A_t : Section d'armatures transversales.
- S_t : Espacement des armatures transversales.
- T_u : Effort tranchant à l'ELU.
- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.
- h: Hauteur totale de la section brute.
- ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.
- ρ_a=2,5.....si λ_g ≥ 5
- ρ_a=3,75.....si λ_g < 5
- λ_g : Espacement géométrique.

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

S_t ≤ 10cm.....Zone nodale (zone III).

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

Ø_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

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

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e=400\text{MPa}$ (FeE40).

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

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	\varnothing_1 (mm)	S_t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC	50 x 75	8T20+6T16	20 et 16	10	15
1 ^{er} et 2 ^{ème}	45 x 70	4T20+8T16	20 et 16	10	15
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	40 x 65	6T16+8T14	16 et 14	10	15
5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème}	35 x 60	4T16+8T14	16 et 14	10	15

Tab. V.16 : Espacements maximales selon RPA99

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

Section (cm ²)	Niveaux	L_f (m)	λ_g (%)	ρ_a	T_u^{\max} (kN)	Zone	S_t (cm)	A_t^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
50 x 75	RDC	3.50	6.36	2.5	54.00	N	10	0.45	4T8	2,01
						C	15	0.67	4T8	2,01
45 x 70	1 ^{er} et 2 ^{ème}	2.142	4.76	3,75	86.39	N	10	1.16	4T8	2,01
						C	15	1.74	4T8	2,01
40 x 65	3 ^{ème} et 4 ^{ème}	2.142	5.35	2.5	113.15	N	10	1.09	4T8	2,01
						C	15	1.63	4T8	2,01
35 x 60	5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème}	2.142	6.12	2,5	116.81	N	10	1.22	4T8	2,01
						C	15	1.82	4T8	2,01

Tab. V.17 : Choix des armatures transversales pour les poteaux

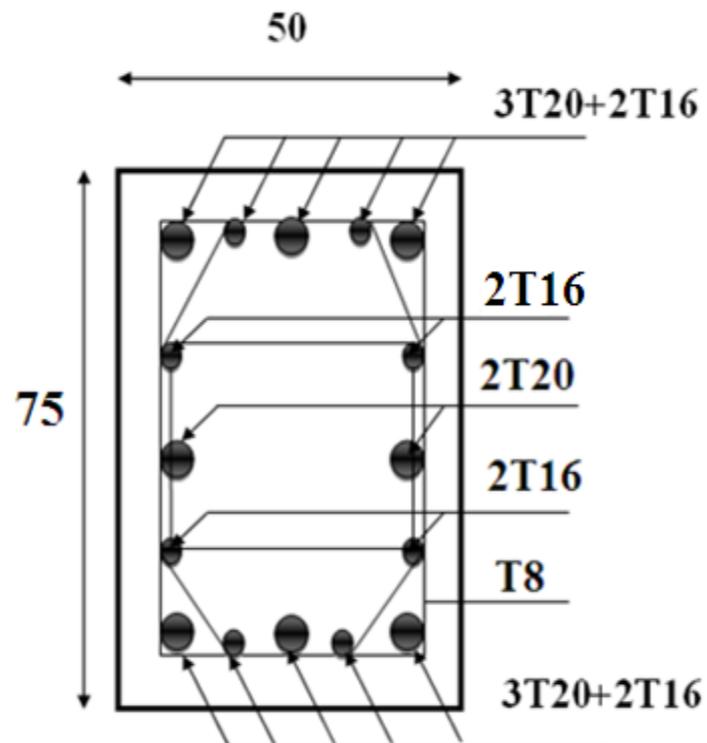
V.2.8. LONGUEUR DE RECOUVREMENT

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50\varnothing_1$ en zone III.

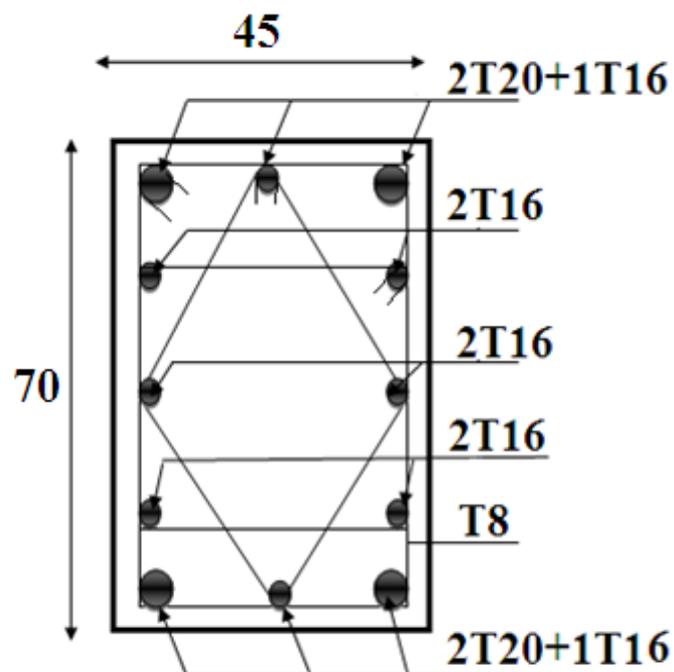
Pour : T20..... $L_r = 100$ cm

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

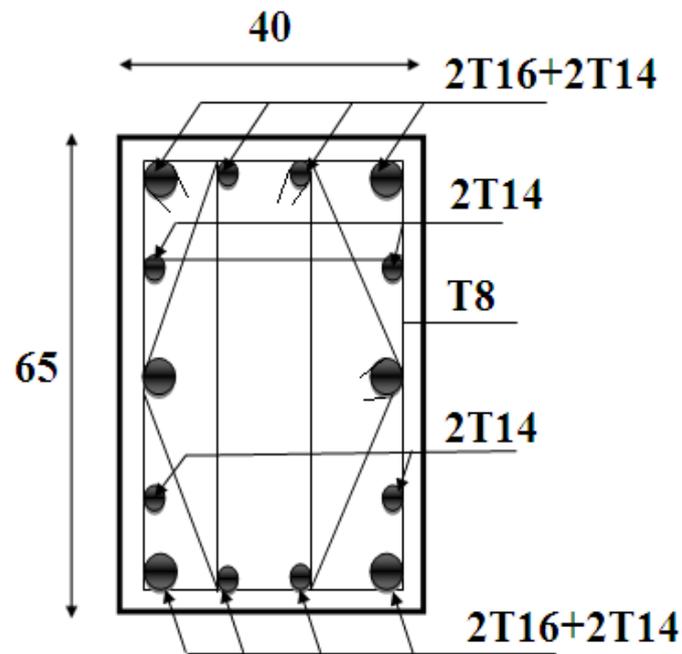
T14..... $L_r = 70$ cm



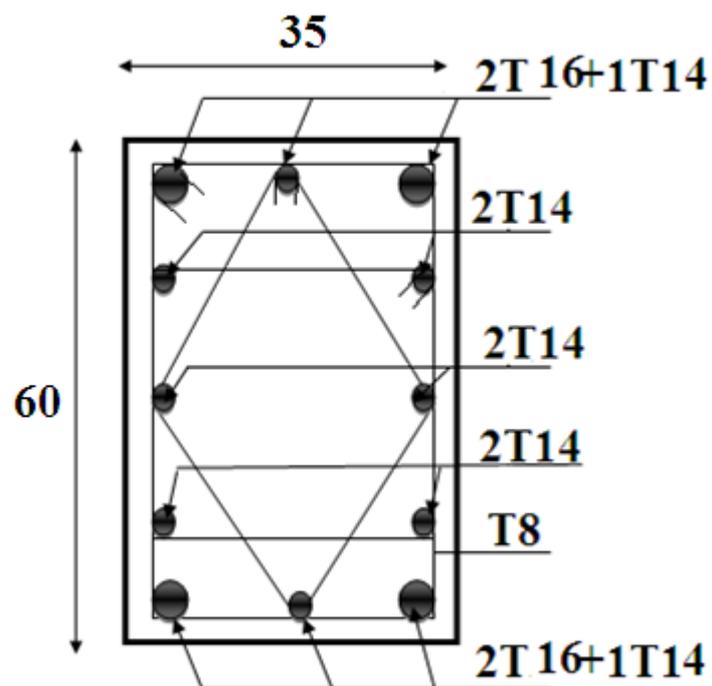
RDC



1^{er} et 2^{ème} étage



3^{ème} et 4^{ème} étage



5^{ème} ,6^{ème} et 7^{ème} étage

Fig.V.1 ferrailage des poteaux rectangulaires

V.3. FERRAILAGE DES POTEAUX CIRCULAIRES

1. Situation durable :

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

b. (N^{max}, M^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N ^{max} (kN)	M ^{corr} (kNm)	Sollicitation	A _s (cm ²)	A _{s(RPA)} ^{min} (cm ²)
RDC et 1 ^{er}	Ø60	-2019.77	37.43	SEC	0	25.43
2 ^{eme} , 3 ^{eme}	Ø55	-1454.35	118.22	SEC	0	21.37
4 ^{eme} , 5 ^{eme}	Ø45	-948.21	81.96	SEC	0	14.31
6 ^{eme} , 7 ^{eme}	Ø35	-471.47	50.46	SPC	1.69	8.65

Tab.V.18 : Ferrailages des poteaux situation durable (N^{max}, M^{corr})

b. (M^{max}, N^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	M ^{max} (kNm)	N ^{corr} (kN)	Sollicitation	A _s (cm ²)	A _{s(RPA)} ^{min} (cm ²)
RDC et 1 ^{er}	Ø60	-58.23	-1978.23	SEC	0	25.43
2 ^{eme} , 3 ^{eme}	Ø55	118.30	1454.34	SEC	0	21.37
4 ^{eme} , 5 ^{eme}	Ø45	82.02	-948.2	SEC	0	14.31
6 ^{eme} , 7 ^{eme}	Ø35	50.46	-471.44	SPC	1.69	8.65

Tab.V.19 : Ferrailages des poteaux situation durable (M^{max}, N^{corr})

2. Situation accidentelle :

- Combinaison : G+Q+Ex

a.1 (N^{max}, M^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N ^{max} (kN)	M ^{corr} (kNm)	Sollicitation	A _s (cm ²)	A _{s(RPA)} ^{min} (cm ²)
RDC et 1 ^{er}	Ø60	-1369.71	62.53	SEC	0	25.43
2 ^{eme} , 3 ^{eme}	Ø55	-992.91	159.58	SEC	0	21.37
4 ^{eme} , 5 ^{eme}	Ø45	-709.29	-63.17	SEC	0	14.31
6 ^{eme} , 7 ^{eme}	Ø35	-346.79	-26.06	SEC	0	8.65

Tab.V.19.1 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{max}, M^{corr})

a.2 (N^{min}, M^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N ^{min} (kN)	M ^{corr} (kNm)	Sollicitation	A _s (cm ²)	A _{s(RPA)} ^{min} (cm ²)
RDC et 1 ^{er}	Ø60	-600.24	22.65	SEC	0	25.43
2 ^{eme} , 3 ^{eme}	Ø55	-441.49	59.26	SEC	0	21.37
4 ^{eme} , 5 ^{eme}	Ø45	-288.43	-48.55	SEC	0	14.31
6 ^{eme} , 7 ^{eme}	Ø35	-156.65	24.20	SPC	0.24	8.65

Tab.V.19.2 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{min}, M^{corr})

b.($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)

Niveaux	Sections (cm ²)	M^{\max} (kNm)	N^{corr} (kN)	Sollicitation	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
RDC et 1 ^{er}	Ø60	69.43	-630.99	SEC	0	25.43
2 ^{eme} , 3 ^{eme}	Ø55	159.58	-992.91	SEC	0	21.37
4 ^{eme} , 5 ^{eme}	Ø45	107.19	-668.45	SPC	0.31	14.31
6 ^{eme} , 7 ^{eme}	Ø35	59.34	-340.63	SPC	3.63	8.65

Tab.V.20 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)

- Combinaison :G+Q+Ey

a.1 ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\max} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
RDC et 1 ^{er}	Ø60	-1369.31	83.82	SEC	0	25.43
2 ^{eme} , 3 ^{eme}	Ø55	-977.71	177.70	SEC	0	21.37
4 ^{eme} , 5 ^{eme}	Ø45	-742.27	-12.28	SEC	0	14.31
6 ^{eme} , 7 ^{eme}	Ø35	-371.38	-12.55	SEC	0	8.65

Tab.V.21.1 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)a.2 ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$)

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\min} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
RDC et 1 ^{er}	Ø60	-381.52	2.79	SEC	0	25.43
2 ^{eme} , 3 ^{eme}	Ø55	-278.14	5.32	SEC	0	21.37
4 ^{eme} , 5 ^{eme}	Ø45	-201.18	9.09	SEC	0	14.31
6 ^{eme} , 7 ^{eme}	Ø35	-124.77	5.31	SEC	0	8.65

Tab.V.21.2 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$)b.($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)

Niveaux	Sections (cm ²)	M^{\max} (kNm)	N^{corr} (kN)	Sollicitation	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
RDC et 1 ^{er}	Ø60	83.32	-1369.31	SEC	0	25.43
2 ^{eme} , 3 ^{eme}	Ø55	177.76	-977.69	SEC	0	21.37
4 ^{eme} , 5 ^{eme}	Ø45	120.34	-635.47	SPC	3.35	14.31
6 ^{eme} , 7 ^{eme}	Ø35	69.59	-315.94	SPC	6.60	8.65

Tab.V.22 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)

- Combinaison : $0,8G \pm Ex$
 a.1 ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\max} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
RDC et 1 ^{er}	Ø60	-859.85	61.00	SEC	0	25.43
2 ^{eme} , 3 ^{eme}	Ø55	-751.22	-91.74	SEC	0	21.37
4 ^{eme} , 5 ^{eme}	Ø45	-474.26	-61.73	SEC	0	14.31
6 ^{eme} , 7 ^{eme}	Ø35	-237.98	-28.08	SEC	0	8.65

Tab.V.23.1 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)

a.2 ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$)

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\min} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
RDC et 1 ^{er}	Ø60	-470.67	22.64	SEC	0	25.43
2 ^{eme} , 3 ^{eme}	Ø55	-343.16	-59.28	SEC	0	21.37
4 ^{eme} , 5 ^{eme}	Ø45	-223.98	48.52	SPC	0.83	14.31
6 ^{eme} , 7 ^{eme}	Ø35	-119.31	24.21	SPC	1.17	8.65

Tab.V.23.2 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$)

b. ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)

Niveaux	Sections (cm ²)	M^{\max} (kNm)	N^{corr} (kN)	Sollicitation	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
RDC et 1 ^{er}	Ø60	69.44	-495.27	SEC	0	25.43
2 ^{eme} , 3 ^{eme}	Ø55	-120.55	-354.61	SPC	4.57	21.37
4 ^{eme} , 5 ^{eme}	Ø45	81.83	-433.42	SPC	0.95	14.31
6 ^{eme} , 7 ^{eme}	Ø35	43.75	-231.73	SPC	2.41	8.65

Tab.V.24 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)

- Combinaison : $0,8G \pm Ey$

a.1 ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\max} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
RDC et 1 ^{er}	Ø60	-859.47	72.14	SEC	0	25.43
2 ^{eme} , 3 ^{eme}	Ø55	-766.41	-44.75	SEC	0	21.37
4 ^{eme} , 5 ^{eme}	Ø45	-507.24	-27.99	SEC	0	14.31
6 ^{eme} , 7 ^{eme}	Ø35	-262.58	-12.73	SEC	0	8.65

Tab.V.25.1 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)

a.2 ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$)

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\min} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
RDC et 1 ^{er}	Ø60	-251.96	2.98	SEC	0	25.43
2 ^{eme} , 3 ^{eme}	Ø55	-179.72	10.51	SEC	0	21.37
4 ^{eme} , 5 ^{eme}	Ø45	-136.78	12.16	SEC	0	14.31
6 ^{eme} , 7 ^{eme}	Ø35	-87.43	7.43	SEC	0	8.65

Tab.V.25.2 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$)

b. ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)

Niveaux	Sections (cm ²)	M^{\max} (kNm)	N^{corr} (kN)	Sollicitation	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
RDC et 1 ^{er}	Ø60	72.14	-859.47	SEC	0	25.43
2 ^{eme} , 3 ^{eme}	Ø55	140.99	-610.54	SPC	1.15	21.37
4 ^{eme} , 5 ^{eme}	Ø45	94.97	-400.44	SPC	3.82	14.31
6 ^{eme} , 7 ^{eme}	Ø35	54.00	-207.14	SPC	5.24	8.65

Tab.V.26: Ferraillages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)

V.3. 2. CHOIX DES ARMATURES

On remarque que le ferraillage maximum a été obtenu par la combinaison (G+Q+Ey).

Niveaux	Sections (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)	A_s^{\max} (Z.C)(cm ²)	A_s^{\max} (Z.R)(cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
RDC et 1 ^{er}	Ø60	0	25.43	84.78	169.56	6T20+6T16	30.91
2 ^{eme} , 3 ^{eme}	Ø55	4.57	21.37	71.24	142.48	12T16	24.13
4 ^{eme} , 5 ^{eme}	Ø45	3.82	14.31	47.69	95.38	12T14	18.47
6 ^{eme} , 7 ^{eme}	Ø35	6.60	8.65	28.85	57.70	6T14	9.24

Tab.V.27 : Choix des armatures des poteaux

➤ VERIFICATION DES CONTRAINTES (vérification vis-à-vis l'état limite de service)

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

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kNm)	Sollicitation	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	verif cation
RDC et 1 ^{er}	Ø60	-1466.04	26.85	SPC	80.79	201.63	5.49	15	OK
2 ^{eme} , 3 ^{eme}	Ø55	-1055.63	84.83	SPC	114.51	201.63	8.09	15	OK
4 ^{eme} , 5 ^{eme}	Ø45	-688.37	58.82	SPC	125.75	201.63	9.11	15	OK
6 ^{eme} , 7 ^{eme}	Ø35	-343.66	36.22	SPC	154.48	201.63	11.99	15	OK

Tab.V.28: Vérification des contraintes pour les poteaux

b. N_{cor}^{ser} ; M_{max}^{ser} :

Niveaux	Sections (cm ²)	M _{ser} (kNm)	N _{ser} (kN)	Sollicitation	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification
RDC et 1 ^{er}	Ø60	- 42.32	-1441.73	SPC	87.28	201.63	6.01	15	OK
2 ^{eme} , 3 ^{eme}	Ø55	85.82	-1060.16	SPC	114.77	201.63	8.2	15	OK
4 ^{eme} , 5 ^{eme}	Ø45	59.44	-691.74	SPC	125.88	201.63	9.27	15	OK
6 ^{eme} , 7 ^{eme}	Ø35	36.54	-345.07	SPC	153.76	201.63	12.31	15	OK

Tab V.29: Vérification des contraintes pour les poteaux

➤ VERIFICATION DES POTEAUX VIS-A-VIS DES 'EFFORTS TRANCHANTS :

Niveaux	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	λ	ρ _d	τ̄ _u ^{RPA} (MPa)	τ̄ _u ^{BAEL} (MPa)	Vérification
RDC et 1 ^{er}	Ø60	21.99	0.021	23.33	0.075	1.875	2.50	OK
2 ^{eme} , 3 ^{eme}	Ø55	76.22	0.13	15.58	0.075	1.875	2.50	OK
4 ^{eme} , 5 ^{eme}	Ø45	56.19	0.12	19.04	0.075	1.875	2.50	OK
6 ^{eme} , 7 ^{eme}	Ø35	34.36	0.09	25.20	0.075	1.875	2.50	OK

Tab. V.30 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

➤ Vérification au flambement :

Niveaux	Section (cm ²)	Lf(cm)	λ	Observation
RDC et 1 ^{er}	Ø60	214.2	23.33	pas de vérification à faire
2 ^{eme} , 3 ^{eme}	Ø55	214.2	15.58	pas de vérification à faire
4 ^{eme} , 5 ^{eme}	Ø45	214.2	19.04	pas de vérification à faire
6 ^{eme} , 7 ^{eme}	Ø35	214.2	25.20	pas de vérification à faire

Tab.V.31 : Vérification au flambement

V.3.3. FERRAILLAGE TRANSVERSAL DES POTEAUX CIRCULAIRES

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	Ø _l (mm)	S _t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC et 1 ^{er}	Ø60	6T20+6T16	20 et 16	10	15
2 ^{eme} , 3 ^{eme}	Ø55	12T16	16	10	15
4 ^{eme} , 5 ^{eme}	Ø45	12T14	14	10	15
6 ^{eme} , 7 ^{eme}	Ø35	6T14	14	10	15

Tab. V.32 : Espacements maximales selon RPA99

Section (cm ²)	Niveaux	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Ø60	RDC et 1 ^{er}	3.50	5.83	2.5	21.99	N	10	0.27	4T8	2.01
						C	15	0.41	4T8	2.01
Ø55	2 ^{eme} , 3 ^{eme}	2.142	3.89	3.75	76.22	N	10	2.33	4T10	3.14
						C	15	3.50	4T10	3.14
Ø45	4 ^{eme} , 5 ^{eme}	2.142	4.76	3.75	56.19	N	10	1.72	4T10	3.14
						C	15	2.58	4T10	3.14
Ø35	6 ^{eme} , 7 ^{eme}	2.142	6.12	2.5	34.36	N	10	0.70	4T8	2.01
						C	15	1.05	4T8	2.01

Tab.V.33: Choix des armatures transversales pour les poteaux

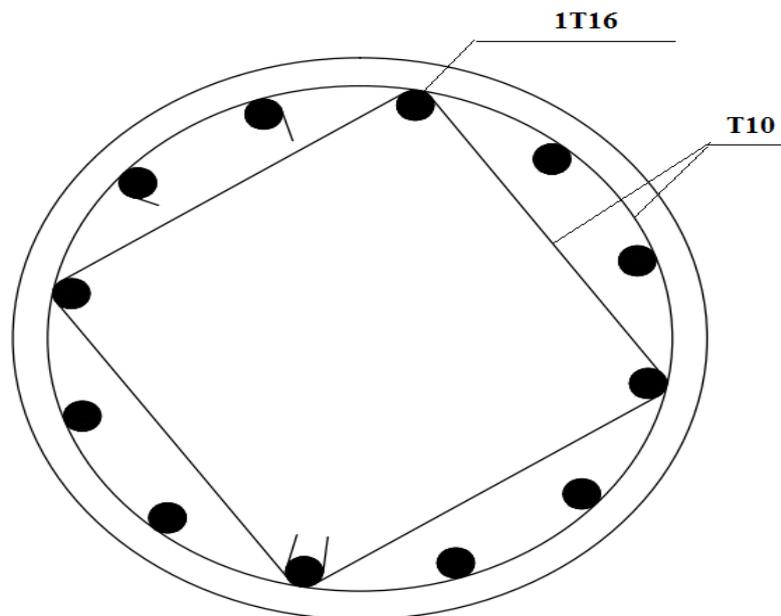


Fig.2.exemple ferrailage des poteaux circulaires

V.4. FERRAILAGE DES POUTRES

V.4.1. INTRODUCTION

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts des planchers vers les poteaux. Elles sont sollicitées à la flexion simple.

Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple.

On fait le calcul pour les deux situations suivantes :

- Situation durable : $1,35G+1,5Q$
- Situation accidentelle : $G+Q+E$

V.4.2. RECOMMANDATIONS DU RPA99 VERSION 2003

- 1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- 2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- 3- La longueur minimale de recouvrement est de $50\varnothing$ en zone III.
- 4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

V.4.3. CALCUL DU FERRAILAGE

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre porteuse).
- Sens non porteur (poutre secondaire).

1- Sens porteur :

a. Situation durable : Combinaison : $1,35G+1,5Q$

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
RDC et 1 ^{er}	35 x 65	Travée	259.03	12.99	0	11.38
		Appui	-373.82	0	19.56	11.38
Etage courant	35 x 65	Travée	258.31	12.95	0	11.38
		Appui	-363.95	0	18.97	11.38
Terrasse	35 x 65	Travée	279.71	14.13	0	11.38
		Appui	-321.06	0	16.47	11.38

Tab. V.34 : Ferrailage des poutres porteuses (situation durable)

b. Situation accidentelle : G+Q+E

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
RDC et 1 ^{er}	35 x 65	Travée	186.52	11.68	0	11.38
		Appui	-269.07	0	17.13	11.38
Etage courant	35 x 65	Travée	205.46	12.91	0	11.38
		Appui	-178.96	0	11.18	11.38
Terrasse	35 x 65	Travée	213.78	13.46	0	11.38
		Appui	-178.88	0	11.18	11.38

Tab.V.35 : Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle)

2-Sens non porteur :**c. Situation durable : Combinaison : 1,35G+1,5Q**

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
RDC et 1 ^{er}	30 x 35	Travée	70.17	7.07	0	5.25
		Appui	-76.75	0	7.82	5.25
Etage courant	30 x 35	Travée	72.96	7.93	0	5.25
		Appui	-71.41	0	7.21	5.25
Terrasse	30 x 35	Travée	76.78	7.83	0	5.25
		Appui	-68.95	0	6.94	5.25

Tab. V.36 : Ferrailage des poutres secondaires (situation durable)

d. Situation accidentelle : G+Q+E

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
RDC et 1 ^{er}	30 x 35	Travée	60.66	5.07	0	5.25
		Appui	-35.46	0	2.9	5.25
Etage courant	30 x 35	Travée	84.45	7.23	0	5.25
		Appui	-15.41	0	1.24	5.25
Terrasse	30 x 35	Travée	74.79	6.34	0	5.25
		Appui	-25.31	0	2.05	5.25

Tab.V.37 : Ferrailage des poutres secondaires (situation accidentelle)

Remarque :

D'après les résultats obtenus du calcul des sections d'armatures dans les poutres sous les combinaisons d'action considérées, soient les combinaisons "1,35G+1,5Q" et "G+Q+E", on constate que le ferrailage maximum est obtenu par la combinaison "1,35G+1,5Q".

V.4.4. CHOIX DES ARMATURES

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

1- Sens porteur :

Niveaux	Section (cm ²)	Position	A _s ^{max} (ZN)(cm ²)	A _s ^{max} (ZR)(cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC,1 ^{er}	35 x 65	Travée	91	136.5	11.38	12.99	3T20+3T14	14.04
		Appui				19.56	3T20+3T16+3T14	20.07
Etages courants	35 x 65	Travée	91	136.5	11.38	12.95	3T20+3T14	14.04
		Appui				18.97	3T20+3T16+3T14	20.07
Terrasse	35 x 65	Travée	91	136.5	11.38	14.13	3T20+3T16	15.45
		Appui				16.47	3T20+3T16+2T14	18.63

Tab.V.38 : Choix des armatures pour les poutres porteuses

2- Sens non porteur :

Niveaux	Section (cm ²)	Position	A _s ^{max} (ZN)(cm ²)	A _s ^{max} (ZR)(cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC,1 ^{er}	30 x 35	Travée	42	63	5.25	7.07	6T14	9.24
		Appui				7.82	6T14	9.24
Etages courants	30 x 35	Travée	42	63	5.25	7.93	6T14	9.24
		Appui				7.21	6T14	9.24
Terrasse	30 x 35	Travée	42	63	5.25	7.83	6T14	9.24
		Appui				6.94	6T14	9.24

Tab.V.39 : Choix des armatures pour les poutres secondaires

V.4.5. CONDITION DE NON FRAGILITÉ

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad [1]$$

Avec : f_{t28}=2,1MPa ; f_e=400MPa

Section (cm ²)	A _{s(choisi)} ^{min} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Vérification
35 x 65	14.04	2.47	Vérifiée
30 x 35	9.24	1.14	Vérifiée

Tab.V.40 : Vérification de la condition de non fragilité

V.4.6.VÉRIFICATION VIS À VIS DE L'ELS

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 :

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

Acier :

peu nuisible : Pas de vérification.

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

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

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

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable.

$$\text{On doit vérifier que : } \begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y + \frac{N}{A} < \bar{\sigma}_b = 15MPa \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63.MPa \end{cases}$$

1- **Sens porteur : (35x65)**

Niveaux	Position	M _{ser} (kNm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérifié
RDC, 1 ^{er}	Travée	186.52	9.73	15	111.1	201.63	Oui
	Appui	-296.09	12.8		151.6		
Etages courants	Travée	186.00	9.7	15	110.8	201.63	Oui
	Appui	-261.94	11.3		134.1		
Terrasse	Travée	204.73	10.2	15	117.2	201.63	Oui
	Appui	-234.74	10.6		124.1		

Tab.V.41 : Vérification des poutres principales à l'ELS

2- **Sens non porteur : (30x35)**

Niveaux	Position	M _{ser} (kNm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérifié
RDC, 1 ^{er}	Travée	50.58	10.1	15	92.3	201.63	Oui
	Appui	-55.40	11.1		101.1		
Etages courants	Travée	52.60	10.5	15	96	201.63	Oui
	Appui	-51.54	10.3		94		
Terrasse	Travée	56.16	11.3	15	102.5	201.63	Oui
	Appui	-50.76	10.2		92.6		

Tab.V.42: Vérification des poutres secondaires à l'ELS

V.4.7. VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT

a. **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

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

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

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

Niveaux	Section (cm ²)	T_u^{max} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérifié
RDC, 1 ^{er}	30 x 35	121.50	1.28	2,5	OK
	35 x 65	266.39	1.30	2,5	OK
Etages courants	30 x 35	117.70	1.25	2,5	OK
	35 x 65	264.50	1.29	2,5	OK
Terrasse	30 x 35	114.34	1.21	2,5	OK
	35 x 65	256.40	1.25	2,5	OK

Tab. V.43: Vérification de la contrainte de cisaillement

a. Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE40 ($f_e=400\text{MPa}$).

- Selon le BAEL 91 modifié 99 [1] :

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

- Selon le RPA 99 version 2003 [2] :

$$\begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,86\text{cm}$$

On prend : $\phi_t=8\text{mm}$

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 ^{max} (cm ²)	Choix
			S _t (cm)	S _t (cm)ZN	S _t (cm)ZC	ZN	ZC		
Porteur	121.50	1.28	28.35	16.25	32.5	10	20	2.1	5T8
Non porteur	266.39	1.30	52.65	8.75	17.5	8	15	1.35	3T8

Tab. V.44 : Calcul des armatures transversales

V.4.8. RECOUVREMENT DES ARMATURES LONGITUDINALES

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

On a :

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

V.4.9. VÉRIFICATION DE L'INFLUENCE DE L'EFFORT TRANCHANT AU VOISINAGE DES APPUIS

a. Appuis intermédiaires :

a.1. Vérification des armatures longitudinales [1] :

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

Si : $T_u - \frac{M_a}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ pas de force de traction dans les armatures longitudinales inférieures.

Si : $T_u - \frac{M_a}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ les armatures longitudinales inférieures sont soumises à un effort de

traction. Dans ce cas on doit vérifier que : $A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u - \frac{M_{ua}}{0,9d} \right)$

Niveaux	Section (cm ²)	T _u (kN)	M _{ua} (kNm)	$\frac{M_{ua}}{0,9d}$ (kN)	$T_u - \frac{M_{ua}}{0,9d}$ (kN)
RDC, 1 ^{er}	30 x 35	121.50	127.66	450.30	<0
	35 x 65	266.39	373.82	710.00	<0
Etages courants	30 x 35	117.70	135.07	476.44	<0
	35 x 65	264.50	363.95	691.26	<0
Terrasse	30 x 35	114.34	130.94	461.87	<0
	35 x 65	256.40	321.06	609.80	<0

Tab.V.45 : Vérification de la section d'armatures

D'après les résultats du tableau, les armatures longitudinales inférieures ne sont soumises à aucun effort de traction.

a.2. Vérification de la contrainte de compression de l'aire d'appui [1] :

La contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui doit vérifier la relation

$$\text{suivante : } \sigma_{bc}^m = \frac{T_u}{a.b} \leq \frac{1,3f_{c28}}{\gamma^b}$$

Avec :

a = Min(à ; 0,9d).

à : Largeur d'appuis sans l'enrobage (à=c-c'-2cm)

c' : L'enrobage (c'=3cm).

c: Largeur du poteau en appui.

b: Largeur de la poutre.

Niveaux	Section (cm ²)	à (cm)	a (cm)	T _u ^{max} (kN)	σ _{bc} ^m (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification
RDC, 1 ^{er}	30 x 35	50	28.35	121.50	1.43	21,67	Vérifiée
	35 x 65	50	52.65	266.39	1.44		
Etages courants	30 x 35	40	28.35	117.70	1.38	21,67	Vérifiée
	35 x 65	40	52.65	264.50	1.43		
Terrasse	30 x 35	30	28.35	114.34	1.34	21,67	Vérifiée
	35 x 65	30	52.65	256.40	1.39		

Tab. V.46 : Vérification de la compression de l'aire d'appui

b. Appuis de rives :

b.1. Vérification des armatures longitudinales [3] :

Il faut vérifier que : $A_s \geq \frac{T_u \gamma_s}{f_e}$

b.2. Vérification de la contrainte de compression du béton [3] :

Il faut vérifier que : $T_u \leq 0,267b.a.f_{c28}$

Avec :

b: Largeur de la poutre.

a=Min(à ; 0,9d).

à : Longueur d'appui (à=c-c'-2cm).

c: Largeur d'appui (poteau).

Les résultats des deux vérifications sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveaux	Vérifications		section d'armature longitudinale			contrainte de compression du béton		
	Section (cm ²)	T _u (kN)	$\frac{T_u \gamma_s}{f_e}$ (cm ²)	A _s ^{adp} (cm ²)	$A_s \geq \frac{T_u \gamma_s}{f_e}$	a (cm)	0,267.b.a.f _{c28} (kN)	T _u ≤ 0,267.b.a.f _{c28}
RDC, 1 ^{er}	30 x 35	121.50	2.64	18.85	Vérifiée	28.35	567.71	Vérifiée
	35 x 65	266.39	7.66	21.30	Vérifiée	52.65	1230	Vérifiée
Etages courants	30 x 35	117.70	3.38	18.85	Vérifiée	28.35	567.71	Vérifiée
	35 x 65	264.50	7.60	21.30	Vérifiée	52.65	1230	Vérifiée
Terrasse	30 x 35	114.34	3.29	18.85	Vérifiée	28.35	567.71	Vérifiée
	35 x 65	256.40	7.37	16.58	Vérifiée	52.65	1230	Vérifiée

Tab .V.47: Vérification dans les appuis de rive

V.4.10. VÉRIFICATION DE LA FLECHE

Si les conditions suivantes sont vérifiées, on pourra se dispenser du calcul de la flèche

- 1- $h/L \geq 1/16$
- 2- $h/L \geq M_t / 10 M$
- 3- $A_s / (b.d) \leq 4,2 / f_e$

Où : L = portée de la poutre

h = hauteur de la section

CALCUL DE LA FLECHE :

D'après BAEL 91 :

On doit vérifier $\Delta f = f_v - f_i \leq \bar{f}$

$$\begin{cases} \bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} & \text{Si } L > 5,00 \text{ m} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} & \text{Si } L < 5,00 \text{ m} \end{cases}$$

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} \quad ; \quad f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

Avec $\begin{cases} I_{Fi} = \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} \\ I_{Fv} = \frac{I_0}{1 + 0,4 \cdot \lambda_i \cdot \mu} \end{cases}$ et $\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \sigma_s + f_{t28}}$

$\rho = A_s / (b.d)$; $\lambda_i = (0,05 \cdot f_{t28}) / \rho(2 + 3b_0/b)$;
 $\lambda_v = (0,02 \cdot f_{t28}) / \rho(1 + 3b_0/d)$
 si $\mu < 0$ on prend $\mu = 0$

Vérfications		Condition 1			Condition 2			Condition 3		
Niveaux	Section (cm ²)	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	Vérification	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10 \cdot M_0}$	Vérification	$\frac{A_s}{b \cdot d}$	$\frac{4,2}{f_e}$	Vérification
RDC, 1 ^{er}	30x35	0.095	0,0625	OUI	0.095	0.116	NON	0.020	0,0105	NON
	35x65	0.078			0.078	0.069	OUI			0.0069
Etages courants	30x35	0.095	0,0625	OUI	0.095	0.110	NON	0.020	0,0105	NON
	35x65	0.078			0.078	0.071	OUI			0.010
Terrasse	30x35	0.095	0,0625	OUI	0.095	0.113	NON	0.020	0,0105	NON
	35x65	0.078			0.078	0.087	NON			0.008

Tab. V.48 : Vérification de la flèche

Vu que l'une des conditions n'est pas vérifiée, il est nécessaire de calculer la flèche.

Section	f_v (mm)	f_i (mm)	f (mm)	\bar{f} (mm)	observation
30x35	14.81	8.42	6.39	7.3	Vérifier

Tab.V.49 : Calcul de la flèche

- **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 cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. [C.B.A.93]

V.4.11. ARRÊT DES BARRES

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures :

$$h' \geq \begin{cases} \frac{L^{\max}}{4} & \text{Appuis en travée de rive} \\ \frac{L^{\max}}{5} & \text{Appuis en travée Intermédiaire} \end{cases}$$

Avec : $L = \text{Max}(L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$.

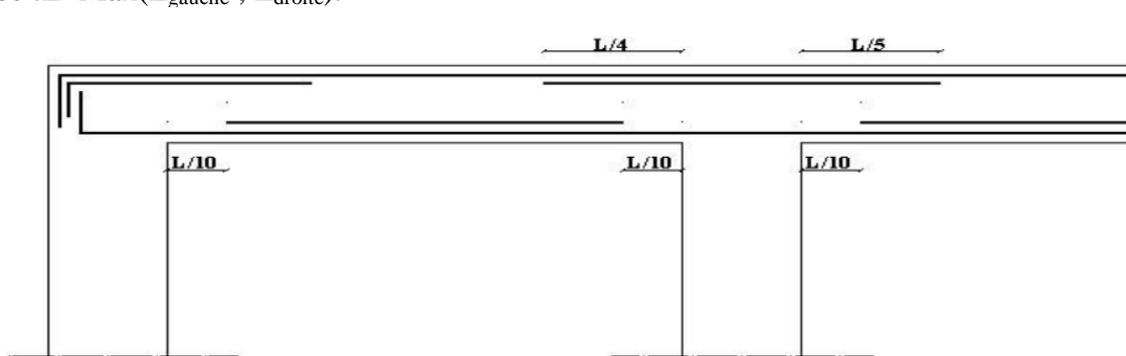
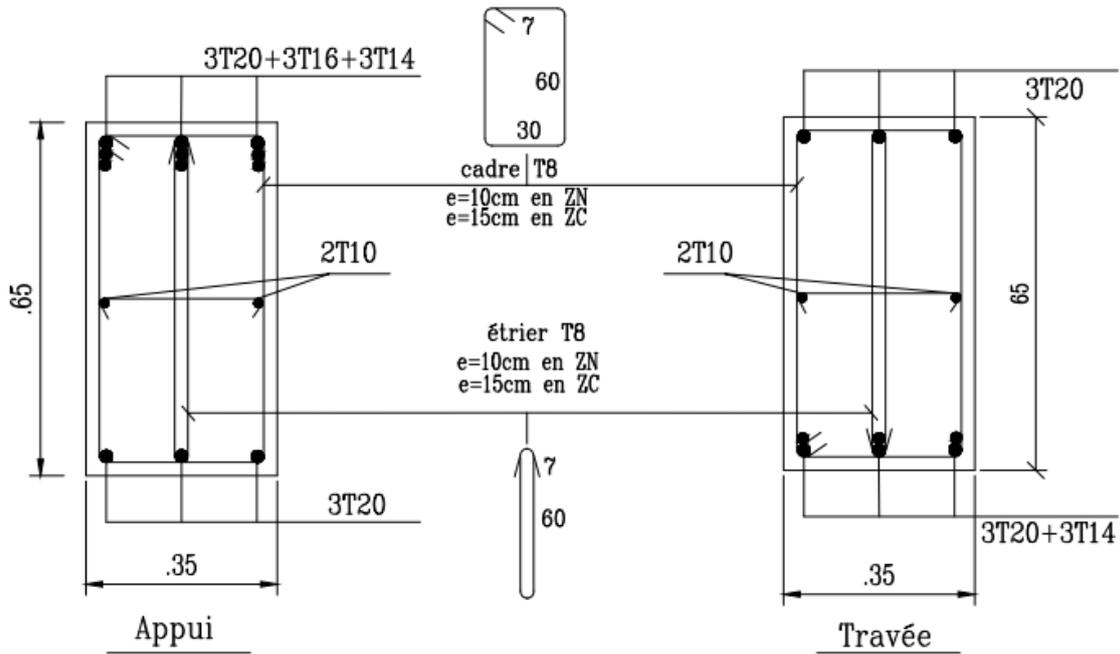


Fig.V.3 : Arrêt de barre

Sens porteur: RDC et étage courants



Sens porteur: Terrasse

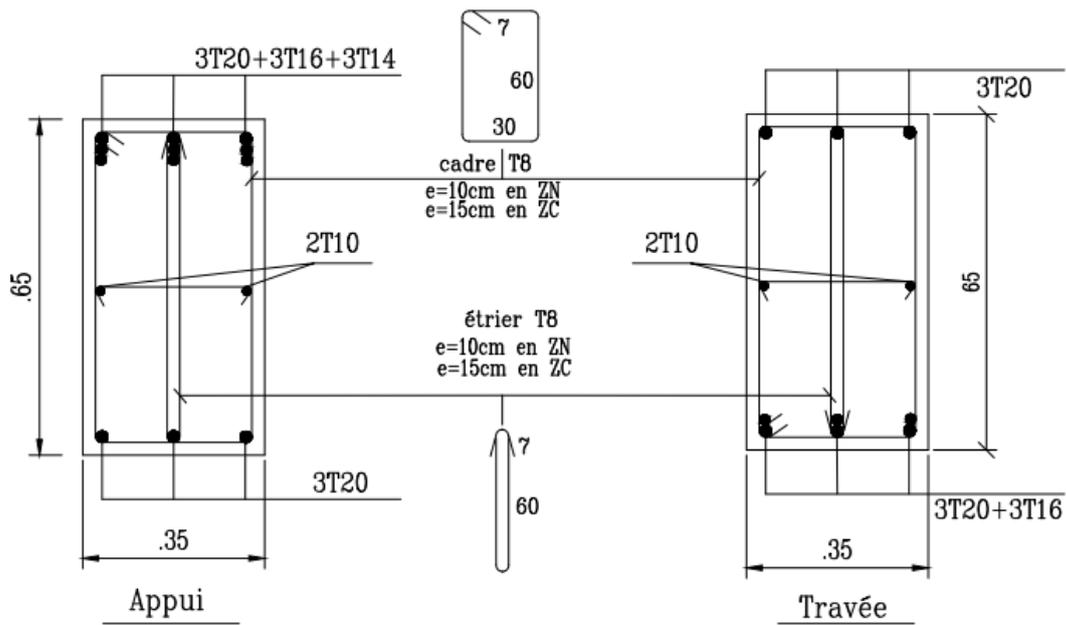


Fig.V.4: Ferraillage des poutres porteuses

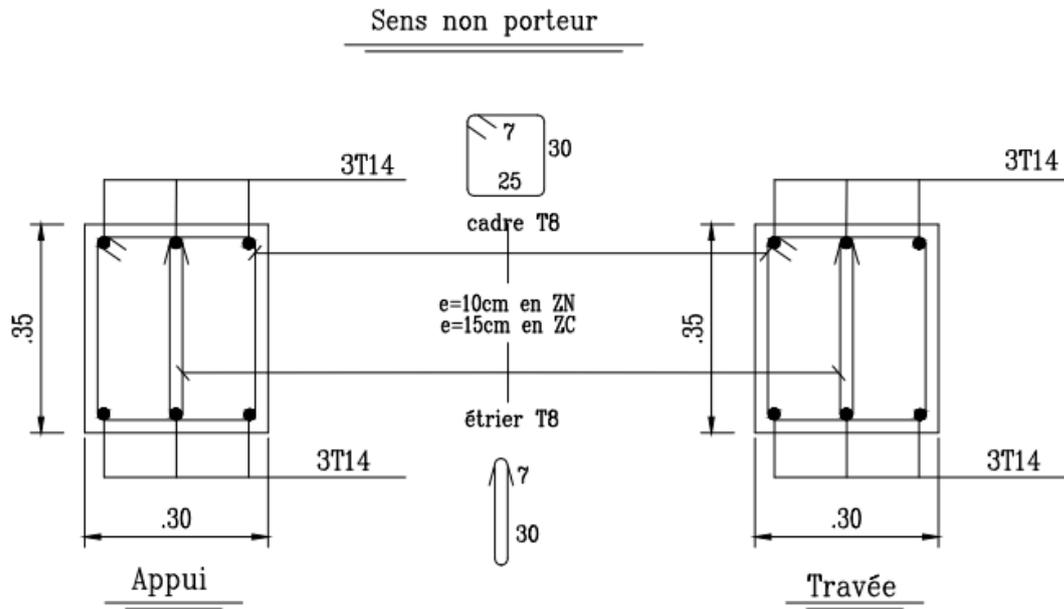


Fig.V.5: Ferraillage des poutres non porteuses

V.5. FERRAILLAGE DES VOILES

V.5.1 GENERALITES

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

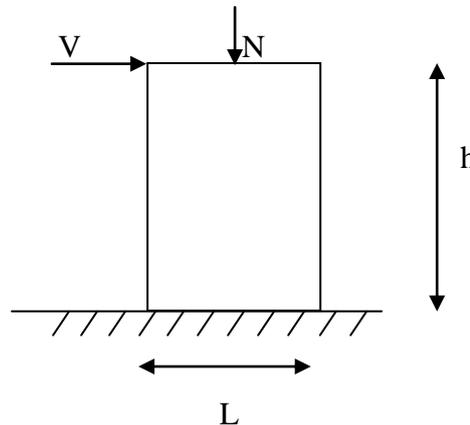
Ces éléments peuvent être :

- En maçonnerie non armée ou armée, auxquels on réservera le nom de murs ;
- En béton armé ou non armé, et appelés voiles.

On utilise aussi l'expression murs en béton banché pour désigner les voiles en béton non armé. Une banche est un outil de coffrage de grande surface.

V.5.2. INTRODUCTION AU FERRAILLAGE DES VOILES

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



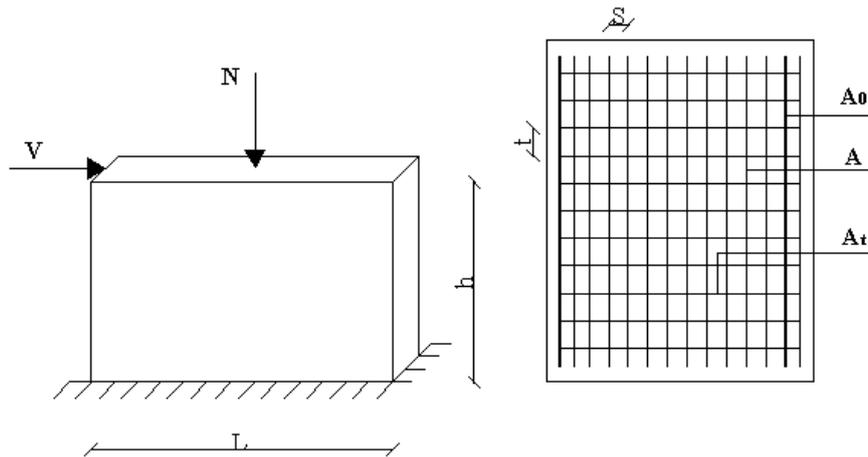
Le voile est donc sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

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.



Armatures	Aire	Pourcentage
Verticales concentrées	A_0	$\rho_0 = A_0/B$
Verticales réparties	A	$\rho = A/es$
Horizontales réparties	A_t	$\rho_t = A_t/et$

Fig. V.6: Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage

V.5.3. JUSTIFICATIONS SOUS SOLLICITATIONS NORMALES

a. Conditions d'application:

- La longueur d du mur : $d \geq 5a$
- L'épaisseur a du mur :
 - $a \geq 10\text{cm}$ pour les murs intérieurs.
 - $a \geq 12\text{cm}$ pour les murs extérieurs comportant une protection.
 - $a \geq 15\text{cm}$ pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.
- L'élancement mécanique λ : $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité r : $r \geq 3a$

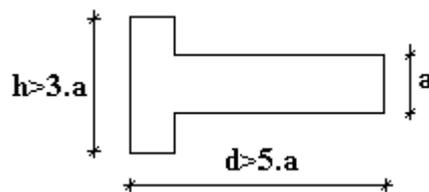


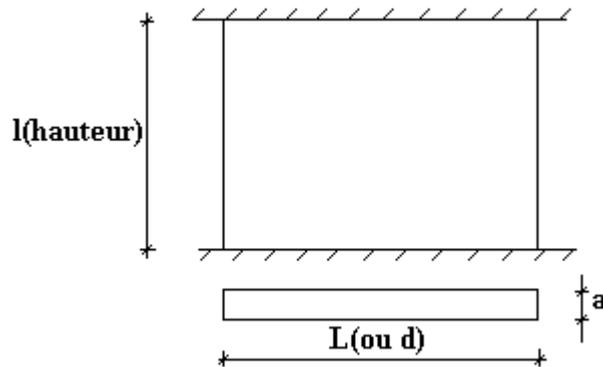
Fig V.7: Définition des éléments d'un mur

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 de l_f déduit de la hauteur libre du mur l , en fonction de ses liaisons avec le plancher. Les valeurs du rapport $\left(\frac{l_f}{l}\right)$ sont données par le tableau suivant :

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

Tab. V.50 : Valeurs de (l_f/l)

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

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

c. Effort de compression en ELU :

Soient :

l_f : longueur de flambement calculée en (b)

a : épaisseur du voile

d : longueur du voile

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à 28 jours

f_e : limite élastique de l'acier

$\gamma_b = 1,5$ (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_b = 1,15$)

$\gamma_s = 1,15$ (sauf pour combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_s = 1$)

Nota:

Les valeurs de α données par le tableau ci dessous sont valables dans le cas ou plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours.

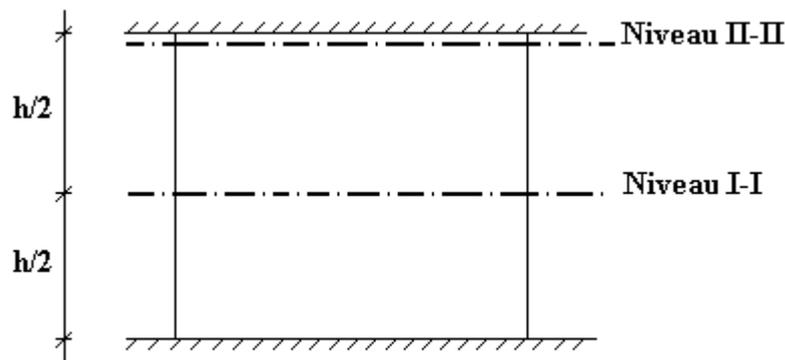
	Notation	Unités	Voiles armé verticalement	Voile non armé verticalement
Elancement	λ		$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
Section réduite	B_r	M^2	$d(a-0,02)$	
Pour $\lambda \leq 50$	α	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30}\right)^2}$
Pour $50 \leq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

Tab. V.51: Calcul de $\sigma_{u \text{ lim}}$

Remarque:

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

d. Niveaux de vérification :



On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau I-I à mi- hauteur d'étage : $\sigma_u \leq \sigma_{u \text{ lim}}$
- Niveau II-II sous le plancher haut : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u \text{ lim}}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.

e. Aciers minimaux :

Si $\sigma_u^c < \sigma_{bna}$ on a pas besoin d'armatures comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : (σ_u^c est la contrainte de compression ultime calculée).

L'épaisseur du voile est désignée par la lettre a

1. Aciers verticaux, aciers horizontaux :

	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Espacement maximal entre axes	$S_t \leq \min(0,33m ; 2a)$	$S_t \leq 0,33m$
Acier minimal	$A_{sv} \geq \rho_v d a$	$\rho_H = \frac{A_H}{100a} \geq \text{Max} \left[\frac{2\rho_{vMax}}{3} ; 0,001 \right]$ <p>ρ_{vMax} = le pourcentage vertical de la bande la plus armée</p>
Pourcentage minimal	$\rho_v = \text{Max} \left[0,001 ; 0,0015 \frac{400\theta}{f_e} \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{ulim}} - 1 \right) \right]$ <p>par moitié sur chaque face</p> <p>Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive</p> <p>$\theta = 1$ pour un voile intermédiaire</p>	

Tab.V.52 : Aciers verticaux et horizontaux

- La section d'armatures correspondant au pourcentage ρ_v doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée.
- La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

2. Aciers transversaux : (perpendiculaire aux parements)

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

	Nombres d'armatures transversales	Diamètre ϕ_t
$\phi_l \leq 12mm$	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

Tab. V.53 : Aciers transversaux

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

V.5.4. PROCEDURE DE FERRAILAGE DES TRUMEAUX**V.5.4.1. 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).

V.5.4.2. MÉTHODE SIMPLIFIÉE BASEE SUR LES CONTRAINTES (Calcul des aciers verticaux)

Comme déjà dit, les voiles du Bâtiment sont sollicitées en flexion composée.

Les contraintes normales engendrées (σ) peuvent être soit des contraintes de compression ou de traction

1-ZONE COMPRIMEE :

Si $\sigma < 0 \rightarrow$ compression

Dans ce cas le calcul se fait selon le paragraphe précédent.

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.

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

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

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.

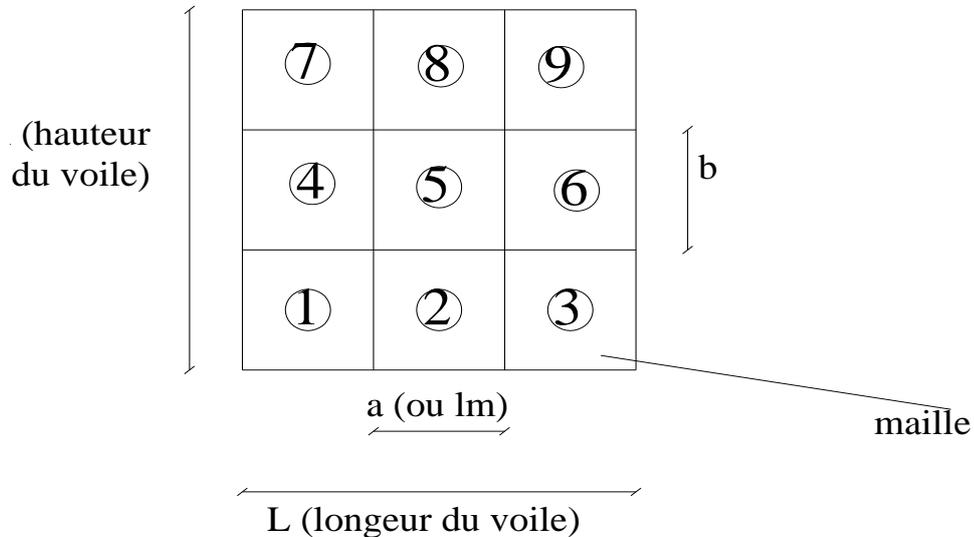


Fig.V.8: Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.

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

V.5.4.3. ACIERS HORIZONTALS :

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

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

$\tau_u = S_{12}$ Est donnée par l'interface graphique de l'ETABS 2013.

S_t : Espacement maximal trouvé pour A_v

$b_0 = a$ (épaisseur du trumeau)

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

V.5.4.4. ACIERS SUPPLÉMENTAIRES ET DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES [10]

➤ **Aciers de peau :** pour limiter les effets hygrothermiques

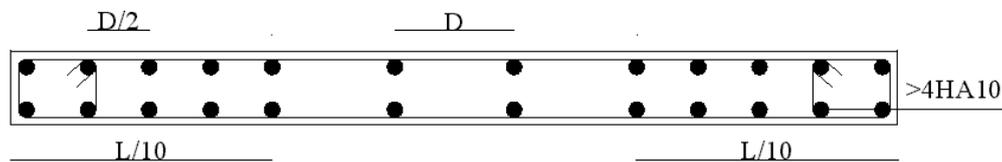
Aciers de peau	Unité	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Section minimale	cm ²	$0,6 \frac{400}{f_e}$	$1,2 \frac{400}{f_e}$
Espacement maximal	m	0,5	0,33

TabV.54 : Aciers supplémentaires

V.5.4.5. 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 0,2%.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.



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 :

Soit le voile (V1) :

$L = 4,00$ m (longueur)

$a = 0,25$ m (épaisseur)

$h_e = 5,00$ m (hauteur RDC)

Le voile est découpé en 4 mailles horizontales de même longueur $L^i = 1$ m et de section $S_i = L^i \cdot a$.

• **CONSTRAINTES LIMITES DE COMPRESSION:**

La hauteur d'étage est de 5,00 m d'où la hauteur libre est égale à :

- $h_e = 5,00 - 0,35 = 4,65$ m (0,35 m : hauteur de la poutre)

	Unité	Béton non armé	Béton armé
Longueur de flambement l_f	m	$4,65 \times 0,85 = 3,95$	$4,65 \times 0,8 = 3,72$
Elancement λ		$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,25} = 54,732$	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,25} = 51,545$
Coefficient α		0,390	0,565
Section réduite B_r (par ml) Avec $d = 1$ m	m^2	$(a-0,02) = (0,25-0,02) = 0,23$	$(a-0,02) = (0,25-0,02) = 0,23$
Contraintes limites $\sigma = \frac{N_{u\ lim}}{a d}$ Avec $d = 1$ m	MPa	$\sigma_{bna} = \frac{0,390}{1} \left[\frac{0,23 \times 25}{0,9 \times 1,15 \times 0,25} \right]$ $\sigma_{bna} = 8,67 MPa$	$\sigma_{ba} = \frac{0,565}{0,25 \times 1} \left(\frac{0,23 \times 25}{0,9 \times 1,15} + A_s \frac{400}{1} \right)$ $\sigma_{ba} = 12,78 MPa$

Tab .V.55: Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple

Remarque:

$\sigma_{ba} = 12,78$ MPa correspondant à $A_s = 0,1\%$ de B_{et}

$B_{et} = (0,25 \times 1) m^2$ (section de béton)

$A_s = 2,50 cm^2 = 2,50 \cdot 10^{-4} m^2$

• ARMATURES DE TRACTION:

La contrainte moyenne normale au milieu de chaque maille (à la base de voile) est lue, directement à partir de l'interface graphique ; il s'agit des contraintes S22 que nous avons noté dans la suite σ_j (j : pour le numéro de la maille).

La lecture des contraintes tangentielles se fera de la même manière (S_{12} ou τ)

maille $L_i=1m$	1	2	3	4
Dimensions (m²) $(a \cdot l^i) = S_j$	0,25	0,25	0,25	0,25
Contrainte moyenne par maille σ_j (MPa)	6.80	7.70	9.03	9.06
Force de traction F_t(MN) = $\sigma_j S_j$	1.70	1.93	2.26	2.34
Section d'acier (cm²) $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$ (situation accidentelle $\gamma_s=1$)	42.50	48.13	56.44	56.62
Aciers minimaux (cm²) 1. Selon BAEL: 0,1%$S_{b\acute{e}ton}$ 2. Selon RPA99: 0,2 %$S_{b\acute{e}ton}$	2.50 5	2.50 5	2.50 5	2.50 5
Acier total (sur deux faces en cm²) S_i : espacement (cm)	2*7T20 = 43.98 100/6=16.67	2*8T20 =50.27 100/7=14.28	2*(6T20+5T16) =57.81	2*(6T20+5T16) =57.81
$S \leq (1.5 a, 30cm)$ $S \leq 30 cm$	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tab. V.56 : Calcul des armatures verticales de l'exemple

• ARMATURES DE JOINT DE BETONNAGE (ACIERS DE COUTURE POUR LA MAILLE 1) :

$S_{12} = \tau_u = 0,63$ MPa (contrainte tangentielle lu directement au milieu de maille 1)

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

$$A_{vj} = 1,1 \frac{0,63 (250)(1000)}{400} 1,4 = 606 mm^2$$

$$A_{vj} = 6,06 cm^2$$

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

• ARMATURES HORIZONTALES :

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \cdot a \cdot S_t}{(0,8 f_e) 0,8} \quad \bar{\tau}_u = 1,4 \tau_u = 1,4 S_{12} \quad S_{t \min} = 300 \text{ mm}$$

$$A_{h1} = \frac{1,4 (0,63) (250) (300)}{(0,8) (400) (0,8)} = 2,58 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (43,98) = 29,32 \text{ cm}^2$$

$$A_{h \min} = (0,15\%) a \cdot l = \frac{0,15}{100} (0,25) (1) = 3,75 \text{ cm}^2$$

D'où : $A_h = \text{Max}(A_{h1}, A_{h2}, A_h^{\min}) = 29,32 \text{ cm}^2$

Soit : $10T20 = 31,42 \text{ cm}^2$

Avec : $S_t = \frac{1000}{5} = 200 \text{ mm}$

On prend : $S_t = 200 \text{ mm} < S_{t \min} = 300 \text{ mm}$ vérifié

V.5.5 PRÉSENTATION DES RÉSULTATS POUR LE RESTE DES VOILES DU BÂTIMENT ÉTUDIÉ

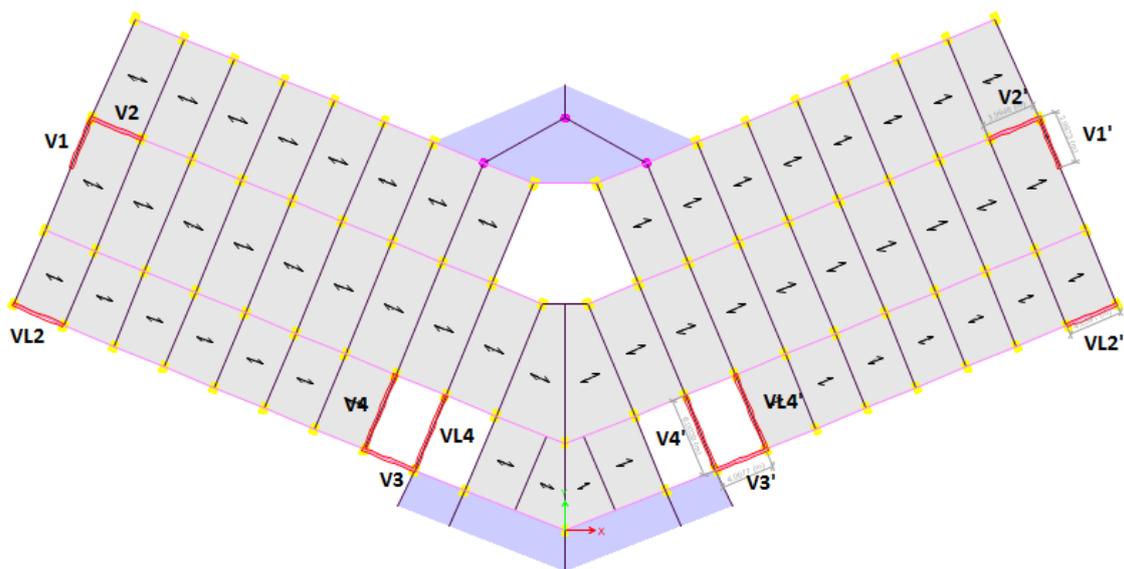


Fig. V.9 : Disposition des voiles

Nota :

- les valeurs des contraintes dans les voiles données dans les tableaux ci-après correspondent à la combinaison de charge G+Q+E
- dans ce qui suit on a :

e : désigne l'épaisseur du voile

l_m : la longueur de chaque maille

σ_{moy} : S_{22} (lu au milieu de la maille)

$$S_i = l_m * e$$

Tel que Si $\sigma < 0$ → compression
 Si $\sigma > 0$ → traction

V.5.5.1. ARMATURES VERTICALES DE TRACTION

Voile V1 : e = 25 cm $l_m = 1$ m $L_{voile} = 4,00$ m $A_{s\ min} = 5$ cm²

Hauteur (m)	Maille	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	As/B (%)	Le choix	$A_{vadopté}$ (cm ²)
RDC	1	0.25	6.80	1.70	42.50	0.017	2*7T20	43.98
	2	0.25	7.70	1.93	48.13	0.019	2*8T20	50.27
	3	0.25	9.03	2.26	56.44	0.023	2*(6T20+5T16)	57.81
	4	0.25	9.06	2.34	56.62	0.023	2*(6T20+5T16)	57.81
1er - 3 ^{ème}	1	0.25	4.74	1.19	29.63	0.012	2*5T20	31.42
	2	0.25	5.34	1.34	33.38	0.013	2*(4T20+3T14)	34.37
	3	0.25	6.54	1.64	40.88	0.016	2*7T20	43.98
	4	0.25	6.92	1.73	43.25	0.017	2*7T20	43.98
4 ^{ème} - 7 ^{ème}	1	0.25	2.11	0.53	13.19	0.005	2*5T14	15.39
	2	0.25	2.05	0.51	12.81	0.005	2*5T14	15.39
	3	0.25	2.15	0.54	13.44	0.005	2*5T14	15.39
	4	0.25	2.28	0.57	14.25	0.006	2*5T14	15.39

Tab. V.57 : Calcul des armatures du voile (V1,V1')

Hauteur (m)	Maille	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	As/B (%)	Le choix	$A_{vadopté}$ (cm ²)
RDC	1	0.25	9.27	2.32	57.80	0.023	2*(6T20+5T16)	57.81
	2	0.25	7.58	1.90	47.38	0.019	2*8T20	50.27
	3	0.25	4.72	1.18	29.50	0.012	2*5T20	31.42
	4	0.25	3.63	0.91	22.69	0.009	2*(4T16+4T14)	25.32

1er	1	0.25	7.54	1.89	47.13	0.019	2*8T20	50.27
	2	0.25	5.23	1.31	32.69	0.013	2*(4T20+3T14)	34.37
	3	0.25	3.40	0.85	21.25	0.009	2*(4T14+4T12)	21.37
	4	0.25	2.67	0.67	16.69	0.007	2*6T14	18.42
2 ^{ème}	1	0.25	2.52	0.630	15.75	0.006	2*7T12	15.84
	2	0.25	1.42	0.355	8.88	0.004	2*4T12	9.05
3 ^{ème}	3	0.25	2.14	0.535	13.38	0.005	2*7T12	15.84
	4	0.25	1.77	0.443	11.06	0.004	2*5T12	11.31
4 ^{ème}	1	0.25	1.77	0.443	11.06	0.004	2*5T12	11.31
	2	0.25	1.43	0.358	8.94	0.004	2*4T12	9.05
7 ^{ème}	3	0.25	1.15	0.288	7.19	0.003	2*4T12	9.05

Tab. V.58 : Calcul des armatures du voile (V2, V2', VL2, VL2')

Hauteur (m)	Maille	S _i (m ²)	σ _j (MPa)	F _t (MN)	A _s (cm ²)	As/B (%)	Le choix	A _{vadopté} (cm ²)
RDC	1	0.25	8.06	2.02	50.18	0.020	2*8T20	50.27
	2	0.25	5.83	1.46	36.44	0.015	2*6T20	37.70
	3	0.25	3.39	0.85	21.19	0.008	2*6T16	24.19
	4	0.25	2.49	0.62	15.56	0.006	2*4T16	16.08
1er - 3 ^{ème}	1	0.25	6.30	1.58	39.38	0.016	2*7T20	43.98
	2	0.25	4.53	1.13	28.03	0.011	2*(3T20+3T14)	28.09
	3	0.25	2.39	0.60	14.94	0.006	2*5T14	15.39
	4	0.25	2.01	0.50	12.56	0.005	2*5T14	15.39
4 ^{ème} - 7 ^{ème}	1	0.25	2.19	0.55	13.69	0.005	2*5T14	15.39
	2	0.25	1.47	0.37	9.19	0.004	2*5T12	11.31
	3	0.25	0.90	0.23	5.63	0.002	2*3T12	6.79
	4	0.25	0.80	0.20	5.00	0.002	2*3T12	6.79

Tab .V.59 : Calcul des armatures du voile (V3, V3')

Voile V4 : $e = 25 \text{ cm}$ $l_m = 1 \text{ m}$ $L_{\text{voile}} = 6,00 \text{ m}$ $A_s \text{ min} = 5 \text{ cm}^2$

Hauteur (m)	Maille	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	As/B (%)	Le choix	$A_{\text{Vadopté}}$ (cm ²)
RDC	1	0.25	9.21	2.30	57.56	0.023	2*(6T20+5T16)	57.81
	2	0.25	6.38	1.60	39.88	0.016	2*7T20	43.98
	3	0.25	3.94	0.99	24.63	0.010	2*4T20	25.13
	4	0.25	3.48	0.87	21.75	0.009	2*6T16	24.19
	5	0.25	6.30	1.58	39.38	0.016	2*7T20	43.98
	6	0.25	9.08	2.27	56.75	0.023	2*(6T20+5T16)	57.81
1er - 2 ^{ème}	1	0.25	6.77	1.69	42.31	0.017	2*7T20	43.98
	2	0.25	4.97	1.24	31.06	0.012	2*5T20	31.42
	3	0.25	3.02	0.76	18.88	0.008	2*5T16	20.11
	4	0.25	2.95	0.74	18.44	0.007	2*5T16	20.11
	5	0.25	4.69	1.17	29.31	0.012	2*5T20	31.42
	6	0.25	6.06	1.52	37.58	0.015	2*6T20	37.70
3 ^{ème} - 4 ^{ème}	1	0.25	3.31	0.83	20.69	0.008	2*(4T14+4T12)	21.37
	2	0.25	2.90	0.73	18.13	0.007	2*5T16	20.11
	3	0.25	2.00	0.50	12.50	0.005	2*6T12	13.57
	4	0.25	1.73	0.43	10.81	0.004	2*5T12	11.31
	5	0.25	3.11	0.78	19.44	0.008	2*5T16	20.11
	6	0.25	3.27	0.82	20.44	0.008	2*(4T14+4T12)	21.37
5 ^{ème} - 7 ^{ème}	1	0.25	1.21	0.30	7.56	0.003	2*5T10	7.85
	2	0.25	1.13	0.28	7.06	0.003	2*5T10	7.85
	3	0.25	1.01	0.25	6.31	0.003	2*5T10	7.85
	4	0.25	1.06	0.27	6.63	0.003	2*5T10	7.85
	5	0.25	1.42	0.36	8.88	0.004	2*5T12	11.31
	6	0.25	1.76	0.44	11.00	0.004	2*5T12	11.31

Tab. V.60 : Calcul des armatures du voile (V4, V4', VL4, VL4')

V.5.5.2 ARMATURES DE JOINT DE BETONNAGE (ACIERS DE COUTURE) :

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

$$e = 25 \text{ cm} \quad l_m = 1 \text{ m} \quad L_{\text{voile}} = 4,00 \text{ m}$$

Hauteur (m)	zone	τ_u (Mpa)	$A_{vj}^{cal}(\text{cm}^2)$	Le choix	$A_{adopté}(\text{cm}^2)$
V1, V1'	1	1.61	11.07	2*5T12	11.31
	2	1.17	8.04	2*4T12	9.05
	3	0.9	6.19	2*3T12	6.79
V2	1	2.02	13.89	2*7T12	15.83
	2	1.62	11.14	2*5T12	11.31
	3	0.45	3.09	2*2T10	3.14
V2'	1	2.03	13.96	2*5T14	15.39
	2	1.32	9.08	2*4T14	12.32
	3	0.73	5.02	2*3T12	6.79
VL2, VL2'	1	1.65	11.34	2*4T14	12.32
	2	1.00	6.88	2*4T12	9.05
	3	0.45	3.09	2*2T10	3.14
V3, V3'	1	2.28	15.68	2*7T12	15.83
	2	2.65	18.22	2*6T14	18.42
	3	1.87	12.86	2*5T14	15.39
V4, V4'	1	0.52	3.58	2*3T10	4.71
	2	0.91	6.26	2*3T12	6.79
	3	0.74	5.09	2*3T12	6.79
VL4, VL4'	1	0.70	4.81	2*3T12	6.79
	2	0.92	6.33	2*3T12	6.79
	3	0.80	5.50	2*3T12	6.79

Tab. V.61 : Calcul des aciers de couture des voiles

V.5.5.3. ACIERS HORIZONTAUX :

Voile	Niveaux	τ_u (Mpa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	A_h (cm ²)	choix	$A_h^{adopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
V1, V1'	RDC ,1er	1.25	5.13	38.54	3.75	38.54	2*7T20	43.98	16.67
	2 ^{eme} , 5 ^{eme}	1.00	4.10	29.32	3.75	29.32	2*5T20	31.42	25
	6 ^{eme} , 7 ^{eme}	0.61	2.50	10.26	3.75	10.26	2*5T12	11.31	25
V2, V2' VL2, VL2'	RDC	2.05	8.41	38.54	3.75	38.54	2*7T20	43.98	16.67
	1 ^{er}	2.26	9.27	33.51	3.75	33.51	2*(4T20+3T14)	34.37	/
	2 ^{eme} , 3 ^{eme}	1.7	6.97	10.56	3.75	10.56	2*5T12	11.31	25
	4 ^{eme} , 7 ^{eme}	0.49	2.01	7.54	3.75	7.54	2*5T10	7.85	25
V3, V3'	RDC	2.25	9.23	33.51	3.75	33.51	2*(4T20+3T14)	34.37	/
	1 ^{eme} , 3 ^{eme}	2.59	10.62	29.27	3.75	29.27	2*5T20	31.42	25
	4 ^{eme} , 7 ^{eme}	2.08	8.53	10.26	3.75	10.26	2*5T12	11.31	25
V4, V4' VL4, VL4'	RDC	1.73	7.10	38.54	3.75	38.54	2*7T20	43.98	16.67
	1 ^{eme} , 2 ^{eme}	1.25	5.13	29.32	3.75	29.32	2*5T20	31.42	25
	3 ^{eme} , 4 ^{eme}	0.92	3.77	14.25	3.75	14.25	2*5T14	15.39	25
	5 ^{eme} , 7 ^{eme}	0.50	2.05	7.54	3.75	7.54	2*5T10	7.85	25

Tab. V.62 : Calcul des aciers horizontaux des voiles

V.6. FERRAILAGE 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**, qui limite les contraintes de cisaillement (dans les linteaux (et les trumeaux)) dans le béton à ;

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28}$$

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

Ou bien : $\tau_b = 1,4 \tau_u^{cal}$ ($\tau_u^{cal} = S_{12}$ du fichier résultats de l'ETABS 2013)

Avec :

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile = 0,9h.

h : Hauteur totale de la section brute.

V.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 ($\bar{V} = 1,4 V_u^{cal}$)

b. Aciers Transversaux :

Deux cas se présentent :

α . **Premier sous cas** : Linteaux Longs ($\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$)

On a :

$$S \leq \frac{A_t f_e Z}{\bar{V}}$$

Où : S : Représente l'espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : Représente la section d'une cour d'armatures transversales.

$Z = h - 2 d'$

V : Représente l'effort tranchant dans la section considérée ($\bar{V} = 1,4 V_u^{cal}$)

l : Représente la portée du linteau.

β - **Deuxième Sous Cas** : Linteaux Courts ($\lambda_g \leq 1$)

On doit avoir :

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

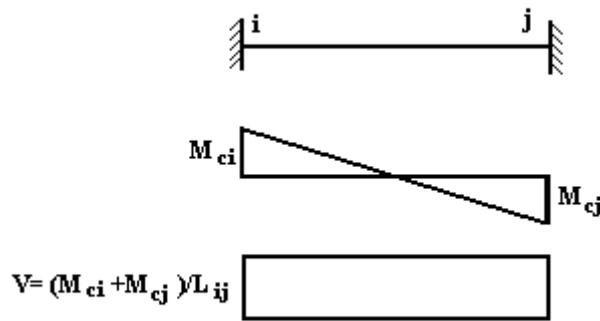
Avec : $V = \text{Min}(V_1, V_2)$

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

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

Avec : M_{ci} et M_{cj} moments "résistants ultimes" des sections d'about à droite et à gauche du linteau de portée l_{ij} (voir figure suivante) et calculés par : $M_c = A_l f_e Z$

Où : $Z = h - 2 d'$



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

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

V.6.3. Ferraillage Minimal

b : Epaisseur du linteau

h : Hauteur totale du linteau

S : Espacement des armatures transversales

a. Armatures Longitudinales A_1 et A'_1 :

$(A_1, A'_1) \geq 0,0015 b h$ (0,15%) (avec A_1 lit inférieur et A'_1 lit supérieur)

b. Armatures Transversales A_t :

- si $\tau_b \leq 0,025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0,0015 b S$
- si $\tau_b > 0,025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0,0025 b S$

$S_t \leq \frac{h}{4}$ (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%

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

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 :

Soit le linteau suivant :

$$h = 1,02 \text{ m}$$

$$d = 0,918 \text{ m}$$

$$b = 0,25 \text{ m}$$

Les calculs :

- $\tau_b = 2,34 \text{ MPa}$
 - $0,06 f_{c28} = \tau'_b = 1,5 \text{ MPa}$
- $$\tau_b > 0,06 f_{c28} \Rightarrow \text{On est dans le cas N}^\circ 2$$

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 :

$$\text{➤ } A_l = A'_l \geq 0,0015(0,25)(1,02)10^4 = 3,825 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_l = A'_l = 4\text{T}12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$\text{➤ } A_c \geq (0,002)(0,25)(1,02)10^4 = 5,1 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_c = 4\text{T}14 = 6,16 \text{ cm}^2 \quad (\text{répartie en deux nappes}) \quad (\text{soit 2 barres /nappe})$$

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

$$A_t \geq 0,0025 b S = (0,0025)(0,25)(0,255)10^4 = 1,59 \text{ cm}^2 \quad \text{car } S_t^{\max} = \frac{h}{4} = 0,255 \text{ m}$$

$$\text{soit : } A_t = 5\text{T}08 = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \quad \text{Or } S_t = 20 \text{ cm} < S_t^{\max}$$

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

$$\text{Avec : } \text{tg } \alpha = \frac{h - 2d'}{l} = \frac{102 - 2(3)}{91,8} = 1,05 \Rightarrow \alpha = 46,28^\circ$$

$$A_D = \frac{(2,34)(250)(1020)}{(2)(400) \sin(46,28)} = 10,32 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_D = 2 \times 5\text{T}12 = 11,31 \text{ cm}^2$$

- $A_D \geq 0,0015 b h = 3,825 \text{ cm}^2$ c'est vérifié
- Longueur d'ancrage : $L_a \geq \frac{h}{4} + 50\phi = \frac{102}{4} + 50(1,2) = 85,5$
 $\Rightarrow L_a = 90 \text{ cm}$

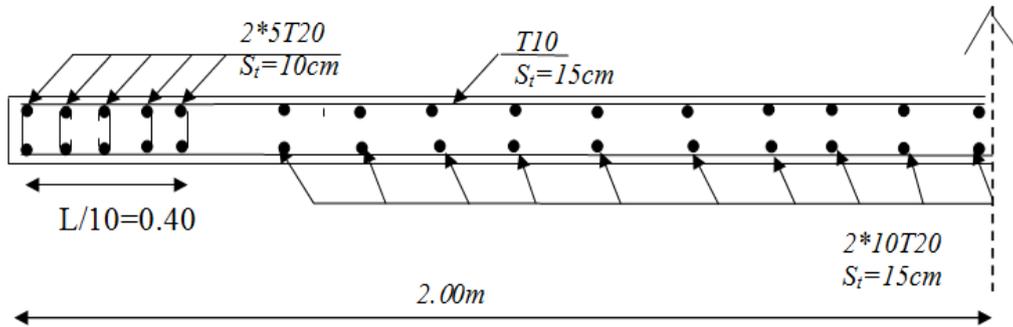


Fig. V.10: Ferraillage des voiles type I

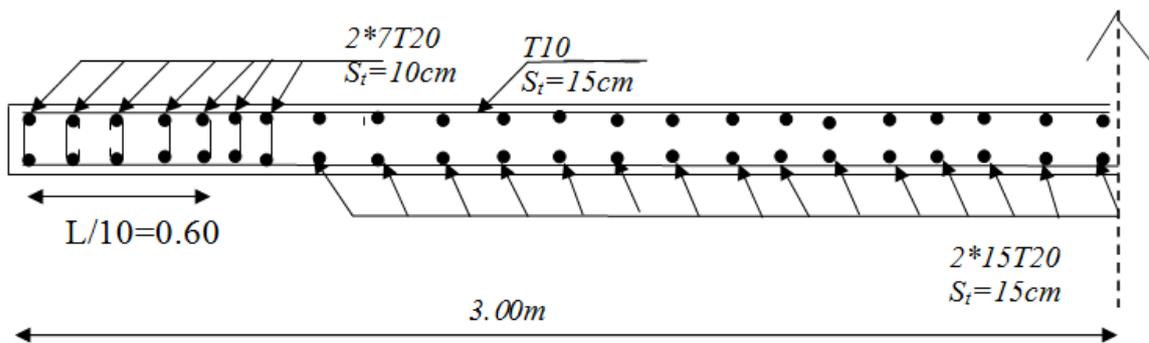


Fig. V.11: Ferraillage des voiles type II

2^{ème} cas : BLOC A et C

V.7.1. PRÉSENTATION DES RÉSULTATS

Les résultats des efforts et ferrailage des poteaux sont regroupés dans les tableaux suivants :

A. LES POTEAUX ELLOIGNÉS PAR RAPPORT AUX VOILES

1. Situation durable :

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

a. (N^{max}, M^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N ^{max} (kN)	M ^{corr} (kNm)	Sollicitation	A' _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{s(RPA)} ^{min} (cm ²)
RDC et 1 ^{er}	65x 60	-3896.50	10.41	SEC	0	0	35,10
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	60 x 55	-2894.02	26.81	SEC	0	0	29,70
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	50 x 45	1941.30	24.56	SEC	0	0	20,25
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	35 x 30	-987.27	18.74	SEC	0	0	9,45

Tab.V.63 : Ferrillages des poteaux situation durable (N^{max}, M^{corr})

b. (M^{max}, N^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	M ^{max} (kNm)	N ^{corr} (kN)	Sollicitation	A' _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{s(RPA)} ^{min} (cm ²)
RDC et 1 ^{er}	65x 60	87.00	-1017.80	SEC	0	0	35,10
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	60 x 55	127.85	-694.47	SEC	0	0	29,70
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	50 x 45	125.68	-417.87	SPC	0	2.57	20,25
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	35 x 30	100.39	-181.23	SPC	0	8.72	9,45

Tab.V.64 : Ferrillages des poteaux situation durable (M^{max}, N^{corr})

2. Situation accidentelle :

- Combinaison : G+Q+E

a.1 (N^{max}, M^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N ^{max} (kN)	M ^{corr} (kNm)	Sollicitation	A' _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{s(RPA)} ^{min} (cm ²)
RDC et 1 ^{er}	65x 60	-2796.18	54.40	SEC	0	0	35,10
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	60 x 55	-2081.23	80.68	SEC	0	0	29,70
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	50 x 45	-1399.62	63.94	SEC	0	0	20,25
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	35 x 30	-715.95	41.23	SEC	0	0	9,45

Tab.V.65.1 : Ferrillages des poteaux situation accidentelle (N^{max}, M^{corr})

a.2 (N^{min}, M^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N ^{min} (kN)	M ^{corr} (kNm)	Sollicitation	A' _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A ^{min} _{s(RPA)} (cm ²)
RDC et 1 ^{er}	65x 60	-109.10	59.17	SPC	0	0.99	35,10
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	60 x 55	-62.85	80.94	SPC	0	2.78	29,70
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	50 x 45	-50.09	75.74	SPC	0	3.46	20,25
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	35 x 30	-48.58	26.64	SPC	0	1.49	9,45

Tab.V.65.2 : Ferrillages des poteaux situation accidentelle (N^{min}, M^{corr})

b. (M^{max}, N^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	M ^{max} (kNm)	N ^{corr} (kN)	Sollicitation	A' _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A ^{min} _{s(RPA)} (cm ²)
RDC et 1 ^{er}	65x 60	78.03	-80.82	SPC	0	2.13	35,10
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	60 x 55	132.80	-546.87	SEC	0	0	29,70
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	50 x 45	102.61	-58.56	SEC	0	4.86	20,25
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	35 x 30	76.33	54.90	SPC	0	5.71	9,45

Tab.V.66 : Ferrillages des poteaux situation accidentelle (M^{max}, N^{corr})

- Combinaison : 0,8G±E

a.1 (N^{max}, M^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N ^{max} (kN)	M ^{corr} (kNm)	Sollicitation	A' _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A ^{min} _{s(RPA)} (cm ²)
RDC et 1 ^{er}	65x 60	-1716.71	51.32	SEC	0	0	35,10
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	60 x 55	-1284.45	72.78	SEC	0	0	29,70
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	50 x 45	-877.61	56.72	SEC	0	0	20,25
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	35 x 30	-471.47	35.68	SEC	0	0	9,45

Tab.V.67.1 : Ferrillages des poteaux situation accidentelle (N^{max}, M^{corr})

a.2 (N^{min}, M^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N ^{min} (kN)	M ^{corr} (kNm)	Sollicitation	A' _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A ^{min} _{s(RPA)} (cm ²)
RDC et 1 ^{er}	65x 60	-378.80	33.30	SEC	0	0	35,10
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	60 x 55	-236.87	55.03	SEC	0	0	29,70
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	50 x 45	-54.09	51.53	SPC	0	2,07	20,25
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	35 x 30	-11.30	11.33	SPC	0	0,74	9,45

Tab.V.67.2 : Ferrillages des poteaux situation accidentelle (N^{min}, M^{corr})

b. (M^{max}, N^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	M ^{max} (kNm)	N ^{corr} (kN)	Sollicitation	A _s ' (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{s(RPA)} ^{min} (cm ²)
RDC et 1 ^{er}	65x 60	67.36	-454.98	SPC	0	0	35,10
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	60 x 55	129.23	-303.58	SPC	0	12,35	29,70
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	50 x 45	97.17	-200.05	SEC	0	10,04	20,25
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	35 x 30	59.48	-106.57	SPC	0	8,49	9,45

Tab.V.68 : Ferrillages des poteaux situation accidentelle (M^{max}, N^{corr})

V.7.2. CHOIX DES ARMATURES

On remarque que le ferrailage maximum a été obtenu par la combinaison (0,8G+E).

Niveaux	Sections (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	A _s ^{max} (Z.C)(cm ²)	A _s ^{max} (Z.R)(cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC et 1 ^{er}	65x 60	0	35,10	117	234	12T20	37,70
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	60 x 55	12,35	29,70	99	198	6T20+6T16	30,91
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	50 x 45	10,04	20,25	67,5	135	4T20+4T16	20,61
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	35 x 30	8,49	9,45	31,5	63	4T16+4T14	14,20

Tab.V.69 : Choix des armatures des poteaux

V.7.3. VERIFICATIONS

➤ VERIFICATION DES CONTRAINTES (VÉRIFICATION VIS-A-VIS DE L'ÉTAT LIMITE DE SERVICE)

➤ $N_{max}^{ser}; M_{cor}^{ser}$:

Niveaux	Sections (cm ²)	N _{ser} (kNm)	M _{ser} (kN)	Sollicitation	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification
RDC et 1 ^{er}	65x 60	-2814,55	7,50	SEC	93,2	201,6	6,50	15	OK
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	60 x 55	-2091,14	19,30	SEC	77,50	201,6	6,00	15	OK
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	50 x 45	-1404,52	17,68	SEC	72,90	201,6	6,20	15	OK
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	35 x 30	-717,28	13,49	SEC	65,90	201,6	7,20	15	OK

Tab.V.70: Vérification des contraintes pour les poteaux

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

Niveaux	Sections (cm ²)	M _{ser} (kNm)	N _{ser} (kN)	Sollicitation	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification
RDC et 1 ^{er}	65x 60	-62,59	-736,93	SEC	9,90	201,6	2,80	15	OK
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	60 x 55	92,03	-502,85	SEC	-13,10	201,6	3,50	15	OK
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	50 x 45	-90,50	-303,03	SEC	-86,40	201,6	5,90	15	OK
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	35 x 30	-72,26	-132,41	SEC	-271,4	201,6	11,9	15	OK

Tab.V.71: Vérification des contraintes pour les poteaux

➤ VERIFICATION DES POTEAUX VIS-A-VIS DES 'EFFORTS TRANCHANTS :

• VÉRIFICATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	λ	ρ _a	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
RDC et 1 ^{er}	65x 60	31,85	0,098	5,83	0,075	1,875	2,50	OK
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	60 x 55	83,47	0,37	3,89	0,040	1	2,50	OK
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	50 x 45	86,51	0,47	4,76	0,040	1	2,50	OK
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	35 x 30	68,36	0,84	7,14	0,075	1,875	2,50	OK

Tab.V.72 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

➤ Vérification au flambement :

Niveaux	Section (cm ²)	L _f	λ	Observation
RDC et 1 ^{er}	65x 60	350	20,20	pas de vérification à faire
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	60 x 55	214	13,48	pas de vérification à faire
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	50 x 45	214	16,47	pas de vérification à faire
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	35 x 30	214	24,71	pas de vérification à faire

Tab .V.73 : Vérification au flambement

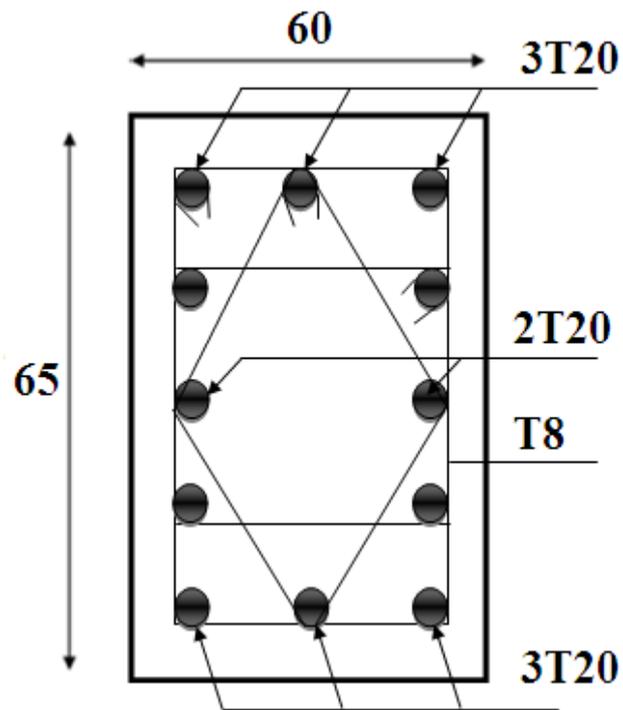
V.7.4. FERRAILAGE TRANSVERSAL DES POTEAUX

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	Ø _l (mm)	S _t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC et 1 ^{er}	65x 60	12T20	20	10	15
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	60 x 55	6T20+6T16	20 et 16	10	15
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	50 x 45	4T20+4T16	20 et 16	10	15
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	35 x 30	4T16+4T14	16 et 14	10	15

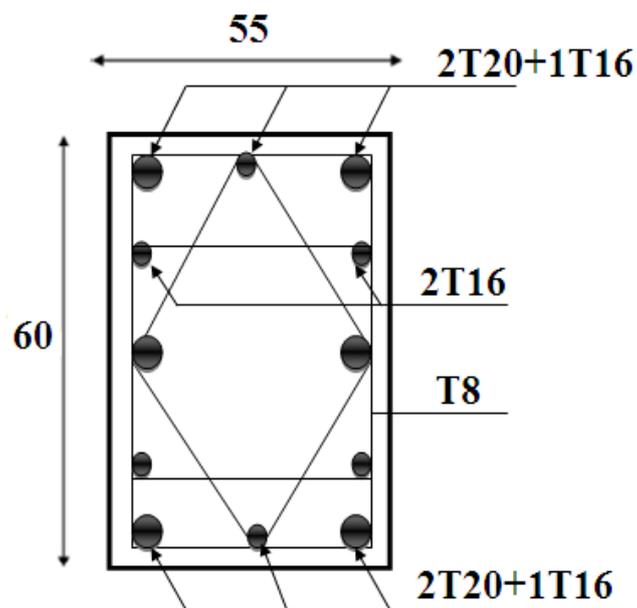
Tab.V.74.ferrailage transversal des poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC et 1 ^{er}	65x 60	350	5,83	2,5	31,85	N	10	0,65	4T8	2,01
						C	15	0,98	4T8	2,01
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	60 x 55	214	3,89	3,75	83,47	N	10	0,31	4T8	2,01
						C	15	0,47	4T8	2,01
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	50 x 45	214	4,75	3,75	86,51	N	10	2,65	6T10	4,71
						C	15	3,98	6T10	4,71
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	35 x 30	214	7,13	2,5	68,36	N	10	1,40	4T10	3,14
						C	15	2,09	4T10	3,14

Tab. V.75: Choix des armatures transversales pour les poteaux



RDC et 1^{er} étage



2^{ème} et 3^{ème} étage

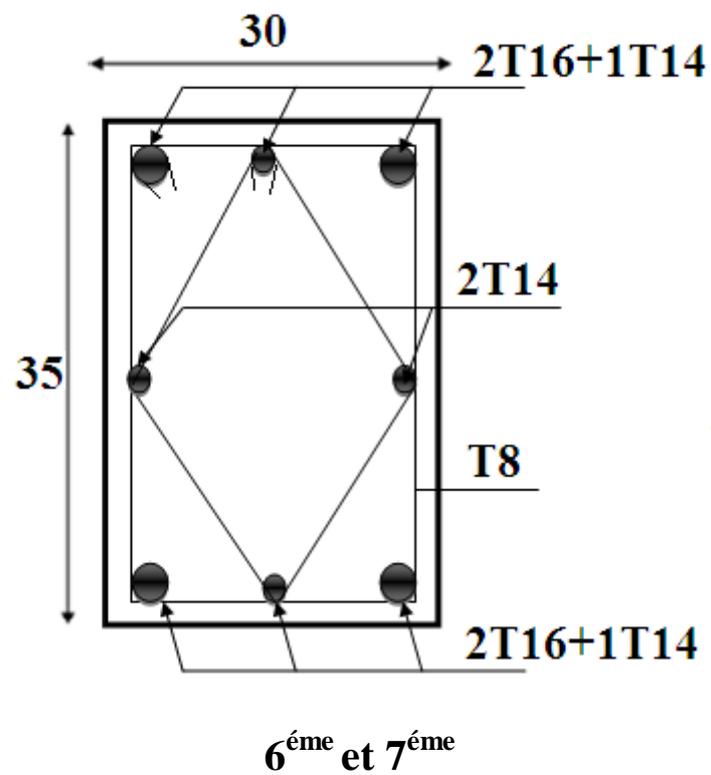
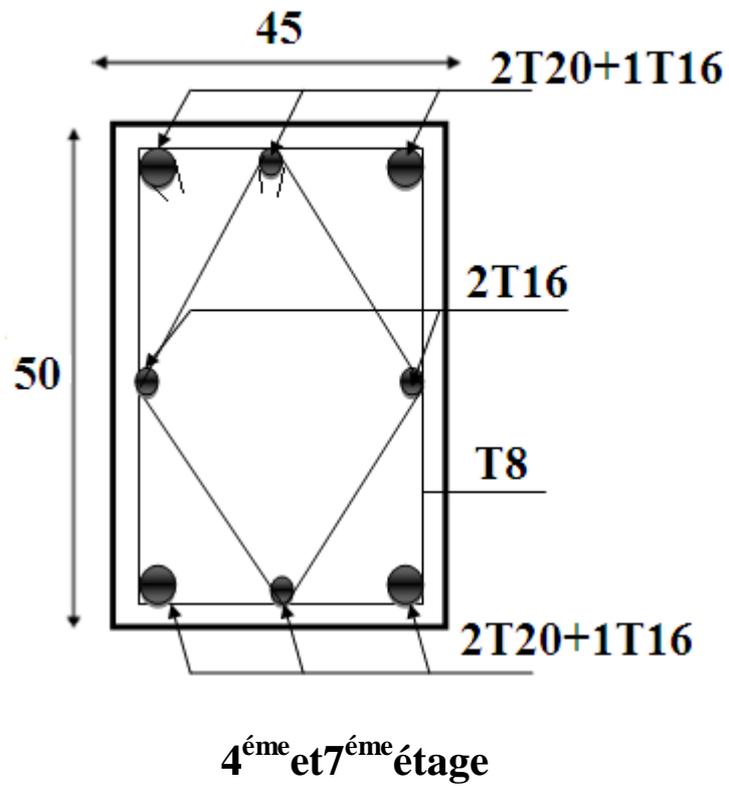


Fig.V.13.ferraillage des poteaux .BLOC A et C

V.8. FERRAILLAGE DES POUTRES

V.8.1. CALCUL DU FERRAILLAGE

2- Sens porteur :e. Situation durable : Combinaison : $1,35G+1,5Q$

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{SRPA} ^{min} (cm ²)
RDC, 1 ^{er}	35x65	Travée	186,96	9,16	0	11,38
		Appui	-280,85	0	14,20	11,38
Etages courants	35x65	Travée	198,65	9,77	0	11,38
		Appui	-289,97	0	14,70	11,38
Terrasse	35x65	Travée	260,63	13,08	0	11,38
		Appui	-313,82	0	16,05	11,38

Tab. V.76 : Ferrailage des poutres porteuses (situation durable)

a. Situation accidentelle : $G+Q+E$

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{SRPA} ^{min} (cm ²)
RDC, 1 ^{er}	30x65	Travée	136,17	5,63	0	11,38
		Appui	-169,24	0	7,04	11,38
Etages courants	30x65	Travée	149,15	6,18	0	11,38
		Appui	-141,79	0	5,87	11,38
Terrasse	30x65	Travée	196,22	8,21	0	11,38
		Appui	-214,54	0	9,00	11,38

Tab. V.77: Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle)

2-Sens non porteur :a. Situation durable : Combinaison : $1,35G+1,5Q$

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{SRPA} ^{min} (cm ²)
RDC, 1 ^{er}	30x35	Travée	9,01	0,82	0	5,25
		Appui	-15,65	0	1,43	5,25
Etages courants	30x35	Travée	30,61	2,86	0	5,25
		Appui	-37,52	0	3,54	5,25
Terrasse	30x35	Travée	35,86	3,37	0	5,25
		Appui	-44,27	0	4,21	5,25

Tab. V.77 : Ferrailage des poutres secondaires (situation durable)

b. Situation accidentelle : $G+Q+E$

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	M^{max} (kNm)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	A_{sRPA}^{min} (cm ²)
RDC, 1 ^{er}	30x35	Travée	17,77	1,41	0	5,25
		Appui	1,41	0,11	0	5,25
Etages courants	30x35	Travée	42,72	3,46	0	5,25
		Appui	-4,91	0	0,39	5,25
Terrasse	30x35	Travée	33,25	2,67	0	5,25
		Appui	-19,52	0	1,55	5,25

Tab . V.78 : Ferrailage des poutres secondaires (situation accidentelle)

V.8.2. CHOIX DES ARMATURES

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

3- Sens porteur :

Niveaux	Section (cm ²)	Position	A_s^{max} (ZN)(cm ²)	A_s^{max} (ZR)(cm ²)	A_{sRPA}^{min} (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
RDC, 1 ^{er}	35x65	Travée	91	136,5	11,38	9,16	4T16+2T14	11,12
		Appui				14,20	6T16+2T14	15,14
Etages courants	35x65	Travée	91	136,5	11,38	9,77	4T16+2T14	11,12
		Appui				14,70	6T16+2T14	15,14
Terrasse	35x65	Travée	91	136,5	11,38	13,08	6T16+2T14	15,14
		Appui				16,05	6T16+3T14	16,68

Tab.V.79 : Choix des armatures pour les poutres porteuses

4- Sens non porteur :

Niveaux	Section (cm ²)	Position	A_s^{max} (ZN)(cm ²)	A_s^{max} (ZR)(cm ²)	A_{sRPA}^{min} (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
RDC, 1 ^{er}	30x35	Travée	42	63	5,25	1,41	5T14	7,70
		Appui				1,43	5T14	7,70
Etages courants	30x35	Travée	42	63	5,25	3,46	5T14	7,70
		Appui				3,54	5T14	7,70
Terrasse	30x35	Travée	42	63	5,25	3,37	5T14	7,70
		Appui				4,21	5T14	7,70

Tab. V.80 : Choix des armatures pour les poutres secondaires

V.8.3. CONDITION DE NON FRAGILITÉ

Section (cm ²)	$A_{s(min)}^{choisi}$ (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	Vérification
30x65	12,57	2,47	Vérifiée
30x35	7,70	1,14	Vérifiée

Tab.V.81 : Vérification de la condition de non fragilité

V.8.4. VÉRIFICATION VIS À VIS DE L'ELS

3- Sens porteur : (35x65)

Niveaux	Position	M _{ser} (kNm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérifié
RDC,1 ^{er}	Travée	134,40	7,73	15	90,20	201,63	Oui
	Appui	-201,65	9,90		118,90		
Etages courants	Travée	142,91	8,22	15	95,90	201,63	Oui
	Appui	-208,69	10,20		123,00		
Terrasse	Travée	190,83	9,37	15	112,50	201,63	Oui
	Appui	-230,22	10,70		130,10		

Tab.V.82 : Vérification des poutres principales à l'ELS

4- Sens non porteur : (30x35)

Niveaux	Position	M _{ser} (kNm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérifié
RDC,1 ^{er}	Travée	6,42	1,4	15	13	201,63	Oui
	Appui	-11,32	2,40		23		
Etages courants	Travée	21,99	4,60	15	44,60	201,63	Oui
	Appui	-27,09	5,70		55		
Terrasse	Travée	25,82	5,40	15	52,40	201,63	Oui
	Appui	-32,01	6,70		64,90		

Tab. V.83 : Vérification des poutres secondaires à l'ELS

V.8.5. VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT

b. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Niveaux	Section (cm ²)	T _u ^{max} (kN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Vérifié
RDC,1 ^{er}	30x35	9,60	0,10	2,5	OK
	35x65	157,72	0,77	2,5	OK
Etages courants	30x35	28,77	0,30	2,5	OK
	35x65	161,93	0,78	2,5	OK
Terrasse	30x35	20,28	0,21	2,5	OK
	35x65	160,25	0,78	2,5	OK

Tab. V.84: Vérification de la contrainte de cisaillement

c. Calcul des armatures transversales :

Sens	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t ^{max} (cm ²)	Choix
			S _t (cm)	S _t (cm)ZN	S _t (cm)ZC	ZN	ZC		
Porteur	161,93	0,78	52,65	16,25	32,5	10	20	2,10	5T8
Non porteur	28,77	0,30	28,35	8,75	17,5	8	15	1,35	3T8

Tab. V.85 : Calcul des armatures transversales

V.8.6. VÉRIFICATION DE L'INFLUENCE DE L'EFFORT TRANCHANT AU VOISINAGE DES APPUIS

c. Appuis intermédiaires :

a.1. Vérification des armatures longitudinales [1] :

Niveaux	Section (cm ²)	T _u (kN)	M _{ua} (kNm)	$\frac{M_{ua}}{0,9d}$ (kN)	$T_u - \frac{M_{ua}}{0,9d}$ (kN)
RDC, 1 ^{er}	30x35	9,60	15,65	55,20	<0
	35x65	157,72	280,85	533,42	<0
Etages courants	30x35	28,77	37,52	132,34	<0
	30x65	161,93	289,97	550,75	<0
Terrasse	30x35	20,28	44,27	156,16	<0
	35x65	160,25	313,82	596,05	<0

Tab. V.86 : Vérification de la section d'armatures

a.2. Vérification de la contrainte de compression de l'aire d'appui [1] :

Niveaux	Section (cm ²)	à (cm)	a (cm)	T _u ^{max} (kN)	σ _{bc} ^m (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification
RDC, 1 ^{er}	30x35	55	28,35	9,60	0,11	21,67	Vérifiée
	35x65	55	52,65	157,72	0,86		
Etages courants	30x35	45	28,35	28,77	0,34	21,67	Vérifiée
	35x65	45	52,65	161,93	0,88		
Terrasse	30x35	25	28,35	20,28	0,24	21,67	Vérifiée
	35x65	25	52,65	160,25	0,87		

Tab. V.87 : Vérification de la compression de l'aire d'appui

d. Appuis de rives :

Les résultats des deux vérifications sont regroupés dans le tableau suivant :

Vérifications			section d'armature longitudinale			contrainte de compression du béton		
Niveaux	Section (cm ²)	T _u (kN)	$\frac{T_u \gamma_s}{f_e}$ (cm ²)	A _s ^{adp} (cm ²)	A _s ≥ $\frac{T_u \gamma_s}{f_e}$	a (cm)	0,267.b.a.f _{c28} (kN)	T _u ≤ 0,267.b.a.f _{c28}
RDC, 1 ^{er}	30x35	9,60	0,27	16,08	Vérifiée	28,35	567,70	Vérifiée
	35x65	157,72	4,53	5,65	Vérifiée	52,65	1230,03	Vérifiée
Etages courants	30x35	28,77	0,83	16,08	Vérifiée	28,35	567,70	Vérifiée
	35x65	161,93	4,66	5,65	Vérifiée	52,65	1230,03	Vérifiée
Terrasse	30x35	20,28	0,58	16,08	Vérifiée	28,35	567,70	Vérifiée
	35x65	160,25	4,60	5,65	Vérifiée	52,65	1230,03	Vérifiée

Tab. V.88: Vérification dans les appuis de rives

V.8.7. VÉRIFICATION DE LA FLECHE

Vérifications		Condition 1			Condition 2			Condition 3		
Niveaux	Section (cm ²)	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	Vérifi_ cation	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10.M_0}$	Vérifi_ cation	$\frac{A_s}{b.d}$	$\frac{4,2}{f_e}$	Vérifi_ cation
RDC, 1 ^{er}	30x35	0,088	0,0625	OUI	0,088	0,066	OUI	0,0059	0,0105	OUI
	35x65	0,072			0,072	0,056		OUI		
Etages courants	30x35	0,088	0,0625	OUI	0,088	0,068	OUI	0,0059	0,0105	OUI
	35x65	0,072			0,072	0,008		OUI		
Terrasse	30x35	0,088	0,0625	OUI	0,088	0,083	OUI	0,0059	0,0105	OUI
	35x65	0,072			0,072	0,008		OUI		

Tab. V.89: Vérification de la flèche

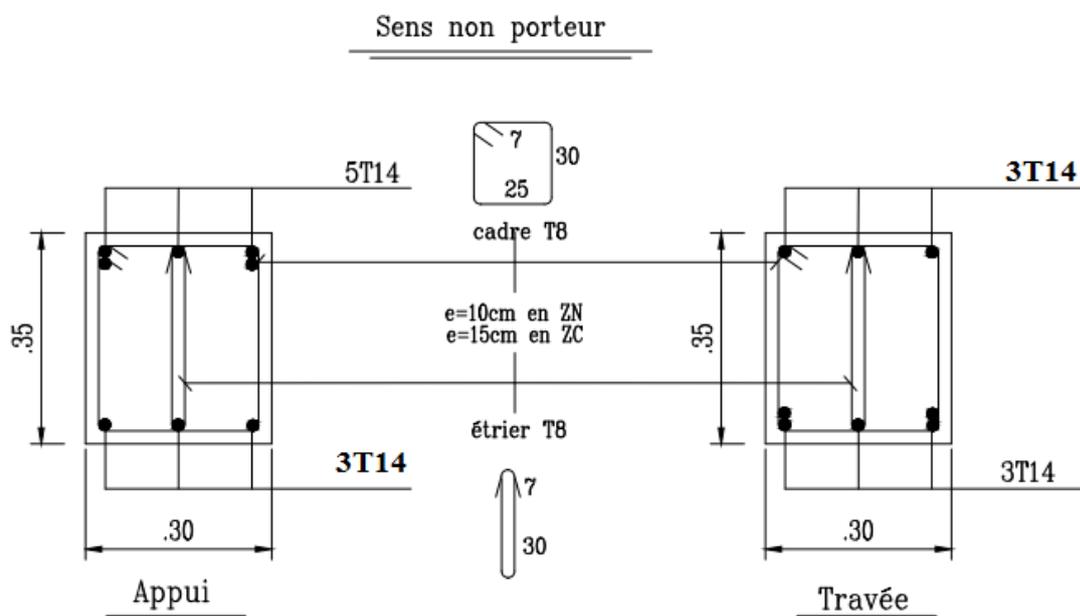
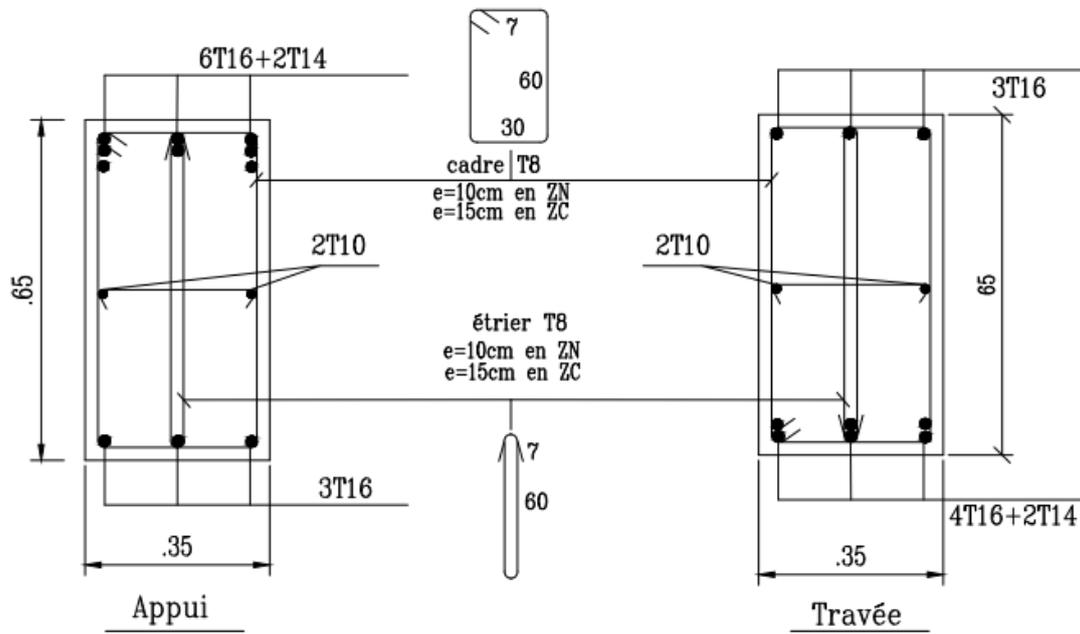


Fig.V.14: Ferrailage des poutres non porteuses. BLOC A et C

Sens porteur: RDC et étage courants



Sens porteur: Terrasse

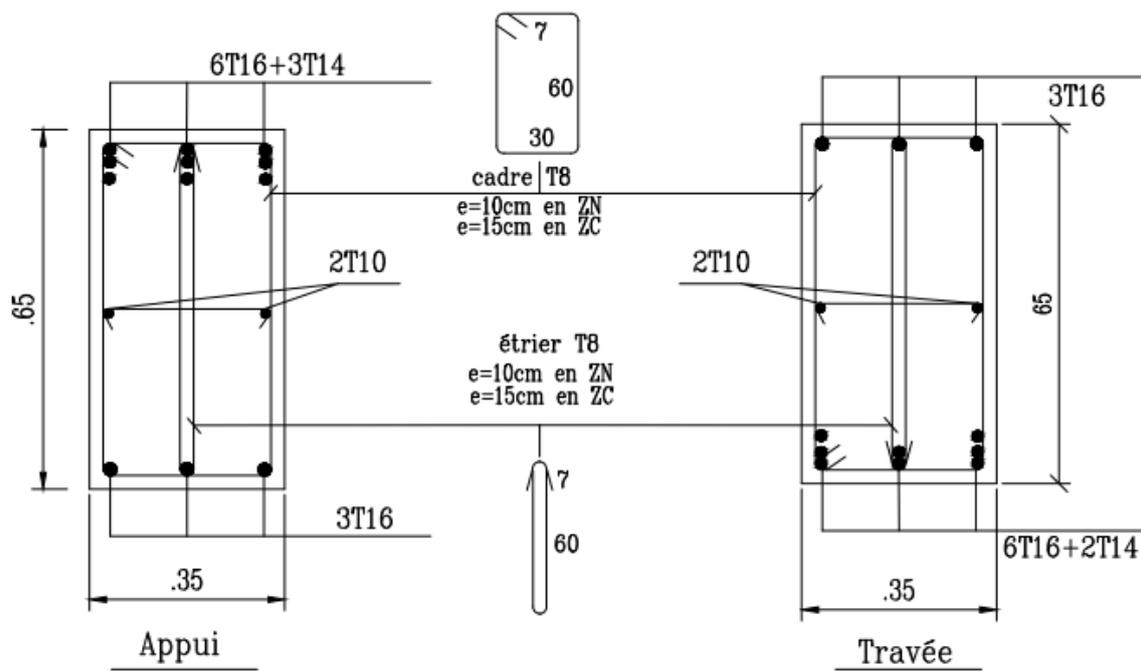


Fig.V.15: Ferrailage des poutres porteuses. BLOC A et C

V.9. PRÉSENTATION DES RÉSULTATS POUR LE RESTE DES VOILES DU BÂTIMENT ÉTUDIÉ

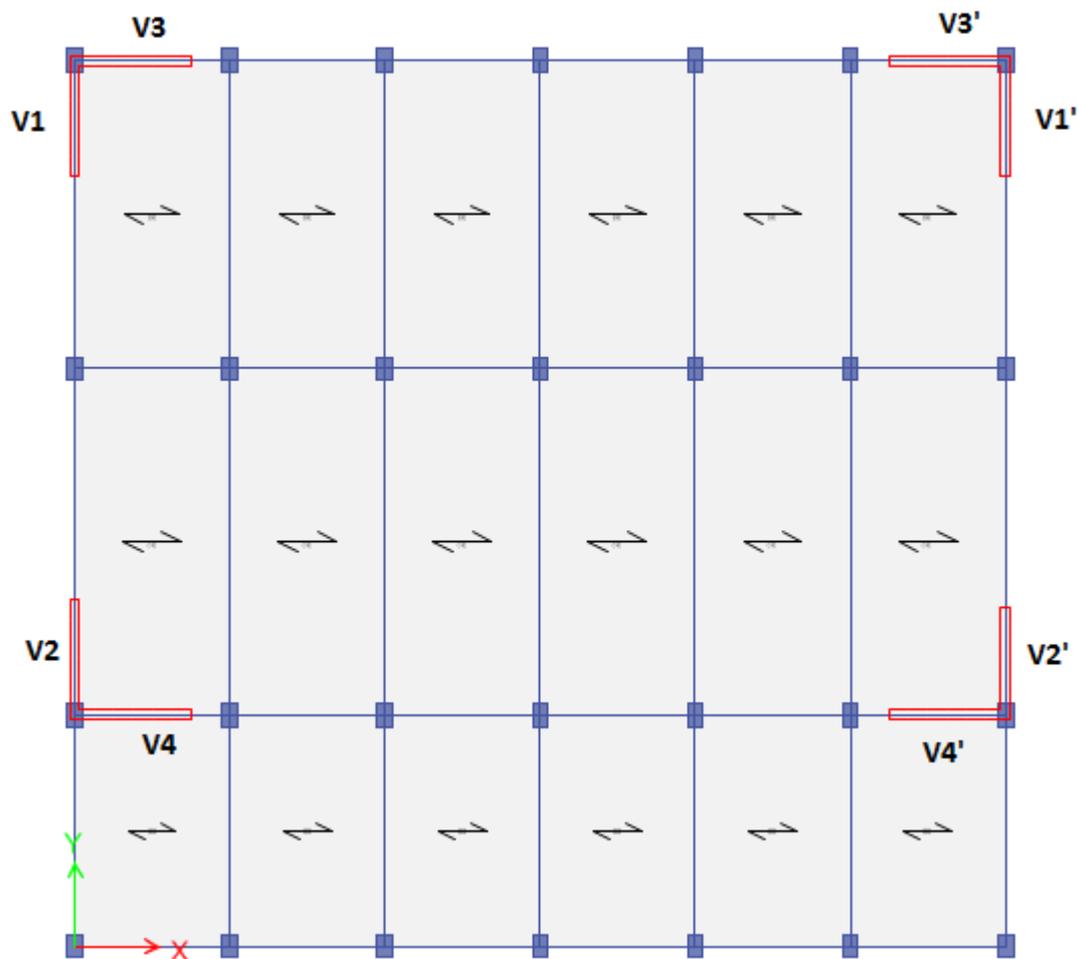


Fig. V.16 : Disposition des voiles

V.9.1. ARMATURES VERTICALES DE TRACTION

$e = 25 \text{ cm}$ $l_m = 1 \text{ m}$ $L_{\text{voile}} = 4,00 \text{ m}$

Hauteur (m)	Maille	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	A_s/B (%)	Le choix	$A_{V\text{adopté}}$ (cm ²)
RDC	1	0.25	4.31	1.08	27	0.068	2*5T20	31.42
	2	0.25	4.90	1.23	30.75	0.077	2*5T20	31.42
	3	0.25	5.77	1.44	36	0.090	2*6T20	37.70
1er -	1	0.25	3.15	0.79	19.75	0.049	2*5T16	20.11
	2	0.25	2.36	0.65	14.75	0.037	2*5T14	15.39

2 ^{ème}	3	0.25	2.26	0.57	14.25	0.036	2*5T14	15.39
3 ^{ème} - 4 ^{ème}	1	0.25	2.13	0.53	13.25	0.033	2*6T12	13.57
	2	0.25	2.11	0.53	13.25	0.033	2*6T12	13.57
	3	0.25	2.14	0.55	13.25	0.033	2*6T12	13.57
5 ^{ème} - 7 ^{ème}	1	0.25	1.15	0.29	7.25	0.018	2*5T10	7.85
	2	0.25	1.17	0.29	7.25	0.018	2*5T10	7.85
	3	0.25	1.35	0.34	8.5	0.021	2*4T12	9.05

Tab. V.90 : Calcul des armatures du voile (V1, V1', V2, V2')

Hauteur (m)	Maille	S _i (m ²)	σ _j (MPa)	F _t (MN)	A _s (cm ²)	As/B (%)	Le choix	A _v adopté (cm ²)
RDC	1	0.25	5.18	1.30	32.38	0.013	2*(4T20+3T14)	34.37
	2	0.25	4.27	1.07	26.69	0.011	2*(3T20+3T14)	28.09
	3	0.25	3.96	0.99	24.75	0.010	2*(4T16+4T14)	25.32
1er - 2 ^{ème}	1	0.25	3.78	0.95	23.63	0.009	2*(4T16+4T14)	25.32
	2	0.25	2.97	0.74	18.56	0.007	2*5T16	20.11
	3	0.25	2.81	0.70	17.56	0.007	2*5T16	20.11
3 ^{ème} - 4 ^{ème}	1	0.25	2.25	0.56	14.06	0.006	2*5T14	15.39
	2	0.25	2.04	0.51	12.75	0.005	2*6T12	13.57
5 ^{ème} - 6 ^{ème}	1	0.25	1.25	0.31	7.81	0.003	2*4T12	9.05
	2	0.25	1.10	0.28	6.88	0.003	2*4T12	9.05
7 ^{ème}	1	0.25	1.17	0.29	7.31	0.0029	2*4T12	9.05
	2	0.25	0.80	0.20	5.00	0.002	2*4T12	9.05

Tab.V.91 : Calcul des armatures du voile (V3, V3', V4, V4')

V.9.2 ARMATURES DE JOINT DE BETONNAGE (ACIERS DE COUTURE) :

$$e = 25 \text{ cm} \quad l_m = 1 \text{ m} \quad L_{\text{voile}} = 3,00 \text{ m}$$

VOILE	zone	τ_u (Mpa)	$A_{vj}^{cal}(\text{cm}^2)$	Le choix	$A_{adopté}(\text{cm}^2)$
V1, V1' V2, V2'	1	0.54	5.20	2*3T12	6.79
	2	0.35	3.37	2*3T10	4.71
	3	0.19	1.83	2*3T10	4.71
V3, V3' V4, V4'	1	0.59	5.68	2*3T12	6.79
	2	0.54	5.20	2*3T12	6.79
	3	0.3	2.89	2*3T10	4.71

Tab.V.92 : Calcul des aciers de coutures des voiles

V.9.3. ACIERS HORIZONTALS :

Voile	Niveaux	τ_u (Mpa)	A_{h1} (cm^2)	A_{h2} (cm^2)	A_h^{min} (cm^2)	A_h (cm^2)	choix	$A_h^{adopté}$ (cm^2)	S_t (cm)
V1, V1' V2, V2'	RDC	0.59	2.42	25.13	3.75	25.13	2*4T20	25.13	33.33
	1 ^{eme} , 2 ^{eme}	0.57	2.34	13.40	3.75	13.40	2*5T14	15.39	25
	3 ^{eme} , 4 ^{eme}	0.54	2.21	9.05	3.75	9.05	2*5T12	11.31	25
	5 ^{eme} , 7 ^{eme}	0.42	1.72	6.03	3.75	6.03	2*3T12	6.79	50
V3, V3' V4, V4'	RDC	0.54	2.21	22.91	3.75	22.91	2*(4T16+4T14)	25.32	/
	1 ^{eme} , 2 ^{eme}	0.51	2.09	16.88	3.75	16.88	2*6T14	18.42	20
	3 ^{eme} , 4 ^{eme}	0.35	1.44	10.26	3.75	10.26	2*5T12	11.31	25
	5 ^{eme} , 6 ^{eme}	0.25	1.03	6.03	3.75	6.03	2*3T12	6.79	50
	7 ^{eme}	0.18	0.74	/	3.75	3.75	2*3T10	4.71	50

Tab.V.93: Calcul des aciers horizontaux des voiles

BLOC B :

V.10. PRÉSENTATION DES RÉSULTATS

Les résultats des efforts et ferrailage des poteaux sont regroupés dans les tableaux suivants :

A. LES POTEAUX ELLOIGNÉS PAR RAPPORT AUX VOILES

1. Situation durable :

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

c. (N^{max}, M^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N ^{max} (kN)	M ^{corr} (kNm)	Sollicitation	A' _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A ^{min} _{s(RPA)} (cm ²)
RDC	50 x 75	-3606.76	9.62	SEC	0	0	33.75
1 ^{er} et 2 ^{ème}	45 x 70	-3084.18	19.16	SEC	0	0	28.35
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	40 x 65	-2139.11	21.70	SEC	0	0	21.60
5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème}	35 x 60	-1259.08	19.83	SEC	0	0	18.90

Tab.V.94 : Ferrailages des poteaux situation durable (N^{max}, M^{corr})

b. (M^{max}, N^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	M ^{max} (kNm)	N ^{corr} (kN)	Sollicitation	A' _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A ^{min} _{s(RPA)} (cm ²)
RDC	50 x 75	-131.82	-3501.15	SEC	0	0	33.75
1 ^{er} et 2 ^{ème}	45 x 70	161.36	-2985.66	SEC	0	0	28.35
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	40 x 65	171.21	-2030.05	SEC	0	0	21.60
5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème}	35 x 60	163.95	-1223.89	SEC	0	0	18.90

Tab.V.95 : Ferrailages des poteaux situation durable (M^{max}, N^{corr})

2. Situation accidentelle :

- Combinaison : G+Q+E

a.1 (N^{max}, M^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N ^{max} (kN)	M ^{corr} (kNm)	Sollicitation	A' _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A ^{min} _{s(RPA)} (cm ²)
RDC	50 x 75	-2998.24	-142.18	SEC	0	0	33.75
1 ^{er} et 2 ^{ème}	45 x 70	-2540.17	42.99	SEC	0	0	28.35
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	40 x 65	-1731.31	69.47	SEC	0	0	21.60
5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème}	35 x 60	-1034.38	64.81	SEC	0	0	18.90

Tab.V.96.1 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{max}, M^{corr})

a.2 (N^{min}, M^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N ^{min} (kN)	M ^{corr} (kNm)	Sollicitation	A' _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A ^{min} _{s(RPA)} (cm ²)
RDC	50 x 75	-1107.47	-51.03	SEC	0	0	33.75
1 ^{er} et 2 ^{ème}	45 x 70	-956.33	-50.00	SEC	0	0	28.35
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	40 x 65	-668.49	-61.92	SEC	0	0	21.60
5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème}	35 x 60	-384.71	-65.42	SEC	0	0	18.90

Tab.V.96.2 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{min}, M^{corr})

$b.(M^{max}, N^{corr})$

Niveaux	Sections (cm ²)	M ^{max} (kNm)	N ^{corr} (kN)	Sollicitation	A' _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A ^{min} _{s(RPA)} (cm ²)
RDC	50 x 75	-190.72	-1958.00	SEC	0	0	33.75
1 ^{er} et 2 ^{ème}	45 x 70	-202.43	-1693.64	SEC	0	0	28.35
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	40 x 65	-225.39	-1198.48	SEC	0	0	21.60
5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème}	35 x 60	-212.79	-737.30	SPC	0	1.52	18.90

Tab.V.97 : Ferrillages des poteaux situation accidentelle (M^{max}, N^{corr})

- Combinaison : $0,8G \pm E$

$a.1 (N^{max}, M^{corr})$

Niveaux	Sections (cm ²)	N ^{max} (kN)	M ^{corr} (kNm)	Sollicitation	A' _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A ^{min} _{s(RPA)} (cm ²)
RDC	50 x 75	-2126.20	-120,92	SEC	0	0	33.75
1 ^{er} et 2 ^{ème}	45 x 70	-1810.24	-113.43	SEC	0	0	28.35
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	40 x 65	-1240.88	-36.74	SEC	0	0	21.60
5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème}	35 x 60	-748.09	-22.59	SEC	0	0	18.90

Tab.V.98.1 : Ferrillages des poteaux situation accidentelle (N^{max}, M^{corr})

$a.2 (N^{min}, M^{corr})$

Niveaux	Sections (cm ²)	N ^{min} (kN)	M ^{corr} (kNm)	Sollicitation	A' _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A ^{min} _{s(RPA)} (cm ²)
RDC	50 x 75	-797.00	-36.21	SEC	0	0	33.75
1 ^{er} et 2 ^{ème}	45 x 70	-688.96	-37.97	SEC	0	0	28.35
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	40 x 65	-482.93	-50.65	SEC	0	0	21.60
5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème}	35 x 60	-279.69	-54.30	SEC	0	0	18.90

Tab.V.98.2 : Ferrillages des poteaux situation accidentelle (N^{min}, M^{corr})

$b.(M^{max}, N^{corr})$

Niveaux	Sections (cm ²)	M ^{max} (kNm)	N ^{corr} (kN)	Sollicitation	A' _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A ^{min} _{s(RPA)} (cm ²)
RDC	50 x 75	-170.91	-1360.69	SEC	0	0	33.75
1 ^{er} et 2 ^{ème}	45 x 70	-162.89	-1180.47	SEC	0	0	28.35
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	40 x 65	-187.02	-838.53	SEC	0	0	21.60
5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème}	35 x 60	-175.25	-521.55	SPC	0	1.88	18.90

Tab.V.99 : Ferrillages des poteaux situation accidentelle (M^{max}, N^{corr})

V.10.1. CHOIX DES ARMATURES

On remarque que le ferrailage maximum a été obtenu par la combinaison (G+Q+E).

Niveaux	Sections (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	A _s ^{max} (Z.C)(cm ²)	A _s ^{max} (Z.R)(cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC	50 x 75	0	33.75	123,75	247,5	12T20	37,70
1 ^{er} ,2 ^{ème}	45 x 70	0	28.35	94,5	189	4T20+8T16	28.65
3 ^{ème} ,4 ^{ème}	40 x 65	0	21.60	78	156	8T16+4T14	22.24
5 ^{ème} ,6 ^{ème} ,7 ^{ème}	35 x 60	1.88	18.90	63	126	8T14+6T12	19.12

Tab.V.100 : Choix des armatures des poteaux

V.10.2.VERIFICATIONS

➤ VERIFICATION DES CONTRAINTES (VÉRIFICATION VIS-A-VIS DE L'ÉTAT LIMITE DE SERVICE)

a. N_{ser}^{max} ; M_{ser}^{cor} :

Niveaux	Sections (cm ²)	N _{ser} (kNm)	M _{ser} (kN)	Sollicitati on	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérifica tion
RDC	50 x 75	-2607,66	6,87	SEC	82	201,63	5,7	15	OK
1 ^{er} et2 ^{ème}	45 x 70	-2229,99	13,72	SEC	89,7	201,63	6,5	15	OK
3 ^{ème} et4 ^{ème}	40 x 65	-1547,81	15,50	SEC	73,5	201,63	5,7	15	OK
5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème}	35 x 60	-913,15	14,14	SEC	50,6	201,63	4,3	15	OK

Tab.V.101: Vérification des contraintes pour les poteaux

b. N_{ser}^{cor} ; M_{ser}^{max} :

Niveaux	Sections (cm ²)	M _{ser} (kNm)	N _{ser} (kN)	Sollicitat ion	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérificatin
RDC	50 x 75	-95,73	-2544,25	SEC	62,40	201,63	6,80	15	OK
1 ^{er} et2 ^{ème}	45 x 70	117,12	-2170,51	SEC	58,40	201,63	8,50	15	OK
3 ^{ème} et4 ^{ème}	40 x 65	-90,50	-1041,56	SEC	20,00	201,63	6,00	15	OK
5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème}	35 x 60	-89,39	-652,07	SEC	-3,1	201,63	6,00	15	OK

Tab.V.102: Vérification des contraintes pour les poteaux

- VÉRIFICATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	λ	ρ _d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
RDC	50 x 75	48,97	0,18	6,36	0,075	1,875	2,50	OK
1 ^{er} et 2 ^{ème}	45 x 70	62,26	0,34	4,76	0,04	1	2,50	OK
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	40 x 65	86,75	0,60	5,35	0,075	1,875	2,50	OK
5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème}	35 x 60	84,49	0,77	6,12	0,075	1,875	2,50	OK

Tab.V.103 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

➤ Vérification au flambement :

Niveaux	Section (cm ²)	Lf (cm)	λ	Observation
RDC	50 x 75	350	22,04	pas de vérification à faire
1 ^{er} et 2 ^{ème}	45 x 70	214	16,49	pas de vérification à faire
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	40 x 65	214	18,55	pas de vérification à faire
5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème}	35 x 60	214	21,20	pas de vérification à faire

Tab .V.104 : Vérification au flambement

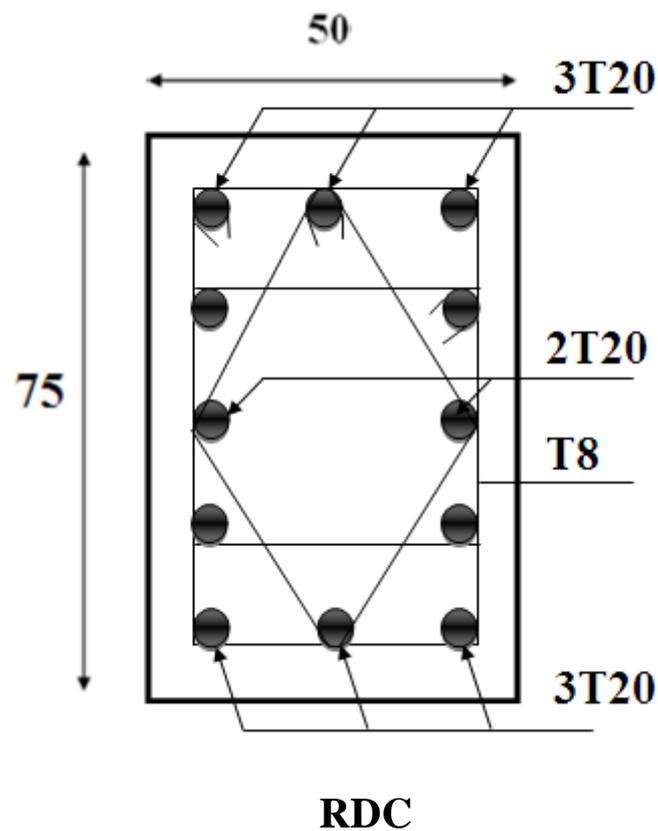
V.10.3. FERRAILLAGE TRANSVERSAL DES POTEAUX

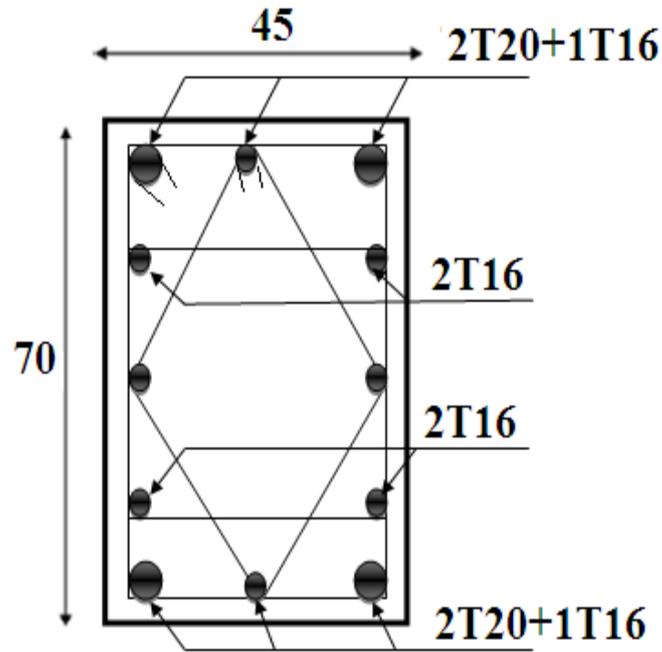
Niveaux	Section (cm ²)	Barres	Ø _l (mm)	S _t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC	50 x 75	12T20	20	10	15
1 ^{er} et 2 ^{ème}	45 x 70	4T20+8T16	20 et 16	10	15
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	40 x 65	8T16+4T14	16 et 14	10	15
5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème}	35 x 60	8T14+6T12	14 et 12	10	15

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

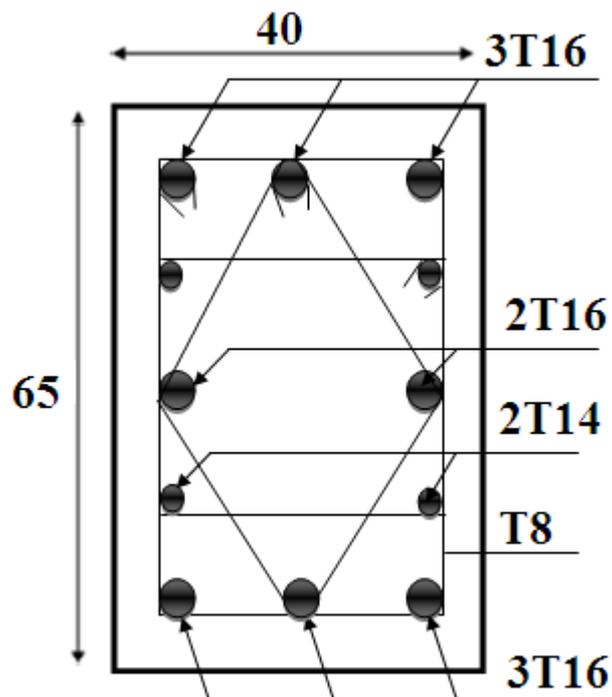
Niveaux	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC	50 x 75	350	6,36	2,5	48,97	N	10	0,61	4T8	2,01
						C	15	0,92	4T8	2,01
1 ^{er} et 2 ^{ème}	45 x 70	214	4,75	3,75	62,26	N	10	1,91	4T10	3,14
						C	15	2,86	4T10	3,14
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	40 x 65	214	5,35	2,5	86,75	N	10	1,77	4T10	3,14
						C	15	2,66	4T10	3,14
5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème}	35 x 60	214	6,11	2,5	84,49	N	10	1,73	4T10	3,14
						C	15	2,59	4T10	3,14

Tab . V.105 : Choix des armatures transversales pour les poteaux





1^{er} et 2^{ème} étage



3^{ème} et 4^{ème} étage

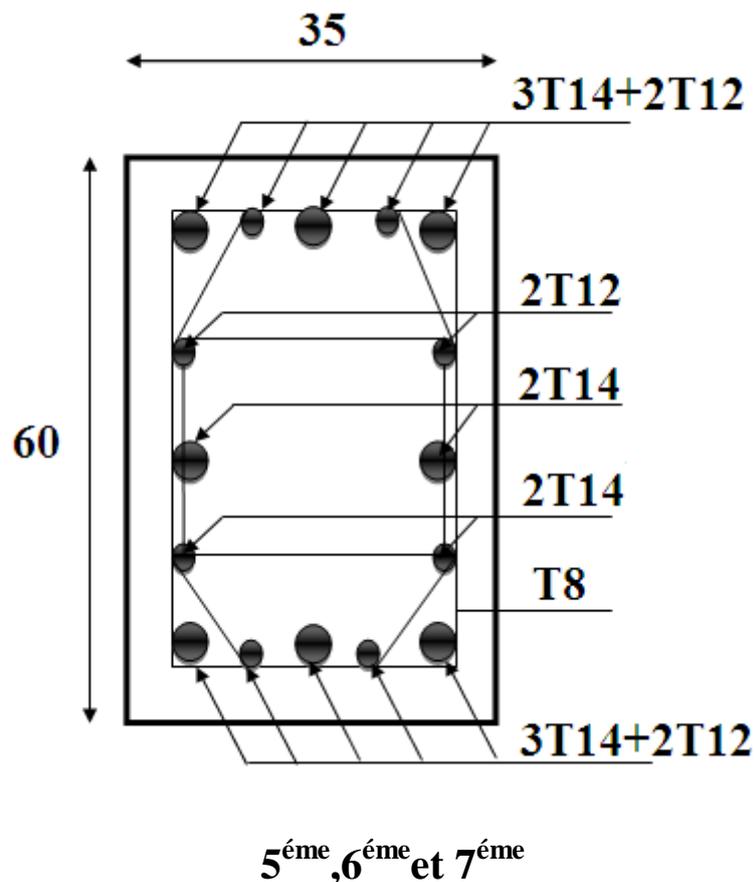


Fig.V.16.ferrailage des poteaux. BLOC B

V.11. FERRAILAGE DES POUTRES

V.11.1. CALCUL DU FERRAILAGE

3- Sens porteur :f. Situation durable : Combinaison : $1,35G+1,5Q$

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
RDC, 1 ^{er}	35x65	Travée	256,57	12,86	0	11,38
		Appui	-366,99	0	19,15	11,38
Etages courants	35x65	Travée	256,81	12,87	0	11,38
		Appui	-358,27	0	18,63	11,38
Terrasse	35x65	Travée	272,66	13,74	0	11,38
		Appui	-327,17	0	16,82	11,38

Tab.V.106 : Ferrailage des poutres porteuses (situation durable)

b. Situation accidentelle : $G+Q+E$

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	M^{max} (kNm)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	A_{sRPA}^{min} (cm ²)
RDC, 1 ^{er}	35x65	Travée	280,54	11,93	0	11,38
		Appui	-221,66	0	9,32	11,38
Etages courants	35x65	Travée	196,84	8,36	0	11,38
		Appui	-185,07	0	7,72	11,38
Terrasse	35x65	Travée	429,16	18,86	0	11,38
		Appui	-175,45	0	7,31	11,38

Tab.V.107 : Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle)

2-Sens non porteur :**a. Situation durable : Combinaison : $1,35G+1,5Q$**

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	M^{max} (kNm)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	A_{sRPA}^{min} (cm ²)
RDC, 1 ^{er}	30x35	Travée	67,56	6,82	0	5,25
		Appui	-60,95	6,05	0	5,25
Etages courants	30x35	Travée	71,25	7,19	0	5,25
		Appui	-72,56	7,34	0	5,25
Terrasse	30x35	Travée	74,38	7,55	0	5,25
		Appui	-71,35	7,21	0	5,25

Tab. V.108 : Ferrailage des poutres secondaires (situation durable)

b. Situation accidentelle : $G+Q+E$

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	M^{max} (kNm)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	A_{sRPA}^{min} (cm ²)
RDC, 1 ^{er}	30x35	Travée	57,94	4,88	0	5,25
		Appui	-26,47	2,16	0	5,25
Etages courants	30x35	Travée	80,89	7,00	0	5,25
		Appui	-17,81	1,44	0	5,25
Terrasse	30x35	Travée	81,24	7,03	0	5,25
		Appui	-28,90	2,36	0	5,25

Tab.V.109 : Ferrailage des poutres secondaires (situation accidentelle)

V.11.2. CHOIX DES ARMATURES

Le ferraillage final adopté est donné par le tableau suivant :

5- Sens porteur :

Niveaux	Section (cm ²)	Position	A _s ^{max} (ZN)(cm ²)	A _s ^{max} (ZR)(cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC, 1 ^{er}	35x65	Travée	91	136,5	11,38	12,86	3T20+3T14	14,04
		Appui				19,15	3T20+3T16+2T14	20,54
Etages courants	35x65	Travée	91	136,5	11,38	12,87	3T20+3T14	14,04
		Appui				18,63	3T20+3T16+2T14	20,54
Terrasse	35x65	Travée	91	136,5	11,38	19,95	3T20+3T16+2T14	20,54
		Appui				16,82	3T20+3T16+2T12	17,71

Tab. V.110 : Choix des armatures pour les poutres porteuses

6- Sens non porteur :

Niveaux	Section (cm ²)	Position	A _s ^{max} (ZN)(cm ²)	A _s ^{max} (ZR)(cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC, 1 ^{er}	30x35	Travée	42	63	5,25	6.82	3T14+3T12	8.01
		Appui				6.05	3T14+3T12	8.01
Etages courants	30x35	Travée	42	63	5,25	7.19	3T14+3T12	8.01
		Appui				7.34	3T14+3T12	8.01
Terrasse	30x35	Travée	42	63	5,25	7.55	3T14+3T12	8.01
		Appui				7.21	3T14+3T12	8.01

Tab. V.111 : Choix des armatures pour les poutres secondaires

V.11.3. CONDITION DE NON FRAGILITÉ

Section (cm ²)	A _{s(min)} ^{choisi} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Vérification
35x65	14.10	11.38	Vérifiée
30x35	8.01	5.25	Vérifiée

Tab.V.112 : Vérification de la condition de non fragilité

V.11.4. VÉRIFICATION VIS À VIS DE L'ELS

5- Sens porteur : (30x65)

Niveaux	Position	M _{ser} (kNm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérifié
RDC, 1 ^{er}	Travée	184,75	9,43	15	112,5	201,63	Oui
	Appui	-264,19	11,00		135,8		
Etages courants	Travée	184,92	9,44	15	112,6	201,63	Oui
	Appui	-257,89	10,80		132,6		
Terrasse	Travée	199,59	10,20	15	121,6	201,63	Oui
	Appui	-238,97	9,98		122,8		

Tab.V.113 : Vérification des poutres principales à l'ELS

6- Sens non porteur : (30x35)

Niveaux	Position	M_{ser} (kNm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Véri_ fié
RDC, 1 ^{er}	Travée	48.69	10.50	15	92.5	201,63	Oui
	Appui	-43.99	9.48		83.60		
Etages courants	Travée	51.35	11.10	15	97.60	201,63	Oui
	Appui	-52.37	11.30		99.50		
Terrasse	Travée	54.40	11.70	15	103.40	201,63	Oui
	Appui	-52.48	11.30		99.70		

Tab. V.114 : Vérification des poutres secondaires à l'ELS

V.11.5. VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT

d. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Niveaux	Section (cm ²)	T_u^{max} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérifié
RDC, 1 ^{er}	30x35	97,05	1,026	2,5	OK
	35x65	264,29	1,29	2,5	OK
Etages courants	30x35	133,65	1,41	2,5	OK
	35x65	189,25	0,92	2,5	OK
Terrasse	30x35	93,03	0,98	2,5	OK
	35x65	185,52	0,91	2,5	OK

Tab. V.115: Vérification de la contrainte de cisaillement

e. Calcul des armatures transversales :

Sens	T_u (kN)	τ_u (MPa)	BAEL91	RPA99		S_t^{adp} (cm)		A_t^{max} (cm ²)	Choix
			S_t (cm)	S_t (cm)ZN	S_t (cm)ZC	ZN	ZC		
Porteur	264,29	1,29	52,65	16,25	32,5	10	20	2,10	5T8
Non porteur	133,65	1,41	28,35	8,75	17,5	8	15	1,35	3T8

Tab. V.116 : Calcul des armatures transversales

V.11.6. VÉRIFICATION DE L'INFLUENCE DE L'EFFORT TRANCHANT AU VOISINAGE DES APPUIS

e. Appuis intermédiaires :

a.1. Vérification des armatures longitudinales [1] :

Niveaux	Section (cm ²)	T _u (kN)	M _{ua} (kNm)	$\frac{M_{ua}}{0,9d}$ (kN)	$T_u - \frac{M_{ua}}{0,9d}$ (kN)
RDC, 1 ^{er}	30x35	97,05	-60.95	214.99	<0
	35x65	264,29	-366,99	697.04	<0
Etages courants	30x35	133,65	-72.56	255.94	<0
	35x65	189,25	-358,27	680.47	<0
Terrasse	30x35	93,03	74.38	262.36	<0
	35x65	185,52	-327,17	621.41	<0

Tab. V.117 : Vérification de la section d'armatures

a.2. Vérification de la contrainte de compression de l'aire d'appui [1] :

Niveaux	Section(cm ²)	à(cm)	a(cm)	T _u ^{max} (kN)	σ_{bc}^m (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC, 1 ^{er}	30x35	50	28,35	97,05	0,62	21,67	Vérifiée
	35x65	50	52,65	264,29	0,91		
Etages courants	30x35	40	28,35	133,65	1,04	21,67	Vérifiée
	35x65	40	52,65	189,25	0,79		
Terrasse	30x35	30	28,35	93,03	1,1	21,67	Vérifiée
	35x65	30	52,65	185,52	1		

Tab. V.118 : Vérification de la compression de l'aire d'appui

f. Appuis de rives :

Les résultats des deux vérifications sont regroupés dans le tableau suivant :

Vérifications			section d'armature longitudinale			contrainte de compression du béton		
Niveaux	Section (cm ²)	T _u (kN)	$\frac{T_u \gamma_s}{f_e}$ (cm ²)	A _s ^{adp} (cm ²)	$A_s \geq \frac{T_u \gamma_s}{f_e}$	a (cm)	0,267.b.a.f _{c28} (kN)	T _u ≤ 0,267.b.a.f _{c28}
RDC, 1 ^{er}	30x35	97,05	2,79	8.01	Vérifiée	28,35	567,70	Vérifiée
	35x65	264,29	7,95	20.61	Vérifiée	52,65	1230,04	Vérifiée
Etages courants	30x35	133,65	3,84	8.01	Vérifiée	28,35	567,70	Vérifiée
	35x65	189,25	5,44	20.61	Vérifiée	52,65	1230,04	Vérifiée
Terrasse	30x35	93,03	2,67	8.01	Vérifiée	28,35	567,70	Vérifiée
	35x65	185,52	5,33	20.61	Vérifiée	52,65	1230,04	Vérifiée

Tab .V.119: Vérification dans les appuis de rives

V.11.7. VÉRIFICATION DE LA FLECHE

Vérifications		Condition 1			Condition 2			Condition 3		
Niveaux	Section n (cm ²)	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	Vérification	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10.M_0}$	Vérification	$\frac{A_s}{b.d}$	$\frac{4,2}{f_e}$	Vérification
RDC, 1 ^{er}	30x35	0,088	0,0625	OUI	0,088	0.110	NON	0.0084	0,0105	OUI
	35x65	0,072			0,072	0.069	OUI	0.0069		OUI
Etages courants	30x35	0,088	0,0625	OUI	0,088	0.098	NON	0.0084	0,0105	OUI
	35x65	0,072			0,072	0.071	OUI	0.001		OUI
Terrasse	30x35	0,088	0,0625	OUI	0,088	0.104	NON	0.0084	0,0105	OUI
	35x65	0,072			0,072	0.083	NON	0.001		OUI

Tab. V.120: Vérification de la flèche

Vu que l'une des conditions n'est pas vérifiée, il est nécessaire de calculer la flèche.

Section	f_v (mm)	f_i (mm)	f (mm)	\bar{f} (mm)	observation
30x35	0,32	0,11	0,21	8	Vérifier
35x65	0,38	0,095	0,285	9,5	Vérifier

Tab. V.121 : Calcul de la flèche

Sens non porteur

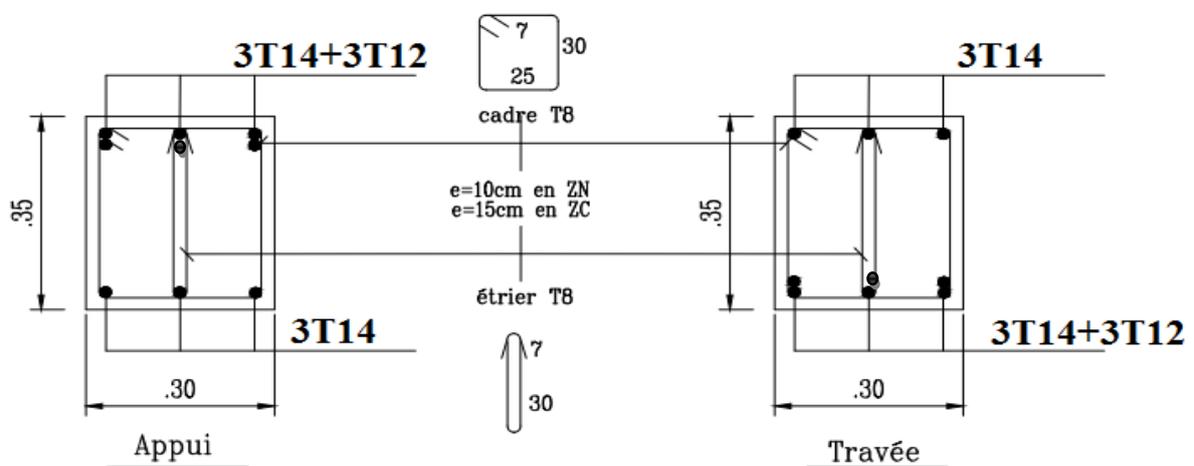
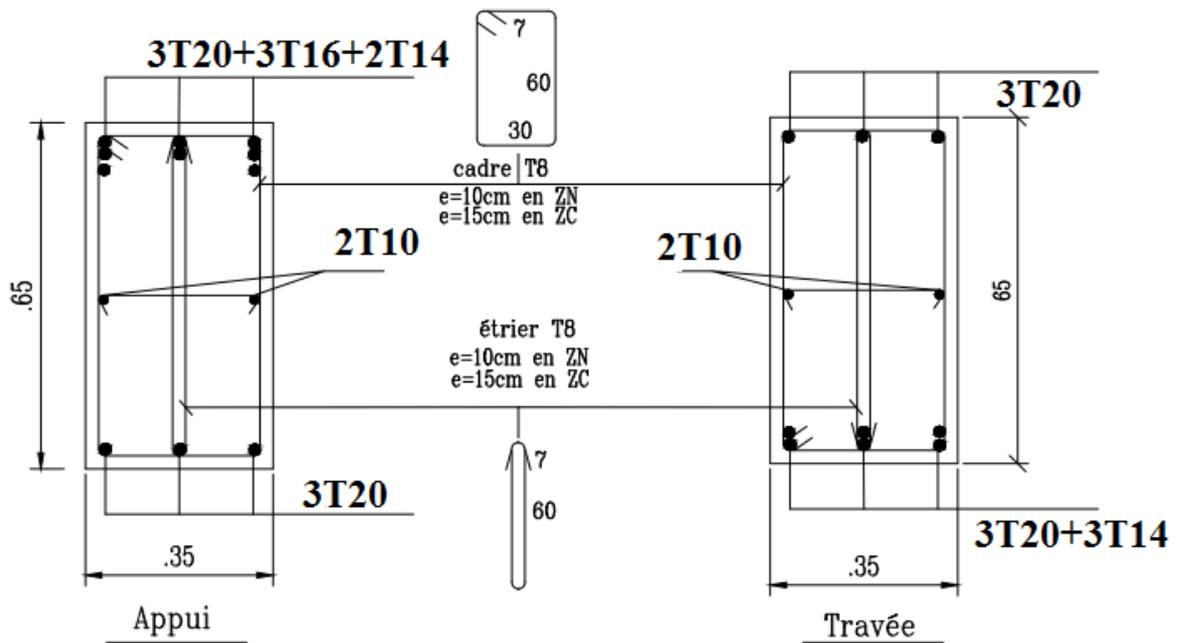


Fig.V.17 : ferrailage des poutres non porteuses. BLOB B

Sens porteur: RDC et étage courants



Sens porteur: Terrasse

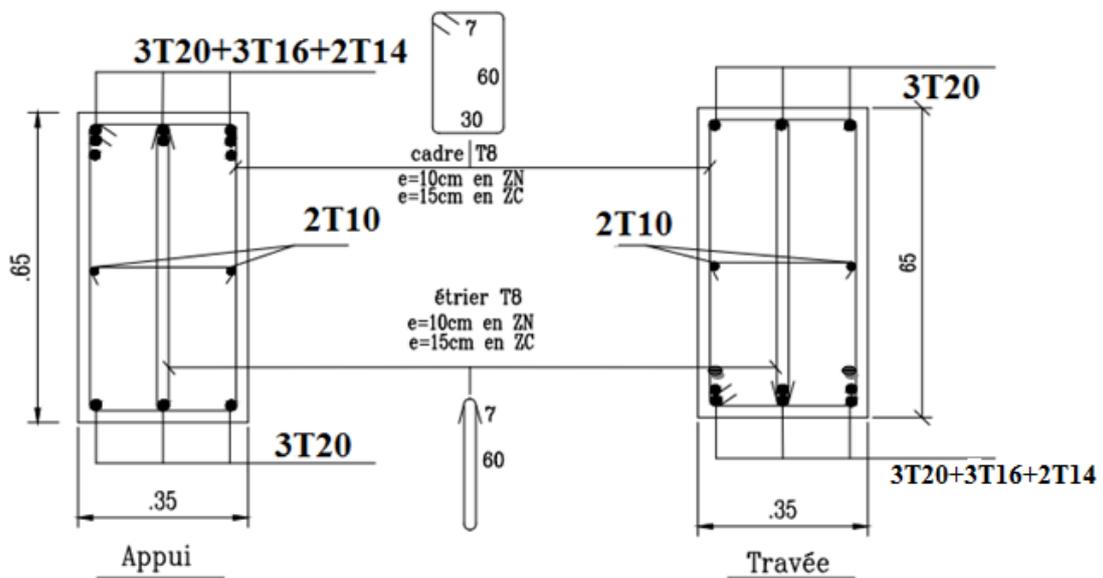


Fig.V.18.ferrailage des poutres porteuses. BLOC B

Bloc B :

V.12. PRÉSENTATION DES RÉSULTATS POUR LE RESTE DES VOILES DU BÂTIMENT ÉTUDIÉ

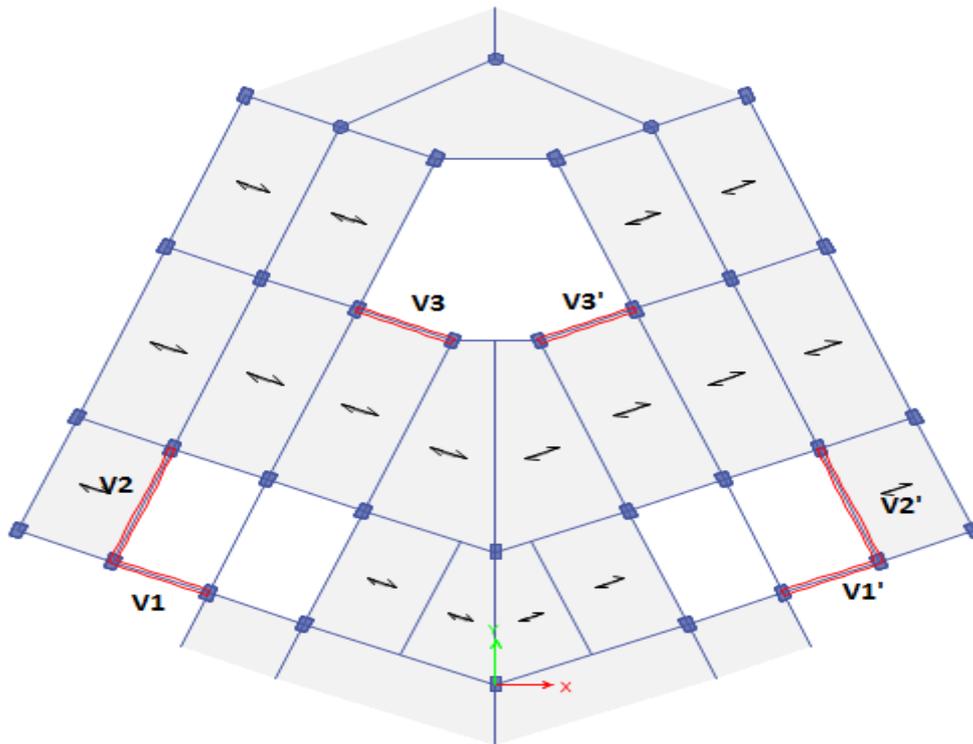


Fig. V.19 : Disposition des voiles

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

- **Armature verticale de traction**

Hauteur (m)	Maille	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	A_s/B (%)	Le choix	$A_{vadopté}$ (cm ²)
RDC	1	0.25	9.14	2.29	57.13	0.023	2*(6T20+5T16)	57.81
	2	0.25	7.07	1.77	44.18	0.018	2*(6T20+2T16)	45.74
	3	0.25	6.35	1.59	39.68	0.016	2*7T20	43.98
	4	0.25	7.40	1.85	46.25	0.019	2*8T20	50.27
1er - 2 ^{ème}	1	0.25	7.30	1.83	45.13	0.018	8T20+10T16	45.24
	2	0.25	5.58	1.40	34.07	0.014	2*(4T20+3T14)	34.37
	3	0.25	4.80	1.20	30	0.012	2*5T20	31.42

	4	0.25	5.31	1.33	33.18	0.013	2*(4T20+3T14)	34.37
3 ^{ème}	1	0.25	4.10	1.03	25.02	0.010	2*4T20	25.13
	2	0.25	3.00	0.75	18.75	0.008	2*5T16	20.11
4 ^{ème}	3	0.25	2.57	0.64	16.06	0.006	2*4T16	16.08
	4	0.25	2.57	0.64	16.06	0.006	2*4T16	16.08
5 ^{ème}	1	0.25	2.11	0.53	13.18	0.0053	2*4T16	16.08
	2	0.25	1.34	0.34	8.38	0.003	2*4T12	9.05
7 ^{ème}	3	0.25	1.22	0.31	7.63	0.003	2*4T12	9.05
	4	0.25	1.31	0.33	8.18	0.003	2*4T12	9.05

Tab.V.122: Calcul des armatures du voile (V1, V1')

Hauteur (m)	Maille	S _i (m ²)	σ _j (MPa)	F _t (MN)	A _s (cm ²)	As/B (%)	Le choix	A _v adopté (cm ²)
RDC	1	0.25	7.75	1.94	48.5	0.019	2*8T20	50.27
	2	0.25	6.20	1.55	38.75	0.016	2*7T20	43.98
	3	0.25	5.40	1.35	33.75	0.014	2*(4T20+3T14)	34.37
	4	0.25	6.02	1.51	37.65	0.015	2*6T20	37.70
	5	0.25	7.44	1.86	46.5	0.019	2*8T20	50.27
	6	0.25	9.03	2.25	56.25	0.022	6T20+5T16	57.81
1 ^{er} - 3 ^{ème}	1	0.25	5.60	1.40	35	0.014	2*6T20	37.70
	2	0.25	4.52	1.13	28.05	0.011	2*(3T20+3T14)	28.09
	3	0.25	4.20	1.05	26.25	0.011	2*(3T20+3T14)	28.09
	4	0.25	4.82	1.21	30.25	0.012	2*5T20	31.42
	5	0.25	6.13	1.53	38.25	0.015	2*5T20	31.42
	6	0.25	7.94	1.99	49.75	0.020	2*8T20	50.27
4 ^{ème}	1	0.25	1.82	0.46	11.05	0.005	2*5T12	11.31

- 7 ^{ème}	2	0.25	1.61	0.40	10	0.004	2*5T12	11.31
	3	0.25	1.74	0.44	11	0.004	2*5T12	11.31
	4	0.25	2.09	0.52	13	0.005	2*(4T12+3T10)	13.76
	5	0.25	2.62	0.66	16.05	0.007	2*4T16	16.08
	6	0.25	3.40	0.85	21.25	0.009	2*7T14	21.55

Tab. V.123 : Calcul des armatures du voile (V2, V2')

Hauteur (m)	Maille	S _i (m ²)	σ _j (MPa)	F _t (MN)	A _s (cm ²)	As/B (%)	Le choix	A _{vadopté} (cm ²)
RDC	1	0.25	8.13	2.07	50.03	0.021	2*8T20	50.27
	2	0.25	6.00	1.50	37.50	0.015	2*6T20	37.70
	3	0.25	4.57	1.14	28.06	0.011	2*7T16	28.15
	4	0.25	6.02	1.51	37.63	0.015	2*6T20	37.70
1er - 2 ^{ème}	1	0.25	7.30	1.83	45.16	0.018	2*(4T20+5T16)	45.24
	2	0.25	5.28	1.32	33.00	0.013	2*(4T20+3T14)	34.37
	3	0.25	3.94	0.99	24.63	0.010	2*(4T16+4T14)	25.32
	4	0.25	4.30	1.08	26.88	0.011	2*(3T20+3T14)	28.09
3 ^{ème} - 4 ^{ème}	1	0.25	4.47	1.12	27.94	0.011	2*(3T20+3T14)	28.09
	2	0.25	3.66	0.92	22.88	0.009	2*6T16	24.19
	3	0.25	2.90	0.73	18.13	0.007	2*6T14	18.42
	4	0.25	2.48	0.62	15.30	0.006	2*5T14	15.39
5 ^{ème} - 7 ^{ème}	1	0.25	1.67	0.42	10.44	0.004	2*5T12	11.31
	2	0.25	2.05	0.51	12.81	0.005	2*(4T12+3T10)	13.76
	3	0.25	2.09	0.52	13.06	0.005	2*(4T12+3T10)	13.76
	4	0.25	3.10	0.78	19.37	0.008	2*6T16	24.19

Tab.V.124 : Calcul des armatures du voile (V3)

V.12.1 ARMATURES DE JOINT DE BETONNAGE (ACIERS DE COUTURE) :

$$e = 25 \text{ cm} \quad l_m = 1 \text{ m} \quad L_{\text{voile}} = 3,00 \text{ m}$$

VOILE	zone	τ_u (Mpa)	$A_{vj}^{cal}(\text{cm}^2)$	Le choix	$A_{adopté}(\text{cm}^2)$
V1, V1'	1	1.59	15.30	2*5T14	15.39
	2	0.29	2.79	2*2T14	6.16
	3	0.50	4.81	2*2T14	6.16
V2, V2'	1	1.97	18.96	2*5T16	20.11
	2	1.23	11.84	2*4T14	12.32
	3	0.74	7.12	2*4T12	9.05
V3, V3'	1	1.48	14.25	2*5T14	15.39
	2	1.12	10.78	2*5T12	11.31
	3	0.54	5.20	2*3T12	6.79

Tab.V.125 : Calcul des aciers de coutures des voiles

V.12.2. ACIERS HORIZONTALS :

Voile	Niveaux	τ_u (Mpa)	A_{h1} (cm^2)	A_{h2} (cm^2)	A_h^{min} (cm^2)	A_h (cm^2)	choix	$A_h^{adopté}$ (cm^2)	S_t (cm)
V1, V1'	RDC	1.59	6.52	38.54	3.75	38.54	2*7T20	43.98	16.67
	1 ^{eme} , 2 ^{eme}	1.63	6.69	30.16	3.75	30.16	2*5T20	31.42	25
	3 ^{eme} , 4 ^{eme}	1.09	4.47	16.75	3.75	16.75	2*6T14	18.42	20
	5 ^{eme} , 7 ^{eme}	0.80	3.28	6.03	3.75	6.03	2*3T12	6.79	50
V2, V2'	RDC	1.98	8.12	33.51	3.75	33.51	2*(4T20+3T14)	34.37	/
	1 ^{eme} , 4 ^{eme}	1.43	5.87	25.13	3.75	25.13	2*(4T16+4T14)	25.32	/
	5 ^{eme} , 7 ^{eme}	0.75	3.08	6.03	3.75	6.03	2*3T12	6.79	50
V3, V3'	RDC	1.47	6.03	33.51	3.75	33.51	2*(4T20+3T14)	34.37	/
	1 ^{eme} , 2 ^{eme}	0.30	1.23	30.16	3.75	30.16	2*(4T20+3T14)	34.37	/
	3 ^{eme} , 4 ^{eme}	1.03	4.22	18.73	3.75	18.73	2*5T16	20.11	25
	5 ^{eme} , 7 ^{eme}	0.74	3.04	9.17	3.75	9.17	2*4T12	9.05	33.33

Tab.V.126 : Calcul des aciers horizontaux des voiles

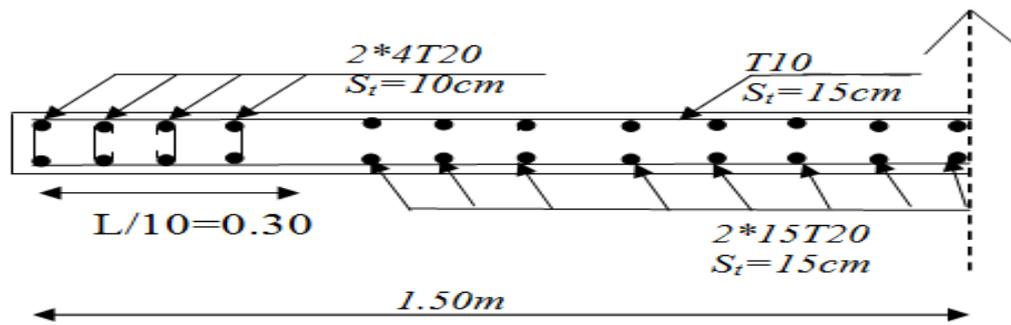


Fig.VIII.19 : ferraillage des voiles (exemple)

❖ CONCLUSION :

	Bloc sans joint	Bloc avec joint		Rapport % (bloc sans et avec joint)		Economie %	
		Bloc A et C	Bloc B				
$\sum A_s$ des poteaux (cm ²)	254.35	206.84	196.84	81	77	19	23
$\sum A_s$ des poutres principales (cm ²)	272.85	232.71	284.89	85	96	15	4
$\sum A_s$ des poutres secondaires (cm ²)	128.16	61.6	73.92	83	58	17	42
$\sum A_s$ des voiles (cm ²)	9688.68	3466.96	4951.30	36	51	64	49
\sum (cm ²)	10289.80	3968.11	5561.19	39	54	61	46

Tab .V.127 : comparaison des sections entre les deux cas

D’après nos calculs on constate que le bloc avec joint est économique par rapport au bloc sans joint.

VI.1. INTRODUCTION:

Le règlement BAEL91 (mod.99) exige que pour toute structure ayant des éléments structuraux supérieur à 25 m dans les régions sèches et à forte exposition de température doivent être vérifiées par une étude thermique.

Vu que les dimensions en plan de notre structure sont supérieures à 25m, $L_x=88,30m$, il est impératif de faire une étude thermique; En plus des contraintes produites par les chargements verticaux et horizontaux, notre structure sera sollicitée par des contraintes thermiques.

VI.2. EFFORT DE LA TEMPERATURE :

La variation de la température à une influence sur la vie de la structure suivant les changements saisonniers, une augmentation sensible de la température provoque une dilatation des éléments structuraux d'un ouvrage, de même une chute de la température provoque un raccourcissement de ces derniers.

Sous ces variations, il est indispensable de soit prévoir des joints de dilatation tous les 25 m et cela en respectant les normes d'exécution, soit prendre en compte dans le calcul l'effet de température.

Étant donné que la température à l'intérieur des bâtiments est uniforme, donc principalement les éléments situés à l'extérieur sont les plus concernés par l'étude de l'effet de température.

A défaut de justification, on adopte les variations de température pour les régions d'ALGERIE

Dans notre cas, nous avons pris en compte l'effet de la température en introduisant un gradient de température de $25^{\circ}C$ dans les poutres du périmètre.

VI.2.1. Coefficient thermique :

a. Béton :

Le coefficient de dilatation du béton est de l'ordre de 7 à $12 \cdot 10^{-6}$; il dépend de :

1. La nature des agrégats.
2. Rapport eau ciment E/C.
3. L'humidité relative et de l'intervalle de température.

b. Acier :

Ce coefficient est voisin de celui de l'acier qui est de l'ordre de 10^{-5} . Cette circonstance a permis le développement du béton armé.

Pour les ouvrages hyperstatiques soumis à des variations de températures importantes, il est intéressant de mettre en vue un béton dont le coefficient de dilatation thermique soit le plus faible, ce résultat peut être obtenu en utilisant des adjuvants spéciaux.

VI.2.2. Contrainte thermique :

La dilatation ou le raccourcissement des éléments porteurs (poteaux, poutres, voiles), dus aux variations de la température fait apparaître des contraintes dans ces éléments.

Si on considère une poutre bi encastree, soumise à une augmentation de température de t_0 à t ; les réactions d'encastrement empêchent toute dilatation thermique, des contraintes de traction ou de compression, apparaissent dans la poutre et leurs valeurs s'obtiennent par la condition de la non variation de la longueur.

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

$$\Delta L = \alpha \times L_0 \times \Delta t$$

Sachant que :

$$\xi = \frac{\Delta L}{L}$$

Donc :

$$\xi = \alpha \times \Delta t$$

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

$$\sigma = E \times \xi$$

D'où :

$$\sigma = E \times \alpha \times \Delta t$$

Avec :

ΔL : variation de la longueur de l'élément

Δt : variation de la température

α : coefficient de dilatation thermique

L_0 : longueur de la poutre

E : module de YOUNG

σ : contrainte thermique

On remarque que la variation de la température Δt a donné naissance à une contrainte σ , sachant que les déplacements (allongement, rétrécissement) seront axiaux, la contrainte sera aussi axiale.

VI.2.3. Convention de signe :

La contrainte thermique produite par une variation de la température se traduit par une contrainte de traction ou de compression et cela en fonction de l'augmentation ou de la diminution de la température :

$\Delta t > 0 \Rightarrow \sigma > 0$ Allongement, traction

$\Delta t < 0 \Rightarrow \sigma < 0$ Rétrécissement, compression

VI.3. La procédure du calcul :

Afin de quantifier les induits par la température dans les différents éléments de contreventement de la structure en égard des dimensions en plan : $L_x = 88,30$ m, un calcul à la température a été conduit sur la base de $\Delta t = 25^\circ\text{C}$, $\alpha = 10^{-5}^\circ\text{C}$.

Le calcul a été effectué sur les poutres de l'extrémité, les plus exposées à la variation de température, en l'occurrence les poutres où on tiendra compte que de la dilatation horizontale.

Le calcul a été fait à l'aide du logiciel **Etabs 2013** en introduisant le gradient de température comme charge d'accompagnement.

La sollicitation la plus défavorable est celle de l'ELU : **1,35 G + 1,5 Q + 0,8 T**

VI.4. Résultats du calcul :

T=25⁰

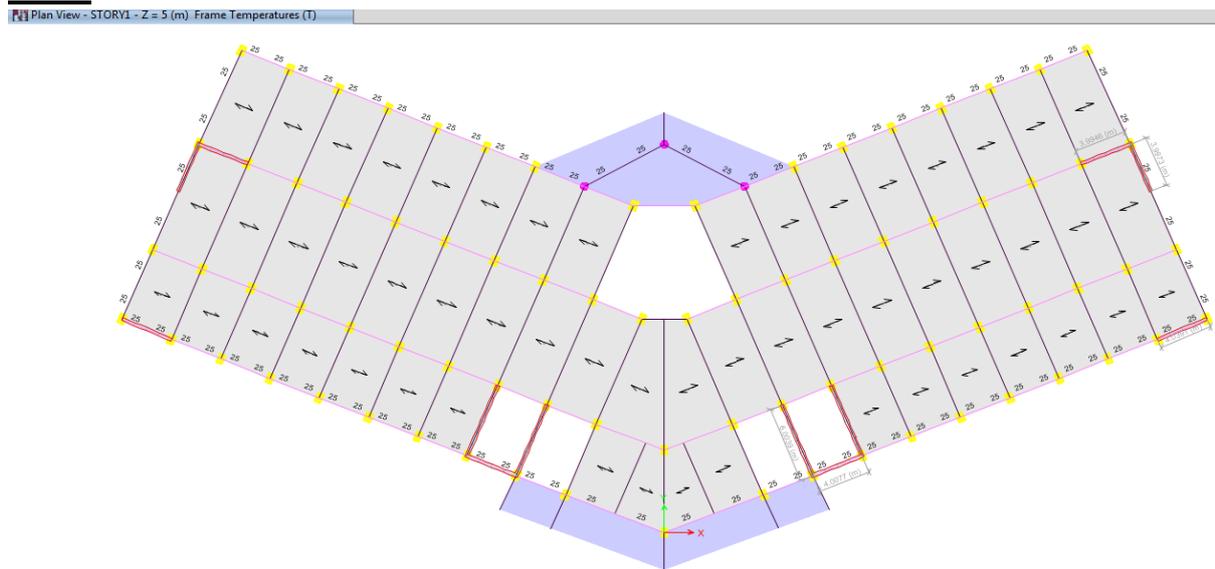


Fig.VI.1 Poutre de rive sous la charge thermique

Les efforts résultants maximaux qui agissent sur les différentes poutres sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Niveaux	Section	Position	P (kN)	M ^{max} (kNm)	A' _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{s(RPA)} ^{min} (cm ²)
RDC,1 ^{er}	30 x 35	Travée	-668.69	148.74	7.51	9.43	5.25
		Appui	-668.69	-129.15	7.49	5.57	
	35 x 65	Travée	-1448.83	83.00	0	0	11.38
		Appui	-1448.83	-113.26	0	0	
Etage courant	30 x 35	Travée	-668.69	148.76	7.51	9.43	5.25
		Appui	-668.69	-135.40	8.11	6.19	
	35 x 65	Travée	-1448.83	80.97	0	0	11.38
		Appui	-1448.83	-157.76	0	0	
Terrasse	30 x 35	Travée	-668.69	147.56	7.39	9.31	5.25
		Appui	-668.69	-130.68	7.64	5.72	
	35 x 65	Travée	-1448.83	80.04	0	0	11.38
		Appui	-1448.83	-130.56	0	0	

Tab VI.1 :Ferrailage des poutres Selon 1,35G +1,5Q+ 0,8 T

Remarque :

Les poutres porteuses ne sont pas sollicitées sous l'effet thermique.

- Le choix des sections d'armature des poutres est récapitulé dans le tableau suivant :

Niveaux	Section	Position	A'_s (cm^2)	A_s (cm^2)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm^2)	choix	$A_{s\ adp}$ (cm^2)
RDC, 1 ^{er}	30 x 35	Travée	7.51	9.43	5.25	3T16+2T16	10.05
		Appui	7.49	5.57		3T14+3T14	9.24
Etage courant	30 x 35	Travée	7.51	9.43	5.25	3T16+2T16	10.05
		Appui	8.11	6.19		3T14+3T14	9.24
Terrasse	30 x 35	Travée	7.39	9.31	5.25	3T16+2T16	10.05
		Appui	7.64	5.72		3T14+3T14	9.24

Tab VI.2 :Le choix des armatures des poutres secondaires

VI.5.Vérification Thermique à l'ELS:

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 :

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

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

$$\sigma = E.\alpha.\Delta T \dots\dots\dots(5)$$

Avec :

L : Variation de la longueur de l'élément.

ΔT : Variation de la température ($\Delta T=25c^\circ$).

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

l_0 : Longueur de la poutre.

σ : Contrainte thermique.

E : Module de Young ($E=32164,20MPa$). Donc : $\sigma=32164,20.10^{-5}.20=6,43MPa$

- La fissuration est considérée préjudiciable.

$$\text{On doit vérifier que : } \begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \sigma \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{cases}$$

Etage	Section (cm ²)	Position	M _{ser} (kNm)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{add} (MPa)	σ (MPa)	σ _s (MPa)	σ+σ _s (MPa)	σ _s ^{add} (MPa)	Vérif
RDC, 1 ^{er}	PNP 30 x 35	Travée	107.24	20.6	15	6.43	190.6	197.03	201.63	Non
		Appui	-93.25	18.7		6.43	170.2	176.63		Non
Etage courant	PNP 30 x 35	Travée	107.26	20.6	15	6.43	190.6	197.03	201.63	Non
		Appui	-97.76	19.6		6.43	178.4	184.83		Non
Terrasse	PNP 30 x 35	Travée	108.09	20.7	15	6.43	192.1	198.53	201.63	Non
		Appui	-95.85	19.2		6.43	174.9	181.33		Non

Tab. VI.3 : Vérification thermique des poutres secondaires à l'E.L.S.

- ❖ La contrainte du béton ne vérifié pas donc il faut augmenter la section de la poutre
40 x 45

Etage	Section (cm ²)	Position	M _{ser} (kNm)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{add} (MPa)	σ (MPa)	σ _s (MPa)	σ+σ _s (MPa)	σ _s ^{add} (MPa)	Vérif
RDC, 1 ^{er}	PNP 40 x 45	Travée	107.24	11.5	15	6.43	110.8	117.23	201.63	Ok
		Appui	-93.25	10.4		6.43	98.8	105.23		Ok
Etage courant	PNP 40 x 45	Travée	107.26	11.5	15	6.43	110.8	117.23	201.63	Ok
		Appui	-97.76	10.9		6.43	103.5	109.93		Ok
Terrasse	PNP 40 x 45	Travée	108.09	11.6	15	6.43	111.7	118.13	201.63	Ok
		Appui	-95.85	10.7		6.43	101.5	107.93		Ok

Tab. VI.4: Vérification thermique des poutres secondaires à l'E.L.S. (correction)

CONSTATATION :

Les poutres de rive sont concernée par l'effet thermique d'après le logiciel out put ETABS 2013

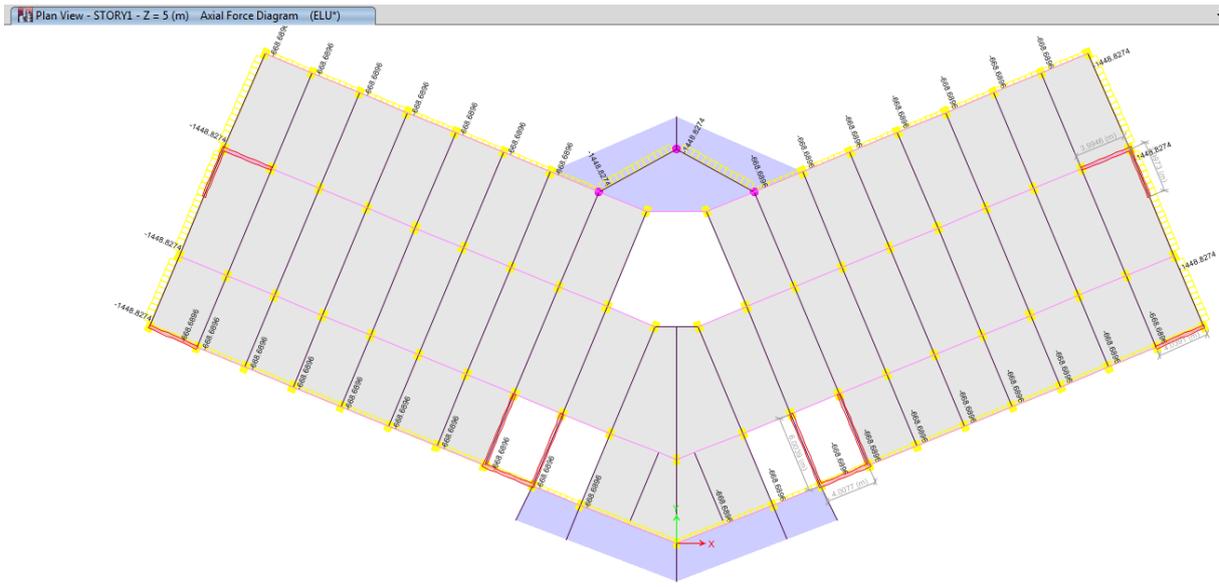


Fig.VI.2 : Diagramme de l'effort axial des poutres de rive sous l'effet thermique

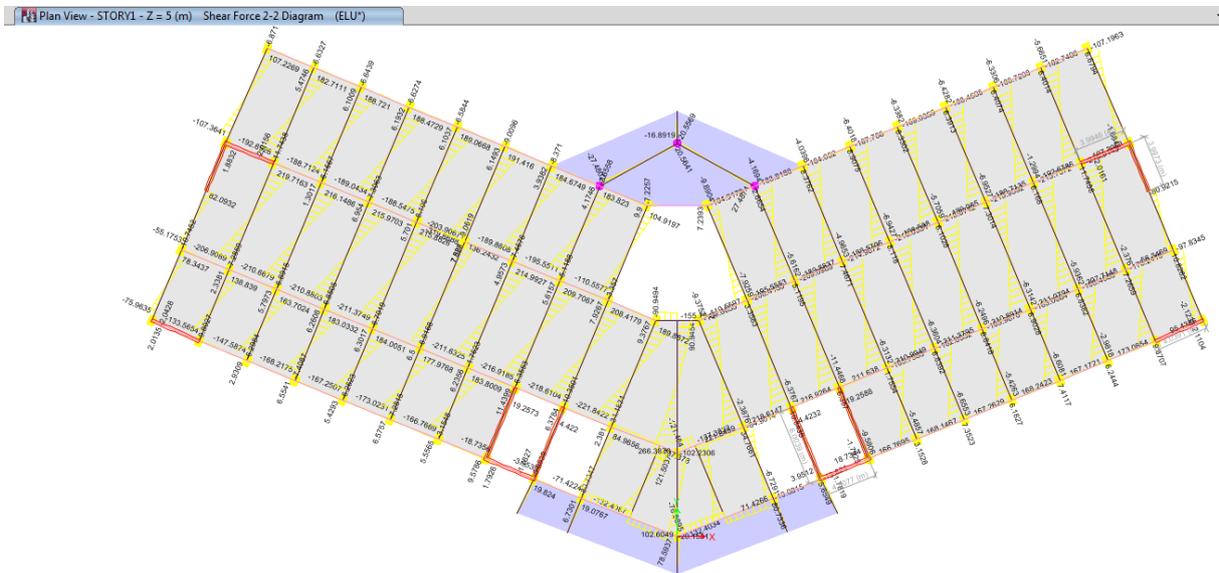


Fig.VI.3 : Diagramme de l'effort tranchant des poutres de rive sous l'effet thermique

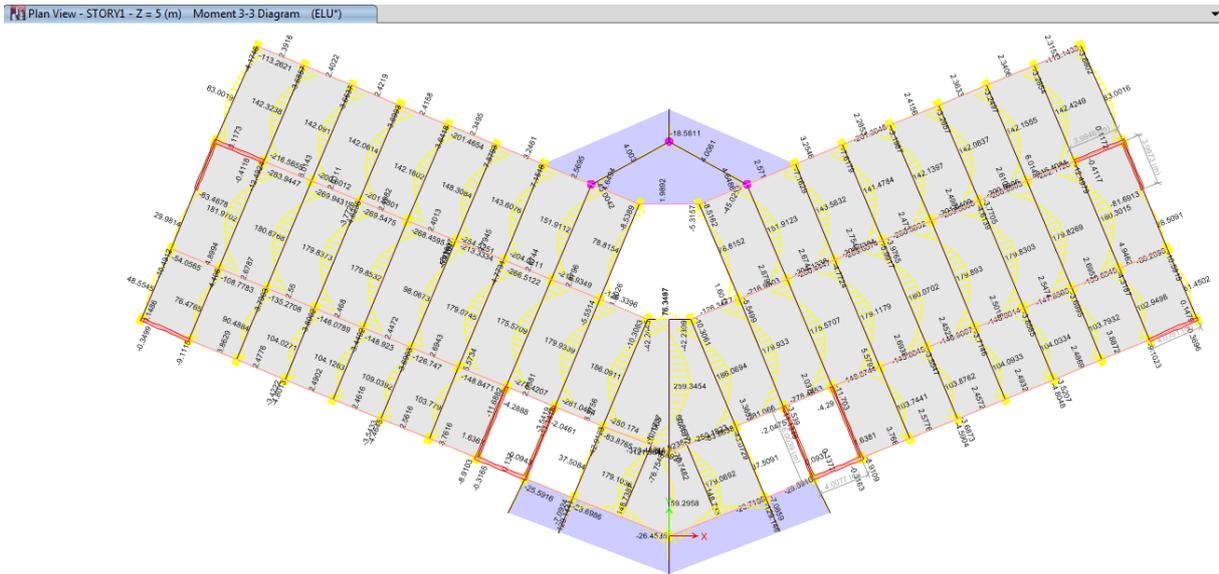


Fig.VI.4 : Diagramme de moment des poutres de rive sous l’effet thermique

VI.6. CONCLUSION :

Nous concluons que, sous l’effet de la température, les sections des poutres secondaires de rive augmentent considérablement ainsi que le ferrailage. Par rapport au bloc avec joint.

VII.1. INTRODUCTION :

Il est d'une importance capitale dans tous les travaux s'appuyant sur le sol, donc les travaux publics et de génie civil, de bien connaître le terrain sur lequel on va fonder ou bâtir, c'est lui qui sert de support aux routes, aux ponts, aux barrages, etc..... et c'est donc en premier lieu de sa résistance et de sa stabilité que dépendent la robustesse et la durée de l'ouvrage construit.

La reconnaissance des sols fait appel à différentes techniques de sondage et d'essais sur le site (in situ) et au laboratoire en vue de déterminer les caractéristiques principales des diverses couches de terrain rencontrées.

VII.2. RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE :

Les travaux de reconnaissance géotechnique consistent en la réalisation des :

- ❖ Essais in situ
- ❖ Essais de laboratoire

VII.2.1. essais in situ :

La reconnaissance sur site a comporté :

- Une campagne au pénétromètre dynamique.
- Une campagne géologique par sondage carotté.

Dans la première campagne, huit essais pénétrométriques ont été réalisés.

Ces essais nous ont permis d'avoir une idée sur la résistance du sol à la pénétration et sur son degré d'homogénéité.

Dans la seconde campagne un sondage carotté exécuté à l'aide d'une sondeuse "Zif 300"

Ce sondage, d'une profondeur de 10m sous le niveau du sol naturel, nous a permis de connaître avec précision la nature du sol décrite par la carte géologique de la région et de faire des prélèvements d'échantillons de sol afin de réaliser les essais de laboratoire.

a) Essais pénétrométriques :

Ces essais sont d'un usage de plus en plus fréquent. Ils sont effectués à l'aide d'appareils comportant une tige métallique terminée par un cône.

Cet équipement est complété par un dispositif mesurant séparément l'effort exercé sur la pointe conique du pénétromètre, fixée à l'extrémité d'un train de tiges, et le frottement latéral exercé sur le fut.

Les résultats obtenus sont traduits sous forme d'un diagramme, portant en abscisses la résistance de pénétration à la pointe q_d et en ordonnées, la profondeur Z en m.

b) Sondage carotté :

Les coupes de ces sondages montrent la lithologie suivante :

0,00m à 1,30m	Gravier, sable et cailloux dans une matrice limono argileuse brunâtre.
1,30m – 7,00m	Alluvions noyées dans une matrice riche en argile avec des passages graveleux.
7,00m à 8,00m	Alluvion : gravier et sable argilo- limoneux

VII.2.2. essais de laboratoire :

Pour déterminer les caractéristiques géotechniques des couches rencontrées, différents essais sont effectués au laboratoire sur les échantillons prélevés dans le sol en place à l'aide de carottiers, ces échantillons de terrain, si possible non remaniés, sont repérés avec les numéros du sondage correspondant, le niveau de prélèvement sa partie inférieure et sa partie supérieure.

Toutes les précautions sont prises pendant le transport, pour éviter les pertes de fines et conserver l'humidité naturelle de l'échantillon.

Les essais sont effectués dans les plus courts délais de prélèvement par des personnes qualifiées, aptes à interpréter les résultats.

Leur objectif est d'identifier les sols et à cet effet, de déterminer :

- La masse volumique de l'échantillon.
- Détermination des teneurs en eau.
- Les limites d'Atterberg.
- Analyse granulométrique et sédiment métrique.
- Essais de cisaillement rectiligne à la boîte de Casagrande (non consolidé, non drainé).
- Essai de compressibilité à l'oedomètre.

VII.3.CONCLUSION ET RECOMMANDATION :**1) Constructibilité du site :**

Le site étudié ne pose aucun problème technique particulier lié au sol qui empêcherait la construction de l'ouvrage projeté.

2) Lithologie du site :

La lithologie du site est constituée essentiellement, à partir de la surface, d'une succession de couches d'argiles parfois limoneuses, parfois graveleuses contenant des cailloux, surmontant des alluvions.

3) Eau souterraine

Lors de la réalisation des essais in-situ, aucune présence d'eau n'a été détectée.

4) Classification du site

le plan résistance et d'après la classification du RPA99, version2003, le sol du site peut être classé comme **un site meuble de classe S3**.

5) Analyse chimique du sol :

Dans le but de se prononcer sur l'agressivité ou non du sol, une analyse chimique a été réalisée sur un échantillon de sol extrait du site étudié, dont les résultats sont données au tableau suivant :

N échantillon	Profondeur (m)	PH	Chlorures (%)	Sulfates mg /Kg
SC01	1,20 - 1,50	8,33	0,3481	8198

L'analyse chimique réalisée sur le sol du site, a montré que celui-ci est **moyennement agressif de classe A2**, selon la norme **NFT 18-011(JUIN 1992)** .Par conséquent, le béton de l'infrastructure de l'ouvrage nécessite des mesures particulières, notamment l'utilisation d'un Ciment Résistant aux Sulfates (**C.R.S**).

6) Contrainte admissible :

Il est important de noter que les méthodes de calcul de la capacité portante basées sur l'essai de pénétration dynamique sont essentiellement empiriques ; ceci provient du fait qu'au stade actuel des recherches, il n'existe pas d'interprétation théorique du comportement dynamique du sol avoisinant la pointe du pénétromètre. Ceci n'enlève en rien au pénétromètre dynamique sa valeur pratique ; il est d'ailleurs utilisé largement en mécanique des sols.

La portance du sol q_{adm} est calculée par la formule empirique :

$$q_{adm} = \frac{R_p}{F}$$

Avec :

R_p : La résistance dynamique en pointe.

F : Coefficient de sécurité.

$$\text{On a : } \begin{cases} R_p = 40 \text{ bars} \\ F = 20 \end{cases}$$

$$q_{adm} = \frac{40}{20} = 2,0 \text{ bars}$$

La pression admissible à adopter pour le calcul de l'infrastructure, calculée à partir de la profondeur **Z=1,50m** est égale à **2,0 bars**.

7) Ancrage des fondations :

L'assise des fondations, correspondant à la capacité portante adoptée supra, doit être au minimum égale à **1,50 m**.

VIII.1. INTRODUCTION

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par plusieurs facteurs liés au sol de fondation et au sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales et horizontales induites par le séisme. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

VIII.1.1. FONCTIONS ASSURÉE PAR LES FONDATIONS

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

VIII.1.2. CLASSIFICATION DES FONDATIONS

Fonder un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- a. Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).
- b. Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

VIII.2. CALCUL DES FONDATIONS

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie de l'ouvrage, tout en respectant les caractéristiques de cet ouvrage, la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes donnée du rapport du sol, on commence le choix de fondation par les semelles isolées – filantes ou radier, chaque étape fera l'objet de vérifications.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

Poteaux	N (kN)	Poteaux	N (kN)
1	2022.02	22	414.04
2	2364.16	23	1560.79
3	631.12	24	2521.39
4	1358.21	25	2301.76
5	2326.56	26	405.77
6	2018.29	27	1388.72
7	617.97	28	2512.51
8	1003.42	29	2124.06
9	2215.46	30	405.62
10	1122.06	31	1492.02
11	799.47	32	2492.13
12	1166.67	33	2212.77
13	2740.25	34	405.56
14	1472.50	35	807.39
15	1491.10	36	2294.98
16	2438.51	37	980.83
17	2542.97	38	393.71
18	1148.87	39	932.00
19	1411.48	40	1070.33
20	2489.31	41	1338.71
21	2139.79	42	266.01
Σ	63841.29		

Tab.VIII.1 : Effort normal appliqué sur les fondations

VIII.2.1. SEMELLES ISOLÉES:

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au

rapport a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

♦ **Dimensions de la semelle : [1]**

$$B \geq \sqrt{\frac{b N}{a \bar{\sigma}_{sol}}} \Rightarrow A = \frac{a}{b} B$$

Les hauteurs utiles doivent respecter :

$$\frac{B-b}{4} \leq (d_a \text{ et } d_b) \leq A-a$$

Avec :

$$\sigma_{sol} = 2,0 \text{ bars}$$

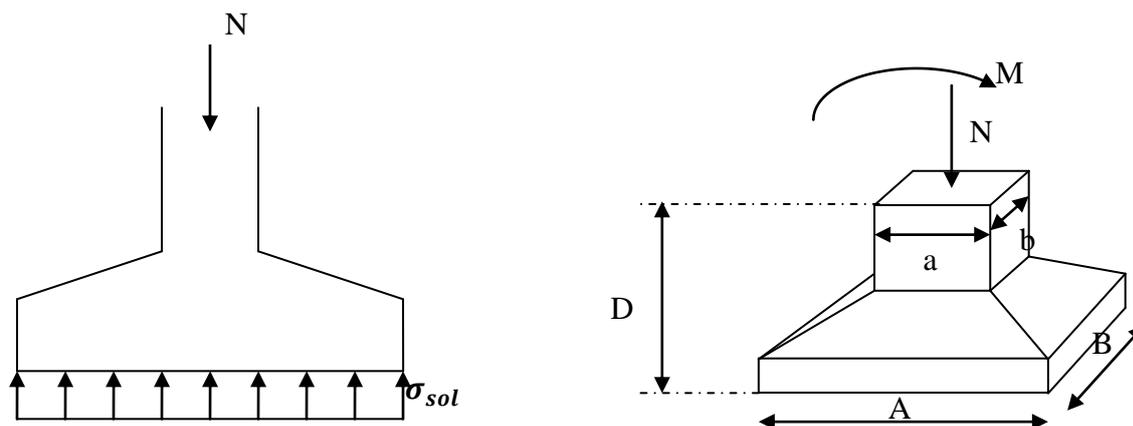


Fig.VIII.1 : semelle isolée sous poteau

Les résultats des sections des semelles isolées sont résumés dans le tableau suivant:

Poteaux	N (kN)	B(m)	A(m)	BxA choisie (m ²)	Poteaux	N (kN)	B(m)	A(m)	BxA choisie (m ²)
1	2022.02	2.58	3.87	2.60 x 4.00	22	414.04	1.17	1.75	1.20 x 1.80
2	2364.16	2.79	4.19	2.80 x 4.20	23	1560.79	2.27	3.40	2.30 x 3.40
3	631.12	1.44	2.16	1.50 x 2.20	24	2521.39	2.88	4.33	3.00 x 4.40
4	1358.21	2.12	3.18	2.20 x 3.20	25	2301.76	2.76	4.13	2.80 x 4.20
5	2326.56	2.77	4.16	2.80 x 4.20	26	405.77	1.16	1.74	1.20 x 1.80
6	2018.29	2.58	3.87	2.60 x 4.00	27	1388.72	2.14	3.21	2.20 x 3.30
7	617.97	1.43	2.14	1.50 x 2.20	28	2512.51	2.88	4.32	3.00 x 4.35
8	1003.42	1.82	2.73	2.00 x 2.80	29	2124.06	2.65	3.97	2.65 x 4.00
9	2215.46	2.70	4.06	2.70 x 4.10	30	405.62	1.16	1.74	1.20 x 1.80
10	1122.06	1.92	2.89	2.00 x 3.00	31	1492.02	2.22	3.33	2.30 x 3.40
11	799.47	1.62	2.44	1.70 x 2.50	32	2492.13	2.87	4.30	3.00 x 4.30
12	1166.67	1.96	2.94	2.00 x 3.00	33	2212.77	2.70	4.05	2.70 x 4.10
13	2740.25	3.01	4.51	3.10 x 4.60	34	405.56	1.16	1.74	1.20 x 1.75
14	1472.50	2.20	3.31	2.20 x 3.40	35	807.39	1.63	2.45	1.65 x 2.50
15	1491.10	2.22	3.33	2.30 x 3.40	36	2294.98	2.75	4.13	2.75 x 4.20
16	2438.51	2.84	4.26	3.00 x 4.30	37	980.83	1.80	2.70	1.80 x 2.70
17	2542.97	2.90	4.35	2.90 x 4.40	38	393.71	1.14	1.71	1.20 x 1.75
18	1148.87	1.95	2.92	2.00 x 3.00	39	932.00	1.75	2.63	1.75 x 2.70
19	1411.48	2.16	3.24	2.20 x 3.30	40	1070.33	1.88	2.82	2.00 x 3.00
20	2489.31	2.87	4.30	3.00 x 4.30	41	1338.71	2.10	3.15	2.10 x 3.15
21	2139.79	2.66	3.99	2.70 x 4.00	42	266.01	0.94	1.41	1.00 x 1.50

Tab.VIII.2: Sections des semelles isolées

Conclusion:

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VIII.2.2. SEMELLES FILANTES

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

On doit vérifier que: $\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que:

$N = \sum N_i$ de chaque file de poteaux.

$S = B \times L$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \bar{\sigma}_{sol}}$$

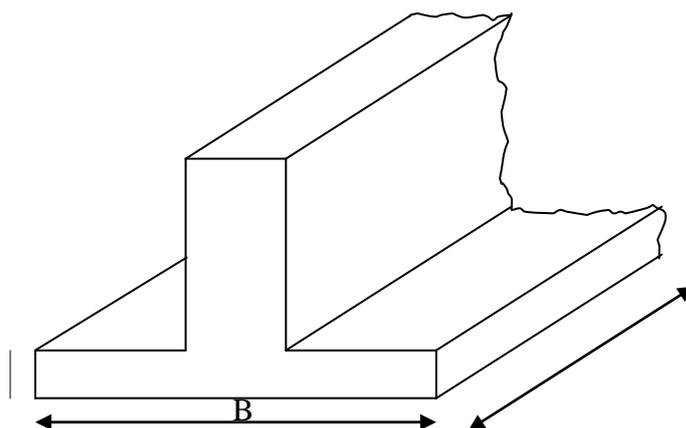


Fig. VIII.2 : Coupe transversal de la Semelle sous Voile

Les résultats sont résumés sur le tableau qui suit:

Files	N(kN)	S(m ²)	L(m)	B(m)	B ^{choisie} (m)
A	3607.04	23.00	23.00	0.78	1.00
B	4476.91	23.00	23.00	0.97	1.00
C	6602.48	34.50	23.00	1.44	1.50
D	6430.91	32.20	23.00	1.40	1.40
E	6789.71	34.50	23.00	1.48	1.50
F	6454.88	32.20	23.00	1.40	1.40
G	7621.44	39.10	23.00	1.66	1.70
H	6178.90	34.50	23.00	1.34	1.50
I	5590.03	28.37	28.37	0.99	1.00
J	5703.06	28.90	17.00	1.68	1.70
K	5786.18	29.20	6.49	4.46	4.50
M	12063.50	68.66	68.66	0.88	1.00
N	25760.41	131.91	87.94	1.46	1.50

Tab .VIII.3: Sections des semelles filantes

La surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_T = 2 \times \sum S_i = 948,17 \text{ m}^2$$

Calcul du rapport $\frac{St}{S_{batiment}} = \frac{948,17}{1818,60} = 0,52 \rightarrow 52,14\%$ de la surface de l'assise

Conclusion

Il y a un chevauchement des semelles et la surface occupée par les semelles filantes supérieure à 50 %

Il est donc recommandé d'opter pour un radier général.

VIII.2.3. RADIER GÉNÉRAL

VIII.2.3.1. INTRODUCTION

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique).

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

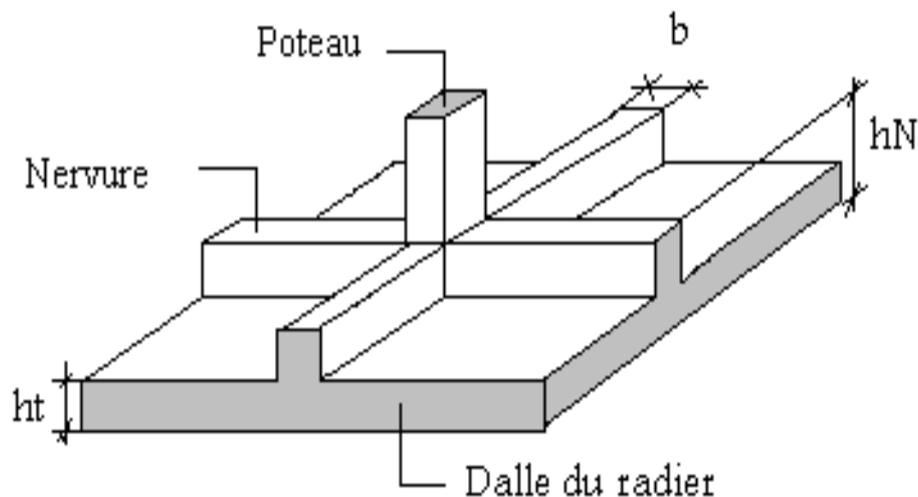


Fig. VIII.3. Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

VIII.2.3.2. SURFACE NÉCESSAIRE

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

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

$$\text{Pour: } \begin{cases} N = 121265,18kN \\ \sigma_{sol} = 2,00bars \end{cases}$$

On trouve: $S \geq 606,33 \text{ m}^2$

La surface du bâtiment $S_b = 1818,6 \text{ m}^2$

Donc la surface totale du radier est $S_{rad} = 1953,04 \text{ m}^2$

VIII.2.3.3. PRÉDIMENSIONNEMENT DE RADIER

1. Dalle:

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

a. Condition forfaitaire

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

Avec

L_{max} = La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{max} = 9,00m \Rightarrow 36,00cm \leq h_1 \leq 45,00cm$$

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

Mais ce pré dimensionnement ne tient pas compte du poids de la structure et de l'effet de poinçonnement

Conclusion

h = 40 cm

2. NERVURES :

➤ Largeur de la nervure

On opte la même largeur du poteau du RDC, donc $b_x = 50 \text{ cm}$, $b_y = 75 \text{ cm}$.

➤ La hauteur de nervure

a. Condition de la raideur

Pour étudier la raideur de la nervure du radier, on utilise la notion de la largeur définie par l'expression suivante : $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$\text{et } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

Avec

E : Module de Young ($E=20000MPa$),

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

$b = 850 \text{ cm}$: Largeur de la semelle par bande d'un mètre,

I : Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$.

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K=0,5[kg/cm^3]$ → pour un très mauvais sol.
- $K=4[kg/cm^3]$ → pour un sol de densité moyenne.
- $K=12[kg/cm^3]$ → pour un très bon sol.

Hnervure [m]	0.8	0.9	1.0	1.1	1.4	2.0	2.5
I [10-4 m]	2609	3288	4089	5020	10192	20441	35628
$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$	2.80	2.96	3.13	3.29	3.93	4.68	5.38
$\frac{\pi}{2} L_e + a$	5.14	5.41	5.67	5.93	6.92	8.10	9.19

Tab. VIII.4: Choix de hauteur des nervures

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \Rightarrow 9,00m \leq 9.19m \text{ Pour } H=2,50m$$

On prend $\Rightarrow h_2 = 250cm$

b. Condition de la flèche

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche

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

On a $L_{\max} = 9,00 m$

$$\Rightarrow 60,00cm < h_2 < 90,00cm \quad \text{On prend } h_2 = 80 cm$$

Conclusion

$$h \geq \text{Max}(h_1 ; h_2) = 250 cm$$

On prend **h = 250 cm**

Résumé

- Épaisseur de la dalle du radier $h = 40 cm$
- Les dimensions de la nervure $\begin{cases} h_N = 250cm \\ bx = 50cm \\ by = 75cm \end{cases}$

VIII.2.3.4. CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES DU RADIER

a. Position du centre de gravité

$$x_G = 39,59 m$$

$$y_G = 18,94 m$$

b. Moments d'inertie

$$I_{xx} = 114175,2 m^4$$

$$I_{yy} = 189105,8 m^4$$

VIII.2.3.5. VÉRIFICATION DE LA STABILITÉ DU RADIER

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux.

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

Avec:

- M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre.
- M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.
- Avec: $M_R = \sum M_0 + V_0 h$
- M_0 : Moment à la base de la structure.
- V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.
- h : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

Sens x-x:

$M_0 = 345494,43 \text{ kNm}$; $V_0 = 15752,87 \text{ kN}$; $h = 1,5 \text{ m}$ $\pm 0,00$

Donc: $M_R = 369123,74 \text{ kNm}$

$N = N_G + N_Q$

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

$N_Q = N_{Q1}$

N_{G1} : Poids propre de la superstructure.

N_{G2} : Poids propre du radier.

N_{Q1} : Poids de la surcharge d'exploitation de la superstructure.

On a: $N_{G1} = 115359,59 \text{ kN}$

$N_{G2} = \rho_b \cdot S \cdot h = 25 \times 1953,04 \times 0,80 = 39060,8 \text{ kN}$

$N_{Q1} = 28237,62 \text{ kN}$

Donc: $N = 182658,01 \text{ kN}$

$M_s = N \cdot x_G = 7231430,62 \text{ kNm}$

$$\frac{M_s}{M_R} = 19,59 > 1,5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Sens y-y:

$M_0 = 319591,19 \text{ kNm}$; $V_0 = 16984,27 \text{ kN}$; $h = 1,5 \text{ m}$

Donc: $M_R = 345067,59 \text{ kNm}$

$M_s = N \cdot y_G = 3459542,71 \text{ kNm}$

$$\frac{M_s}{M_R} = 10,02 > 1,5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

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.

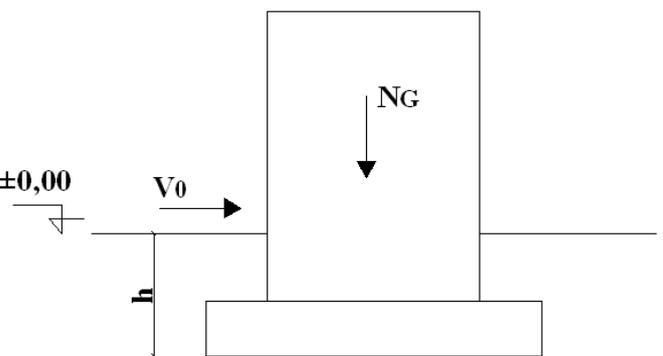


Figure VII.3 : schéma statique du bâtiment

VIII.2.3.6 CALCUL DES CONTRAINTES

Les contraintes du sol sont données par $N_{SER} = \sum N_{SER(super\ structure)} = 143597,21\text{ kN}$

a. Sollicitation du premier genre

$$\text{À l'ELS } \sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{143597,21}{1953,04} = 73,52\text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 73,52\text{ kN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200\text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots\text{Vérifiée}$$

b. Sollicitation du second genre

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

Avec

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

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

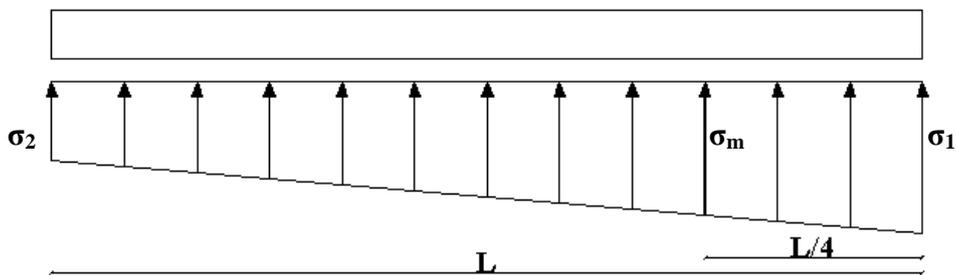


Figure VII.4 : contraintes sous radier

On vérifier que :

- σ_1 Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$
 - σ_2 Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.
 - $\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$ Reste toujours inférieur à $1,33\sigma_{sol}$
- ELU : $N_u = 1,35G + 1,5Q = 250823,96\text{ kN}$

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m ²)
Sens x-x	256.42	0.43	192.42
Sens y-y	162.99	93.87	145.71
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 266$

Tab. VIII.5 : Contraintes sous le radier à l'ELU

ELS : $N_{ser} = 182658,01 \text{ kN}$

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	221.52	36.28	175.21
Sens y-y	128.08	58.96	110.8
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol}=300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol}=266$

Tab.VIII.6. 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 calcul sous l'effet des sollicitations suivantes

ELU : $\sigma_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 192,42 \text{ kN/m}^2$

ELS : $\sigma_{ser} = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 175,21 \text{ kN/m}^2$

VIII.2.3.7. FERRAILLAGE DU RADIER

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferrailage de la dalle du radier se fait comme celui du plancher.

La fissuration est considérée préjudiciable.

a. Ferrailage de la dalle du radier

a.1. 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

$M_x = \mu_x q L_x^2$ sens de la petite portée.

$M_y = \mu_y M_x$ sens de la grande portée.

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

Panneau de rive

- Moment en travée $M_{tx}=0,85M_x$
 $M_{ty}=0,85M_y$
- Moment sur appuis $M_{ax}=M_{ay}=0,3M_x$ (appui de rive)
 $M_{ax}=M_{ay}= 0,5M_x$ (autre appui)

Panneau intermédiaire

- Moment en travée $M_{tx}=0,75M_x$
 $M_{ty}=0,75M_y$
- 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 $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

a.2. Valeur de la pression sous radier

ELU : $q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 192,42kN / m$

ELS : $q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 175,21kN / m$

a.3. Moment en travée et sur appuis à l'ELU (v=0)

On a le rapport des panneaux $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

On fait le calcul pour le panneau le plus sollicité ayant des dimensions plus grandes que les autres panneaux.

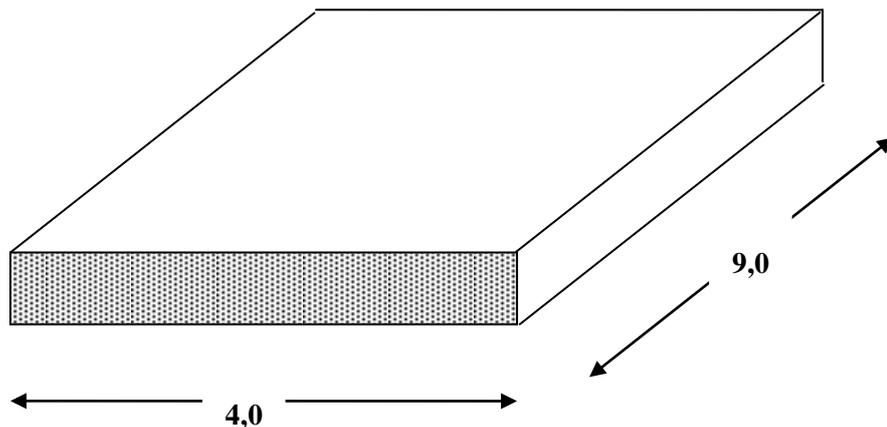


Fig. VIII.5 :Vue en plan illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité
*CALCUL DES MOMENTS

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire

$$\rho = 0,44 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,1049 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 322,96kNm \\ M_y = \mu_y M_x = 80,74kNm \end{cases}$$

- **Moments en travées** (panneau de rive)
 $M_{tx}= 0,75M_x = 242,22 \text{ kNm}$
 $M_{ty}= 0,75M_y = 60,55 \text{ kNm}$

• **Moments sur appuis**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 161,48 \text{ kNm (appui intermédiaire)}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,3M_x = 96,89 \text{ kNm (appui de rive)}$$

a.4. Moment en travée et sur appuis à l'ELS (v=0,2)

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,44 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,1075 \\ \mu_y = 0,3155 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 301,36 \text{ kNm} \\ M_y = \mu_y M_x = 95,08 \text{ kNm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{ty} = 0,75M_y = 71,31 \text{ kNm} \\ M_{ax} = M_{ay} = 0,3M_x = 90,41 \text{ kNm} \\ M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 150,68 \text{ kNm} \\ M_{tx} = 0,75M_x = 226,02 \text{ kNm} \end{cases}$$

a.5. Calcul du ferrailage

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple (organigramme I, voire annexe).

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; f_e = 500 \text{ MPa} ; \sigma_s = 435 \text{ MPa} ;$$

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 40 \text{ cm} ; d = 0,9h = 36 \text{ cm} .$$

	Sens	M _u (kNm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	S _t
Travée	x-x	242,22	16,66	9T16	18,10	15
	y-y	60,55	4,05	4T14	6,16	25
Appui	x-x	161,48	10,89	6T16	12,06	15
	y-y					

Tab. VIII.7. Ferrailage des panneaux du radier

Espacement x-x :

$$Esp \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$\text{Sens x-x : } S_t = \frac{100}{9} = 11,11\text{cm} < 33\text{cm} \quad \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

Espacement y-y :

$$Esp \leq \text{Min}(4h; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$\text{Sens y-y : } S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < 40\text{cm} \quad \text{On prend } S_t = 25\text{cm}$$

a.6. Vérifications nécessaires

1. Condition de non fragilité

$$A_s^{\text{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,48\text{cm}^2 < 14,48\text{cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée

2. 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	226,02	18,10	12,19	15	388,32	250	Non
	y-y	71,31	6,16	5,83	15	344,82	250	Non
Appuis	x-x	150,68	12,06	9,44	15	381,49	250	Non
	y-y							

Tab. VIII.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.

	Sens	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	S_t
Travée	x-x	6T25	29,45	15
	y-y	6T14	9,24	15
Appui	x-x	6T20	18,85	15
	y-y			

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
Travée	x-x	226,02	29,45	10,33	15	244,82	250	Oui
	y-y	71,31	9,24	4,95	15	233,13	250	Oui
Appui	x-x	150,68	18,85	8,01	15	249,01	250	Oui
	y-y							

Tab. VIII.9. Vérification des contraintes (correction).

Remarque

La séparation entre les deux nappes est assurée par des armatures de diamètre T12 généralement, appelées CHAISES donc on prévoit :

4 chaises de T12 / m²

c. Ferrailage des nervures

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 435 \text{ MPa}$;
 $b_x = 50 \text{ cm}$; $b_y = 75 \text{ cm}$; $h = 250 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 225 \text{ cm}$.

b.1. Calcul des efforts

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (**BAEL91 modifier 99**)

$$\text{On a } M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

En travée : $M_t = 0,85M_0$

Sur appuis : $M_t = 0,50M_0$

b.2. Calcul des armatures

• **Sens (x-x) :**

b = 50 cm ; h = 250 cm ; d =225 cm

L = 4,00 m ; P = 192,42 kN/ml → M₀ = 384,84 kNm

	M _u (kNm)	A _s ^{cal} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Travée	327,11	3,49	10,87	8T14	12,32
Appuis	192,42	2,05	10,87	8T14	12,32

Tab VIII.10. Ferrailage des nervures sens (x-x)

• **Sens (y-y) :**

b = 75 cm ; h = 250 cm ; d =225 cm

L = 9,00 m ; P = 192,42 kN/ml → M₀ = 1948,25 kN/ml

	M _u (kNm)	A _s ^{cal} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Travée	1656,01	17,74	16,30	9T16	18,10
Appuis	974,12	10,40	16,30	9T16	18,10

Tab.VIII.11. Ferrailage des nervures sens (y-y)

b.3. Vérifications nécessaires

1/ Condition de non fragilité

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 16,30cm^2 < 17,74cm^2 \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e$$

2/ Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	297,86	12,32	1,50	15	113,73	250	OK
	y-y	1507,90	18,10	5,12	15	391,68	250	NON
Appuis	x-x	175,21	12,32	0,88	15	66,90	250	OK
	y-y	887,00	18,10	3,01	15	230,40	250	OK

Tab. VIII.12. Vérification des contraintes

Remarque :

- La contrainte d'acier n'est pas vérifiée en travée dans le sens y-y donc on augmente la section de l'acier

	Sens	M _{ser} (kNm)	choix	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	y-y	1507,90	9T20	28,27	4,25	15	249,24	250	OUI

Tab.VIII.13 : Vérification des contraintes à l'ELS (correction).

3/ Vérification de la contrainte tangentielle du béton

On doit vérifier que $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$ Avec

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \text{ avec } T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{192,42 \times 9}{2} = 865,89 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow \tau_{u,x} = \frac{865,89 \cdot 10^3}{500 \times 2500} = 0,69 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \text{..Vérifier}$$

$$\Rightarrow \tau_{u,y} = \frac{865,89 \cdot 10^3}{750 \times 2500} = 0,46 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \text{..Vérifier}$$

4/ Armatures transversales**BAEL 91 modifié 99**

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{ij} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

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

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) = 0,4\text{MPa}$$

RPA99 modifié en 2003

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = 30\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 125\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 2,0\text{cm}$$

$$f_e = 500 \text{ MPa} \quad ; \tau_u = 0,69 \text{ MPa} \quad ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \quad ; b = 75 \text{ cm} \quad ; d = 225 \text{ cm}.$$

On trouve :

$$S_t = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$$

$$S_t = 125 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$$

$$A_t \geq 6,75 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 6\text{T}12 = 6,79 \text{ cm}^2$$

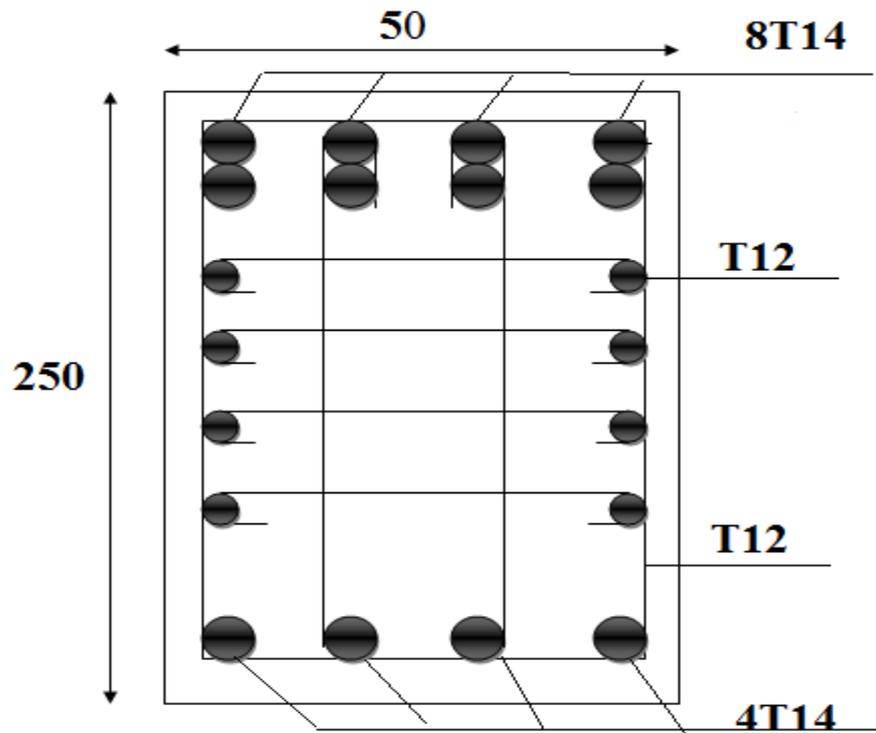


Fig.VIII.6 : ferrailage des nervures en travée sens x

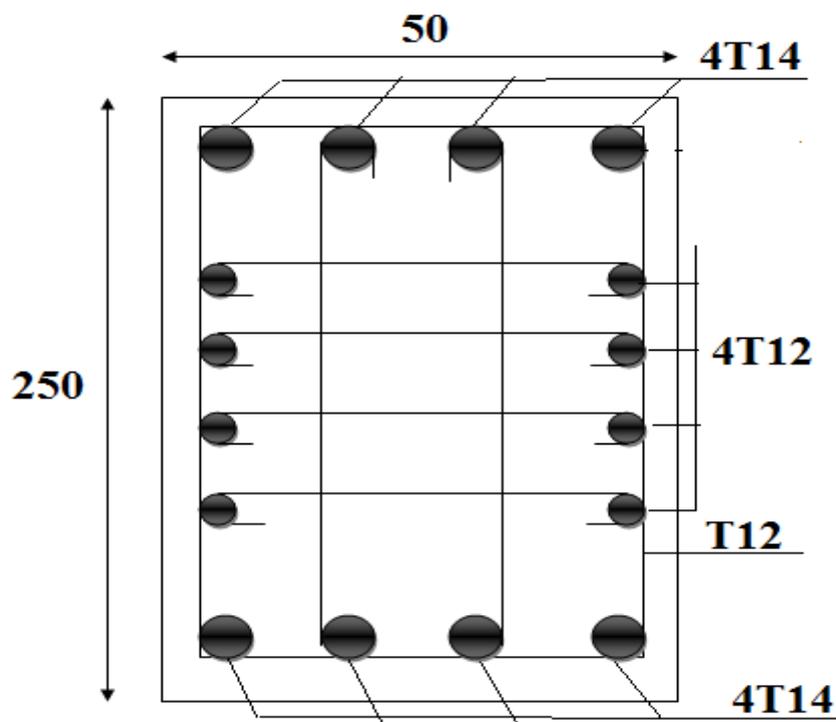


Fig.VIII.7 : ferrailage des nervures en appui sens x

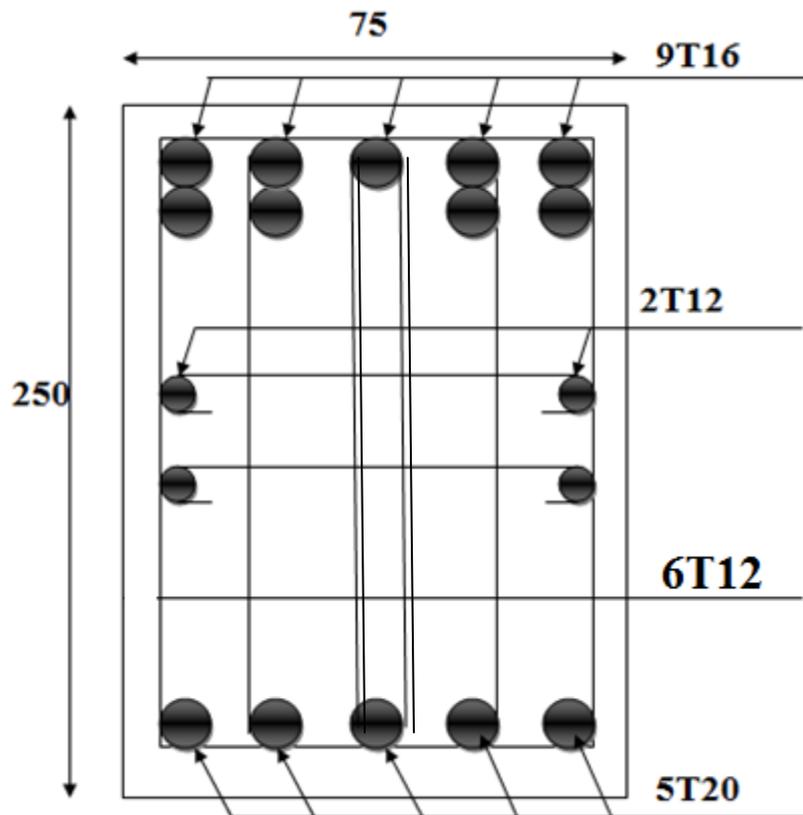


Fig.VIII.8 : ferrailage des nervures en travée sens y

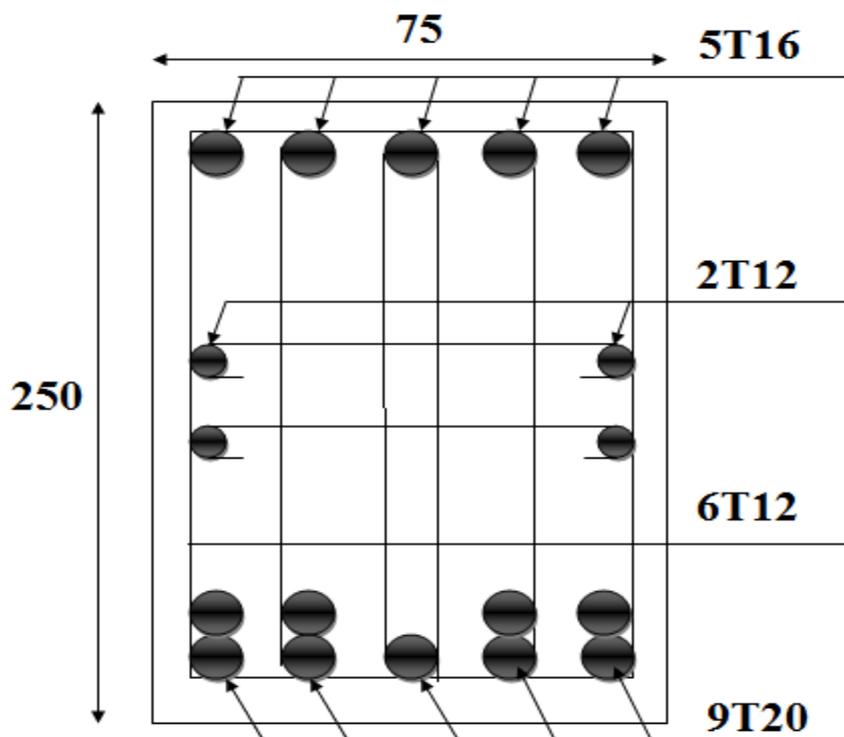


Fig.VIII.9 : ferrailage des nervures en appui sens y

Conclusion

- Nous concluons que les sections des poteaux dans le bloc sans joint sont plus grandes comparativement aux blocs avec joint, alors que les sections des poutres sont identiques
- Les blocs A et C sont plus rigide par rapport aux restes des blocs lorsqu'ils sont plus séparément.
- D'après nos calculs on constate que le bloc avec joint est économique par rapport au bloc sans joint.
- Nous concluons que, sous l'effet de la température, les sections des poutres secondaires de rive augmentent considérablement ainsi que le ferrailage. Par rapport au bloc avec joint.
- D'après nos résultats, il est préférable de mettre un joint sismique dans le bloc afin de limité les longueurs de bâtiment, simplifier le formes en plan et même d'économisé le cout de la construction.

Référence

1. Cours du béton armé **BAEL91 modifié 99** et DTU associés, par **Jean- Pierre Mougin**.
 2. Règles parasismique Algérienne **RPA99 version 2003** ; (Document technique réglementaire **D.T.R-B.C.2.48**).
 3. Formulaire du béton armé : volume 1 ; élément de calcul, par **Victore Davidovici** document technique réglementaire **DTR-BC 2-41**.
 4. Conception et calcul des structures de bâtiment ; **Henry Thnier** (tome1 ; tome2).
 5. La construction en zone sismique, par **Victore Davidovici**.
 6. Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **C.B.A.93**.
 7. Conception et calcul des structures de bâtiment ; **Henry Thnier** (tome3).
 8. **DTU B 23.1-NF** p18210 règles de conception et de calcul des parois et mur en béton banché. Paris **CSTB, 1976**.
 9. **DTU B-C 2.42** règles de conception et de calcul des parois et mur en béton banché (cote **A.69-179 ex-1**).
 10. Formulaire du béton armé : volume2 ; construction par **Victore Davidovici**.
 11. Thèse Cherfi Halima et Bouzida Hassina, promotion 2008.
-

ORGANIGRAMME -I-
SECTION RECTANGULAIRE
A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

Situation durable

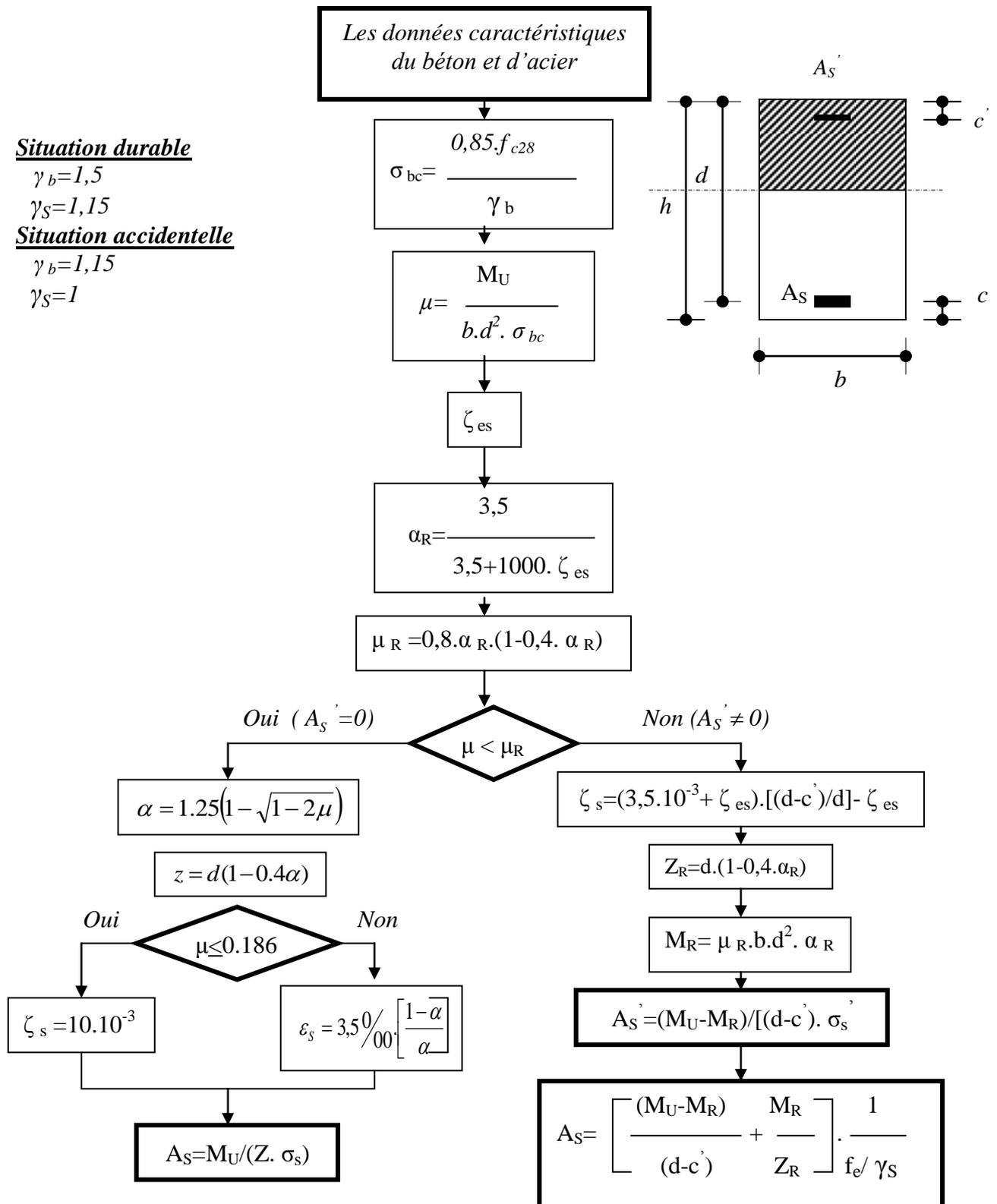
$$\gamma_b = 1,5$$

$$\gamma_s = 1,15$$

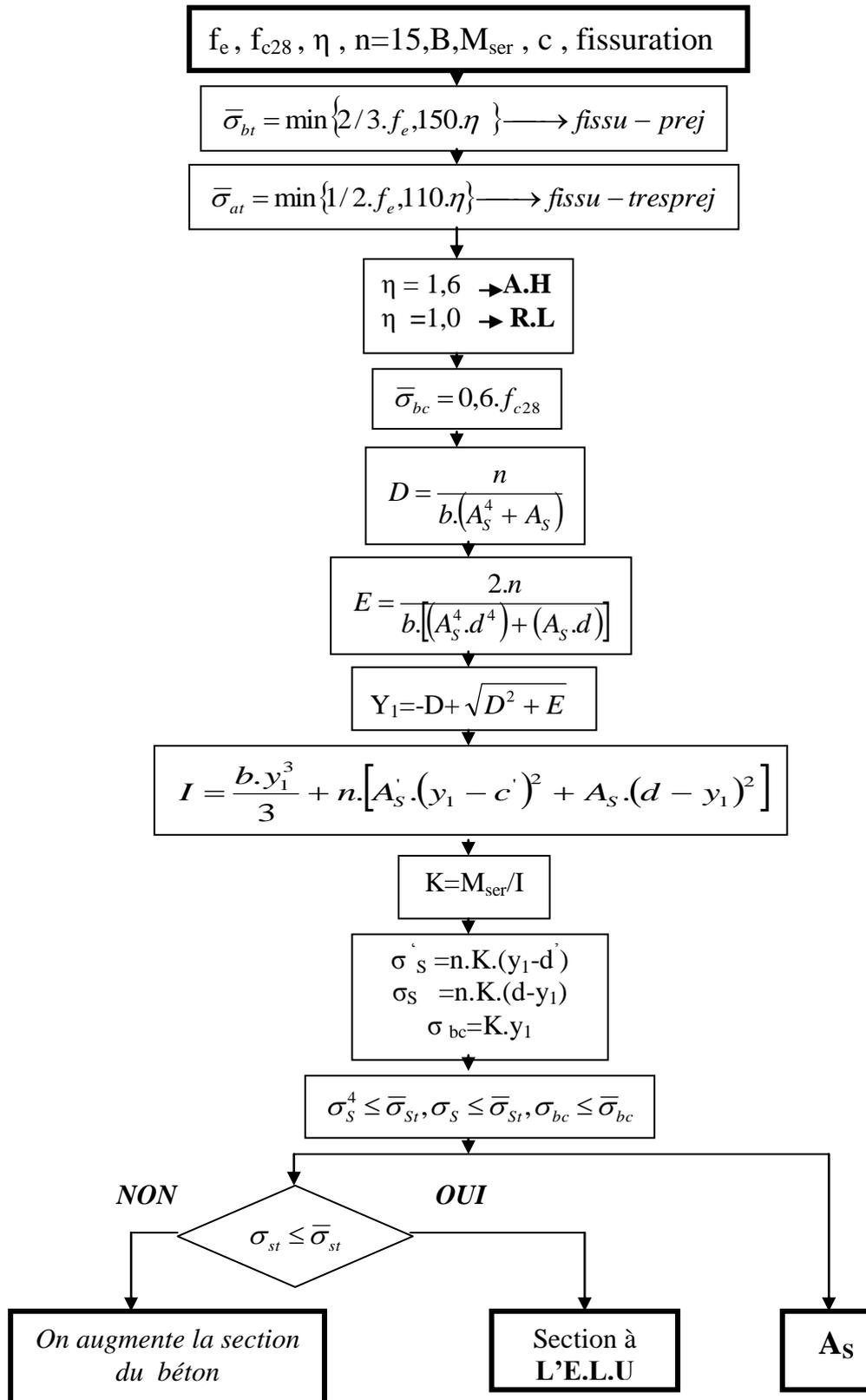
Situation accidentelle

$$\gamma_b = 1,15$$

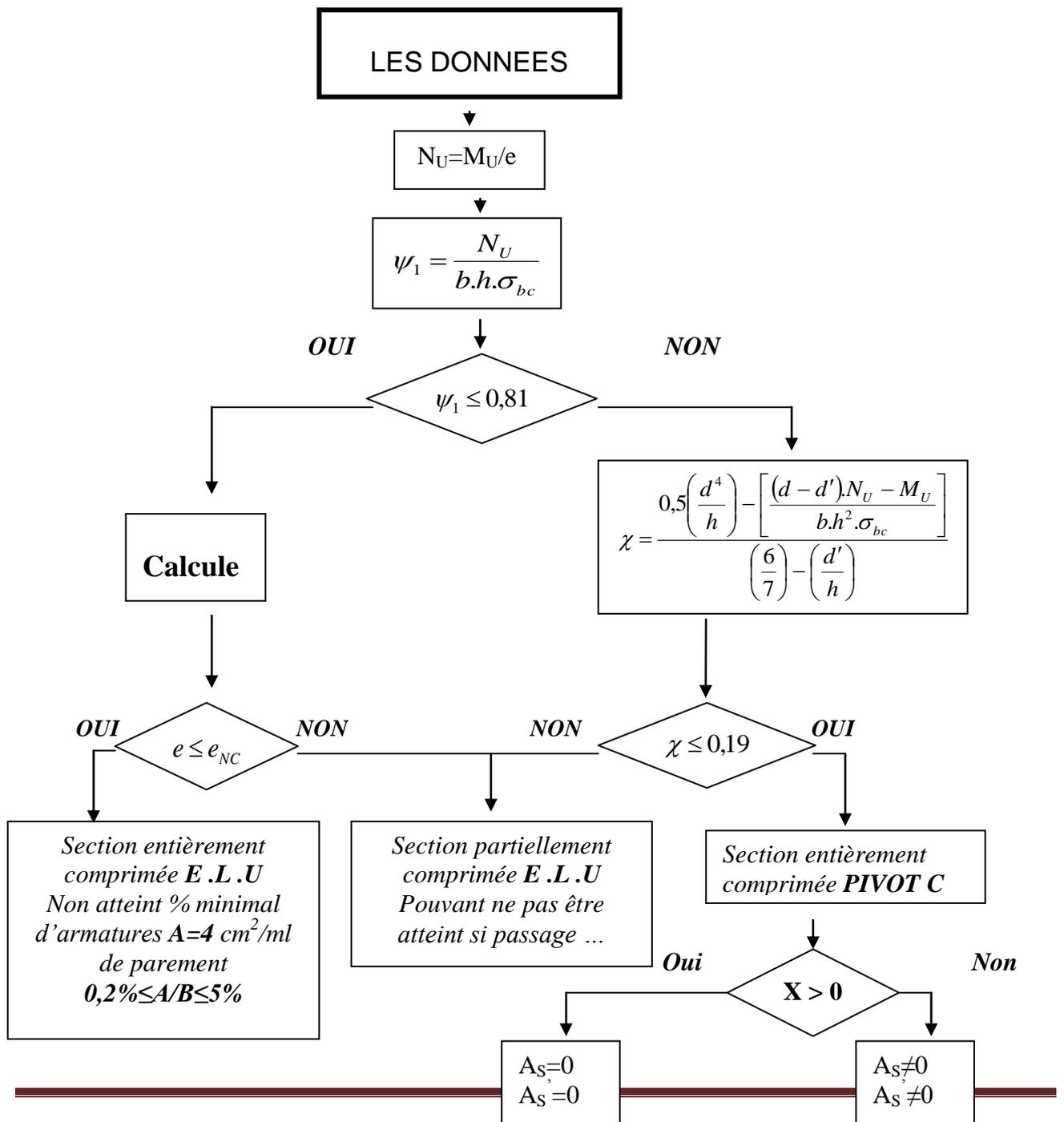
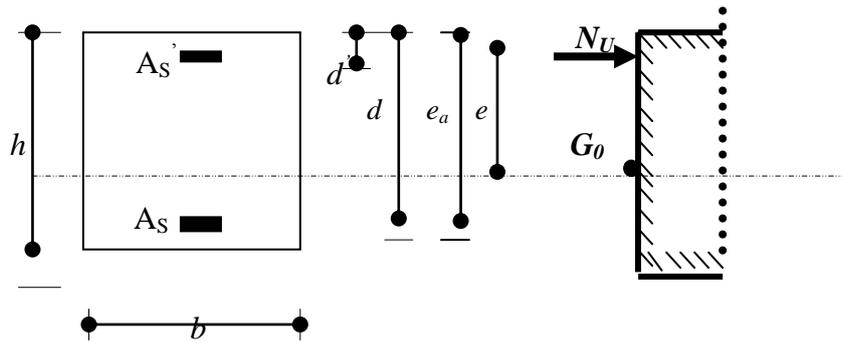
$$\gamma_s = 1$$



ORGANIGRAMME -II-
VERIFICATION D'UNE SECTION
RECTANGULAIRE A -L'E.L.U-



**ORGANIGRAMME -III-
CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE
A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE**



**ORGANIGRAMME-IV-
FLEXION COMPOSEE A E.L.S**

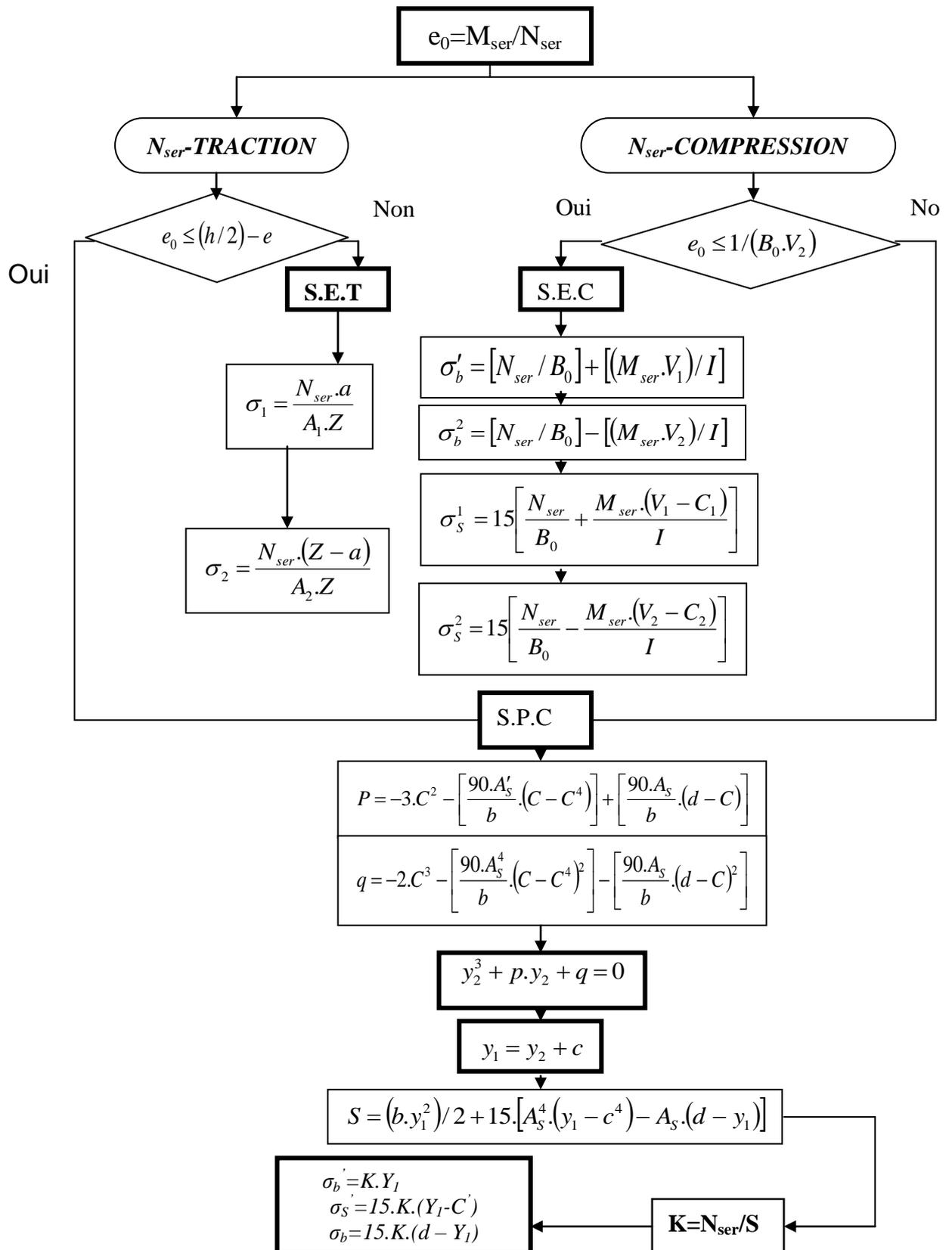


TABLEAU DES SECTIONS DES ARMATURES
Section en "cm²", diamètre ϕ en "mm"

ϕ	T5	T6	T8	T10	T12	T14	T16	T20	T25	T32	T40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,90	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,19
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

CLASSIFICATION DES SOLS GRENUS (Plus de 50% des éléments > 0,08 mm)					
Définitions		Symboles	Conditions	Appellations	
GRAVET	Plus de 50% des éléments > 0,08 mm ont un diamètre > 2 mm	Moins de 5% des éléments < 0,08 mm	Gb	$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$ et $Cc = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} D_{60}}$ compris entre 1 et 3	Grave propre bien graduée
			Gm	Une des conditions de Gb non satisfaite	Grave propre mal graduée
		Plus de 12% des éléments < 0,08 mm	GL	Limites d'Atterberg au-dessous de la ligne A	Grave limoneuse
			GA	Limites d'Atterberg au-dessus de la ligne A	Grave argileuse
SABLE	Plus de 50% des éléments > 0,08 mm ont un diamètre < 2 mm	Moins de 5% des éléments < 0,08 mm	Sb	$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$ et $Cc = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} D_{60}}$ compris entre 1 et 3	Sable propre bien gradué
			Sm	Une des conditions de Gb non satisfaite	Sable propre mal gradué
		Plus de 12% des éléments < 0,08 mm	SL	Limites d'Atterberg au-dessous de la ligne A	Sable limoneux
			SA	Limites d'Atterberg au-dessus de la ligne A	Sable argileux
Lorsque le pourcentage des éléments < 0,08 mm est compris entre 5% et 12 %, on utilise un double symbole.					

Organigramme de classification des sols grenus d'après le L.C.P.C.

Légende :

- %80 μ : Le pourcentage des éléments du sol ayant un diamètre inférieur ou égale à 0,08 mm ;
- %2mm : Le pourcentage des éléments du sol ayant un diamètre inférieur ou égale à 2 mm ;
- Cu : Le coefficient d'uniformité ou de Hazen (voir valeur au tableau 14);
- Cc : Le coefficient de courbure (voir valeur au tableau 14);
- W_L : La limite de liquidité du sol ;
- I_p : L'indice de plasticité du sol

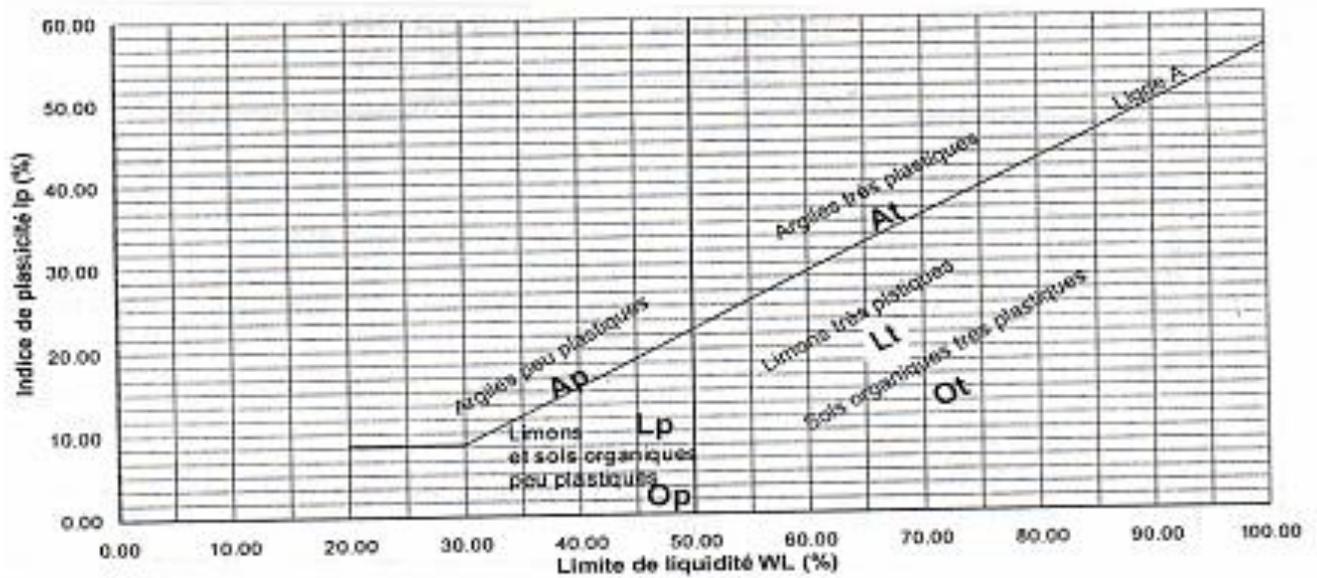


Diagramme de Casagrande pour la classification des sols fins
