

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider –Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et d'Hydraulique



جامعة محمد خيضر بسكرة

كلية العلوم والتكنولوجيا

قسم الهندسة المدنية والري

Référence : .../2022

Mémoire de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Thème

**Conception et modélisation d'un bâtiment
(R+12) à usage d'habitation implanté en zone
sismique (Annaba)**

Nom et Prénom de l'étudiant :

Abdellahi Yarbe Ahmed Saleh

Encadreur :

Dr. Mechkouri Mohamed

Promotion : Juin 2022

Remerciements

Tout d'abord, grâce et remerciement vont à dieu le tout puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

J'exprime mes profonds remerciements à mon encadreur **Mechkouri Mohamed** pour son orientation et ses précieux conseils et surtout pour sa patience et sa coopération.

Que tous les membres du jury trouvent ici l'expression de mes profonds respects pour avoir pris la peine d'examiner ma mémoire.

A tous les enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation avec beaucoup de compétence et de dévouement.

Enfin, mon plus vif remerciement à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'accomplissement de ce travail.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

A mes chers parents, ma famille et tous mes amis, pour leur patience, leur encouragement et leur soutien affectif sans lequel ce travail n'aurait pu être mené à bien.

RESUME

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation, composé d'un rez-de-chaussée, plus 12 étages, avec une forme régulière en plan et en élévation, qui sera implantée dans la wilaya Annaba, classée en zone IIa selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

En utilisant les règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E. L91modifié99), cette étude entame la description générale du projet avec une présentation des caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure, la descente des charges.et calcul des éléments principaux (poteaux, poutres et voiles, planchers) et secondaires (poutrelles, balcons, escaliers, acrotère,).

En fin on a effectué une étude dynamique de la structure avec le logiciel robot, afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique), et on terminera le travail avec une conclusion générale.

الملخص:

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى خرساني سكني للاستخدام السكني ، مكون من طابق أرضي بالإضافة إلى 12 طابقا بشكل منتظم في المخطط والارتفاع ، والذي يقع في ولاية عنابة المصنفة ضمن المناطق متوسطة الزلازل حسب النظام الجزائري

RPA 99 version 2003

باستخدام اللوائح الخاصة بالحساب والتحقق من الخرسانة (RPA99V2003 et B.A.E. L91modifié99)، تبدأ هذه الدراسة بالوصف العام للمشروع بعرض لخصائص المواد ، ثم الأبعاد للهيكل ، ونزول الأحمال ، وحساب العناصر الرئيسية {الأعمدة ، الكمرات ، الجدران الحاملة ، والأسقف} ، والعناصر الثانوية {العوارض ، الشرفات ، السلالم ، والحاجز}.

في النهاية تم إجراء دراسة ديناميكية للهيكل باستخدام برنامج Robot من أجل تحديد الضغوط المختلفة بسبب

الأحمال {الأحمال الدائمة ، أحمال التشغيل ، والحمل الزلزالي} ، وسيتم الانتهاء من العمل بخاتمة عامة.

Sommaire

Remerciement.....	I
Dédicaces	II
Résumé.....	III
Sommaire	IV
Liste des figures	IX
Liste des tableaux.....	XI
Introduction générale.....	1

CHAPITRE I: PRESENTATION DU PROJET

I.1 Introduction :.....	2
I.2. Caractéristiques géométriques :	2
I.3. Données du site d'implantation :	2
I.4. Conception de la structure du bâtiment :	2
I.5. Caractéristiques des matériaux :	4
I.5.1. Le Béton :.....	4
I.5.1.1. La résistance du béton	4
I.5.1.2. Modules de déformation longitudinal :	5
I.5.1.3. Module de déformation transversal :.....	6
I.5.1.4. Coefficient de Poisson : BAEL91 (Art A.2.1, 3).....	6
I.5.1.5. Contraintes limites :.....	6
I.5.2. L'Acier :	8
I.5.2.1. Caractéristiques mécaniques :	8
I.5.2.2. Module d'élasticité des aciers :	8
I.5.2.3. Contraintes limites :.....	8
I.6. Réglés et normes de calcul :.....	9
I.7. Hypothèse de calcul :	10

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT

II.1. Pré-dimensionnement des éléments :.....	11
II.1.1 Introduction :.....	11
II.1.2. Planchers à corps creux :	11
II.1.3 Les poutres :.....	12
II.1.3.1. Poutre principale [p.p] :	12
II.1.3.2. Poutres secondaires [P.S] :.....	13
II.1.3.3. Poutre palière :	13
II.1.4. Les poteaux :.....	14
II.1.5. L'acrotère :	15
II.1.6. Les voiles :	15
II.1.7 Les balcons :	16
II.1.8 Les escaliers :.....	16
II.1.9 Récapitulation de pré-dimensionnement :	18
II.2. Descente des charges :.....	18
II.2.1 Evaluation des charges et surcharges : (DTR B.C 2.2).....	18
II.2.1.1 Acrotère :.....	18

II.2.1.2. Escalier :	19
II.2.1.3. Balcons :	19
II.2.1.4. Planchers :	20
II.2.1.4.1 Plancher terrasse accessible :	20
II.2.1.4.2 Plancher étage courant :	20
II.2.1.5 Murs extérieurs en maçonnerie :	21
II.2.2 La descente des charges	22
II.2.2.1 Loi de dégression :	22
II.2.2.2 Calcul de la descente de charge :	22
II.2.2.2.1 Descente des charges sur le poteau intermédiaire :	22
II.2.2.2.2 Vérification de la section de poteau : BAEL91 (artB.8.4, 1)	27
II.2.2.2.3 Vérification de la section des poteaux :	28

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1 Introduction :	29
III.2 L'acrotère :	29
III.2.1 Mode de réalisation :	29
III.2.2. Evaluation des charges:	30
III.2.3. Calcul des sollicitations :	30
III.2.4. Combinaison d'action :	30
III.2.5 Calcul de ferrailage :	31
III.2.5.1 Armatures longitudinales :	31
III.2.5.2 Vérification :	32
III.2.5.3 Armatures de répartition : BAEL (A.8.2.41)	34
III.2.5.4 Espacement des armatures : BAEL (B.5.3.3)	34
III.2.6 Présentations du ferrailage :	34
III.3. Les balcons :	35
III.3.1 Évaluation des charges :	35
III.3.2 Calcul des sollicitations	35
III .3.3 Calcul du ferrailage à l'E.L. U :	35
III.3.3.1. Armatures principales :	35
III.3.3.2 Les vérification :	36
III.3.3.3. Armature de réparation :	37
III.3.3.4. Espacement des armatures :	37
III.3.4. Présentation du ferrailage :	38
III.4. L'escalier :	39
III.4.1 Introduction :	39
III.4.2 Les combinaisons des actions :	39
III.4.3 Calcul de ferrailage :	40
III.4.3.1 Armatures longitudinales :	40
III.4.3.2 Armatures de répartition : BAEL91 (art.A.8.2, 41)	45
III.4.3.3 Espacement entre les armatures : BAEL91 (art A.8.2, 4.2)	45
III.4.3.4 Présentation du ferrailage :	46
III.4.4. Calcul de la poutre palière :	47

III.4.4.1 Définition :	47
III.4.4.2 Evaluation des charges :	47
III.4.4.3 Calcul de la poutre palière a la flexion:	48
III.4.4.3.1 Les combinaisons d'actions :	48
III.4.4.3.2 Calcul des sollicitations :	48
III.4.4.3.3 Calcul du ferrailage :	48
III.3.4.4.4. Les vérifications :	48
III.3.4.5. Calcul de la poutre palière à la torsion :	49
III.3.4.6. Présentation du ferrailage :	49

CHAPITRE IV : ETUDE DES PLANCHERS

IV.1. Étude des planchers :	54
IV.1.1 Introduction :	54
IV.1.2. Dimension des poutrelles :	54
IV.1.3. Méthode de calcul :	54
IV.1.4. Les types des poutrelles :	55
IV.1.5. Les combinaisons d'actions :	55
IV.1.6. Calcul des sollicitations :	56
IV.2. Calcul du ferrailage :	66
IV.2.1. Armatures longitudinales :	66
IV.2.1.1 : Les vérifications :	67
IV.2.1.2. Armatures transversales :	69
IV.2.1.3 : La dalle mince (table de compression) : bael91(art.b.6.8, 423)	70
III.3. Présentation du ferrailage :	71

CHAPITRE V : ETUDE DYNAMIQUE

V.1. Introduction :	72
V.2. Objectif de l'étude dynamique :	72
V.3. Choix de la méthode de calcul :	72
V. 3.1. Méthode statique équivalente :	72
V.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale :	73
V.3.3. Méthode d'analyse dynamique par Accélérogramme :	73
IV.3.4. Classification de l'ouvrage selon les RPA99/V2003 :	73
V.3.5. Spectre de réponse de calcul : RPA99/V2003 (art.4.3.3) (page :57).....	74
V.4. Estimation de la période fondamentale de la structure rpa99/v.2003 (art. 4.2.4) :	76
V.5. Calcul des actions sismiques (selon la methode dynamique modale spectrale) :.....	76
V.5.1. Présentation du logiciel de calcul :	76
V.5.2. Variante initiale :	77
V.5.3. Modélisation de la nouvelle structure :	80
V.6. Vérifications spécifiques pour l'ensemble de la structure :	86
V.6.1. Vérification de la période de la structure :	86
V.6.2. Vérification de l'interaction portiques – voiles de la structure : RPA 99/V2003 (art.3.4.4a).....	86
V.6.3. Vérification de l'effort tranchant à la base :	87

V.6.3.1. Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalent :	87
V.6.3.2. Vérification :	88
V.6.3.3 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :	88
V.6.4. Vérification les déplacements : RPA99 V2003 (art 4.43)	91
V.6.5. Vérification vis-à-vis de l'effet (P- Δ) : RPA99/V2003 (art 5.9) p40	92
V.6.6. Vérification au renversement : RPA99/V2003(art.4.41)	94
V.6.7. Caractéristique géométrique et massique :	95
V.6.7.1. Centre de masse :	95
V.6.7.2. Centre de torsion :	95
V.6.7.3. L'excentricité théorique et accidentelle :	96
V.6.8. Vérification de l'effort normal réduit : RPA99 V2003 (art 7.1.3.3)	97

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

VI.1. Introduction :	98
VI.2. Combinaisons d'actions :	98
VI.3. Ferrailage des poteaux :	98
VI.3.1. Recommandations du RPA99/V2003 : (art7.4.2 pages 61)	99
VI.3.2. Les sollicitations dans les poteaux :	101
VI.3.3. Calcul des ferrillages :	102
VI.3.3.1. Armatures longitudinales :	102
VI.3.3.2. Les vérifications :	103
VI.3.3.3. Armatures transversales :	106
VI.3.4. Présentation du ferrailage :	108
VI.4. Ferrailage des poutres :	109
VI.4.1. Recommandation des RPA 99/V2003 :	109
VI.4.2. Les sollicitations dans les poutres :	109
VI.4.3. Calcul des ferrillages :	110
VI.4.3.1. Armatures longitudinales :	110
VI.4.3.2. Les vérifications :	111
VI.4.3.3. Armatures transversales :	114
VI.4.4. Présentation du ferrailage :	115
VI.5. Ferrailage des voiles :	116
VI.5.1. Recommandations du RPA99/V2003 :	116
VI.5.2. Les sollicitations dans les voiles :	117
VI.5.3. Calcul du ferrailage :	117
VI.5.3.1. Armatures verticales :	118
VI.5.3.2. Armatures horizontales :	120
VI.5.3.3. Armatures transversales : RPA99/V2003(art.7.7.4.3)	120
VI.5.4. Présentation du ferrailage :	121

CHAPITRE VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VII.1. Introduction :	122
VII.2 : choix de type de fondation :	122
VII.3 : Combinaison d'action :	122

VII.4 : Calcul des fondations :	122
VI.4.1 : Présentation de rapport de sol :	122
VII.4.2 : Calcul la section des semelles :	123
VII.4.3 : Vérification du chevauchement :	123
VII.5 : Radier général :	124
VII.5.1 : Pré dimensionnement du radier :	124
VII.5.2 Calcul de surface minimale du radier :	126
VII.5.3 : Vérifications de radier :	126
VII.5.4 : Caractéristiques géométriques du radier :	128
VII.5.5 : Vérification de la stabilité :	128
VII.5.6 : Ferrailage du radier :	130
VII.6 : les sollicitations sur les nervures :	133
VII.6.1 : Calcul des sollicitations :	134
VI.6.2 : Calcul du ferrailage :	134
VII.6.3 : Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL91 (art A.5.1)	137
VII.6.4 : État limite de déformation : BAEL91 (B.6.5.1).....	138
VII.7 : Présentation du ferrailage :	139
Conclusion générale :	140
Références bibliographiques :	141

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I: PRESENTATION DU PROJET

Figure I.1 : Evolution de la résistance du béton f_{cj} en fonction de l'âge du béton.	5
Figure I.2 : Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}	5
Figure I.3 : Diagramme de contrainte déformation du béton à l'ELU.....	7
Figure I.4 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'E.L. S.....	7
Figure I.5 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier à l'ELU.....	9

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT

Figure II.1 : Schéma des poutrelles.	12
Figure II.2 : Poutre principale.....	12
Figure II.3 : Poutre secondaire.....	13
Figure II.4 : Poutre palière.....	13
Figure II.5 : la section du poteau adoptée.....	14
Figure II.6 : Acrotère.	15
Figure II.7 : Coupe de voile en élévation.	15
Figure II.8 : Vue en plan et en 3D de l'escalier.	16
Figure II.9 : Schéma statique de l'acrotère.	18
Figure II.10 : les charges de terrasse accessible.	20
Figure II.11 : les charges d'étage courant.....	21
Figure II. 12 : La surface afférente du poteau C3.....	22
Figure II.13 : Coupe vertical des poteaux C3.....	22
Figure II. 14 : La surface afférente du poteau D3.....	26

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Figure III.1 : Schéma statique de l'acrotère.	29
Figure III.2 : Schéma statique de M, N, T.....	30
Figure III. 3 : Coupe de ferrailage.	31
Figure III.4 : schéma de ferrailage de l'acrotère	34
Figure III.5 : Schéma statique des charges de balcon.	35
Figure III. 6 : Section de la dalle pleine à ferrailer.....	35
Figure III.7 : Schéma du ferrailage de balcon.	38
Figure III.8 : schéma des charges équivalent	39
Figure III.9 : Schéma du ferrailage des escaliers.	46
Figure III. 10 : Schéma statique et section de poutre palière.	47
Figure III 11 : Schéma du ferrailage de la poutre palière.....	53

CHAPITRE IV : ETUDE DES PLANCHERS

Figure IV.1 : Coupe des poutrelles.	54
Figure IV 2 : Les types des poutrelles.	55
Figure IV.3 : Poutrelle type (1).....	56

Figure IV. 4 : Les diagrammes des sollicitations pour poutrelle terrasse type (1).	58
Figure IV. 5 : Les diagrammes des sollicitations pour poutrelle étage courant type (1).	59
Figure IV. 6 : Les diagrammes des sollicitations pour poutrelle terrasse type (2).	60
Figure IV. 7 : Les diagrammes des sollicitations pour poutrelle étage courant (2).	61
Figure IV. 8 : Les diagrammes des sollicitations pour poutrelle terrasse courant (3).	62
Figure IV. 9 : Les diagrammes des sollicitations pour poutrelle étage courant (3).	63
Figure IV. 10 : Les diagrammes des sollicitations pour poutrelle terrasse courant (4).	64
Figure IV. 11 : Les diagrammes des sollicitations pour poutrelle étage courant (4).	65
Figure IV.12 : Section à ferrailer.	66
Figure IV. 13 : Armature inférieure.	69
Figure IV. 14 : Schéma du ferrailage des poutrelles et dalle de compression.	71

CHAPITRE V : ETUDE DYNAMIQUE

Figure V. 1: Spectre de réponse.	74
Figure V. 2: Disposition des voiles en RDC de la structure initiale.	77
Figure V. 3 : Premier mode de vibration : Vue en 2D et en plan (T=1.23sec).	78
Figure V. 4 : Deuxième mode de vibration : Vue en 2D et en plan (T=1,09sec).	78
Figure V. 5 : Troisième mode de vibration : Vue en 2D et en plan (T=1.01sec).	79
Figure V. 6 : Vue en 2D et plan de la 1ère proposition.	80
Figure V. 7 : Premier mode de vibration : Vue en 3D et en plan (T=0.86sec).	81
Figure V. 8 : Deuxième mode de vibration : Vue en 3D et en plan (T=0,79sec).	81
Figure V. 9 : Troisième mode de vibration : Vue en 3D et en plan (T=0,54sec).	82
Figure V. 10 : Vue en 2D et plan de la 2ème proposition.	83
Figure V. 11 : Premier mode de vibration : Vue en 3D et en plan (T=0.86sec).	84
Figure V. 12 : Deuxième mode de vibration : Vue en 3D et en plan (T=0.81sec).	84
Figure V. 13 : Troisième mode de vibration : Vue en 3D et en plan (T=0.54sec).	85
Figure V14 : Distribution de la résultante des forces sismique et l'effort tranchant sens X. ..	90
Figure V15 : Distribution de la résultante des forces sismique et l'effort tranchant sens Y. ..	91

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Figure VI. 1: Zone nodale.	99
Figure VI. 2: Section de poteau.	105
Figure VI. 3: Schéma du ferrailage des poteaux.	108
Figure VI.4 : Schéma du ferrailage de la poutre principale.	115
Figure VI 5 : Schéma du ferrailage de la poutre secondaire.	115
Figure VI. 6 : Disposition de voile L = 5.7m.	117
Figure VI. 7 : Les contraintes dans le voile.	119
Figure VI. 8 : Schéma du ferrailage de voile.	121

CHAPITRE VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure VII.1 : Schéma du Radier	124
Figure VII.2 : Schéma statique du débord du radier	134
Figure.VII.3 : Diagramme des moments fléchissant ELU.	134
Figure.VII.4 : Diagramme des moments fléchissants ELS.	134

Figure.VII.5 : Diagramme des efforts tranchants dans le sens x-x.....	134
Figure.VII.6 : Diagramme des moments fléchissants ELU	135
Figure.VII.7 : Diagramme des moments fléchissants ELS.....	135
Figure.VII.8 : Diagramme des efforts tranchant dans le sens y-y	135
Figure VII.9 : Ferrailage de la dalle du radier	138
Figure VI.10 : Ferrailage de la nervure en travées et en appuis	138

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I: PRESENTATION DU PROJET

Tableau I.1: Types et caractéristiques des aciers.....	8
--	---

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT

Tableau II.1: Les sections des poutres sont résumées.	13
Tableau II.2 : charge permanente de la paillasse.....	19
Tableau II.3 : charge permanente du palier.	19
Tableau II.4 : charge permanente du balcon.	20
Tableau II.5 : charge permanente de la terrasse inaccessible.	20
Tableau II.6 : charge permanente d'étage courant.	21
Tableau II.7 : charge permanente d'étage courant.	21
Tableau II. 8 : Descente des charges du poteau central C-3.....	25
Tableau II. 9 : Descente des charges du poteau central D-3.	26

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

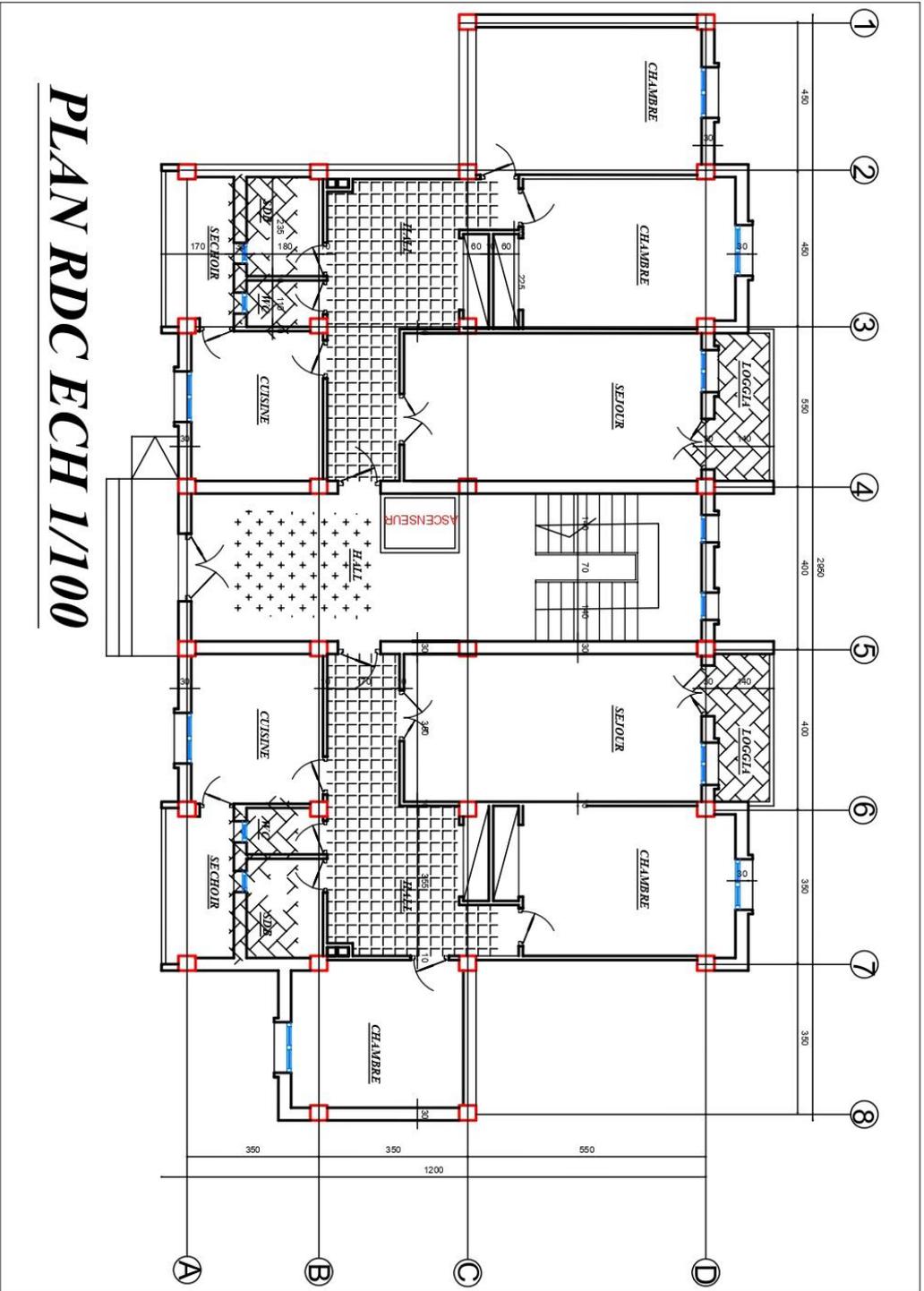
Tableau III. 1: Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale.	32
Tableau III. 2: Récapitulatif résultats des combinaisons.....	39
Tableau III.3 : Récapitulatif résultats des sollicitations d'escalier.....	40
Tableau III.4: Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale.	40
Tableau III.5 : Récapitulatif résultats de la vérification à l'ELS.	41
Tableau III.6 : Récapitulatif résultats du ferrailage.	41
Tableau III.7 : Récapitulatif résultats du ferrailage de répartition.	45
Tableau III. 8 : Récapitulatif résultats des sollicitations de poutre palière.	48
Tableau III. 9 : Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale.	48
Tableau III. 10: Récapitulatif résultats de la vérification à l'ELS.	49
Tableau III. 11: Récapitulatif résultats du ferrailage.	49
Tableau III. 12 : Récapitulatif résultats du ferrailage.	51

CHAPITRE IV : ETUDE DES PLANCHERS

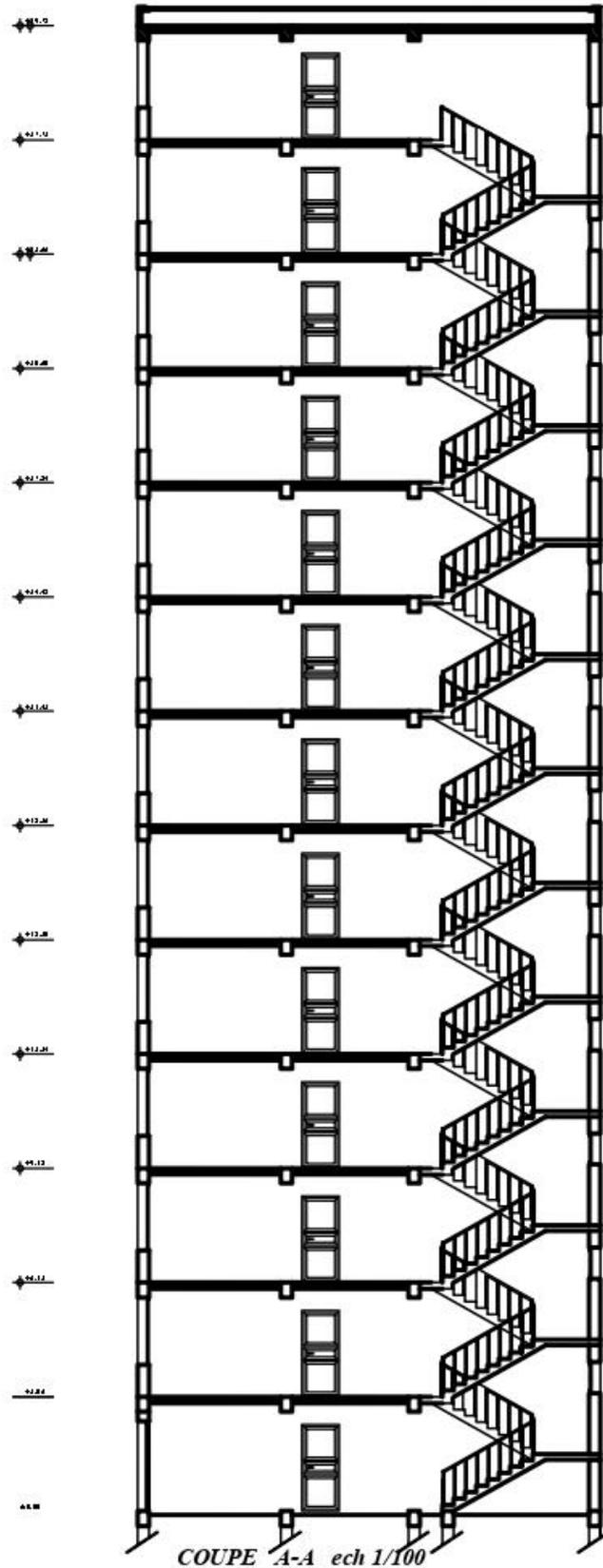
Tableau IV. 1 : les combinaisons en travée.	55
Tableau IV. 2 : les combinaisons sur appuis.	55
Tableau IV. 3 : Moments pour la poutrelle type (1).	58
Tableau IV.4 : Moments pour la poutrelle type (1).	59
Tableau IV.5 : Moments pour la poutrelle type (2).	60

Tableau IV.6 : Moments pour la poutrelle type (2).	61
Tableau IV.7 : Moments pour la poutrelle type (3).	62
Tableau IV.8 : Moments pour la poutrelle type (3).	63
Tableau IV.9 : Moments pour la poutrelle type (4).	64
Tableau IV.10 : Moments pour la poutrelle type (4).	65
Tableau IV.11 : les sollicitations maximales sur appui et en travée.	66
Tableau IV. 12 : Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale sur appuis.	67
Tableau IV.13 : Récapitulatif résultats de la vérification à l'E.L.S.	67
Tableau IV. 14 : Récapitulatif résultats du ferrailage pour terrasse.	68
Tableau IV. 15 : Récapitulatif résultats du ferrailage pour étage courant.	68
 CHAPITRE V : ETUDE DYNAMIQUE	
Tableau V. 1: Coefficient d'accélération de zone (A).	74
Tableau V. 2: Valeurs de d'amortissement (%).	75
Tableau V. 3: Valeurs des pénalités P_q .	75
Tableau V. 4 : Périodes et facteurs de participation modaux (structure initiale).	77
Tableau V. 5 : Périodes et coefficients de participation modaux (1ère proposition).	80
Tableau V. 6 : Périodes et coefficients de participation modaux (2ème proposition).	83
Tableau V.7 : vérification de la période de calcul de V_{MSE} .	86
Tableau V. 8 : Les efforts réduits sur les poteaux et les voiles.	86
Tableau V.9 : Les résultats des efforts tranchant à la base.	88
Tableau V. 10 : Récapitulatif résultats de la vérification de l'effort tranchant.	88
Tableau V. 11 : résultant des forces concentrées.	89
Tableau V. 12 : Distribution des forces sismiques (sens X) au niveau de chaque étage.	89
Tableau V. 13 : Distribution des forces sismiques (sens Y) au niveau de chaque étage.	90
Tableau V. 14 : Déplacements absolus pour les deux sens.	92
Tableau V. 15 : Vérification de l'effet $P-\Delta$ pour les deux sens.	93
Tableau V. 16 : Moment de renversement provoqué par les charges horizontales pour les deux sens.	94
Tableau V. 17 : Les résultats des différents centres de gravité et de rigidité.	96
Tableau V. 18 : Verification des efforts normaux réduits.	97
Tableau V. 19 : Les dimensions finales des éléments principales.	97
 CHAPITRE VI : FERRAILAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX	
Tableau VI. 1: Coefficient de sécurité et caractéristiques mécaniques.	98
Tableau VI. 2: Pourcentages minimal et maximal des armatures longitudinales.	99

Tableau VI. 3: Les résultats des efforts et des moments pour chaque combinaison dans les poteaux.	101
Tableau VI. 4: Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale pour les poteaux.	103
Tableau VI. 5: Les armatures longitudinales utilisées pour les poteaux.	104
Tableau VI. 6: Récapitulatif des valeurs des moments dans les poutres dus aux combinaisons les plus défavorables.	109
Tableau VI. 7: Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale.	111
Tableau VI. 8: Récapitulatif résultats de la vérification à l'E.L.S.	111
Tableau VI. 9: Récapitulatif résultats du ferrailage.	112
Tableau VI. 10: Vérifications des pourcentages maximaux des aciers longitudinaux.	112
Tableau VI. 11: Efforts tranchant dans les différentes poutres.	113
Tableau VI. 12: Vérification des contraintes tangentielles.	113
Tableau VI. 13: Vérification des conditions de flèche.	113
Tableau VI. 14: Récapitulatif des efforts internes dans le voile dus aux combinaisons les plus défavorables.	117
Tableau VI. 15: Récapitulatif résultats du ferrailage vertical de voile.	120
 CHAPITRE VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE	
Tableau VII.1 : Centre de masse.	128
Tableau VII.2 : Résultats de calcul de la stabilité du radier.	129
Tableau VII.3 : Résultats de vérification au non soulèvement des fondations.	129
Tableau VII.4 : Résultats des méthodes de calcul.	130
Tableau VII.5 : Moments fléchissant dans le radier.	130
Tableau VII.6 : Ferrailage de radier à l'ELU.	132
Tableau VII.7. Ferrailage de radier à l'ELS.	133
Tableau VII.8 : Ferrailage du débord du radier.	134
Tableau VII.9 : Ferrailage de la nervure.	136



PLAN RDC ECH 1/100



COUPE A-A ech 1/100

INTRODUCTION GENERALE

Jusqu'à nos jours, des constructeurs et des ingénieurs en génie civil sont censé investir tout leur savoir-faire dans l'étude et la conception des d'ouvrages.

Les constatations faites dans le monde après les séismes, ont montré que les structures à base de portiques doivent supporter d'importants déplacements relatifs entre deux étages consécutifs. En revanche, il à été constaté que de nombreux bâtiment en béton armé à contreventement mixte ont bien résisté sans endommagement exagéré.

Pour cela tout ouvrage doit être réalisé conformément aux règlements parasismiques et les règlements en vigueur.

Le présent projet de fin d'étude consiste à étudier la structure d'un bâtiment à usage d'habitation (R+12) à contreventement mixte.

Nous avons structuré notre travaille en 7 chapitres :

- Le premier concerne les généralités (les caractéristiques de la structure ainsi que les matériaux utilisés)
- Le second concerne le pré dimensionnement des éléments.
- Le troisième sera consacré au calcul des éléments secondaires.
- Le quatrième sera consacré à l'étude du plancher
- Le cinquième traite l'étude dynamique de la structure.
- Le sixième est consacré à l'étude des éléments structuraux.
- Le dernier chapitre traite la partie infrastructure.

En fin on termine par une conclusion générale sur l'ensemble de l'étude mené au cours de cette modeste étude.

CHAPITRE I :
PRESENTATION DU
PROJET

I.1. Introduction :

Dans ce projet nous voulons étudier un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un rez-de-chaussée et 12 étages avec une terrasse inaccessible dont le lieu d'implantation est la wilaya d'Annaba est classée comme une zone de moyenne sismicité zone IIa selon la classification des zones établies par le règlement parasismique Algérien RPA99 (version2003).

I.2. Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques du bâtiment sont :

Longueur en plan**29.5 m.**

Largeur en plan**12.00m.**

Hauteur du RDC **3.06 m.**

Hauteur étage courant **3.06 m.**

Hauteur totale **39.78 m.**

I.3. Données du site d'implantation :

- Le bâtiment est implanté dans la Wilaya de Annaba donc dans une zone de sismicité moyenne (Zone IIa) et un sol de catégorie **S3** selon le classement des RPA99/Version 2003.
- La contrainte admissible est **1,8 bar.**
- Le bâtiment est à usage d'habitation donc appartient au groupe d'usage 2.

I.4. Conception de la structure du bâtiment :

a) Structure de contreventement :

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques-voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

b) Planchers corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonnées sur place espacées de 60 cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé. Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux

c) Poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs en béton armé, servant de base à transmettre les charges aux poteaux.

- Les poutres principales (transversales).
- Les poutres secondaires (longitudinales).

d) Poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, leur rôle est de reprendre les efforts dus aux charges et surcharges ramenées par les poutres, et ensuite les transmettre aux fondations.

e) Escaliers :

Les escaliers sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre constitués de dalles inclinées (paillasse) et de dalles horizontales (paliers). Les escaliers sont coulés sur place.

f) Les balcons :

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

g) Les murs :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses.

On distingue :

- Les murs extérieurs sont constitués en double parois de briques creux de 10 cm et 15 cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de briques d'épaisseur 10cm.

h) Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Revêtement en carrelage pour les planchers.
- Enduit en plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

i) Acrotères :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur de 60 cm et de 10 cm d'épaisseur.

I.5. Caractéristiques des matériaux :

I.5.1. Le Béton :

Le béton est un matériau de construction usuel, qui s'apparente à une pierre artificielle. Ses constituants essentiels sont :

- Un mélange granulaire de sable et graviers formant le squelette du matériau
- Un liant hydraulique, le ciment, assurant la cohésion entre les différents grains du squelette.
- L'eau est le réactif chimique provoquant la prise du ciment (hydratation)
- Éventuellement, et en faible quantité, des produits d'addition, les adjuvants,

Influençant certaines propriétés ou comportements du matériau béton.

L'intérêt du matériau béton réside dans sa facilité de mise en œuvre puisqu'il se présente à l'état pâteux et qu'il suffit de remplir de

- Composition du béton :

La composition ordinaire pour un mètre cube du béton est :

- 350 kg/m³ de ciment de classe CPJ45.
- 400 litres de sable de diamètre 0/5.
- 800 litres de gravier de diamètre 15/25.
- 175 litres d'eau de gâchage.

I.5.1.1. La résistance du béton

a) à la compression : BAEL91 (art A.2.1, 11)

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur. On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : f_{c28} . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} par :

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$:

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 60 \text{ jours.} \\ f_{cj} = 1.1 \times f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours.} \end{cases}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{MPa}$:

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

f_{c28} La résistance à la compression a 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

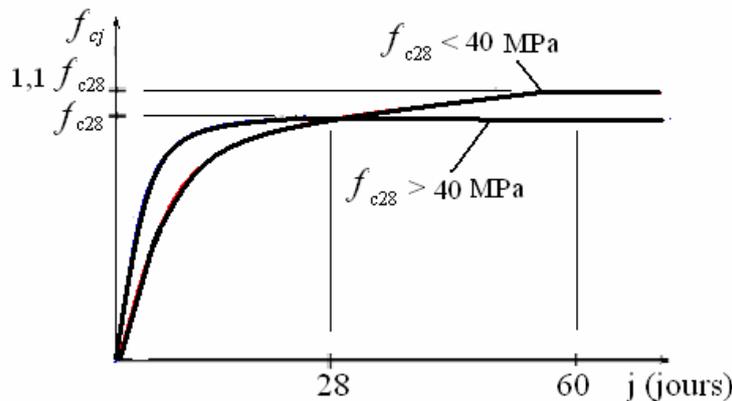


Figure I.1 : Evolution de la résistance du béton $f_{c_{en}}$ fonction de l'âge du béton.

b) à la traction : BAEL91 (art A.2.1, 12)

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{t_j} , est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{t_j} = 0.6 + 0.06f_{c_j} \quad \text{si } f_{c_{28}} \leq 60 \text{ MPa.}$$

$$f_{t_j} = 0.275(f_{c_j})^{2/3} \quad \text{si } f_{c_{28}} > 60 \text{ MPa.}$$

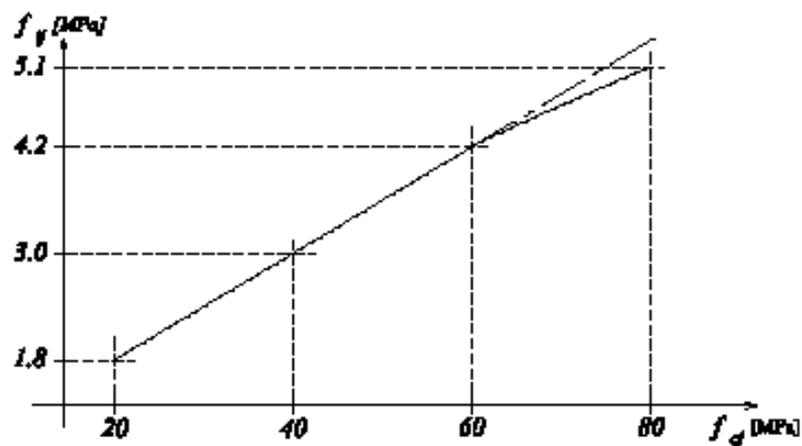


Figure I.2 : Evolution de la résistance du béton à la traction $f_{t_{en}}$ fonction de celle à la compression f_{c_j} .

La résistance à la traction $f_{t_{28}} = 2.1$ MPa

I.5.1.2. Modules de déformation longitudinal :

a) Module de Déformation longitudinale instantané : BAEL91 (art A.2.1,21)

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 h, on admet a défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours, le module de déformation longitudinale instantané du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \times f_{c_j}^{1/3} \quad \text{MPa}$$

Pour $f_{c_{28}} = 25$ MPa on a $E_{ij} = 32164.195$ MPa.

b) Module de Déformation longitudinale différé :

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale diffère. Ceci permet de calculer la déformation finale du béton. Elle est donnée par la formule:

$$E_{vj} = 3700 \times f_{cj}^{1/3}$$

Pour $f_{c28} = 25$ MPa on a $E_{vj} = 10818.865$ MPa.

I.5.1.3. Module de déformation transversal :

Sa valeur est donnée par la formule suivante : $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

Avec :

E : module de Young.

ν : Coefficient de poisson.

$\nu = 0.0$ dans le cas des **E.L.U.**

$\nu = 0.2$ dans le cas des **E.L.S.**

I.5.1.4. Coefficient de Poisson : BAEL91 (Art A.2.1, 3)

$\nu = 0.0$ dans le cas des Etats limites ultimes (E.L.U) (section fissurée)

$\nu = 0.2$ dans le cas des Etats limites de service (E.L.S) (section non fissurée).

I.5.1.5. Contraintes limites :**a) Etat limite ultime ELU :**

Contrainte ultime de béton :

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole-rectangle sur le diagramme de contraintes déformations.

Les déformations du béton sont :

$$- \varepsilon_{bc1} = 2\text{‰}$$

$$- \varepsilon_{bc2} = 3.5\text{‰} \text{ Si } \rightarrow f_{cj} \leq 40 \text{ Mpa}$$

$$- \text{Min}(4.5; 0.025f_{cj})\text{‰} \text{ Si } \rightarrow f_{cj} \geq 40 \text{ Mpa}$$

- la valeur de calcul de la résistance en compression du béton f_{bu} est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec :

γ_b : coefficient de sécurité partiel (1.5 pour les combinaisons fondamentales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles)

μ : un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :

$\mu = 1$ si la durée est supérieure à 24h

$\mu = 0.9$ si la durée est comprise entre 1h et 24h.

$\mu = 0.85$ dans les autres cas.

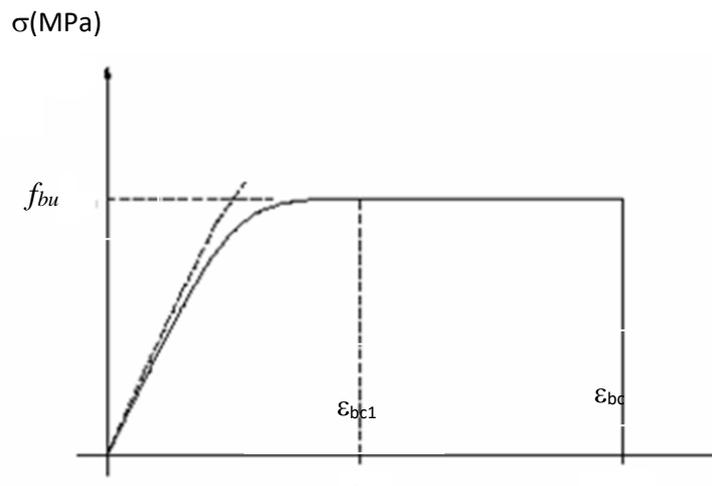


Figure I.3 : Diagramme de contrainte déformation du béton à l'ELU

b) Etat limite de service :

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles, et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. On adopte, la loi de Hooke de l'élasticité pour d'écrire le comportement du béton à cet état, avec des charges de longue durée

($E_b = E_{vj}$ et $\nu = 0.2$). La résistance mécanique du béton tendu est négligée. De plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à 1/15 de celle de l'acier.

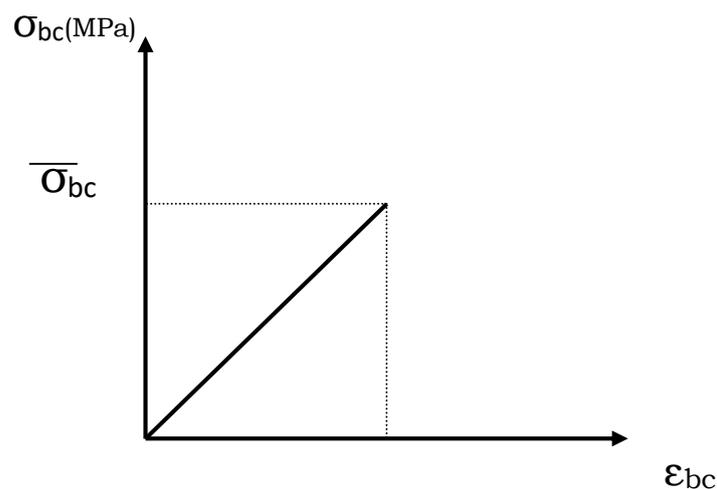


Figure I.4 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'E.L. S.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

I.5.2. L'Acier :

L'acier présente une très bonne résistance à la traction, et une bonne résistance à la compression dans le cas d'élançements faibles. Si aucune précaution n'est prise il peut subir des effets de corrosion. C'est un matériau très ductile, qui attend des déformations très importantes avant rupture (de l'ordre de la dizaine de %).

I.5.2.1. Caractéristiques mécaniques :

On notera qu'un seul modèle est utilisé pour décrire les caractéristiques mécaniques des différents types d'acier. Ce modèle est en fonction de la limite d'élasticité garantie f_e . La valeur de la limite d'élasticité f_e est garantie par le fournisseur.

Type	Nuance	f_e (MPa)	Emploi
Ronds lisses	F _e E22	215	Emploi courant.
	F _e E24	235	Epingles de levage des pièces préfabriquées
Barres HA Type 1 et 2	F _e E40	400	Emploi courant.
	F _e E50	500	
Fils tréfile HA Type 3	F _e TE40	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
	F _e TE50	500	
Fils tréfile lisses Type 4	TL50 $\Phi > 6\text{mm}$	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL50 $\Phi \leq 6\text{mm}$	520	

Tableau I.1: Types et caractéristiques des aciers

I.5.2.2. Module d'élasticité des aciers :

I.5.2.3. Contraintes limites :

a) Etat limite ultime :

Le comportement des aciers pour le calcul à l'état limite ultime vérifie une loi du type élasto-plastique parfait, comme décrit sur le diagramme de contrainte-déformation suivant.

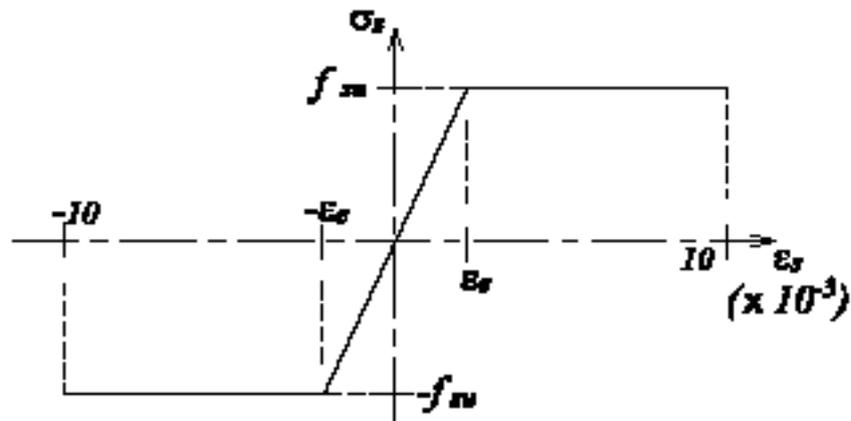


Figure I.5 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier à l'ELU.

Pour un acier à haute adhérence ayant $f_c = 400$ MPa :

$$\sigma_s = f_c / \gamma_s$$

$$\varepsilon_{es} = \sigma_s / E_s \quad E_s = 200000 \text{ MPa.}$$

γ_s : coefficient de sécurité

$$\gamma_s = 1 \text{ situations accidentelles} \quad \Rightarrow \quad \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1.15 \text{ cas général} \quad \Rightarrow \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

b) Etat limite de service :

On ne limite pas de la contrainte de l'acier sauf en état d'ouverture des fissures :

Fissuration peu nuisible : pas de limitation.

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \max (0.5f_c ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}).$$

$$\text{Fissuration très préjudiciable : } \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \max (0.4f_c ; 88\sqrt{\eta f_{tj}}).$$

η : coefficient de fissuration

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses (RL)

$\eta = 1.6$ pour les aciers à hautes adhérences

I.6. Réglés et normes de calcul :

On utilise pour le calcul de ce projet les règlements suivants :

- Règles parasismique Algérienne (RPA99 version 2003).
- Charges permanentes et charges d'exploitations (DTR-BC.2.2).
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91).
- Règlement neige et vent (RNV 99).
- CBA 93 (Code du béton armé)

I.7. Hypothèse de calcul :

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.
- La résistance à la traction $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.
- $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 10818.865 \text{ Mpa}$.
- $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164.195 \text{ Mpa}$.
- $f_e = 400 \text{ Mpa}$.

CHAPITRE I :
PRESENTATION DE
L'OUVRAGE ET
CARACTERISTIQUE
DES MATERIAUX

II.1. Pré-dimensionnement des éléments :

II.1.1 Introduction :

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure : poutres, poteaux, voiles et autres, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelé pré dimensionnement.

Pour cela nous évaluons une descente des charges et surcharges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur, de tous les niveaux et ce jusqu'à la fondation.

Le pré dimensionnement des éléments porteurs se fait selon les règles en vigueries, les normes techniques et les conditions de résistance et de flèche.

II.1.2. Planchers à corps creux :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions en plan, elles reposent sur deux, trois ou quatre appuis.

La détermination de l'épaisseur Pour les planchers en corps creux, l'épaisseur est conditionnée par :

➤ **Condition de flèche : BAEL91 (art B.6.8, 424).**

-le rapport e/L est au moins égale $1/22,5$.

L : est la plus grande portée parallèle aux poutrelles ($L= 550$ cm).

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5} = \frac{550}{22.5} = 24.44 \text{ cm}$$

Soit $h_t = 30$ cm (25+5).

➤ **Les caractéristiques géométriques des poutrelles :**

-Pour la largeur de la nervure on va prendre $b_0 = 10$ cm.

-Le hourdis choisis est normalisé de hauteur 25 cm et de longueur 55 cm.

-La section en travée à considérer est une section en T

Tel que la largeur de la table est donnée par les conditions suivantes :

L_n : la distance entre nus de deux nervures consécutives

L : la longueur de la nervure.

$$b_1 = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} \frac{L_n}{2} = \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm} \\ \frac{L}{10} = \frac{550}{10} = 55 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Donc on prend $b_1 = 27.5$ cm

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 10 = 65\text{cm}$$

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

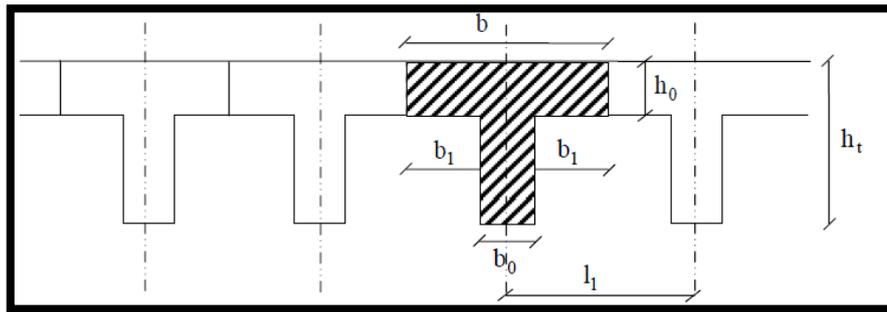


Figure II.1 : Schéma des poutrelles.

II.1.3 Les poutres :

II.1.3.1. Poutre principale [p.p] :

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux suivant leur emplacement dans la construction, conçue pour résister à la flexion.

➤ Condition de la portée : BAEL91 (art B.6.5.1).

$$h = \left[\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right] L_{max}$$

L_{max} : La plus grand portée, $L_{max} = 5.50\text{m}$

$$h = \left[\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right] 550 = (0.06 \div 0.1) 550\text{ cm}$$

$$h = (33 \div 55)\text{ cm}$$

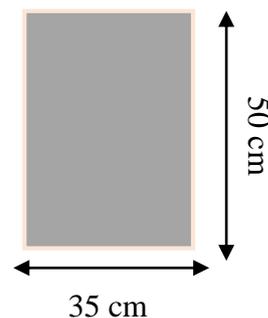


Figure II.2: Poutre principale.

• On prend: $h=50\text{cm}$

La largeur de la poutre suivant cette condition : $b = (0.3 \div 0.4)h$

$$b = (0.3 \div 0.4) 50 = (15 \div 20)\text{cm}$$

✓ On prend : $b = 35\text{ cm}$

✓ Condition du RPA 99 : Zone sismique **IIa**.

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\begin{cases} b \geq 20\text{ cm} \Rightarrow b = 35\text{ cm} > 20\text{ cm} & c. v \\ h \geq 30\text{ cm} \Rightarrow h = 50\text{ cm} > 30\text{ cm} & c. v \\ \frac{h}{b} \leq 4.0\text{ cm} \Rightarrow \frac{50}{35} = 1.42 < 4.0\text{ cm} & c. v \end{cases}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on prend les dimensions des poutres principale

(P.P) [longitudinales] est : $(35 \times 50)\text{cm}^2$

II.1.3.2. Poutres secondaires [P.S] :

$$h = \left[\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right] L_{max}$$

L_{max} : la plus grand portée $L_{max} = 5.50m$

$$h = \left[\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right] 550 = (0.06 \div 0.1) 550 \text{ cm}$$

$$h = (33 \div 55) \text{ cm}$$

- On prend: $h = 45 \text{ cm}$

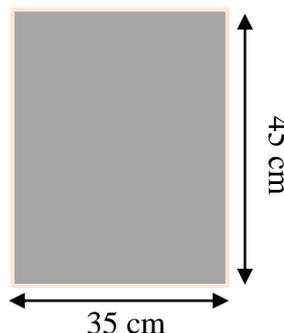


Figure II.3: Poutre secondaire

La largeur de la poutre suivant cette condition : $b = (0.3 \div 0.4)h$

$$b = (0.3 \div 0.4) 45 = (13.5 \div 18)\text{cm}$$

- ✓ On prend : $b = 35 \text{ cm}$

- ✓ Condition du RPA 99 : Zone sismique **IIa**.

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 45 \text{ cm} > 20 \text{ cm} & c. v \\ h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} & c. v \\ \frac{h}{b} \leq 4.0 \text{ cm} \Rightarrow \frac{45}{35} = 1.285 < 4.0 \text{ cm} & c. v \end{cases}$$

II.1.3.3. Poutre palière :

Selon BAEL 83 exercice page 157 :

La hauteur :

$$h = \left(\frac{1}{10}; \frac{1}{15} \right) L = \left(\frac{1}{10}; \frac{1}{15} \right) 400 = (26.66 ; 40)\text{cm} \dots \dots 26.66 \leq h \leq 40$$

Selon RPA99 version 2003 page 49 zone IIa $h \geq 30 \rightarrow h= 30$

La largeur :

$$b = (0.3 ; 0.5) h = (0.3 ; 0.5) 40 = (12 ; 20)$$

Selon RPA99(2003)

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

On prend $b= 30$

Vérification : selon RPA

$$\frac{h}{b} \leq 3 \rightarrow \frac{30}{30} = 1 < 3 \text{ C.V}$$

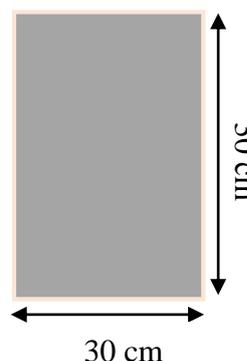


Figure II.4: Poutre palière.

Poutres	Section (cm ²)
Principal	(35 × 50)
Secondaire	(35 × 45)
Palière	(30 × 30)

Tableau II.1: Les sections des poutres sont

II.1.4. Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux, leurs fonctions principales sont de reprendre les efforts dus aux charges et surcharges ramenées par les poutres est ensuite les transmettent aux fondations.

Ils sont en général de forme carrée ou de forme rectangulaire.

➤ **Condition de non-flambement :**

$l_f = 0.7h_e$ (cas d'encastrement dans la fondation).

Avec : l_f : longueur de flambement.

h_e : hauteur d'étage.

$$L_f = 0.7 \times h_0$$

h_0 = hauteur d'étage - Hauteur de poutre

$$h_0 = 306 - 45 = 261 \quad L_f = 0.7 \times 261 = 182.7$$

$$\text{Max} (\lambda_x, \lambda_y) \leq 70$$

$$\lambda_x = 3.49 \times \frac{l_f}{b_i} \quad \lambda_y = 3.49 \times \frac{l_f}{b_i}$$

b_i = parallèle à l'axe x

h_i = parallèle à l'axe y

$$h_i = b_i = \lambda_x = 3.49 \times \frac{l_f}{b_i} \Rightarrow b_i \geq 3.46 \times \frac{182.7}{70} = 9.03 \text{ cm}$$

$$h_i = b_i \geq 9.03 \text{ cm}$$

Alors on adopte les dimensions (80×65) cm² pour RDC et les 12 étages.

D'après le RPA99/version 2003, Art.7.4.1, page 43 les dimensions des sections transversales des poteaux doivent respecter les dimensions suivantes :

Pour la zone sismique IIa :

1. $\text{Min} (b, h) \geq 25$
2. $\text{Min} (b, h) \geq H_e/20$
3. $\frac{1}{4} < b/h < 4$

Avec : H_e = Hauteur d'étage.

➤ **La vérification :**

$$\text{Min} (65, 80) = 65 \geq 25 \text{ C.V}$$

$$\text{Min} (65, 80) = 65 \geq (306-65)/20 = 12.55 \text{ C.V}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{65}{80} = 0.8125 < 4 \text{ C.V}$$

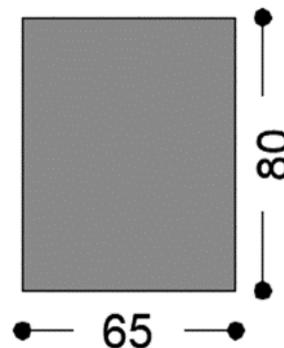


Figure II.5 : la section du poteau adoptée.

Alors on adopte les dimensions (65×80) cm² pour RDC et les 12 étages.

II.1.5. L’acrotère :

L’acrotère est un élément de protection qui se trouve à la hauteur du bâtiment sous forme d’un mur périphérique réalisé en béton armé, il est assimilé en une console encastrée dans le plancher par son poids et la charge dû à la main courante.

La surface de l’acrotère est :

$$S = (0,03 \times 0,1) / 2 + (0,07 \times 0,1) + (0,1 \times 0,6)$$

$$S = 0,0685 \text{ m}$$

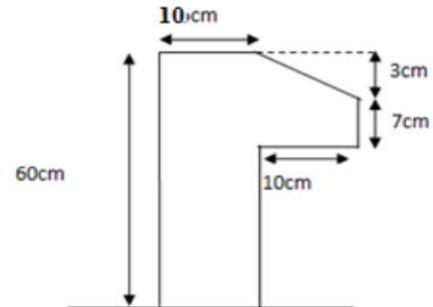


Figure II.6 : Acrotère.

II.1.6. Les voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé justifiant à l’article 7.7.1 de RPA99/version 2003 :

$$L \geq 4 a :$$

L : longueur du voile.

A : épaisseur du voile.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

L’épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l’épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur h_e = hauteur d’étage hauteur de poutre m et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :

$$h_e = H - b_{\text{poutre}} = 306 - 45 = 261$$

$$e \geq \left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22} \right) \Rightarrow e \geq \left(\frac{261}{25}, \frac{261}{22} \right)$$

Soit un voile de : **e= 20 cm**

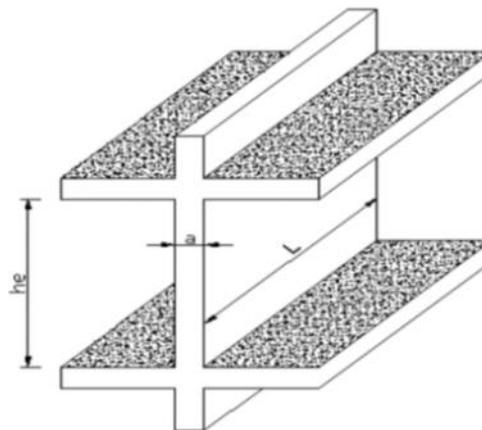


Figure II.7 : Coupe de voile en élévation.

II.1.7 Les balcons :

En général, le balcon est constitué d'une dalle pleine, l'épaisseur est définie par les conditions BAEL91 (art B.6.8, 424).

a) Résistance au feu :

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

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

$e = 17,5\text{ cm}$ Pour un coupe-feu de quatre heures.

On choisit : $e_1 = 15\text{ cm}$

b) Condition de flèche :

$$\frac{L}{25} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad L=130\text{cm}$$

$$5.2 \leq e \leq 6.5 \rightarrow e_2 = 15\text{cm}$$

c) Résistance à la flexion :

Pour des dalles reposant sur trois ou quatre appuis :

$$\frac{Lx}{50} < e_2 < \frac{Lx}{40} \rightarrow 9 \leq e_3 \leq 11.25 \rightarrow e_2 = 10\text{cm}$$

d) Isolation phonique :

Selon les règles du BAEL 91 l'épaisseur du plancher doit être $e \geq 13\text{cm}$

pour obtenir une bonne isolation acoustique. On choisit : $e_4 = 15\text{cm}$

e) formule empirique : BAEL91 (art B.6.8, 424).

$$e = \max(e_1, e_2, e_3, e_4)$$

$$e = \max(15, 15, 10, 15) \rightarrow e = 15\text{cm}$$

II.1.8 Les escaliers :

Définition : L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, les degrés, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.

➤ **Type d'escalier :** C'est un escalier droit à deux volées au niveau de la cage d'ascenseur.

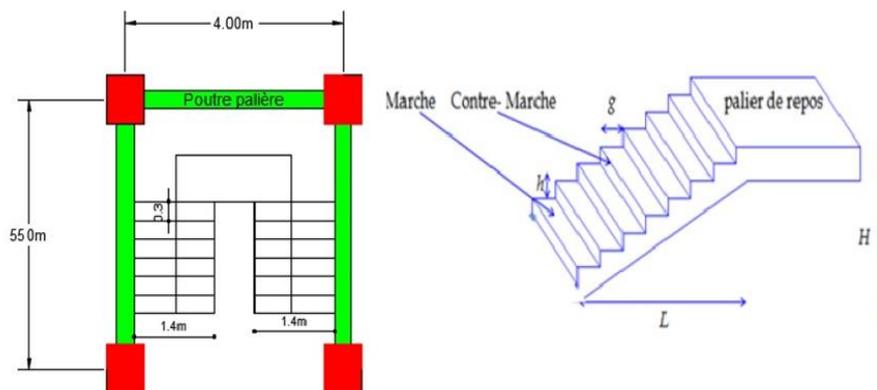


Figure II.8 : Vue en plan et en 3D de l'escalier.

➤ **Dimensionnement** : BAEL83 page 379

Pour qu'un escalier garantie sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

- La hauteur h des contremarches se situe entre 14 et 18 cm.
- La largeur g se situe entre 24 et 32cm.
- La formule de BLONDEL : $59 \leq g+2h \leq 66$

➤ **La marche et la contre marche :**

$$14 \leq h \leq 18 \text{ cm} \rightarrow h=17$$

$$25 \leq g \leq 32 \text{ cm} \rightarrow g=30$$

h : hauteur de la contre marche

g : largeur de marche (giron).

$$2h+g = 2 \times 17 + 30 = 64 \rightarrow 59 < 64 < 66 \quad \text{C.V}$$

❖ **Nombre de contres marches :**

$$n = H/h$$

n : nombre de contre marche.

H : hauteur d'étage.

h : hauteur de la contre marche

$$n = 3.06 / 0.17 = 18$$

Donc chaque volée contient 9 marches.

❖ **Longueur de la volée :**

$$L = (n-1)g = 8 \times 30 = 240 \text{ cm}$$

❖ **Inclinaison de la pailasse :**

$$\tan \alpha = H/L = 153/240 = 0.64 \rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

Avec : $H = 9 \times 17 = 1.53 \text{ m}$

$$\cos \alpha = L/l \rightarrow l = L / \cos(\alpha) = 2.4 / \cos 32.52 = 2.85 \text{ m}$$

❖ **Épaisseur de la pailasse et du palier :**

On à $L' = 2.85 + 2.8 = 5.65 \text{ m}$

$$\frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20}$$

$$18.83 \leq e \leq 28.25 \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

II.1.9 Récapitulation de pré-dimensionnement :

- ❖ Poteau= 65×80 cm
- ❖ Poutre p= 35×50cm
- ❖ Poutre secondaire =35×45cm
- ❖ Poutre palière =30×30 cm
- ❖ L'épaisseur de plancher = 25+5 cm
- ❖ L'épaisseur d'escalier = e = 20cm
- ❖ Epaisseur du voile =a= 20 cm

❖ **Evaluation des charges**

G : poids de l'acrotère par mètre linéaire.

- **La surface de l'acrotère est :**

$$S = 6.85 \text{ cm}^2$$

- **Le poids propre de l'acrotère est :**

$$G_1 = S \times \gamma \times 1 = 0.0685 \times 25 = 1.71 \text{ kN/ml}$$

$$G_2 = 0.1 + 0.6 \times 20 = 1.2 \text{ kN/ml}$$

$$\mathbf{G = G_1 + G_2 = 1.71 + 1.2 = 2.91 \text{ kN/ml}}$$

II.2. Descente des charges :**II.2.1 Evaluation des charges et surcharges : (DTR B.C 2.2)****II.2.1.1 Acrotère :**

D'après **D.T.R BC 2.2** : page 20

Q : force horizontale sollicite l'acrotère due à la main courante est 1 KN/ml

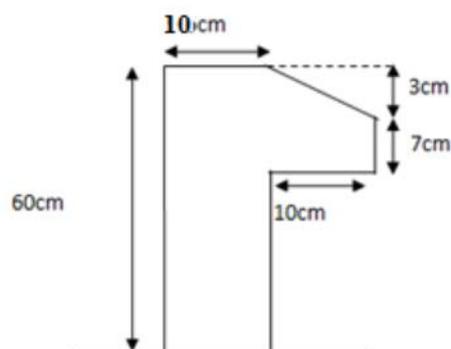


Figure II.9 : Schéma statique de l'acrotère.

II.2.1.2. Escalier :

Pour la paillasse :

-Charge permanente : (DTR B.C2.2)

Désignation	e(m)	γ (kn/m ³)	G (kn/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Poids des marches	0.17/2	22	1.87
Poids de la paillasse	0.2	25	5
Enduit en plâtre	0.01	10	0.1
Totale	-	-	7.77

Tableau II.2 : charge permanente de la paillasse.

-Surcharge d'exploitation : (DTR B.C2.2), page 20 : Q= 2.5 KN/m²

Pour le palier de repos :

-Charge permanente : (DTR B.C2.2)

Désignation	e(m)	γ (kn/m ³)	G (kn/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Poids du palier	0.2	25	5
Enduit en plâtre	0.01	10	0.1
Totale	-	-	6.2

Tableau II.3 : charge permanente du palier.

-Surcharge d'exploitation : (DTR B.C2.2) : Q= 2.5 KN/m²

II.2.1.3. Balcons :

Matériaux	e (m)	γ (kn/m ³)	G (kn/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.4
mortier de pose	0.02	20	0.4
Dallepleine	0.15	25	3.75
Enduit en plâtre	0.01	10	0.1
			4.65

Tableau II.4 : charge permanente du balcon.

II.2.1.4. Planchers :

II.2.1.4.1 Plancher terrasse accessible : (DTR B.C2.2)

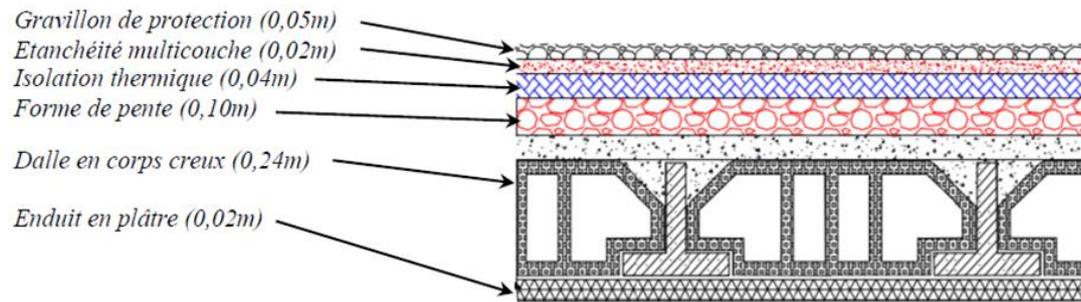


Figure II.10 : les charges de terrasse accessible.

Désignations	e(m)	γ (kn/m ³)	G (kn/m ²)
1-Gravillon de protection	0.05	20	1.00
4-Etanchéité multicouches	0.02	6.0	0.12
5-Isolation thermique	0.04	4	0.16
6-Forme de pente	0.01	22	2.2
7-Plancher	0.30	/	3.70
8-Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Totale			7.38

Tableau II.5 : charge permanente de la terrasse inaccessible.

-Surcharge d'exploitation : (DTR B.C2.2) : $Q= 1 \text{ Kn/m}^2$

II.2.1.4.2 Plancher étage courant : (DTR B.C2.2)

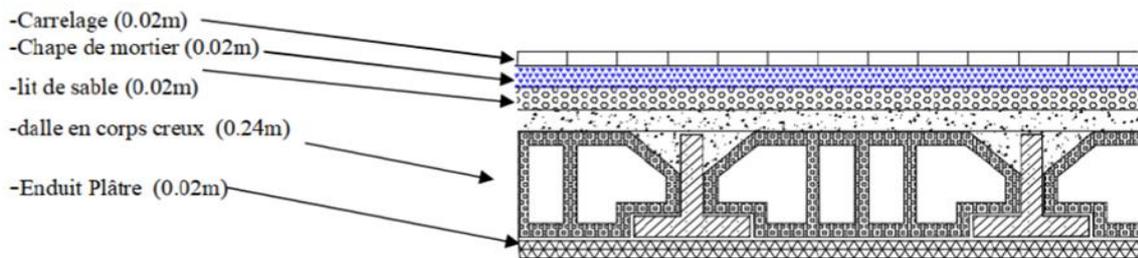


Figure II.11 : les charges d'étage courant.

Désignation	e (m)	γ (kn/m ³)	G (kn/m ²)
1-Carrelage	0.02	22	0.44
2-Mortier de pose	0.02	20	0.4
3-Lit de sable	0.02	18	0.36
4-Corps creux	0.30	/	3.7
5-Enduite de plâtre	0.02	10	0.2
6-Cloisons	/	/	1
Totale			6.10

Tableau II.6 : charge permanente d'étage courant.

-Surcharge d'exploitation : (DTR B.C2.2) : $Q= 1 \text{ Kn/m}^2$

II.2.1.5 Murs extérieurs en maçonnerie :

-Charge permanente : (DTR B.C2.2)

Matériaux	e (m)	γ (kn/m ³)	G (kn/m ²)
Enduit de ciment	0.02	20	0.4
Brique creuse	0.15	/	1.3
Ame d'aire	0.05	/	/
Brique creuse	0.10	/	0.9
Enduit en plâtre	0.01	12	0.18
Totale			2.78

Tableau II.7 : charge permanente d'étage

II.2.2 La descente des charges**Principe :**

La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges qui viennent à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation. Les charges considérées concernent les charges permanentes (le poids propre de l'élément, le poids des planchers, des murs de façades Etc) et les charges d'exploitations.

II.2.2.1 Loi de dégression :

Les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

- Pour la toiture ou terrasse : Q_0
- Pour le dernier étage : Q
- Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,9Q$
- Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,8Q$

Et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu'à $0,5Q$ (valeur conservée pour les étages inférieurs suivants).

II.2.2.2 Calcul de la descente de charge :

II.2.2.2.1 Descente des charges sur le poteau intermédiaire :

Poteau intermédiaire : (C-3)

Surface afférente :

$$S_g = (2.575 + 2.075) \times (2.575 + 1.575) = 19.29 \text{ cm}$$

$$S_q(\text{terrace}) = (2.575 + 0.35 + 2.075) \times (2.575 + 0.35 + 1.575)$$

$$S_q(\text{terrace}) = 22.5 \text{ cm}$$

$$S_q(\text{étage}) = 22.5 - (0.65 \times 0.80) = 21.98 \text{ cm}$$

$H_{\text{poteau}} : 3.06 \text{ m}$ pour chaque niveau

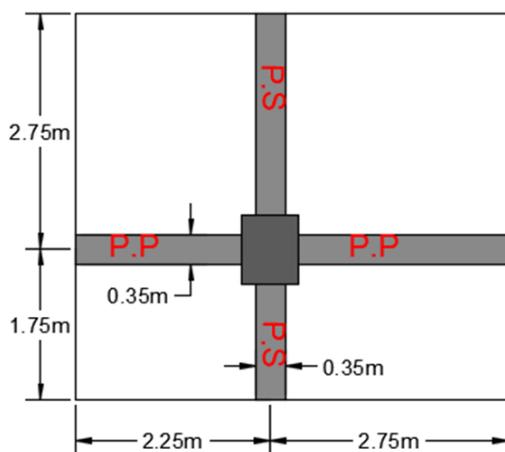


Figure II. 12: La surface afférente du poteau C3.



Figure II.13 : Coupe vertical des poteaux C3.

Niveau	Elément	G(KN)	Q(KN)
1-1	Plancher terrasse : (7.38×19.29)	142.36	
	Poutre (Pp) :(0,35× 0.50)×25×(1.575+2.575)	18.15	
	Poutre s (Ps) :(0,35×0,45)×25×(2.075+2.575)	18.31	
	Poteaux :(0.65×0.80) ×3.06×25	39.78	
	Surcharge (22.5×1)		22.5
	Total	218.6	22.5
2-2	Venant du 1-1	218.6	22.5
	Plancher étage : (6.10×19.29)	117.669	
	Pp :(0,35× 0.50)×25×(1.575+2.575)	18.15	
	Ps:(0,35×0,45)×25×(2.075+2.575)	18.31	
	Poteaux :(0.65×0.80) ×3.06×25	39.78	
	Surcharge ((1.5×21.98))		32.97
	Total	412.51	55.47
3-3	Venant du 2-2	412.51	55.47
	Plancher étage : (5.60×19.29)	117.669	
	Pp :(0,35× 0.50)×25×(1.575+2.575)	18.15	
	Ps:(0,35×0,45)×25×(2.075+2.575)	18.31	
	Poteaux :(0.65×0.80) ×3.06×25	39.78	
	Surcharge (1.5×21.98)		32.97
	Total	606.42	98.44
4-4	Venant du 3-3	606.42	98.44
	Plancher étage : (5.60×19.29)	117.669	
	Pp :(0,35× 0.50)×25×(1.575+2.575)	18.15	
	Ps:(0,35×0,45)×25×(2.075+2.575)	18.31	
	Poteaux :(0.65×0.80) ×3.06×25	39.78	
	Surcharge (1.5×21.98)		32.97
	Total	800.327	121.41
5-5	Venant du 4-4	761.742	121.41
	Plancher étage : (5.60×19.29)	117.669	
	Pp :(0,35× 0.50)×25×(1.575+2.575)	18.15	
	Ps:(0,35×0,45)×25×(2.075+2.575)	18.31	

	Poteaux : (0.65×0.80) ×3.06×25	39.78	
	Surcharge (1.5×21.98)		32.97
	Total	994.24	154.38
6-6	Venant du 5-5	994.24	154.38
	Plancher étage : (5.60×19.29)	117.669	
	Pp : (0,35× 0.50)×25×(1.575+2.575)	18.15	
	Ps:(0,35×0,45)×25×(2.075+2.575)	18.31	
	Poteaux : (0.65×0.80) ×3.06×25	39.78	
	Surcharge (1.5×21.98)		32.97
		1188.14	187.35
7-7	Venant du 6-6	1188.14	187.35
	Plancher étage : (5.60×21.98)	117.669	
	Pp : (0,35× 0.50)×25×(1.575+2.575)	18.15	
	Ps:(0,35×0,45)×25×(2.075+2.575)	18.31	
	Poteaux : (0.65×0.80) ×3.06×25	39.78	
	Surcharge (1.5×21.98)		32.97
		1382.05	220.32
8-8	Venant du 7-7	1382.05	220.32
	Plancher étage : (5.60×19.29)	117.669	
	Pp : (0,35× 0.50)×25×(1.575+2.575)	18.15	
	Ps:(0,35×0,45)×25×(2.075+2.575)	18.31	
	Poteaux : (0.65×0.80) ×3.06×25	39.78	
	Surcharge (1.5×21.98)		32.97
		1575.96	253.29
9-9	Venant du 8-8	1576.96	253.29
	Plancher étage : (5.60×21.98)	117.669	
	Pp : (0,35× 0.50)×25×(1.575+2.575)	18.15	
	Ps:(0,35×0,45)×25×(2.075+2.575)	18.31	
	Poteaux : (0.65×0.80) ×3.06×25	39.78	
	Surcharge (1.5×21.98)		32.97
		1769.87	286.26
10-10	Venant du 9-9	1769.87	286.26

	Plancher étage : (5.60×19.29)	117.669	
	Pp : (0,35×0.50)×25×(1.575+2.575)	18.15	
	Ps: (0,35×0,45)×25×(2.075+2.575)	18.31	
	Poteaux :(0.65×0.80) ×3.06×25	39.78	
	Surcharge (1.5×21.98)		32.97
		1963.78	319.23
11-11	Venant du 10-10	1963.78	319.23
	Plancher étage : (5.60×19.29)	117.669	
	Pp : (0,35×0.50)×25×(1.575+2.575)	18.15	
	Ps: (0,35×0,45)×25×(2.075+2.575)	18.31	
	Poteaux :(0.65×0.80) ×3.06×25	39.78	
	Surcharge (1.5×21.98)		32.97
	2157.69	352.2	
12-12	Venant du 11-11	2157.69	352.2
	Plancher étage : (5.60×19.29)	117.669	
	Pp : (0,35×0.50)×25×(1.575+2.575)	18.15	
	Ps: (0,35×0,45)×25×(2.075+2.575)	18.31	
	Poteaux :(0.65×0.80) ×3.06×25	39.78	
	Surcharge (1.5×21.98)		32.97
	2351.6	385.17	
13-13	Venant du 12-12	2351.6	385.17
	Plancher étage : (6.10×19.29)	117.669	
	Pp : (0,35×0.50)×25×(1.575+2.575)	18.15	
	Ps: (0,35×0,45)×25×(2.075+2.575)	18.31	
	Poteaux :(0.65×0.80) ×3.06×25	39.78	
	Surcharge (1.5×21.98)		32.97
	2545.5	418.14	

Tableau II. 8 : Descente des charges du poteau central C-3.

Poteau intermédiaire : (D-3)

$$S_g = (2.575 + 2.075) \times 2.575 = 11.97 \text{ cm}^2$$

$$S_q = (2.575 + 2.075 + 0.35) \times (2.575 + 0.35) = 14.625 \text{ cm}^2$$

$$S_{qe} = 14.625 - (0.65 \times 0.80) = 14.105 \text{ cm}^2$$

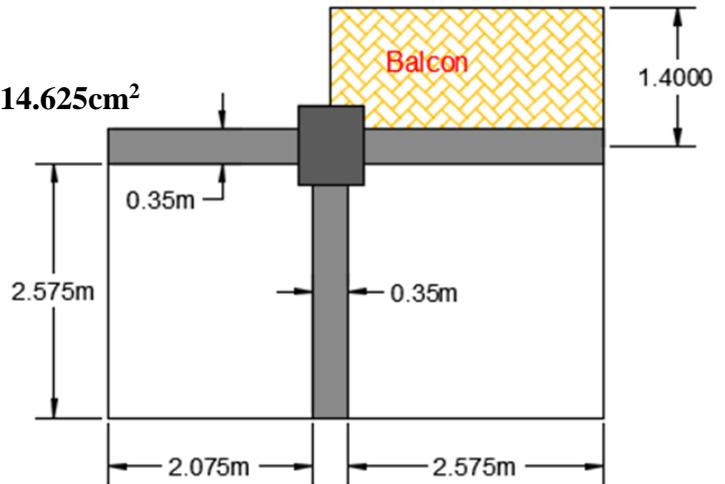


Figure II. 14: La surface afférente du poteau D3.

Niveau	Elément	G(KN)	Q(KN)
Terrasse	Plancher terrasse : (7.38×11.97)	88.34	
	Poutre (Pp) :(0,35× 0.50)×25×(1.575+2.575)	18.15	
	Poutre s (Ps) :(0,35×0,45)×25×(2.075+2.575)	18.31	
	Poteaux :(0.65×0.80) ×3.06×25	39.78	
	Balcon = (1.4× (2.575+0.15)) ×4.65	17.74	
	Mur extérieur(4.65-0.8) ×(3.06-0.50) ×2.78	23.02	
	Surcharge balcon =(2.25 ×1.4)	/	3.15
	Surcharge plancher 14.625×1	/	14.625
	Total	205.34	17.775
Étage	Plancher étage : (6.10×11.97)	73.02	
	Pp :(0,35× 0.50)×25×(1.575+2.575)	18.15	
	Ps:(0,35×0,45)×25×(2.075+2.575)	18.31	
	Poteaux :(0.65×0.80) ×3.06×25	39.78	
	Balcon = (1.4× (2.575+0.15)) ×4.65	17.74	
	Mur extérieur(4.65-0.8) ×(3.06-0.50) ×2.78	23.02	
	Surcharge balcon =(2.25 ×1.4) ×3.5	/	11.025
	Surcharge plancher 14.105×1.5	/	21.157
	Total	190.02	32.182

Tableau II. 8 : Descente des charges du poteau central C-3.

Alors la somme totale des sollicitations sur poteau de rive sera suivante :

$$G_T = G_{\text{terrasse}} + 12G_{\text{etage}} = 205.34 + 190.02 \times 12 = \mathbf{2485.58KN}$$

$$Q_T = Q_{\text{terrasse}} + Q_{\text{etage}} \times (1.5 + 0.9 + 0.8 + 0.7 + 0.6 + 7 \times 0.5) = \mathbf{275.231KN}$$

On va vérifier l'effort normal dans le poteau le plus sollicité :

a- Poteau central C-3 :

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q = 4063.635 \text{ KN à l'ELU} \\ G + Q = 2420.118 + 198.34 = 2963.64 \text{ KN à l'ELS} \end{cases}$$

b- Poteau de rive D-3

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q = 3768.38 \text{ KN à l'ELU} \\ G + Q = 2760.81 \text{ KN à l'ELS} \end{cases}$$

Donc le poteau le plus sollicité est le poteau de central (C-3).

II.2.2.2.2 Vérification de la section de poteau : BAEL91 (artB.8.4, 1)

L'effort normal agissant ultime Nu d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$Nu \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

- **Nu** : Effort normal ultime (compression) = 1,35G+1,5Q.
- **α** : coefficient fonction de l'élanement mécanique λ.
- **B** : Surface de la section du béton (**B** = b×h).
- **γ_b** : Coefficient de sécurité pour le béton (**γ_b** = 1,50)situation durable.
- **γ_s** : Coefficient de sécurité pour l'acier (**γ_s** = 1,15)situation durable.
- **f_e** : Limite élastique de l'acier (**f_e** = 400MPa).
- **f_{c28}** : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours (**f_{c28}** = 25MPa).
- **A_s** : Section d'acier comprimée.
- **Br** : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie (**Br** = (h-2) (b-2)) [cm²].

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda < 50 \\ \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

$$\lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y)$$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \frac{l_f}{b}$$

$$\lambda_y = \sqrt{12} \frac{l_f}{h}$$

$l_f = 0.7 \times 10$ **BAEL91 (artB.3.3, 1)**

Selon BAEL, le poteau est encastré dans la fondation et/ou assemblé à des poutres de plancher).

$l_0 = \text{hetage} - \text{hpoutre principale} = 3.06 - 0.50 = 2.56 \text{ m}$

$$\begin{cases} \lambda_x = \sqrt{12} \frac{0.7 \times 2.56}{0.65} = 9.55 \\ \lambda_y = \sqrt{12} \frac{0.7 \times 2.56}{0.80} = 7.75 \\ \lambda = \lambda_x \\ \lambda < 50 \quad \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \\ \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{9.55}{35}\right)^2} = 0.83 \\ Br = (65-2) \times (80-2) \text{ cm}^2 = 4914 \times 10^2 \text{ mm}^2 \end{cases}$$

A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$A = \max (A_{min}^{BAEL}; A_{min}^{RPA})$

$A = \max (4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0,2\%B)$

$A_{min}^{BAEL} = \max\left(\frac{0.2 \times b \times h}{100}; \frac{8 \times (b+h)}{100}\right) = \max(1040, 116) \Rightarrow A_{min}^{BAEL} = 1040 \text{ mm}^2$

$A_{min}^{RPA} = 0.8\%B$ (zone IIa) **RPA99/V2003(art7.4.2,1)**

$A_{min}^{RPA} = \frac{0.8 \times B}{100} = \frac{0.8 \times 650 \times 800}{100} = 41.16 \times 10^2 \text{ mm}^2$

$A = \max(A_{min}^{BAEL}; A_{min}^{RPA}) = \max(1040; 4116) = 4116 \text{ mm}^2$

$\bar{N} = 0.834 \left[\frac{4914 \times 10^2 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 41.16 \times 10^2 \frac{400}{1.15} \right] = 8783397.913 \text{ N}$

$N_u = 4063.635 \text{ KN} < 8278.65 \text{ KN} \dots\dots\dots C.V$

II.2.2.2.3 Vérification de la section des poteaux :

Selon **RPA99V2003 (art7.4.3.1) P 44 :**

Dimensionnement des poteaux : RPA 99 (ART 7.4.3.1)

Pour le but d'éviter ou limité le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivant :

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

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant

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

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton. (25MPa)

$v = \frac{2963640}{650 \times 800 \times 25} = 0.23 < 0.3 \dots\dots\dots C.V$

Donc on garde les dimensions de poteau : **(65×80) cm²** dans tous les étages.

CHAPITRE III :
LES ELEMENTS
SECONDAIRES

III.1 Introduction :

Dans ce calcul on veut assurer la stabilité et la résistance des éléments secondaires de notre ouvrage (acrotère, balcon, escalier, planché) vis-à-vis aux effets des actions verticales (permanente et exploitation) par une bonne modélisation suivit d'un calcul correct des sections d'armatures qui respectent le BAEL 91 et RPA99/V2003.

C'est à partir de la contribution de chaque élément dans la résistance aux actions sismiques ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage qu'on puisse classer les différents éléments structuraux (principaux ou secondaires).

III.2 L'acrotère :

III.2.1 Mode de réalisation :

L'acrotère se comporte comme une console encastrée à sa base au niveau du plancher terrasse, elle est soumise à l'action de :

1. L'effet normal dû à son poids propre G.
2. La surcharge horizontale due à la main courante Q

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

- Largeur $b=100\text{cm}$
- Hauteur $H=60\text{cm}$
- Epaisseur $e=10\text{cm}$

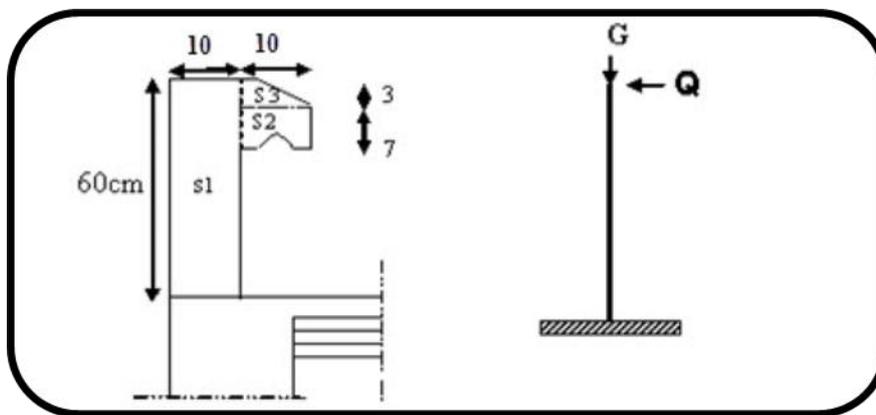


Figure III.1 : Schéma statique de l'acrotère.

➤ Surface:

$$S_1 + S_2 + S_3 = (0,1.0,6+0,07.0,1+0,1.0,03.0,5)$$

$$S_T = 0.0670 \text{ m}^2$$

III.2.2. Evaluation des charges:

Les charges G et Q de l'acrotère sont :

$$G=2.91 \text{ KN}$$

$$Q=1 \text{ KN} \quad \text{D'après RPA 99/ V2003 (art 6.2.3).}$$

Les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et des équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

A : coefficient d'accélération de zone.

C_p : facteur de force horizontale.

Groupe 2, zone (IIa) donc :

$$A = 0.15 \quad \text{selon le tableau 4.1(RPA 99/2003)}$$

$$C_p = 0.80 \quad \text{élément en console tableau 6.1(RPA 99/2003) donc :}$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.80 \times 2.910 \Rightarrow F_p = 1.39 \text{ KN/ml.}$$

$$F = \max (Q, F_p) \Rightarrow F = F_p = 1.39 \text{ KN/ml.}$$

$$G = 2.91 \text{ KN/ml} \quad Q = 1 \text{ KN/ml}$$

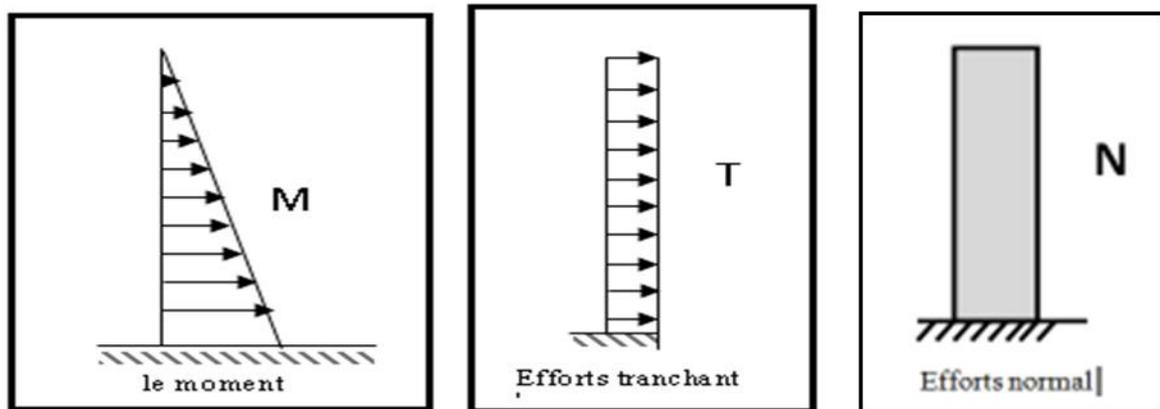


Figure III.2 : Schéma statique de M, N, T.

III.2.3. Calcul des sollicitations :

La section la plus dangereuse se trouve au niveau d'encastrement (à la base).

$$M_{F_p} = F_p \times h = 1.39 \times 0.6 = 0.834 \text{ KN.m}$$

$$N_G = G = 2.91 \text{ KN.}$$

III.2.4. Combinaison d'action :

➤ **E.L.U :**

$$N_u = 1 \times N_G = 2.91 \text{ KN/ml} ;$$

On ne le majore pas puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable.

$$M_u = 1.5 M = 1.5 \times 0.834 = 1.251 \text{ KN.m}$$

$$T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1.39 = 2.085 \text{ KN/ml}$$

➤ **E.L.S :**

$$N_{\text{ser}} = N_G = 2.91 \text{ KN/m}\ell$$

$$M_{\text{ser}} = M = 0.834 \text{ KN.m}\ell$$

III.2.5 Calcul de ferrailage :

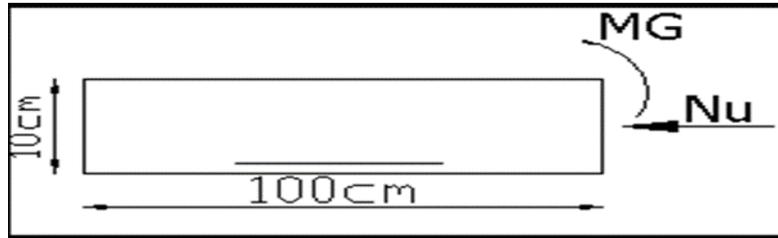


Figure III. 1: Coupe de ferrailage.

La section de calcul est rectangulaire de largeur $b = 100 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 10 \text{ cm}$

On adopte l'enrobage des armatures exposé aux intempéries.

III.2.5.1 Armatures longitudinales :

➤ **E.L.U :**

➤ **Détermination de l'excentricité du centre de pression :**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.251}{2.91} = 0.42 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05 \text{ m} \quad \Rightarrow e_G = 0.42 \text{ m} > h/2 = 0.05 \text{ m}$$

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

Donc la section est partiellement comprimée, et par conséquent elle sera calculée en flexion simple soumise à un moment M_1 égale au moment par rapport aux armatures tendues.

➤ **Détermination de la section des armatures à la flexion simple :**

$$M_1 = M_u + N_u \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 1.251 + 2.91 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 1.31 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{1310}{14.2 \times 100 \times (7)^2} = 0.1317 < \mu \ell = 0.392 \quad \Rightarrow \sigma_b = \frac{0.85}{\gamma_b} \times f_{c28}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0.177$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.93$$

$$A_1^u = \frac{1310}{348 \times 0.93 \times 7} = 0.5782 \text{ cm}^2$$

Détermination de la section des armatures à la flexion composée :

N est un effort de compression $\Rightarrow A = A_1 - \frac{N}{100 \bar{\sigma}_s}$, $A' = A'_1 = 0$

$$A = 0.5782 - \frac{2910}{100 \times 348} = 0.4945 \text{ cm}^2$$

$M_1(\text{N.m})$	μ	α	β	$A_1^u (\text{cm}^2)$	$A(\text{cm}^2)$
1310	0.1317	0.177	0.93	0.5785	0.4945

Tableau III. 1: Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale.

III.2.5.2 Vérification :

➤ **E.L.U :**

- **Condition De Non Fragilité :**

$$A^{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \left[\frac{e_G - 0.455 \times d}{e_G - 0.185 \times d} \right]$$

$$A^{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \times \left[\frac{42 - 0.455 \times 7}{42 - 0.185 \times 7} \right] = 0.806 \text{ cm}^2$$

$$A^{\min} = 0.806 \text{ cm}^2$$

➤ **E.L.S :**

➤ **La contrainte de traction d'armature : BAEL91 A.4.5.3.3)**

Fissurations Préjudiciables : $\bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right)$

η : coeff.de fissuration = 1.6 pour les barres HA.

$$\bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1}\right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min(266.66; 201.63)$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa}$$

- **Détermination du centre de pression :**

$$G_{b,c} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{834}{2910} = 0.286 \text{ m}$$

La section est partiellement comprimée.

Calcul de la section a la flexion simple :

$$M_1 = M_{ser} + N_{ser} \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 834 + 2910 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 892.2 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{892.2}{15 \times 100 \times (7)^2} = 0.0121 < \mu \ell = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0,0152$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,993$$

$$A_1^u = \frac{892,2}{201,63 \times 0,993 \times 7} = 0,636 \text{ cm}^2$$

Condition De Non Fragilité : BAEL (A.4.2.1)

$$A^{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A^{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2$$

$$A^{\min} = 0,845 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal d'armature longitudinale : BAEL (B.5.3.1)

$$\text{Donc : } A = \max (A^{\text{cal}} ; A^{\min} ; A_l) \Rightarrow A = A_l = 2,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_l = 5 \text{ HA } 8 = 2,51 \text{ cm}^2.$$

Vérification de l'effort tranchant : BAEL (A.5.1,1)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \dots \dots \dots \text{Ou : } b_0 = b$$

$$\tau_u = \frac{2085}{1000 \times 70} = 0,0297 \text{ Mpa}$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 0,21 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,0297 \leq \bar{\tau}_u = 0,21 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (\text{condition.verifier})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

III.2.5.3 Armatures de répartition : BAEL (A.8.2.41)

$$A_r = \left(\frac{1}{4} \div \frac{1}{2} \right) \cdot A^1 = (0,625 \div 1,25)$$

$$\text{On adopte ; } A_r = 3 \text{ HA } 6 = 0,85 \text{ cm}^2$$

III.2.5.4 Espacement des armatures : BAEL (B.5.3.3)

$$S_L \leq \min (3 \cdot h ; 33 \text{ cm}) = \min (30 ; 33) \text{ cm.}$$

$$A_l = 5 \emptyset 8 \rightarrow S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$A_r = 3 \emptyset 6 \rightarrow S_t = \frac{54}{2} = 27 \text{ cm}$$

III.2.6 Présentations du ferrillage :

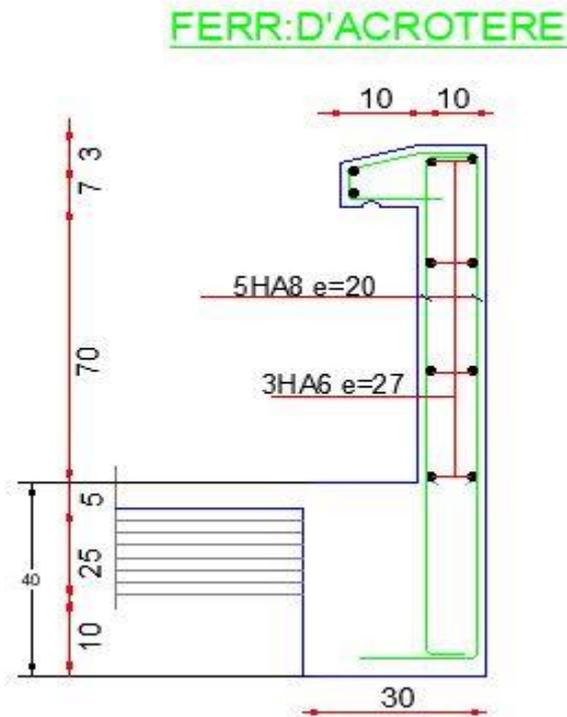


Figure III.4 : schéma de ferrillage de l'acrotère

III.3. Les balcons :**III.3.1 Évaluation des charges :**

Charge permanente : On a : $G=5900 \text{ N/m}^2$

Surcharge d'exploitation : $Q = 3500 \text{ N/m}^2$.

III.3.2 Calcul des sollicitations

La hauteur du mur : $h = 3.06 - 0,15 = 2,91 \text{ m}$.

On prend une bande de 1 m.

$$P = 2780 \times 2,86 = 7950,8 \text{ N/m}$$

$$M_u = (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times L^2 / 2 + 1,35 \cdot p \cdot L = (1,35 \times 5900 + 1,5 \times 3500) \times \frac{1,30^2}{2} + 1,35 \times 7950 \times 1,30$$

$$\rightarrow M_u = 25118,925 \text{ N.m.}$$

$$T_u = (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times L + 1,35 \times p = (1,35 \times 5900 + 1,5 \times 3500) \times 1,30 + 1,35 \times 7950$$

$$\rightarrow T_u = 27912 \text{ N.m}$$

$$M_{\text{ser}} = (G + Q) \times L^2 / 2 + p \times L = (5900 + 3500) \times \frac{1,30^2}{2} + 7950 \times 1,30$$

$$\rightarrow M_{\text{ser}} = 18278 \text{ N.m}$$

III .3.3 Calcul du ferrailage à l'E.L. U :**III.3.3.1. Armatures principales :**

On va calculer le balcon plus sollicité ; celui d'étage courant et on adopte le même

ferrailage pour les autres balcons.

-fissuration peu nuisible

On prend :

$$C = 2 \text{ cm} ; d = h - C = 15 - 2 = 13 \text{ cm.}$$

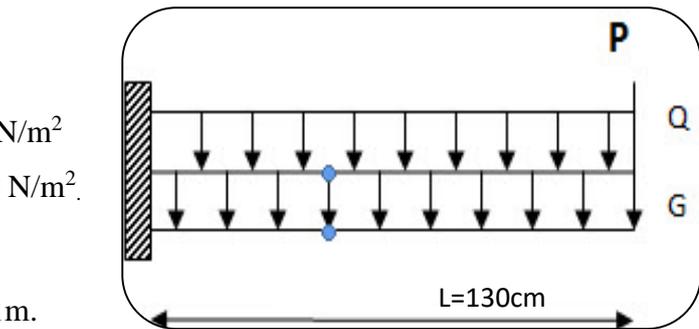


Fig.III.5 : Schéma statique des charges de balcon.



Figure III. 6 : Section de la dalle pleine à ferrailer.

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{25118,925}{14,2 \times 100 \times (13)^2} = 0,105 < \mu_l = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$= 0,105 \rightarrow \alpha = 0,139 \rightarrow \beta = 0,9444$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{25118,925}{348 \times 0,9444 \times 13} = 5,88 \text{ cm}^2$$

III.3.3.2 Les vérification :**➤ À l'E.L. U :****-Condition de non fragilité : BAEL 91(ART-A.4.2.1)**

$$A_{\min} \geq 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23.100.13\frac{2,1}{400} = 2.569\text{cm}^2.$$

-Pourcentage minimal : BAEL91 (ART-B.6.4)

$$A_L \geq 0,001.b.h = 0,001.100.15 = 1.5\text{cm}^2.$$

-Contrainte de cisaillement : BAEL 91 (ART : A.5.1)

$$T_u = 27912 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{27912}{1000 \times 130} = 0,215 \text{ MPa}$$

Comme la fissuration est peu nuisible :

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

$$\bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} > \tau_u = 0,215 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ À l'E.L. S :

Tant que la section est rectangulaire soumise à la flexion simple et dont les armatures sont de type feE 400, la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie :

$$\alpha \leq (\gamma - 1) / 2 + (f_{c28} / 100)$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{25118.925}{18278} = 1,37$$

$$\alpha = 0,0702 \leq (1,37 - 1) / 2 + (25/100) = 0,436 \rightarrow \text{(condition vérifier)}$$

-Comme la condition est vérifiée alors pas de vérification de σ_b .

-Comme la fissuration est peu nuisible, alors pas de vérification de σ_s .

-Tant que les deux conditions sont remplies, alors pas de vérification à E.L.S.

Donc :

$$A = \max(A_{cal}; A_{\min}; A_L) = \max(5.575; 2.173; 2) \text{ cm}^2.$$

$$A = 5.575 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A = 4\text{HA}14 = 6.16 \text{ cm}^2$.

III.3.3.3. Armature de réparation :

$$A_r = A_{ad}/4 = 6.16/4 = 1.54 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_r = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

III.3.3.4. Espacement des armatures :

A) armature longitudinale

$$S_L \leq \min (3.h ; 33 \text{ cm}) = \min (60 ; 33) \text{ cm.}$$

$$S_L = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_L = 25 \text{ cm}$$

B) armature de répartition

$$S_r \leq \min (4.h; 45 \text{ cm}) = \min (80 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.}$$

$$S_L = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_r = 25 \text{ cm.}$$

➤ Calcul de la flèche : BAEL 91(ART : B.6.5.1)

$$* \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{20}{100} = 0.2 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad (\text{c. v})$$

$$* \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.20}{Fe} \rightarrow 0.00474 < \frac{4.20}{400} = 0.011 \quad (\text{c. v})$$

Alors les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'impose pas.

III.3.4. Présentation du ferrailage :

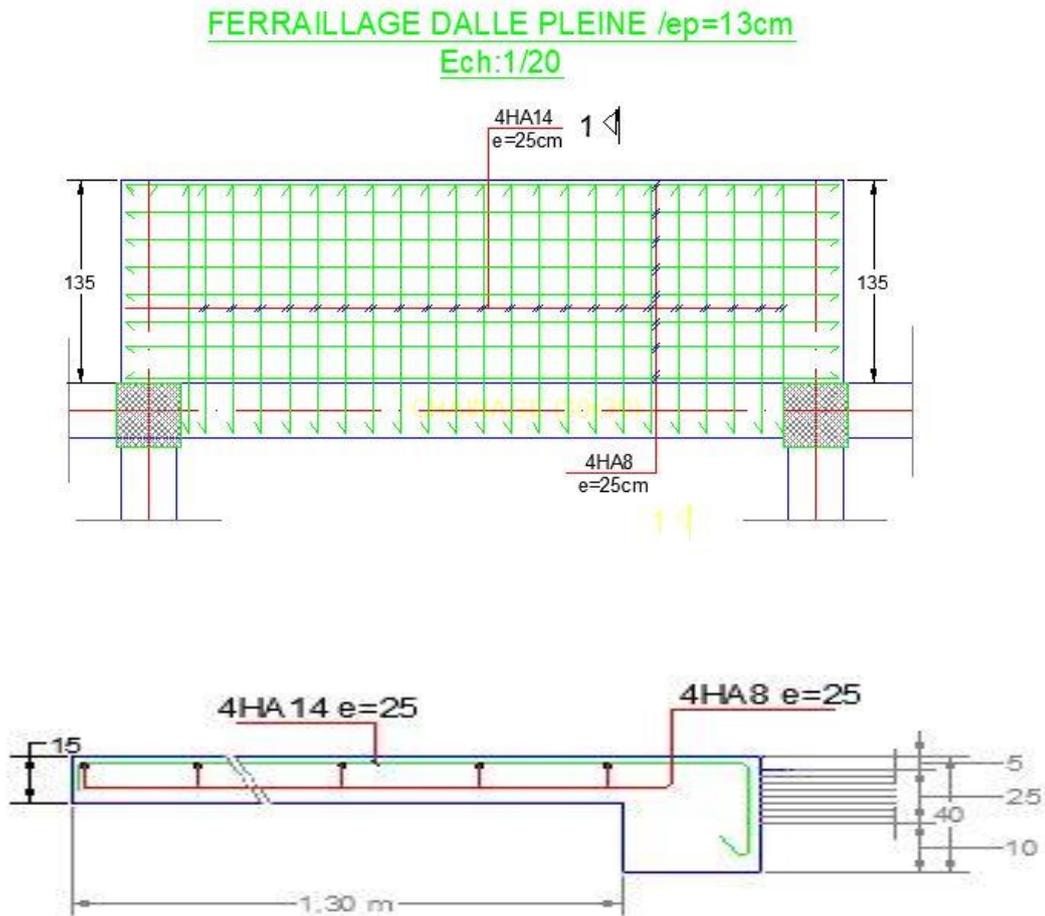


Figure III. 7 : Schéma du ferrailage de balcon.

III.4. L'escalier :

III.4.1 Introduction :

Un escalier est une succession de marches permettant le Passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois. Dans notre structure on a un seul type d'escalier et il est fait en béton armé.

Définition les 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.

III.4.2 Les combinaisons des actions :

- E.L.U : $P_u = 1,35G + 1,5Q$

- E.L.S : $P_{ser} = G + Q$

	G(KN/ml)	Q(KN/ml)
Paillasse	7.77	2.50
Palier	5.9	2.50

Tableau III. 2: Récapitulatif résultats des combinaisons.

➤ La charge équivalente :

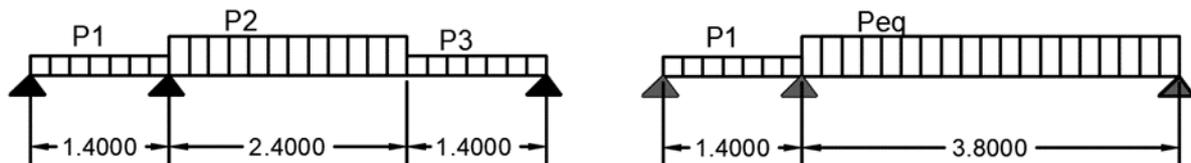


Figure III.8 : schéma des charges équivalent

$$\left(\frac{l_1}{3EI} + \frac{le}{3EI}\right)M_1 = w_2' - w_1''$$

$$w_2' = -\frac{q_1 l_1^3}{24EI}$$

$$w_1'' = \frac{q_{eq} l_e^3}{24EI}$$

$$M(x) = \frac{l_2 P_{eq}}{2} x - \frac{P_{eq}}{2} x^2 + M_1 \left(\frac{x}{l_2}\right)$$

$$\frac{\partial M(x)}{\partial(x)} = 0 \rightarrow T(x) = 0$$

$$\frac{l_2 P_{eq}}{2} - P_{eq} x + \frac{M_1}{l_2} = 0$$

$$P_{eq} x = \frac{l_2 P_{eq}}{2} + \frac{M_1}{l_2}$$

	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	Tu(KN)
ELU	15.73	18.31	41.72
ELS	17.86	13.19	38.28

Tableau III.3 : Récapitulatif résultats des sollicitations d’escalier.

III.4.3 Calcul de ferrailage :

III.4.3.1 Armatures longitudinales :

➤ **E.L.U :**

$$f_e = 400 \text{ MPa} \quad , \quad \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad , \quad \bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa}$$

$$h = 18 \text{ cm} \quad , \quad b = 100 \text{ cm} \quad , \quad c = 2 \text{ cm} \quad , \quad d = h - c = 16 \text{ cm}$$

$$\mu_1 = 0.392 \quad , \quad \mu < \mu_1 \Rightarrow \lambda = 0 \quad , \quad \mu = \frac{M^u}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) \quad , \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad A = \frac{M^u}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d}$$

	M _u (KN.m)	μ	A	β	A _{cal} (cm ²)
Travée	15.73	0,0615	0,079	0,9684	2.59
Appuis	18.31	0,0716	0,093	0,9628	3.036

Tableau III.4: Récapitulatif résultats de l’armature longitudinale.

- E.L.S :

- La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n’y a aucune vérification concernant σ_s .
- la vérification de la contrainte max du béton n’est pas nécessaire si l’inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} , \text{ avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s} , f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

	M_u (KN.m)	M_{ser} (N.m)	γ	f_{c28} (MPa)	ᾱ	Condition
En travée	15.73	17.86	0.88	25	0.19	Vérifier
Sur appuis	18.31	13.19	1.38	25	0,44	Vérifier

Tableau III.5 : Récapitulatif résultats de la vérification à l'ELS.

Condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2,1)

➤ Section minimale d’armatures :

- $A^1_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$
- $A^1_{min} \geq 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2.173 \text{ cm}^2$
- Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)
- $A^2_{min} \geq 0,001 \cdot b \cdot h$
- $A^2_{min} \geq 0,001 \cdot 100 \cdot 17 = 1.5 \text{ cm}^2$ Donc : $A = \max (A_u ; A_{min})$

	A_u (cm²)	A¹_{min} (cm²)	A²_{min} (cm²)	A_{max} (cm²)	A_{adp} (cm²)
Appuis	2.59	2.173	1,7	2.59	4HA10
Travée	3.036	2.173	1,7	3.036	4HA12

Tableau III.6 : Récapitulatif résultats du ferrailage.

Vérification de l’effort tranchant :

La contrainte tangente τ_u : **BAEL91 (art A.5.1,1)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{41720}{1000 \times 150} = 0,278 \text{ MPa}$$

Les armatures d’âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} , 5 \text{ MPa} \right) \rightarrow (\text{BAEL91 art A. 5. 1, 211})$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3,33 ; 5) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.278 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{condition vérifier})$$

Vérification de la flèche : BAEL91 (art B.6.5, 1)

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{15}{400} \quad 0.0375 < 0.1 \dots\dots\dots \text{C.N.V.}$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.0375 < 0.0625 \dots\dots\dots \text{C.N.V.}$$

$$c) \frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d} \Rightarrow 0.01 > 0.00347 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

Comme les conditions (1) et (3) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition :

$$\Delta f_t = f_g^v - f_j^i - f_{gi} + f_{pi} < f_{adm}$$

Avec : $f_{adm} = L / 500$, pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L au plus égale à 5 m. **BAEL 91(art.B.6.5.3).**

- Les flèches f_{gi} et f_{gv} dues à l'ensemble des charges permanentes.
- La flèche f_{ji} due aux charges permanentes et d'exploitation supportées par l'élément considéré.
- La flèche f_{pi} due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

▪ **Calcul de la flèche :**

❖ **Position du centre de gravité de la section homogène :**

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{b \cdot h \frac{h}{2} + \eta \cdot A_s \cdot d}{b \cdot h + \eta \cdot A_s}$$

Avec : η = coefficient d'équivalence ($\eta = 15$).

$$y_G = \frac{100 \times 17 \times \frac{17}{2} + 15 \times 3.14 \times 15}{100 \times 17 + 15 \times 3.14} = 8.675 \text{ cm}$$

$$\text{Alors : } y'_G = h - y_G = 15 - 8.675 = 6.325 \text{ cm} \quad ; \quad \delta = y'_G - 2 = 6.325 - 2 = 4.325 \text{ cm}$$

❖ **Moment d'inertie de la section homogène :**

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (y_G^3 + y'_G{}^3) + \eta \times A \times \delta^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} \times (8.675^3 + 6.325^3) + 15 \times 4.52 \times 4.325^2 = 14595.14 \text{ cm}^4$$

❖ **Déformations instantanées :**

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{4.52}{100 \times 15} = 0.00347$$

Pour les déformations instantanée $b = b_0$ et $f_{t28} = 2.1$ MPa.

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{100}{100}\right) \times 0.00347} = 6.05 \Rightarrow \lambda_i = 6.05$$

❖ Déformations de longue durée :

$$\lambda_v = \frac{0.02f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{100}{100}\right) \times 0.00347} = 2.42 \quad \Rightarrow \lambda_v = 2.42$$

❖ Calcul du moment fléchissant à E.L.S :

$$g = \frac{(G_{\text{palier}} \times L_{\text{palier}}) + (G_{\text{paillasse}} \times L_{\text{paillasse}})}{(L_{\text{palier}} + L_{\text{paillasse}})}$$

g : C'est l'ensemble des charges permanentes.

J : Les charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements.

ρ : C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

$$g = \frac{(5.9 \times 1.4) + (7.77 \times 2.4)}{2.4 + 1.4} = 7.081 \text{KN/ml}$$

$$\rho = g + Q = 7.081 + 2.5 = 9.581 \text{KN/ml}$$

$$j_{eq} = \frac{(G_{\text{dalle pleine}} \times L_{\text{palier}}) + ((\text{poids de paillasse} + \text{poids de marche}) \times L_{\text{paillasse}})}{(L_{\text{palier}} + L_{\text{paillasse}})}$$

$$j_{eq} = \frac{(4.44 + 1.87 \times 2,40) + (3.75 \times 1.4)}{2,4 + 1.4} = 5.36 \text{KN/ml}$$

$$M_g = \frac{g \times l^2}{8} = \frac{7.081 \times (3.8)^2}{8} = 12.78 \text{KN.m}$$

$$M_j = \frac{j \times l^2}{8} = \frac{5.36 \times (3.8)^2}{8} = 9.67 \text{KN.m}$$

$$M_\rho = \frac{\rho \times l^2}{8} = \frac{9.581 \times (3.8)^2}{8} = 17.29 \text{KN.m}$$

❖ Calcul des contraintes de traction :

Pour une section rectangulaire à la flexion simple, En appliquant la formule (61) (P. Charon) pour déterminer les contraintes en a :

$$\rho_1 = 100 \times \rho = 100 \times 0.00347 = 0.347$$

-D'après le tableau n°7 (Annexe BAEL de P. Charon)

-On tire la valeur β_1 : $\rho_1 = 0.347 \Rightarrow \beta_1 = 0.925$

$$\sigma_s^g = \frac{M_{ser}^g}{\beta_1 \cdot A_s \cdot d} = \frac{12.78 \times 10^6}{0.925 \times 452 \times 180} = 169.81 \text{MPa}$$

$$\sigma_s^j = \frac{M_{ser}^j}{\beta_1 \cdot A_s \cdot d} = \frac{9.67 \times 10^6}{0.925 \times 452 \times 180} = 128.49 \text{MPa}$$

$$\sigma_s^{q_{ser}} = \frac{M_s^{q_{ser}}}{\beta_1 \cdot A_s \cdot d} = \frac{17.29 \times 10^6}{0.925 \times 452 \times 180} = 229.74 \text{ MPa}$$

❖ **Calcul de coefficient $\langle \mu \rangle$:**

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \rho \sigma_s^g + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00347 \times 169.81 + 2.1} = 0.824$$

(A=0 si $\mu=0$)

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \rho \sigma_s^j + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00347 \times 128.49 + 2.1} = 0.946$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \rho \sigma_p^{q_{ser}} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00347 \times 229.74 + 2.1} = 0.964$$

❖ **Module de déformation longitudinale instantanée :**

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPa} \quad \text{BAEL91(art. A. 2.1.21)}$$

❖ **Module de déformation longitudinale différée :**

$$E_v = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa} \quad \text{BAEL91(art. A. 2.1.22)}$$

❖ **Calcul des inerties :**

$$I_{F_v}^g = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 14595.14}{1 + 2.42 \times 0.864} = 3747.584 \text{ cm}^4$$

$$I_{F_i}^g = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 14595.14}{1 + 6.05 + 0.864} = 2028.639 \text{ cm}^4$$

$$I_{F_v}^p = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v + \mu_p} = \frac{1.1 \times 14595.14}{1 + 2.42 + 0.964} = 3662.101 \text{ cm}^4$$

❖ **Fléché correspondant :**

$$F_v^g = \frac{Mg \times l^2}{10 \times E_v \times I_{F_v}^g} = \frac{12.78 \times 3.8^2 \times 10^7}{10 \times 10818.81 \times 3747.584} = 1.302 \text{ cm}$$

$$F_i^g = \frac{Mg \times l^2}{10 \times E_j \times I_{F_i}^g} = \frac{12.78 \times 3.8^2 \times 10^7}{10 \times 32164.2 \times 2028.639} = 0.744 \text{ cm}$$

$$F_v^j = \frac{Mj \times l^2}{10 \times E_v \times I_{F_v}^g} = \frac{9.67 \times 3.8^2 \times 10^7}{10 \times 10818.81 \times 3747.584} = 0.906 \text{ cm}$$

$$F_v^p = \frac{Mp \times l^2}{10 \times E_j \times I_{F_v}^p} = \frac{17.29 \times 3.8^2 \times 10^7}{10 \times 32164.2 \times 3662.101} = 0.557 \text{ cm}$$

▪ **Calcul de la flèche totale :**

$$\Delta f_t = F_v^g - F_v^j + F_i^p - F_i^g < f_{adm}$$

$$\Delta f_t = 1.302 - 0.744 + 0.557 - 0.906 = 0.209 \text{ cm}$$

D'après **BAEL 91(art B.6.5.3)**

Avec $L \leq 5$ m on a :

$$\Delta f_t = 0.209 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{380}{500} = 0.76 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ cv.}$$

III.4.3.2 Armatures de répartition : BAEL91 (art.A.8.2, 41)

$$A_t = A_l / 4$$

Elément	A_l (cm ²)	A_t (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Travée	4.52	1,13	1,51 cm ² = 3HA8
Appuis	3.14	0,785	1.51 cm ² = 3HA8

Tableau III.7 : Récapitulatif résultats du ferrailage de répartition.

III.4.3.3 Espacement entre les armatures : BAEL91 (art A.8.2, 4.2)

a) Armatures longitudinale :

$$S_t \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = \min (3 \times 17; 33 \text{ cm}) = \min (51 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{-Appuis : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

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

b) Armatures répartition :

$$S_t \leq \min (4h; 45 \text{ cm}) = \min (4 \times 17; 33 \text{ cm}) = \min (68; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{-Travée : } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$$

$$\text{- Appuis : } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$$

III.4.3.4 Présentation du ferrailage :

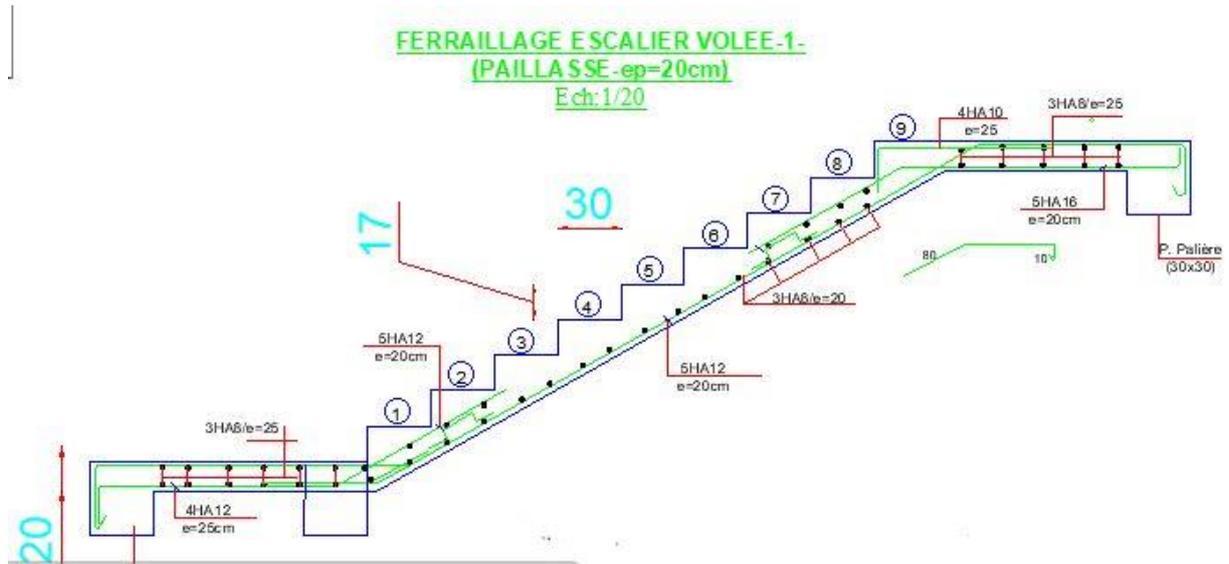


Figure III.9 : Schéma du ferrailage des escaliers.

III.4.4. Calcul de la poutre palière :

III.4.4.1 Définition :

La poutre palière est un élément qui est soumis à la torsion droite peuvent être réduite à un couple situé sur la section lorsque les forces agissent sur elle y compris la réaction d'appuis est située à gauche d'une section.

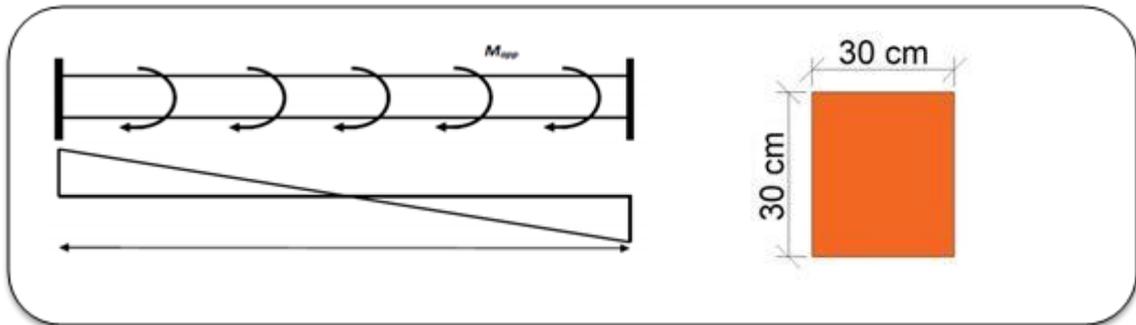


Figure III. 2 : Schéma statique et section de poutre palière.

III.4.4.2 Evaluation des charges :

- Poids propre de la poutre : $b.h. \gamma_{ba} = 0.30 \times 0.30 \times 25 = 2.25 \text{ KN/ml}$

- **Poids du mur :**

$$G_{mur} \cdot \left(\frac{h_e}{2} - h_{pp} - h_{ppali} \right) = 1.89 \text{ KN/ml}$$

- **Poids de palier :**

$$G = 5.9 \text{ KN/m}^2$$

- **Poids de la paillasse :**

$$G_p = 7.77 \text{ KN/m}^2$$

➤ **La Réaction d'escalier ou niveau du palière "R" :**

▪ **La charge permanent :**

$$R_G = \left(\frac{G_{Pal} \times L_{Pal} + G_{pail} \times L_{Pail}}{L_{Pal} + L_{Pail}} \right) \times \frac{L}{2}$$

$$R_G = \left(\frac{5.9 \times 1.4 + 7.77 \times 2.4}{1.4 + 2.4} \right) \times \frac{5.2}{2} = 18.41 \text{ KN/ml}$$

▪ **La surcharge**

$$R_Q = \frac{Q \times L}{2} = \frac{2.5 \times 5.2}{2} = 6.5 \text{ KN/ml}$$

III.4.4.3 Calcul de la poutre palière a la flexion:**III.4.4.3.1 Les combinaisons d'actions :**

À l'ELU :

$$P_U = 1,35 \times (R_G + P_p + P_{mur}) + 1,5 \times R_Q = 1,35 \times (18,51 + 2,25 + 1,89) + 1,5 \times 6,5 = 40,327 \text{ KN / ml}$$

À l'ELS :

$$P_{ser} = R_G + P_p + P_{mur} + R_Q = 18,51 + 2,25 + 1,89 + 6,5 = 29,15 \text{ KN / ml}$$

III.4.4.3.2 Calcul des sollicitations :

$$-M_a = \frac{P \times l^2}{12} \quad \text{et} \quad M_t = \frac{P \times l^2}{24}$$

$$\text{-L'effort tranchant : } T = \frac{P.L}{2}$$

	P(kN/ml)	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	T (KN)
ELU	40.327	26.88	53.76	80.654
ELS	29.15	19.433	38.866	58.30

Tableau III. 8 : Récapitulatif résultats des sollicitations de poutre palière.

III.4.4.3.3 Calcul du ferrailage :

➤ E.L.U :

L'enrobage : $d = 0,9.h = 27 \text{ cm} \Rightarrow C = 3 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} ; \quad A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ; \quad \beta = 1 - 0,4\alpha$$

Localisation	M(KN.m)	μ	μl	α	β	Acalculée(cm ²)
Travée	26.88	0.0865	0.392	0.113	0.9548	2.996
Appui	53.76	0.173	0.392	0.239	0.9044	6.326

Tableau III. 9 : Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale.

III.3.4.4.4. Les vérifications :

➤ E.L.S:

- La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

- La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante

$$\text{est vérifiée : } \alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100} \quad ; \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Localisation	Mu (KN.m)	Mser(KN.m)	γ	α	$\bar{\alpha}$	Condition
Travée	26.88	19.433	1.38	0.113	0.44	C.V
Appui	53.76	38.866	1.38	0.239	0.44	C.V

Tableau III. 3: Récapitulatif résultats de la vérification à l'ELS.

-Section rectangulaire

- Fissuration peut préjudiciable

Donc aucune vérification à l'ELS.

➤ **E.L.U:**

- **Condition de non fragilité : BAEL91(art.A.4.2, 1)**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c}$$

$$A_{\min} \geq 0.978 \text{cm}^2$$

➤ **Pourcentage minimal : BAEL91(art.B.6.4)**

$$A'_{\min} \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 30 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

➤ **Pourcentage minimal : RPA 99/V2003(art .7.5.2.1)**

$$A_{\min}^{RPA} = 0.5\%b \times b = 0.5 \times 10^{-2} \times 30 \times 30 = 4.5 \text{cm}^2$$

Localisation	Acal (cm2)	Amin(cm2)	A'_{min}(cm2)	A_{min}^{RPA}(cm2)/2	Amax(cm2)
Travée	2.996	0.978	0.900	2.25	2.995
Appui	6.326	0.978	0.900	2.25	6.326

Tableau III. 4: Récapitulatif résultats du ferrailage.

➤ **Vérification :**

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{80.654 \times 10^3}{300 \times 270} = 0,995 \text{Mpa}$$

Fissuration peu nuisible : BAEL91(art.A.5.1,211)

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{F_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{Mpa} \right\} = 3,33 \text{Mpa} > \tau_u = 0,995 \text{Mpa}$$

III.3.4.5. Calcul de la poutre palière à la torsion :

La contrainte tangente de torsion est donnée par la formule de RAUSCH (BAEL91 (art .A.5.4)) :

$$\tau_U = \frac{M_{TOR}}{2 \times \Omega \times e}$$

e : épaisseur de la paroi au point considérée.

Ω : L'air du contour tracé à mi- épaisseur de la paroi fictive

$$\Omega = (b - e)(h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (30 - 5)(30 - 5) = 625 \text{ cm}^2$$

Le moment de torsion est :

$$M_{TOR} = M_a(\text{escalier}) = 15.73 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$\tau_U = \frac{15.73 \times 10^6}{2 \times 62500 \times 50} \Rightarrow \tau_t = 2,516 \text{ MPa}$$

- **Résistance en torsion et flexion : BAEL91(art.A.5.4.3)**

τ_t : la contrainte tangente de torsion.

τ_v : la contrainte tangente due à l'effort tranchant éventuel

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 \leq \tau_{ultime}^2$$

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 = 2.516^2 + 0.995^2 = 7.32 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ultime}^2 = 3.33^2 = 11.09 \text{ MPa}$$

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 < \tau_{ultime}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Armatures longitudinales :**

$$A_l = \frac{\mu \times T_u}{2 \times \Omega \times \frac{f_e}{\gamma_s}} ;$$

Avec μ : périmètre Ω

$$\mu = 2[(b - e) + (h - e)] = 2[(30 - 5) + (30 - 5)] = 100 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{1000 \times 80654}{2 \times 62500 \times 348} = 1,854 \text{ cm}^2$$

➤ **Les armatures transversales :**

- **Diamètre des armatures transversales : BAEL91 (art.A.7.2,2)**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{ht}{35}; \phi_L; \frac{e}{10}\right) \leq \min(0.857; 1.85; 2.5)$$

$$\phi_t = 0.857 \text{ cm}$$

soit

$$\phi_t = 8 \text{ mm}$$

- **Espacement :**

D'après BAEL 91 (art.A.5.1.22):

$$St \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm})$$

$$St \leq \min(24.3; 40 \text{ cm}) = 24.3 \text{ cm}$$

D'après le RPA (art.7.5.2.2) :

$$A_t = 0,003Sb$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_L\right) = \min\left(\frac{30}{4} = 7.5; 12 \times 1.85 = 22.2\right) = 7.5 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de **8cm** en zone nodale avec longueur suivant :

$$Lr = 2.h = 2 \times 30 = 60 \text{ cm.}$$

Dans la Zone courante :

$$S \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de **15 cm** en zone courante.

La quantité des armatures transversales : BAEL91(art.A.5.4.4)

$$A_t = \frac{S_t \times T_u}{2 \times \Omega \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{150 \times 80654}{2 \times 62500 \times 348} = 0.278 \text{ cm}^2$$

Section minimale des armatures :

$$A_t \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3.f_{ij}) . b_0 . S_t}{0.9.f_e} = \frac{1.15 \times (0.995 - 0.3 \times 2.1) \times 25 \times 15}{0.9 \times 400} = 0.437 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 0,003 \times b \times S$$

$$A_t \geq 0,003 \times 30 \times 15 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A_t = \max(0.437, 1.35) = 1.35 \text{ cm}^2$$

Un cadre HA8 + une épingle HA8 = 3HA8 = 1.51 cm²

➤ **Les armatures finales :**

• **Armatures longitudinales :**

Section	Flexion	Torsion $\frac{A_t}{2}$ (cm ²)	A_T (cm ²)	A_{min} (cm ²) /2	A_{adop} (cm ²)
Travée	2.996	0,927	3.923	2.25	4HA12=4.52
Appuis	6.326	0.927	7.253	2.25	4HA12=4.52

Tableau III. 12 : Récapitulatif résultats du ferrailage.

Tenant compte des aciers de flexion : $A_T = A_t + A_s$

Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_t}{2\Omega\sigma_s} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = \frac{7912,77}{2 \times 642,26 \times 347,8} = 0,018 \text{ cm}^2$$

A_t : Section d'armature transversale.

S_t : L'espacement d'armature.

On prend un espacement de 15cm Soit : $3\emptyset 8 = 1,51 \text{ cm}^2$

III.3.4.6 Présentation du ferrailage :

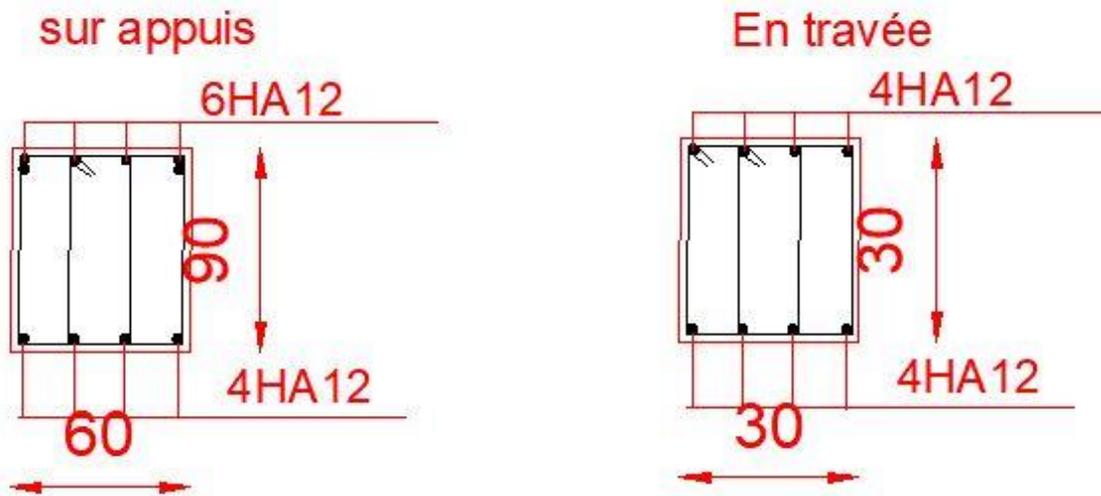


Figure III 11 : Schéma du ferrailage de la poutre palière.

CHAPITRE IV :

ETUDE DES

PLANCHERS

IV.1. Étude des planchers :

IV.1.1 Introduction :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements du sol, ils assurent deux fonctions principales :

- **Fonction de résistance** : les planchers supportant leur poids propre et surcharges d'exploitation statique.
- **Fonction d'isolation** : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages, cette fonction peut être assurée de façon complémentaire par un faux plafond ou un revêtement du sol.

IV.1.2. Dimension des poutrelles :

Les poutrelles sont des poutres de section en **T** associées à des planchers. Les planchers sont des aires horizontales qui servent limitant les étages, ils ont une épaisseur faible par rapport à leur dimension en plan.

Dans notre structure, les planchers sont en corps creux ($25+5=30$ cm)

Plancher = poutrelles + corps creux + dalle de compression.

$ht = 25$ cm , $h0 = 5$ cm , $b1 = 27.5$ cm

$b0 = 12$ cm , $b = 65$ cm

IV.1.3. Méthode de calcul :

Pour le calcul des sollicitations on peut les déterminer par trois méthodes qui sont :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode exacte (trois moments par exemple).

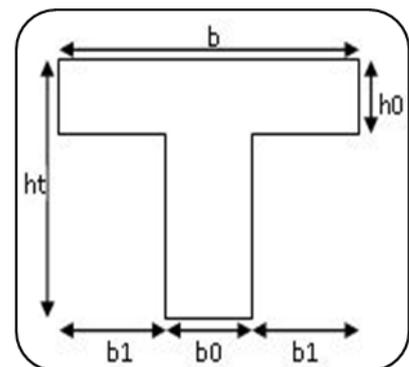


Figure IV.1 : Coupe des poutrelles.

Le bon choix de la méthode de calcul permet d'aboutir de bons résultats c'est-à-dire la détermination de la section nécessaire d'armature pour chaque élément.

Les poutrelles sont calculées en section en **T** comme des poutres continues soumise à la flexion simple.

IV.1.4. Les types des poutrelles :

Dans notre projet, on trouve quatre types des poutrelles sont :

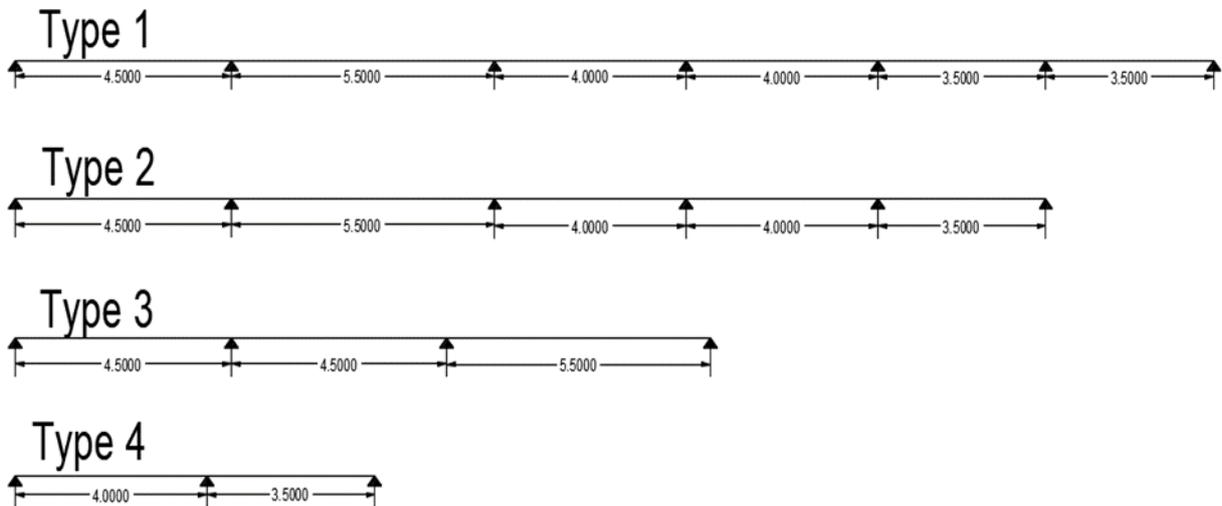


Figure IV 3: Les types des poutrelles.

IV.1.5. Les combinaisons d'actions :

➤ En travée

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	b(m)	ELU(KN/ml) (1,35G+1,5Q)×b	ELS(KN/ml) (G+Q)×b
Terrasse inaccessible	6.88	<u>1</u>	<u>0.65</u>	<u>7.01</u>	<u>5.122</u>
Étage courant	5.6	<u>1.5</u>	<u>0.65</u>	<u>6.376</u>	<u>4.615</u>

Tableau IV. 1 : les combinaisons en travée.

➤ En appuis

Niveau	$G' = \frac{2}{3} \times G$ (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	b(m)	ELU(KN/ml) (1,35G+1,5Q)×b	ELS(KN/ml) (G+Q)×b
Terrasse inaccessible	4.586	1	0.65	4.999	3.64
Étage courant	3.733	1.5	0.65	4.738	3.401

Tableau IV. 2 : les combinaisons sur appuis.

IV.1.6. Calcul des sollicitations :

On va déterminer les efforts internes pour **type (1)** terrasse par méthode Caquot :

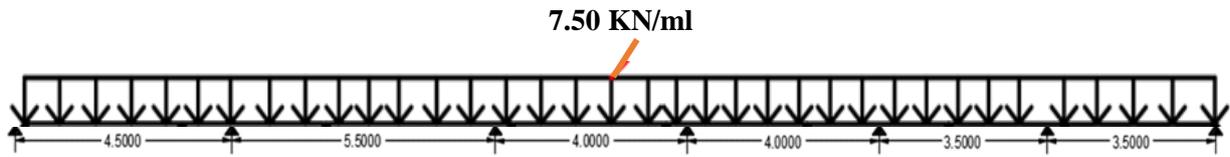


Figure IV.3: Poutrelle type (1).

✚ Exemple du calcul à l'ELU :

➤ Terrasse :

➤ Moments sur appuis :

$$M_a = - \left(\frac{P_w \cdot l_w^3 + P_e \cdot l_e^3}{8.5 \times (l_e^3 + l_e'^3)} \right) \quad \text{pour } P_w = P_e$$

$l' = l$ cas d'une travée de rive avec appui simple de rive.

$l' = 0.8l$ cas d'une travée intermédiaire.

➤ Moments sur travées :

$$x_{tm} = \frac{l}{2} - \left(\frac{M_w - M_e}{P \cdot l} \right)$$

$$M_{tm} = \frac{P \cdot x_{tm}}{2} - M_w$$

$$x_1 = x_{tm} - \sqrt{\frac{2 \cdot M_{tm}}{P}}$$

$$x_2 = x_{tm} + \sqrt{\frac{2 \cdot M_{tm}}{P}}$$

➤ Calcul de l'effort tranchant :

$$V(x) = \theta(x) + \frac{M_e - M_w}{l}$$

$$\theta(x) = \begin{cases} x = 0 \Rightarrow \theta(x) = \frac{P \cdot l}{2} \\ x = l \Rightarrow \theta(x) = \frac{-P \cdot l}{2} \end{cases}$$

1) Moments sur appuis :

$$M_A = M_I = 0.3M_0 \quad \text{où } M_0 = \frac{P \cdot l^2}{8}$$

$$\begin{cases} M_{0AB} = \frac{5.122 \times 4.5^2}{8} = 12.96 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \Rightarrow -M_A = 0.3 \times 12.96 = 3.888 \text{KN/m} \\ M_{0FG} = \frac{5.122 \times 3.5^2}{8} = \frac{7.84 \text{KN}}{\text{m}} \Rightarrow -M_G = 0.3 \times 7.84 = 2.352 \text{KN/m} \end{cases}$$

$$M_B = - \left(\frac{5.122 \times 0.8^2 (4.5^3 + 5.5^3)}{8.5 \times (4.5 + 5.5)} \right) = -9.93 \text{KN.m}$$

$$M_C = - \left(\frac{5.122 \times 0.8^2 (5.5^3 + 4^3)}{8.5 \times (5.5 + 4)} \right) = -9.35 \text{KN.m}$$

$$M_D = - \left(\frac{5.122 \times 0.8^2 (4^3 + 4^3)}{8.5 \times (4 + 4)} \right) = -6.17 \text{KN.m}$$

$$M_E = - \left(\frac{5.122 \times 0.8^2 (4^3 + 3.5^3)}{8.5 \times (4 + 3.5)} \right) = -5.49 \text{KN.m}$$

$$M_F = - \left(\frac{5.122 \times 0.8^2 (3.5^3 + 3.5^3)}{8.5 \times (3.5 + 3.5)} \right) = -4.72 \text{KN.m}$$

2) Moments en travées :

Travée A-B

$$x_{tm} = \frac{L}{2} - \frac{-3.888 + 9.93}{7.01 \times 4.5} = 2.058 \text{m}$$

$$M_{tm} = \frac{7.01 \times 2.058^2}{2} - 3.888 = 11.12 \text{KN.m}$$

$$x_1 = 2.058 - \sqrt{\frac{2 \times 11.12}{7.01}} = 0.276 \text{m}$$

$$x_1 = 2.058 + \sqrt{\frac{2 \times 11.12}{7.01}} = 3.84 \text{m}$$

L'effort tranchant :

L'effort tranchant :

$$\theta(x) = \begin{cases} X = 0 \Rightarrow \theta(x) = \frac{7.01 \times 4.5}{2} = 15.77 \text{KN} \\ X = l \Rightarrow \theta(x) = -\frac{7.01 \times 4.5}{2} = -15.77 \text{KN} \end{cases}$$

$$V_A = 15.77 + \frac{-9.93 + 3.888}{4.5} = 14.357 \text{KN}$$

$$V_B = -15.77 + \frac{-9.93 + 3.888}{4.5} = -17.042 \text{KN}$$

❖ Types 01

Elément		Travée	Mw(KN.m)	Me (KN.m)	Mt(KN.m)	Vw(KN)	Ve (KN)
Plancher Terrasse	ELU	A-B	-3.888	-9.93	11.12	14.46	-17.08
		B-C	-9.93	-9.35	18.031	19.174	-19.380
		C-D	-9.35	-6.17	6.735	15.851	-14.148
		D-E	-6.17	-5.49	8.754	15.180	-14.819
		E-F	-5.49	-4.72	6.014	13.361	-12.888
		F-G	-4.72	-2.352	7.729	13.850	-12.399
	ELS	A-B	-3.003	-7.668	8.550	11.219	-13.298
		B-C	-7.668	-7.221	13.152	15.060	-14.898
		C-D	-7.221	-4.764	4.935	11.508	-10.279
		D-E	-4.764	-4.243	6.391	11.024	-10.763
		E-F	-4.243	-3.647	4.397	9.362	-9.702
		F-G	-3.647	-1.816	5.633	10.055	-9.009

Tableau IV. 3 : Moments pour la poutrelle type (1).

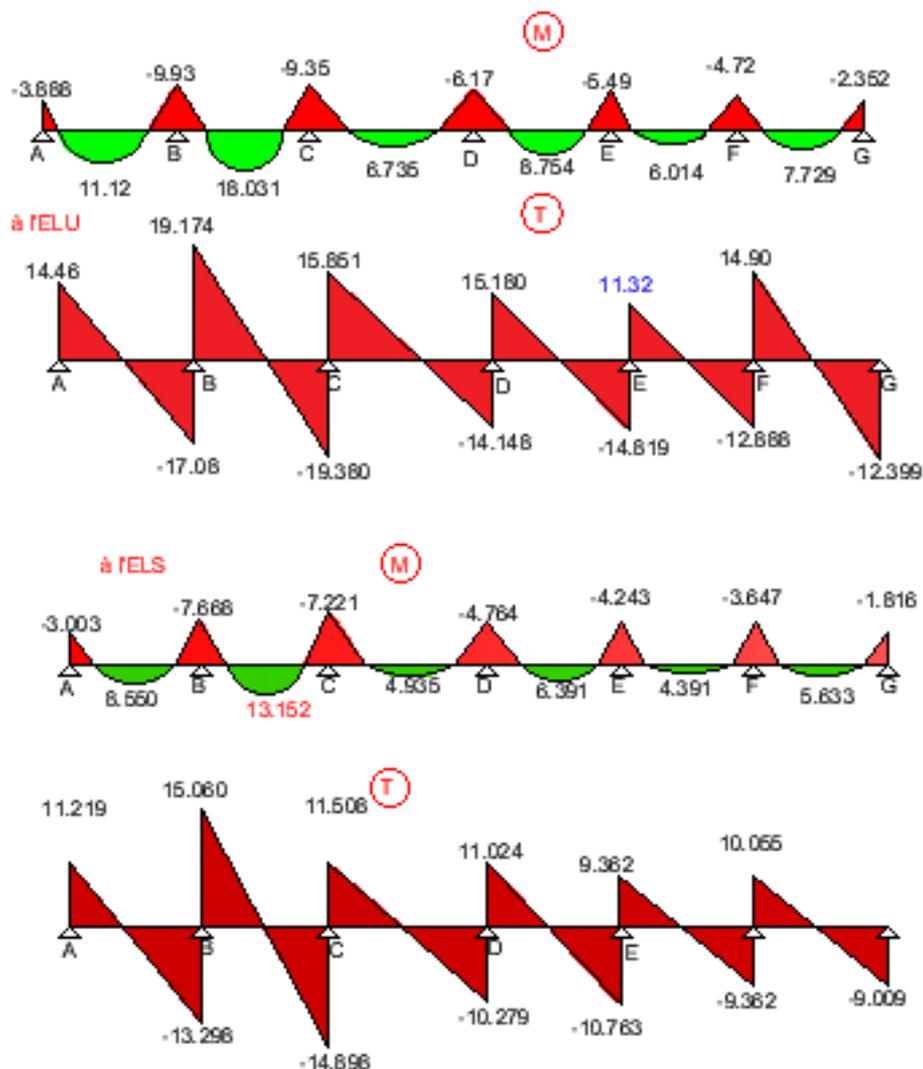


Figure IV. 4 : Les diagrammes des sollicitations pour poutrelle terrasse type (1).

Elément		Travée	Mw(KN.m)	Me (KN.m)	Mt(KN.m)	Vw(KN)	Ve (KN)
Plancher étage	ELU	A-B	-3.597	-9.186	9.868	13.104	-15.587
		B-C	-9.168	-8.651	15.191	17.631	-17.436
		C-D	-8.651	-5.707	5.614	13.487	-12.016
		D-E	-5.707	-5.083	7.358	12.908	-12.595
		E-F	-5.083	-4.370	5.040	11.361	-10.954
		F-G	-4.370	-2.176	6.520	11.784	-10.531
	ELS	A-B	-2.582	-6.593	7.179	9.492	11.275
		B-C	-6.593	-6.209	11.049	12.761	-12.621
		C-D	-6.209	-4.097	4.106	9.758	-8.701
		D-E	-4.097	-3.649	5.358	9.342	-9.117
		E-F	-3.649	-3.137	3.676	8.223	-7.930
		F-G	-3.137	-1.562	4.739	8.526	-7.626

Tableau IV.4 : Moments pour la poutrelle type (1).

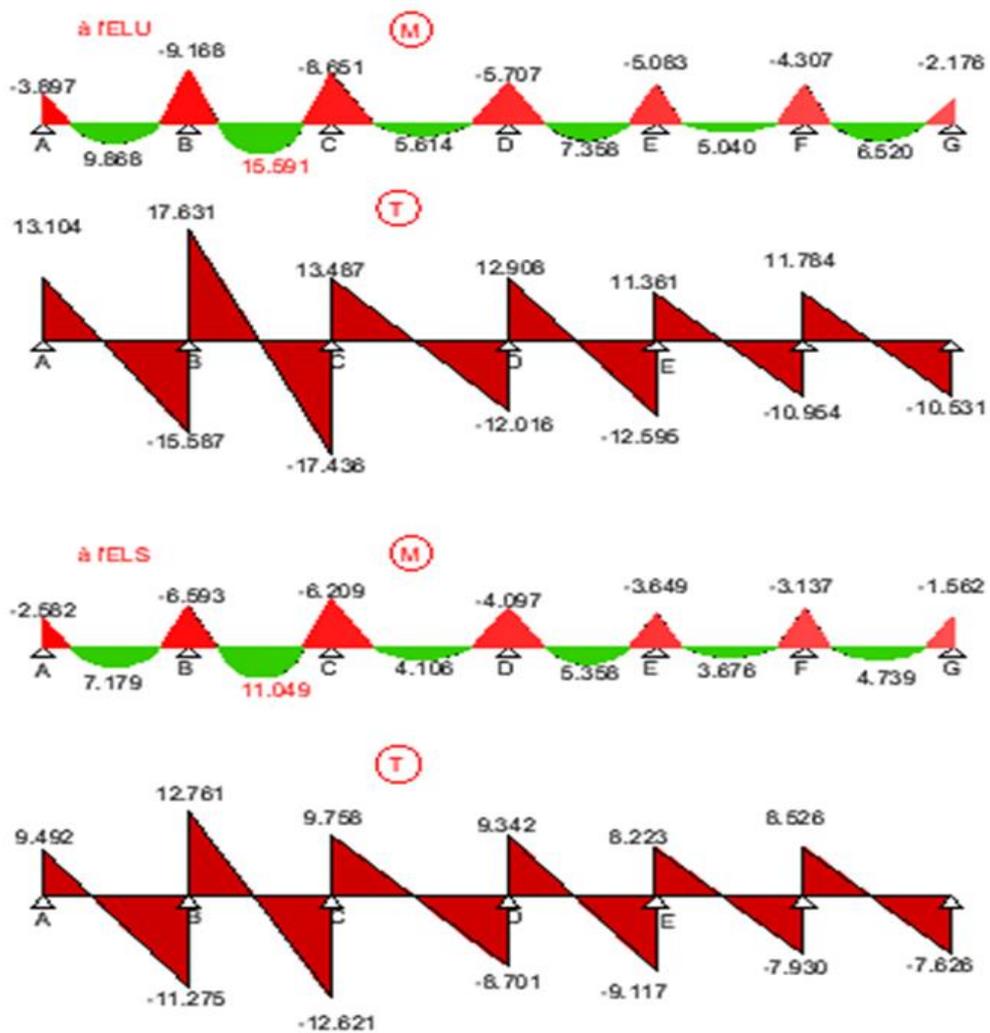


Figure IV. 5 : Les diagrammes des sollicitations pour poutrelle étage courant type (1).

On fait le même calcul pour les autres types par méthode Caquot.

• **Type 02**

Elément		Travée	Mw(KN.m)	Me(KN.m)	Mt(KN.m)	Vw(KN)	Ve(KN)
Plancher terrasse	ELU	A-B	-3.888	-9.93	11.717	15.437	-18.312
		B-C	-9.93	-9.35	18.031	20.737	-20.512
		C-D	-9.35	-6.17	6.735	15.851	-14.148
		D-E	-6.17	-5.49	8.754	15.180	-14.819
		E-F	-5.49	-2.520	7.342	14.086	-12.163
	ELS	A-B	-3.003	-7.668	8.550	11.219	-13.298
		B-C	-7.668	-7.221	13.152	15.060	-14.898
		C-D	-7.221	-4.764	4.935	11.508	-10.279
		D-E	-4.764	-4.243	6.391	11.024	-10.763
		E-F	-4.243	-1.816	5.354	10.226	-8.839

Tableau IV.5 : Moments pour la poutrelle type (2).

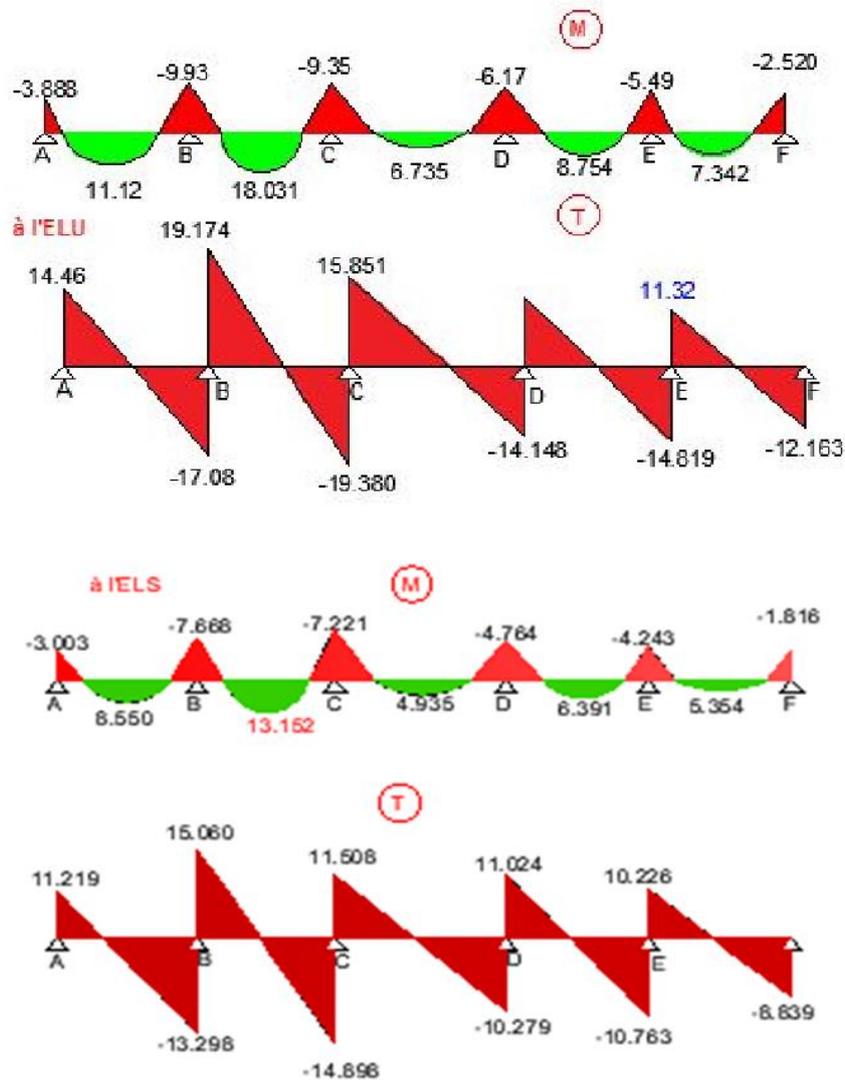


Figure IV. 6 : Les diagrammes des sollicitations pour poutrelle terrasse type (2).

Elément		Travée	Mw(KN.m)	Me (KN.m)	Mt(KN.m)	Vw(KN)	Ve (KN)
Plancher étage	ELU	A-B	-3.597	-9.186	9.868	13.104	-15.587
		B-C	-9.168	-8.651	15.191	17.631	-17.436
		C-D	-8.651	-5.707	5.614	13.487	-12.016
		D-E	-5.707	-5.083	7.358	12.908	-12.595
		E-F	-5.083	-2.176	6.187	11.989	-10.327
	ELS	A-B	-2.582	-6.593	7.179	9.492	11.275
		B-C	-6.593	-6.209	11.049	12.761	-12.621
		C-D	-6.209	-4.097	4.106	9.758	-8.701
		D-E	-4.097	-3.649	5.358	9.342	-9.117
		E-F	-3.649	-1.562	4.499	8.672	-7.480

Tableau IV.6 : Moments pour la poutrelle type (2).

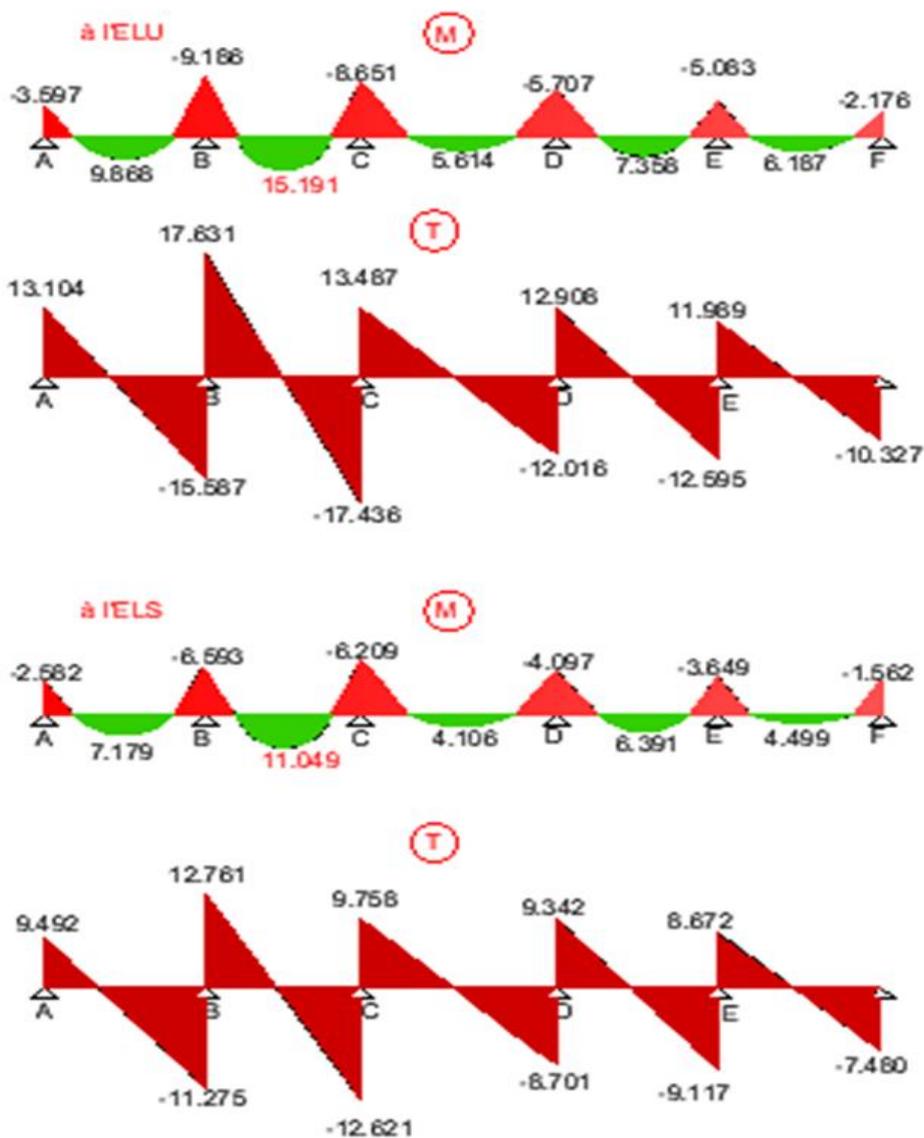


Figure IV.7 : Les diagrammes des sollicitations pour poutrelle étage courant (2).

On fait le même calcul pour les autres types par méthode Caquot.

• **Type 03**

Elément		Travée	Mw(KN.m)	Me (KN.m)	Mt(KN.m)	Vw (KN)	Ve (KN)
Plancher terrasse	ELU	A-B	-4.166	-8.364	12.777	15.942	-17.808
		B-C	-8.364	-10.636	9.501	16.370	-17.380
		C-D	-10.636	-6.223	19.672	21.427	-19.823
	ELS	A-B	-3.003	-6.030	9.312	11.583	-12.930
		B-C	-6.030	-7.668	6.951	12.620	-11.892
		C-D	-7.668	-4.486	14.550	15.558	-14.401

Tableau IV.7 : Moments pour la poutrelle type (3).

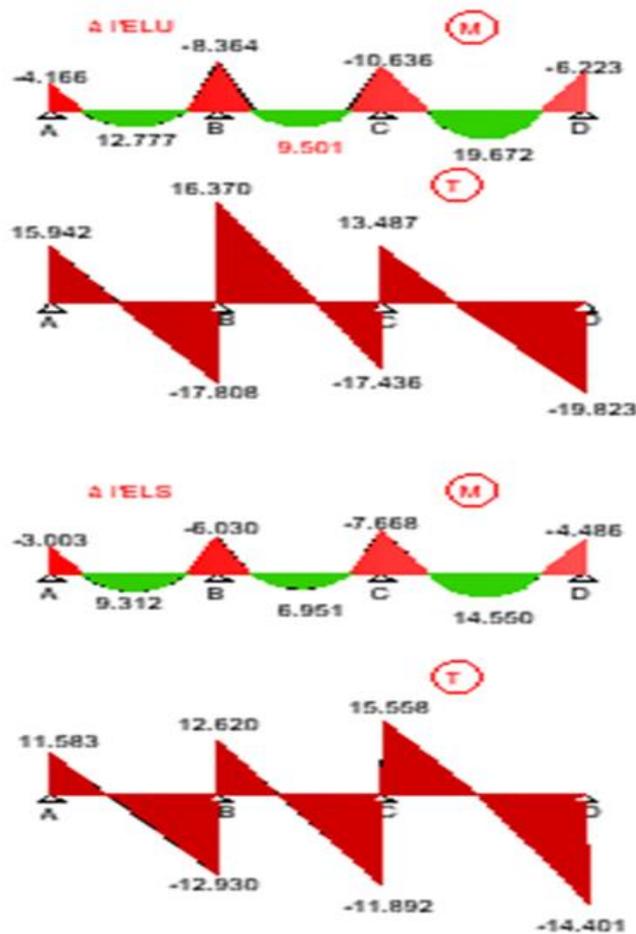


Figure IV. 8 : Les diagrammes des sollicitations pour poutrelle étage courant (3).

Elément		Travée	Mw(KN.m)	Me (KN.m)	MtKN.m)	Vw (KN)	Ve (KN)
Plancher étage	ELU	A-B	-3.600	-7.224	10.779	13.540	-15.152
		B-C	-7.224	-9.186	7.949	13.910	-14.782
		C-D	-9.186	-5.375	16.886	18.227	-16.841
	ELS	A-B	-2.580	-5.185	7.833	9.805	-10.962
		B-C	-5.185	-6.594	5.803	10.070	-10.697
		C-D	-6.594	-3.858	12.251	13.189	-12.194

Tableau IV.8 : Moments pour la poutrelle type (3).

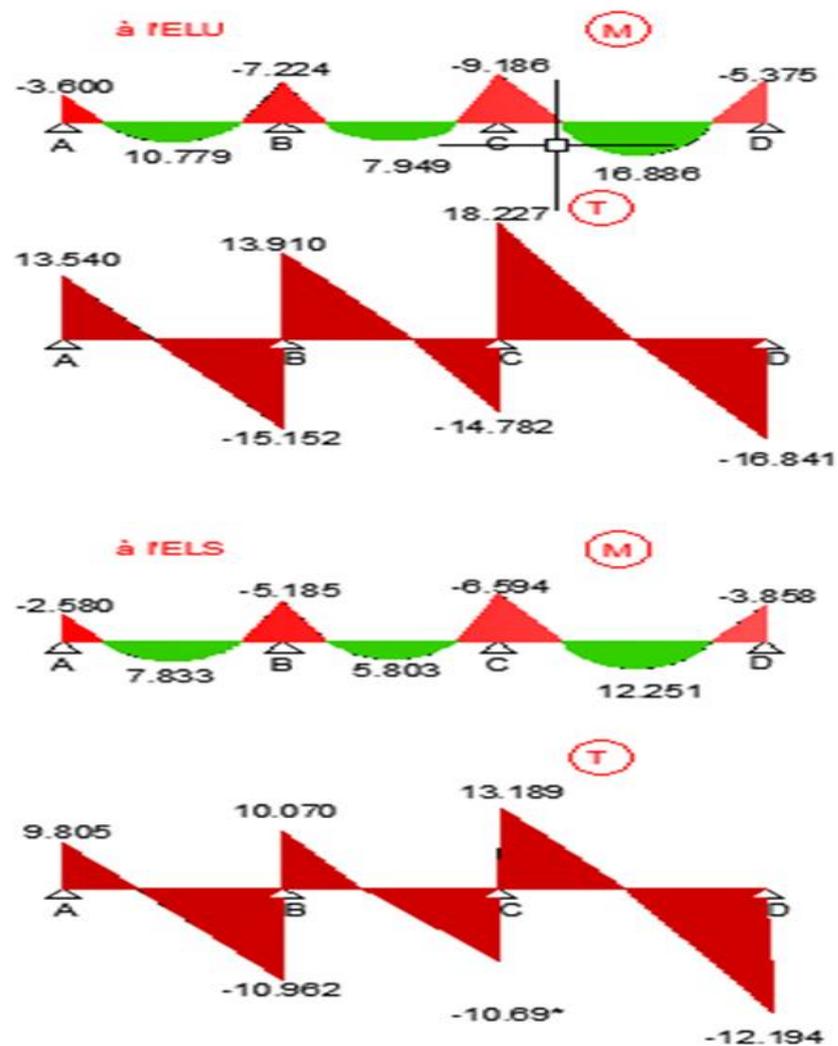


Figure IV. 9 : Les diagrammes des sollicitations pour poutrelle étage courant (3).

On fait le même calcul pour les autres types par méthode Caquot.

• **Type 04**

Elément		Travée	Mw(KN.m)	Me (KN.m)	Mt(KN.m)	Vw (KN)	Ve (KN)
Plancher terrasse	ELU	A-B	-3.292	-5.886	10.439	14.351	-15.648
		B-C	-5.886	-2.520	7.343	14.087	-12.163
	ELS	A-B	-2.373	-4.243	7.605	10.426	-11.361
		B-C	-4.243	-1.181	5.355	10.226	-8.839

Tableau IV.9 : Moments pour la poutrelle type (4).

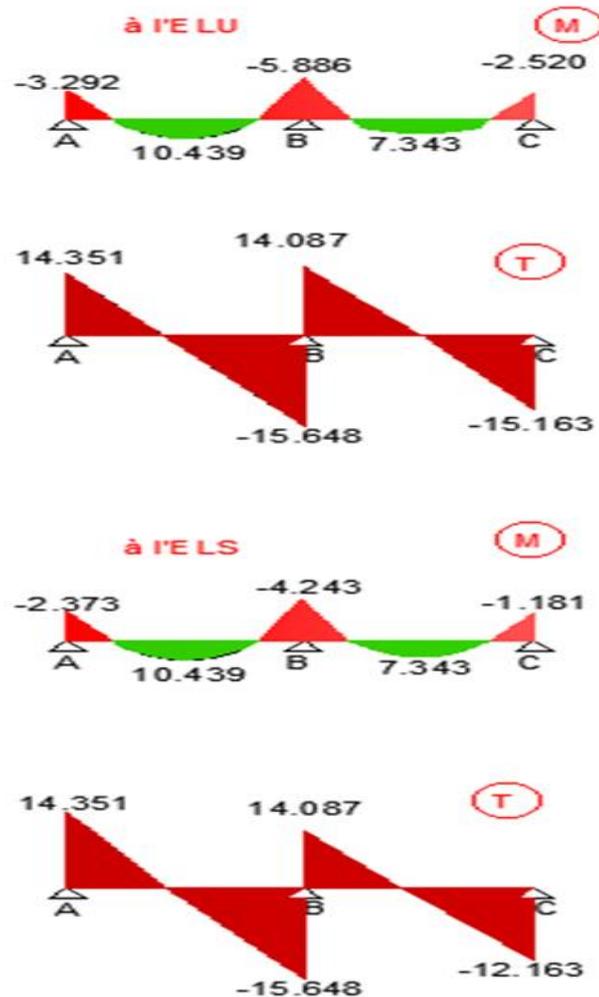


Figure IV. 10 : Les diagrammes des sollicitations pour poutrelle étage courant (4).

Elément		Travée	Mw(KN.m)	Me (KN.m)	MtKN.m)	Vw (KN)	Ve (KN)
Plancher étage	ELU	A-B	-2.843	-5.084	8.813	12.191	-13.312
		B-C	-5.084	-2.176	6.187	11.989	-10.327
	ELS	A-B	-2.041	-3.649	6.403	8.827	-9.632
		B-C	-3.649	-1.562	4.499	8.672	-7.480

Tableau IV.9 : Moments pour la poutrelle type (4).

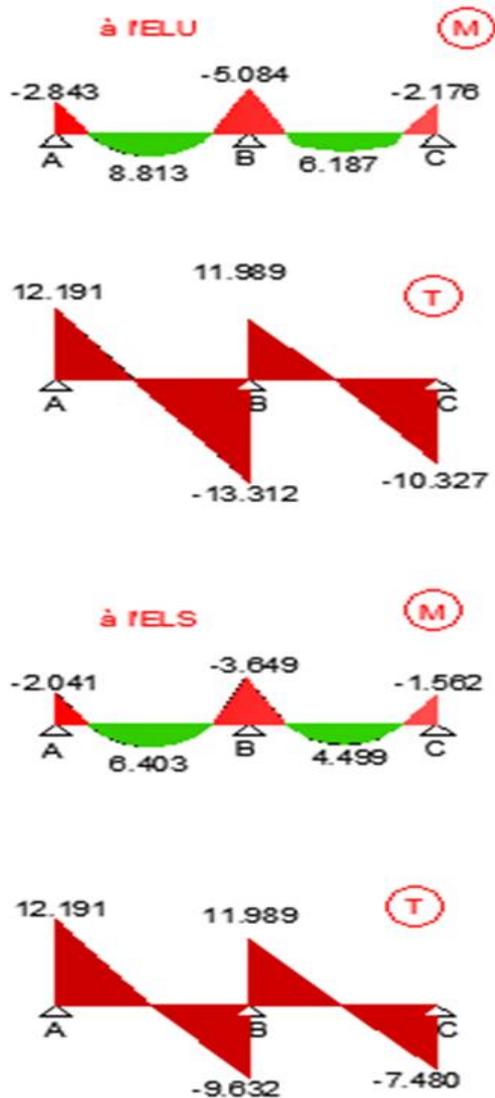


Figure IV. 11 : Les diagrammes des sollicitations pour poutrelle étage courant (4).

IV.2. Calcul du ferrailage :

b = 65 cm ; **b₀** = 10 cm

h = 20 cm ; **h₀** = 4 cm

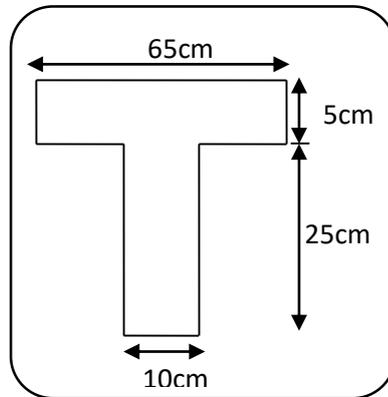


Figure IV.12 : Section à ferrailer.

➤ **L'enrobage :**

$$C \geq C_0 + \frac{\Phi}{2}$$

C₀ = 1cm (fissuration peu préjudiciable). **BAEL91 (art.A.7.1)**

$$C \geq 1 + \frac{3}{2} = 25 \text{ cm}$$

Donc on adopte **C**= 2cm

→ **d** = h – c = 30 – 2 = 28 cm

-Les moments maximaux :

	Etat	$M_a^{max}(KN/m)$	$M_t^{max}(KN/m)$	$T_u^{max}(KN)$
Terrasse	ELU	10.636	19.672	21.427
	ELS	7.668	15.550	15.558
Etage	ELU	9.186	16.886	18.227
	ELS	6.594	12.251	13.89

Tableau IV.7 : les sollicitations maximales sur appui et en travée.

IV.2.1. Armatures longitudinales :

✚ **Exemple du calcul à l'ELU :**

➤ **Terrasse :**

➤ **En travée :**

Le moment fléchissant **M₀** équilibré par la table est :

$$M_0 = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \Rightarrow M_0 = 14.2 \times 65 \times 5 \left(28 - \frac{4}{2} \right) = 117.68 \text{KN.m}$$

M_t^{max} = 19.672 KN.m < **M₀** = 117.68 KN.m

Donc une partie seulement de la table est comprimée, et la section en T sera calculé comme une section rectangulaire de largeur $b = 65$ cm.

$$\mu_{bc} = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{19.672 \times 10^6}{14.2 \times 650 \times 280^2} = 0.0271 < \mu_1 = 0.392$$

Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu_{bc} = 0.0271 \Rightarrow \alpha = 0.0343 \Rightarrow \beta = 0.986$$

$$A_u = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{19.762 \times 10^6}{348 \times 0.986 \times 280} = 2.057 \text{ cm}^2$$

➤ **Sur appuis :**

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur $b_0 = 12$ cm.

M_a (KN.m)	μ	μ_1	α	B	A (cm ²)
10.636 N	0,0147	0,392	0.0185	0.9926	1.10

Tableau IV. 8 : Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale sur appuis.

IV.2.1.1 : Les vérifications :

➤ **E.L.S :** D'après le BAEL91

- La fissuration est peut nuisible → Il n'y a aucune vérification concernent σ_s .
- La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante

est vérifiée : $\alpha \leq \alpha_l = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

Localisation	M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	γ	α	α_1	Condition
Travée	19.762	15.550	1.27	25	0.385	Cv
Appui	10.636	7.668	1.38	25	0.44	Cv

Tableau IV.9 : Récapitulatif résultats de la vérification à l'E.L.S.

➤ **ELU :**

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{t_{min}} \geq 0.23.b.d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

-En travée : $A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tc28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 2.198 \text{ cm}^2$

-Sur appuis : $A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tc28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.0406 \text{ cm}^2$

• **Pourcentage minimal :**

$$A_{min}' \geq 0.001 \times b \times h$$

-En travée : $A_{min}' \geq 0.001 \times 65 \times 30 = 1.95 \text{ cm}^2$

-Sur appuis : $A_{min}' \geq 0.001 \times 12 \times 30 = 0.36 \text{ cm}^2$

• **Tableau Récapitulatif :**

$A = \max (A^{cal} ; A_{min} ; A'_{min})$

Localisation	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A'_{min} (cm^2)$	$A_{max} (cm^2)$	$A_{adp} (cm^2)$
Travée	.057	2.198	1,95	2.198	2HA12 = 2,26
Appui	1,10	0.406	0,36	1.488	2HA12 = 2.26

Tableau IV. 10 : Récapitulatif résultats du ferrailage pour terrasse.

➤ Etage courant :

Localisation	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A'_{min} (cm^2)$	$A_{max} (cm^2)$	$A_{adp} (cm^2)$
Travée	1.81	2.198	1,95	2.198	2HA12 = 2,26
Appui	0.95	0.406	0,36	0.95	2HA12 = 2.26

Tableau IV. 11 : Récapitulatif résultats du ferrailage pour étage courant.

• **Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1)**

-La contrainte tangente : $\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d}$ **BAEL91 (art.A.5.1,1)**

V_u : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis d'E.L.U.

b_0 : Désigne la largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

$T_u = 21.427 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{21.427 \times 10^3}{120 \times 280} = 0.638 \text{ MPa}$

Les armatures d'âme sont droites (c'est-à-dire perpendiculaires à la fibre moyenne), donc τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs :

$\bar{\tau}_u = \min \left(0,20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$ Fissuration peu nuisible **BAEL91(art.A.5.1,211)**

$\bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0,20 \times 25}{1,5} = 3,33 ; 5 \text{ Mpa} \right] = \min (3,333 ; 5 \text{ Mpa}) = 3,333 \text{ Mpa.}$

$\tau_u = 0.734 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots (C.V)$

➤ **Vérification de la flèche : BAEL91 (art.B.6.8, 424)**

a) $\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow \frac{20}{550} = 0.054 > \frac{0.8M_0}{15M_0} = 0.053 \dots \dots \dots C.V.$

b) $\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{20}{550} = 0.054 > \frac{1}{22.5} = 0.0444. \dots \dots \dots C.V.$

c) $\frac{3.6}{f_e} \geq \frac{A}{b_0 \times d} \Rightarrow \frac{3.6}{400} = 0.009 > \frac{2.26}{65 \times 28} = 0.0012 \dots \dots \dots C.V.$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

IV.2.1.2. Armatures transversales :

➤ **Diamètres minimaux : BAEL91 (art.A.7.2, 2)**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{ht}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right)$$

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{300}{35}; 10; \frac{120}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(8.57; 10; 12) = 8.57\text{mm}$$

Soit $\phi_t=8\text{mm}$ FeE235

$$A_t = \frac{A}{4} = 0.565 \text{ soit } 2\text{HA}6 = 0,57 \text{ cm}^2.$$

➤ **Espacement S_t : BAEL91 (art.A.5.1, 22)**

- $S_t^1 \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) = \min(25.2; 40) \text{ cm} \quad S_t^1 = 25.2 \text{ cm.}$
- $S_t^2 \leq A_t \times f_e / 0.4 \times b_0 = 0.57 \times 235 / 0.4 \times 12 = 27.90 \text{ cm} \quad S_t^2 = 27.90 \text{ cm.}$
- $S_t^3 \leq \frac{0.8A_t \times f_e}{b_0 \times \gamma_s (\tau_u - 0.3f_{t28})} = \frac{0.8 \times 57 \times 235}{120 \times 1.15 \times (0.638 - 0.3 \times 2.1)} = 97.06 \text{ cm BAEL91(art.A.5.1, 23)}$

$$S_t \leq \min(25.2\text{cm} ; 27.90\text{cm} ; 97.06\text{cm}) \rightarrow S_t = 25.2\text{cm}$$

Alors on prend : $S_t=15 \text{ cm}$

On dispose nos armatures transversales avec un espacement de 15 cm avec un premier espacement auprès de l'appui de 10 cm.

➤ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : BAEL91 (art.A.5.1.31)**

A) Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que :

L'on a : $T_u \leq 0.267.a.b_0.f_{c28}$

Au maximum $a = 0.9x_d = 25.20 \text{ cm.}$

$$T_u = 21.42 \text{ N.}$$

$$0.267 a.b_0.f_{c28} = 0.267 \times 25.20 \times 12 \times 100 \times 25 = 201.852 \text{ KN}$$

$$T_u = 201.852\text{KN} < 162.362 \text{ KN} \Rightarrow \text{CV}$$

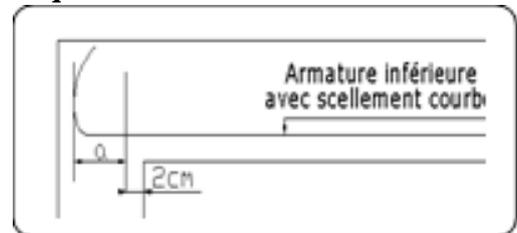


Figure IV. 9 : Armature inférieure.

B) Au droit d'un appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures

doit être telle que l'on ait : $A \geq \gamma_s \frac{T_u}{f_e}$

$$A = 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2 = 226 \text{ mm}^2$$

$$A = 226\text{mm}^2 \geq \gamma_s \frac{T_u}{f_e} = 1.15 \times \frac{21.427 \times 10^3}{400} = 53.57\text{mm}^2$$

$$A = 226\text{mm}^2 > 53.57\text{mm}^2 \Rightarrow \text{C.V}$$

IV.2.1.3 : La dalle mince (table de compression) : bael91(art.b.6.8, 423)

Le hourdis doit avoir un quadriallage de barres dont les dimensions de mailles sont définie comme suit:

✓ **20cm (5 p.m.)** pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

✓ **33cm (3 p.m.)** pour les armatures parallèles aux nervures.

➤ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

L_n : distance entre l'axe des poutrelles ($L_n= 65$ cm).

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot L_n}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.11 \text{ cm}^2$$

On adapte 5HA6 = 1.41 cm².

5HA6/ml = 1.41 cm² \perp aux poutrelles $\Rightarrow St = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots$ vérifiée

➤ **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.41}{2} = 0.705 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adapte : 3HA6 = 0.85 cm².

3HA6 /ml = 0.85 cm² \perp aux poutrelles $\Rightarrow St = 30 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots$ vérifiée

Remarque : Le même ferrailage dans les deux planchers.

III.3. Présentation du ferrailage :

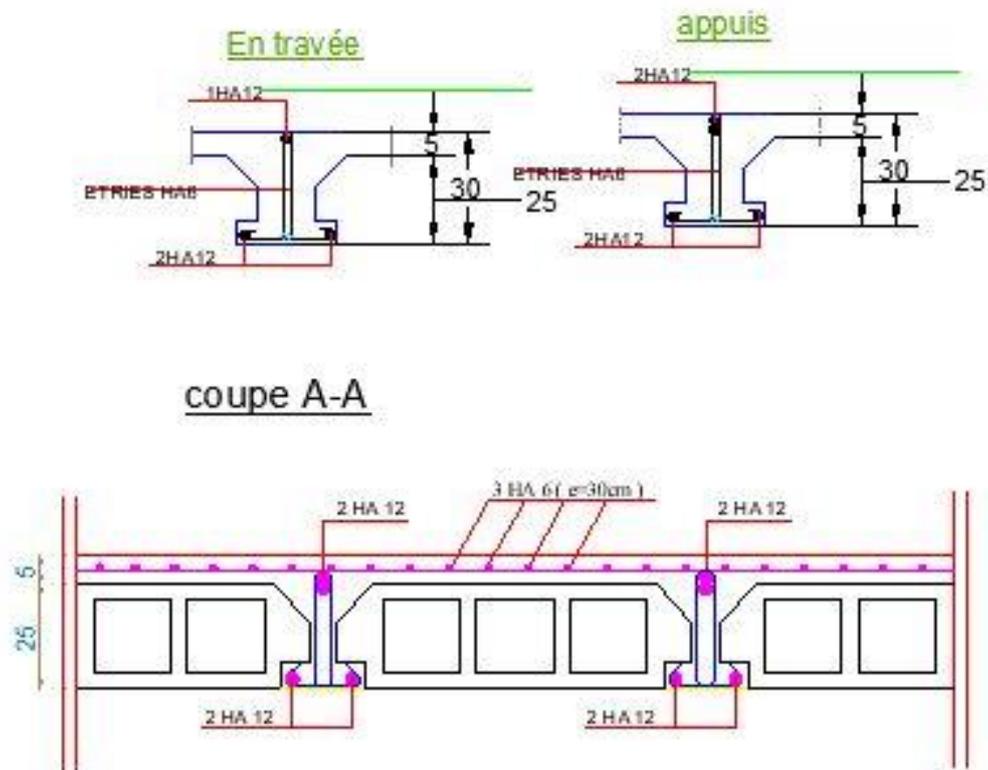


Figure IV. 10 : Schéma du ferrailage des poutrelles et dalle de compression.

Chapitre V :

Etude dynamique

V.1. Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ce implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

V.2. Objectif de l'étude dynamique :

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 (VLNA).

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

V.3. Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ces calculs peuvent mener par trois méthodes qui sont les suivantes :

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

V. 3.1. Méthode statique équivalente :

- **Principe :**

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

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions des axes principales du plan horizontal de la structure.

- **Domaine d'application :**

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article 4.1.2 du RPA 2003.

V.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale :

- **Principe :**

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

- **Domaine d'application :**

La méthode analyse modale spectrale est appliquée pour tous les cas de bâtiment, et en particulier dans les cas où méthodes statique équivalente est inapplicable

V.3.3. Méthode d'analyse dynamique par Accélérogramme :

- **Principe :**

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogramme réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (Centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

IV.3.4. Classification de l'ouvrage selon les RPA99/V2003 :

- Notre ouvrage est implanté dans la wilaya de **A** cette région est classé en zone **IIa**.
- Notre bâtiment est à usage multiple collective donc classé dans le Groupe **2**.
- Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un **sol meuble de catégorie S3**.
- La hauteur de la structure : $h = 33.66\text{m} > 23\text{ m}$ (zone **IIa**).

 **Remarque :**

Pour notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas vérifiées.

Alors la méthode à utiliser dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale, avec le calcul de l'effort sismique à la base par la méthode statique équivalente pour une vérification ultérieure (**art 4.3.6) RPA2003**.

V.3.5. Spectre de réponse de calcul : RPA99/V2003 (art.4.3.3) (page :57)

L'action séismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

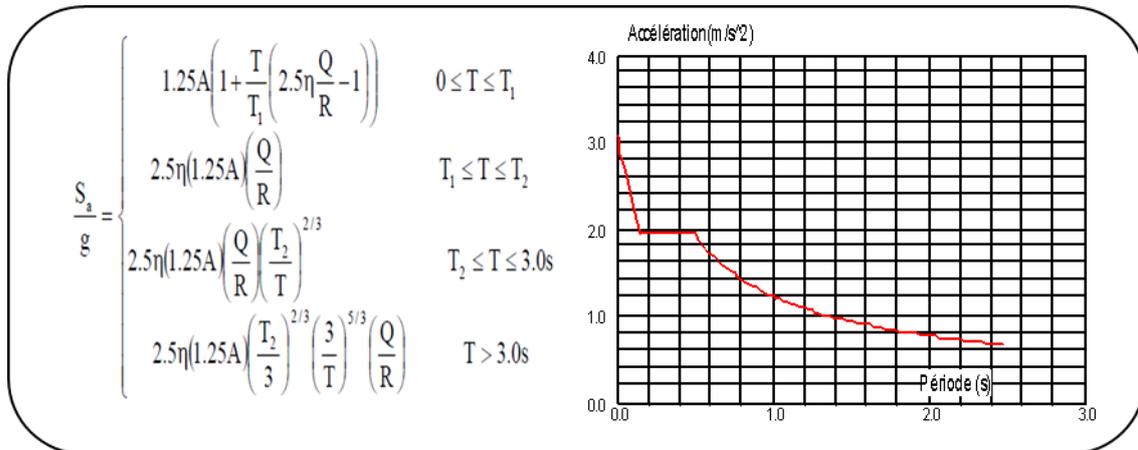


Figure V. 1: Spectre de réponse.

➤ D'après le R.P.A 99/V2003 on a :

-A : Coefficient d'accélération de zone. (Tableau 4.1)

-Q : Facteur de qualité. (Tableau 4.4)

-T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site. (Tableau 4.7)

-R : Coefficient de comportement. (Tableau 4.3)

-η : Coefficient de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7 \quad (4.3) \text{ (art. 4.3.3)}$$

- ξ : Pourcentage d'amortissement critique (Tableau 4.2)

• Dans notre projet on a :

- Sol meuble (Tableau 4.2) ⇒ site 3 donc T₁ = 0.15 sec et T₂ = 0.5 sec.
- A= 1.5 (Tableau 4.2) } Zone sismique IIa.
Groupe d'usage 2

Groupe d'usage	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.1	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau V. 1: Coefficient d'accélération de zone (A).

- $\xi = 7\%$ (Tableau 4.2) $\left\{ \begin{array}{l} \text{Portique en béton armé.} \\ \text{Remplissage dense.} \end{array} \right.$

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau V. 2: Valeurs de d'amortissement (%).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.882 > 0.7$$

- **R** : Coefficient de comportement de la structure donné par le tableau 4.3
Contreventement mixte **R** = 5.

- La valeur de **Q** est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

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

Sa valeur est donnée au tableau 4.4 **Q** = 1.2

Critère q	P _q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05
2. Redondance en plan	0	0.05
3. Régularité en plan	0	0.05
4. Régularité en élévation	0	0.0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.0

Tableau V. 3: Valeurs des pénalités P_q.

- **Nombre de mode à considérer :**

L'RPA99 /V2003 (art 4.3.4) préconise de prendre en considération ce qui suit :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation doit être tel que :

- 1) La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90 %** au moins de la masse totale de la structure.

- 2) Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5 % de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- 3) Le minimum des modes à retenir est des trois dans chaque direction considérée.

V.4. Estimation de la période fondamentale de la structure rpa99/v.2003 (art. 4.2.4) :

Dans notre cas (structure mixte) la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99/Version2003.

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} ; \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'aux derniers niveaux (N). **h_N = 39.78 m**

CT : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage, est donnée par le **tableau (4.6) du RPA99/Version2003**. **CT = 0,050**

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

$$\text{Sens X} \rightarrow D_X = 29.50 \text{ m} ; \quad \text{Sens Y} \rightarrow D_Y = 12.50 \text{ m}$$

Donc :

$$- T = C_T h_N^{3/4} \rightarrow T = 0,05 \times 39.78^{3/4} = 0.79 \text{ sec}$$

$$- T = \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D}} \rightarrow \begin{array}{l} \text{Sens X : } T_x = \frac{0,09 \times 39.78}{\sqrt{29.50}} = 0.659 \text{ sec} \\ \text{Sens Y : } T_y = \frac{0,09 \times 39.78}{\sqrt{12.5}} = 1.01 \text{ sec} \end{array}$$

Alors :

$$T_x = \min (0,79 ; 0.659) \rightarrow T_x = \mathbf{0,659 \text{ sec}} ; \quad T_y = \min (0,79 ; 1.01) \rightarrow T_y = \mathbf{0,79 \text{ sec}}$$

V.5. Calcul des actions sismiques (selon la méthode dynamique modale spectrale) :

V.5.1. Présentation du logiciel de calcul :

Le logiciel de calcul adopté pour effectuer cette Analyse est logiciel **ROBOT Structural analyses Professional**.

Le système Robot est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures.

V.5.2. Variante initiale :

La modélisation ci-dessous montre le comportement de la structure contreventée par portique

- Escalier est modélisé.

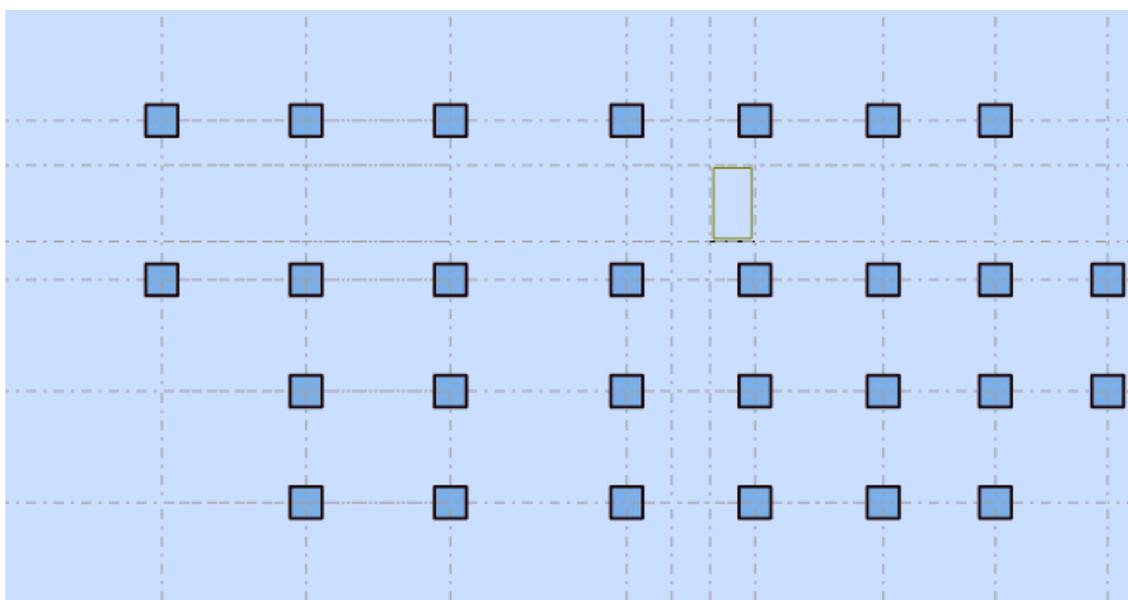


Figure V. 2: Disposition des voiles en RDC de la structure initiale.

➤ Périodes et coefficients de participation modaux :

Mode	Période (sec)	Masse Cumulées UX (%)	Masse Cumulées UY (%)	Masses Modale UX (%)	Masses Modale UY (%)
1	1,23	75,37	0	75,37	0
2	1,09	75,46	73,7	0,1	73,7
3	1,01	76,76	77,21	1,3	3,5
4	0,38	86,73	77,21	9,97	0
5	0,35	86,74	87,82	0,02	10,61
6	0,32	86,95	88,2	0,2	0,39
7	0,21	90,92	88,21	3,97	0
8	0,19	90,93	91,88	0,01	3,67
9	0,18	91,05	91,99	0,11	0,11
10	0,13	93,27	92	2,22	0,02

Tableau V. 4 : Périodes et facteurs de participation modaux (structure initiale).

➤ Les trois premiers modes de déformation de la structure :

1^{er} Mode :

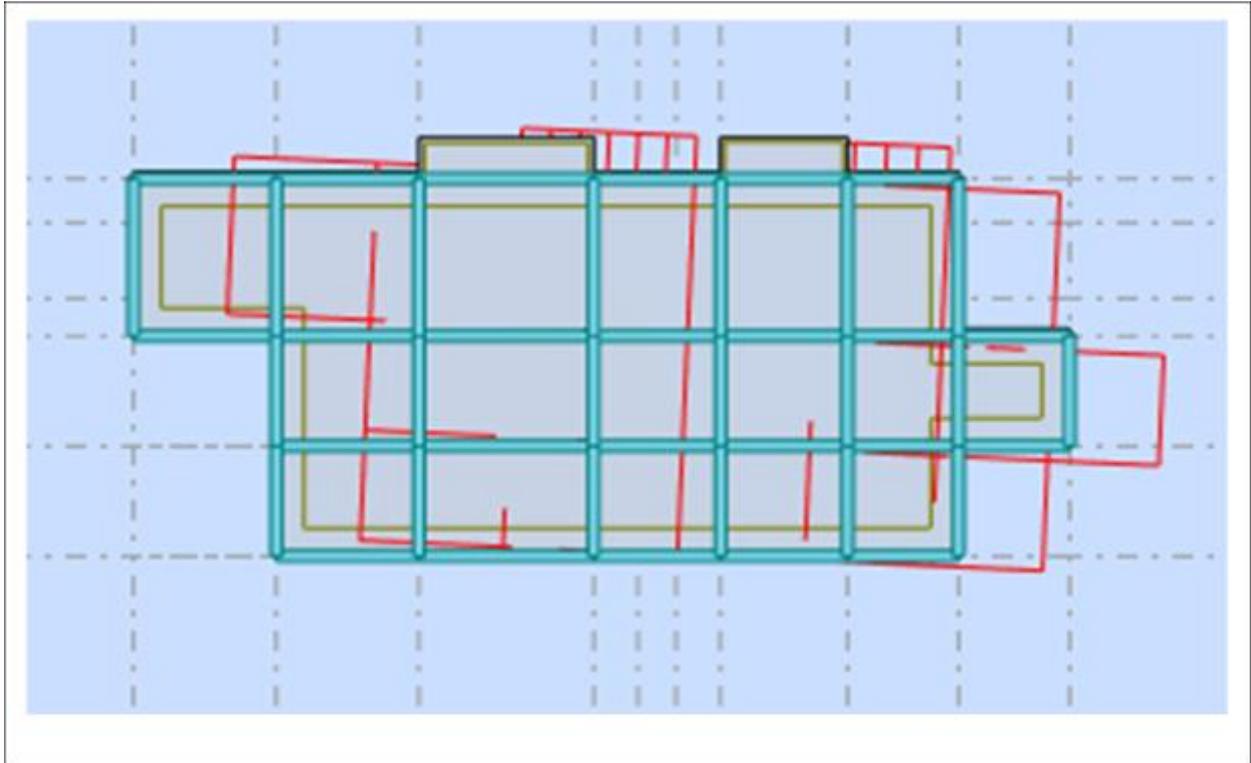


Figure V. 3 : Premier mode de vibration : Vue en 2D et en plan (T=1.23sec).

2^{ème} Mode :

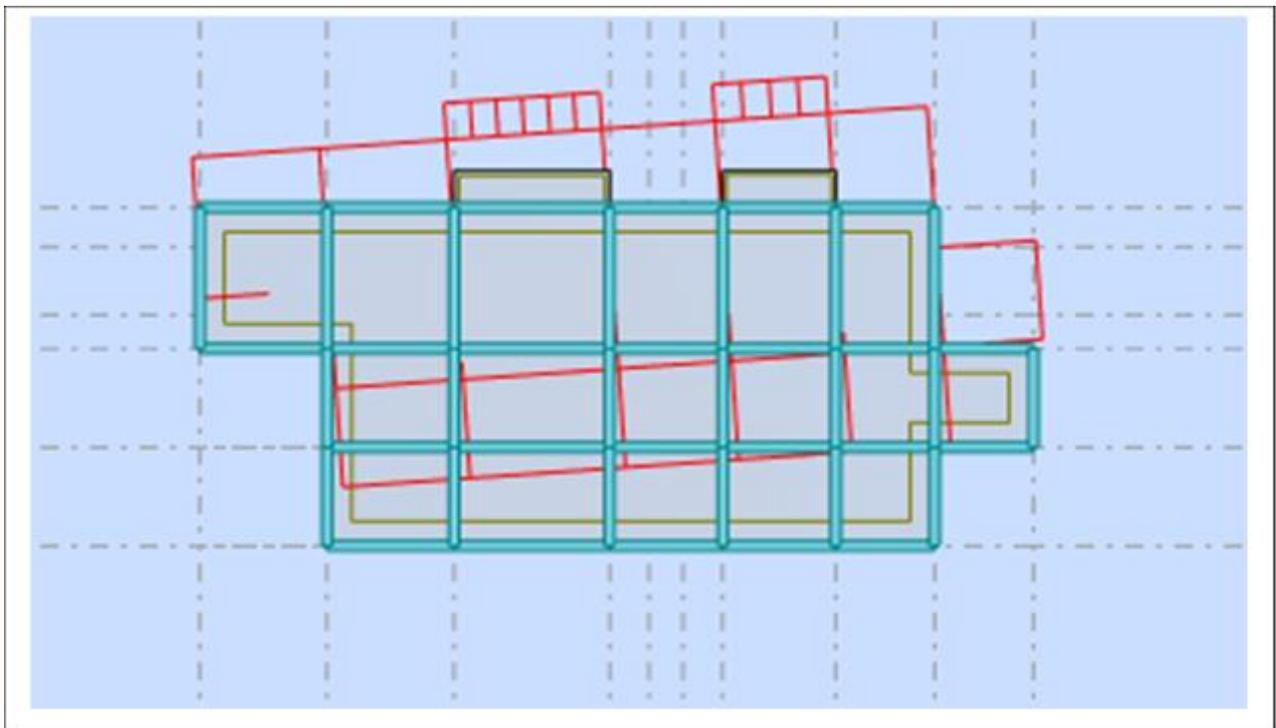


Figure V. 4 : Deuxième mode de vibration : Vue en 2D et en plan (T=1,09sec).

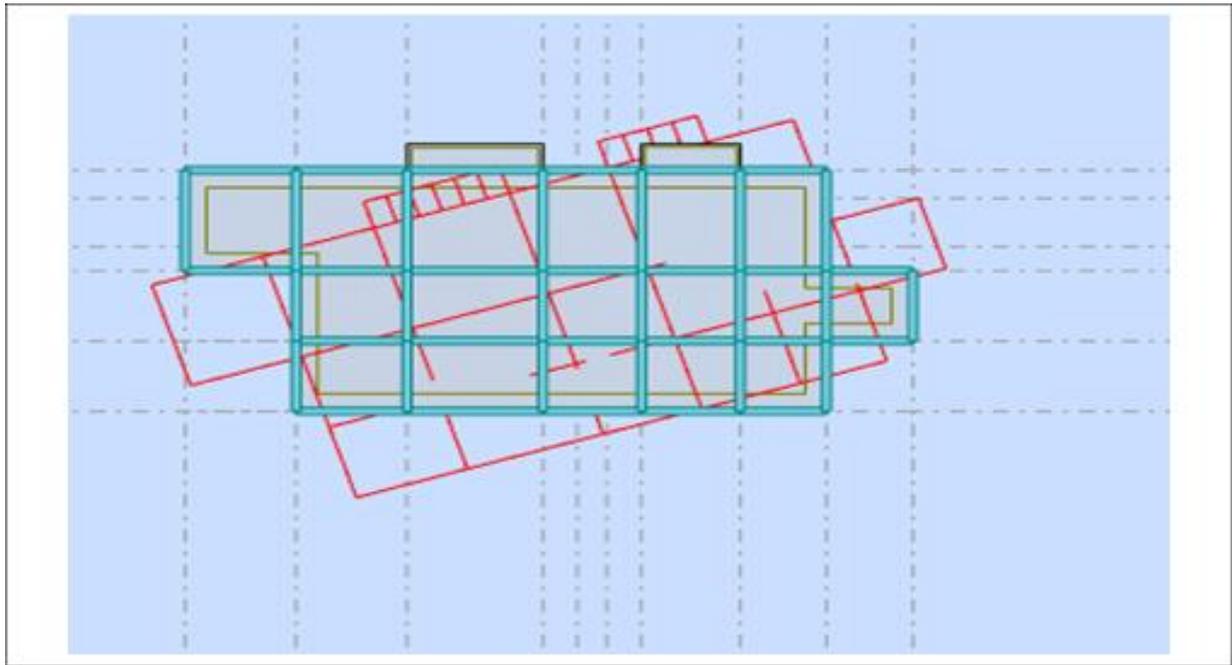
3^{ème} Mode :

Figure V. 5 : Troisième mode de vibration : Vue en 2D et en plan ($T=1.01$ sec).

▪ **Interprétation des résultats :**

D'après l'analyse des caractéristiques dynamiques de la structure initiale nous interprétons les résultats obtenus comme suit :

1. La période fondamentale de la structure $T_y=1,23$ sec.
2. le premier mode est un mode de la translation selon l'axe x avec mobilisation de 75.37 % de la masse modale.
3. le deuxième mode est un mode de la translation selon l'axe y avec mobilisation de 73.7 % de la masse modale.
4. le troisième mode ($T_x = 1.01$ sec) est un mode de torsion pure.
5. Il faut 8 modes pour mobiliser plus de 90 % de la participation des masses modales exigée par le règlement [RPA99/Version2003 (Art. 4.3.4 -a)].

- **Conclusion :** Nous avons modélisé cette structure pour voir le comportement de la structure contreventée par portiques sachant que le [RPA99/Version2003 (Art. 3.4. 1-a)] exige la présence des voiles dans le système de contreventement des structures ayant un nombre d'étage supérieur a quatre ou une hauteur supérieure a quatorze mètres en zone IIa. Et pour cette raison on a ajouté des voiles dans le système de contreventement

V.5.3. Modélisation de la nouvelle structure :

Première proposition :

Le système de contreventement proposé se présente comme suit :

- 04 voiles transversaux (sens-X) de 20 cm.
- 04 voiles longitudinaux (sens-Y) de 20 cm.

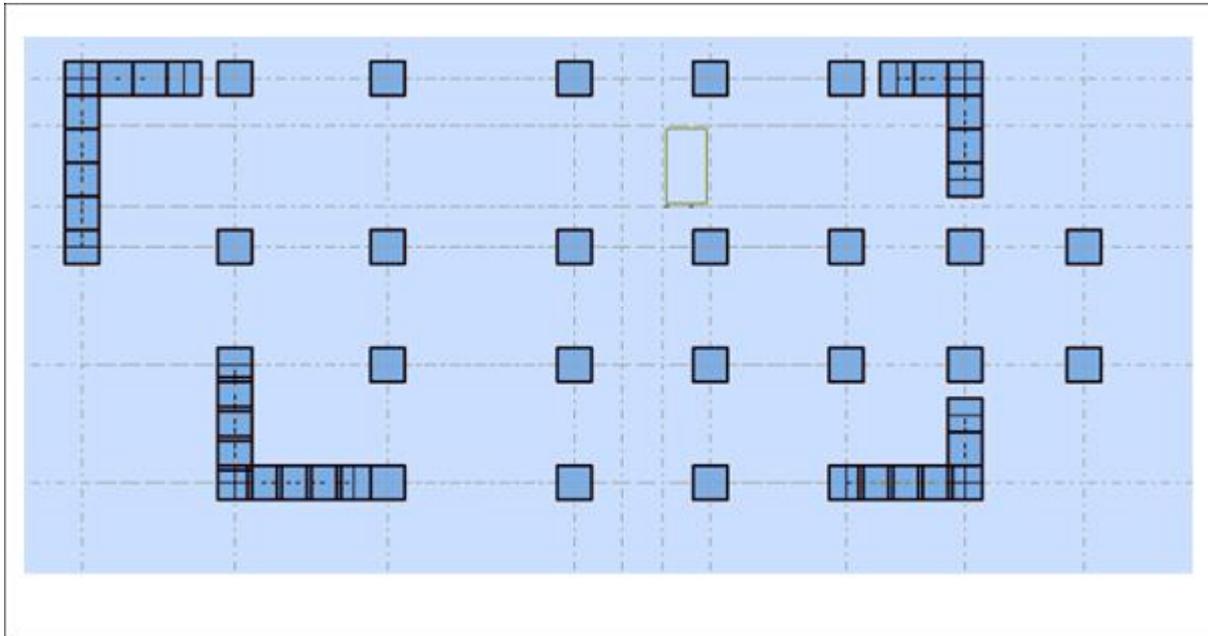


Figure V. 6 : Vue en 2D et plan de la 1ère proposition.

Mode	Période (sec)	Masse Cumulées UX (%)	Masse Cumulées UY (%)	Masses Modale UX (%)	Masses Modale UY (%)
1	0,86	64,57	4,83	64,57	4,83
2	0,79	70,05	67,33	5,48	62,5
3	0,54	70,44	71,06	0,39	3,73
4	0,24	78,23	76,38	7,79	5,32
5	0,22	85,61	83,58	7,38	7,2
6	0,13	85,63	85,33	0,02	1,75
7	0,12	87,35	88,93	1,72	3,6
8	0,11	91,08	90,54	3,73	1,61
9	0,09	91,08	90,54	0	0
10	0,08	91,09	90,54	0,01	0

Tableau V. 5 : Périodes et coefficients de participation modaux (1ère proposition).

➤ Les trois premiers modes de déformation de la structure :

1^{er} Mode :

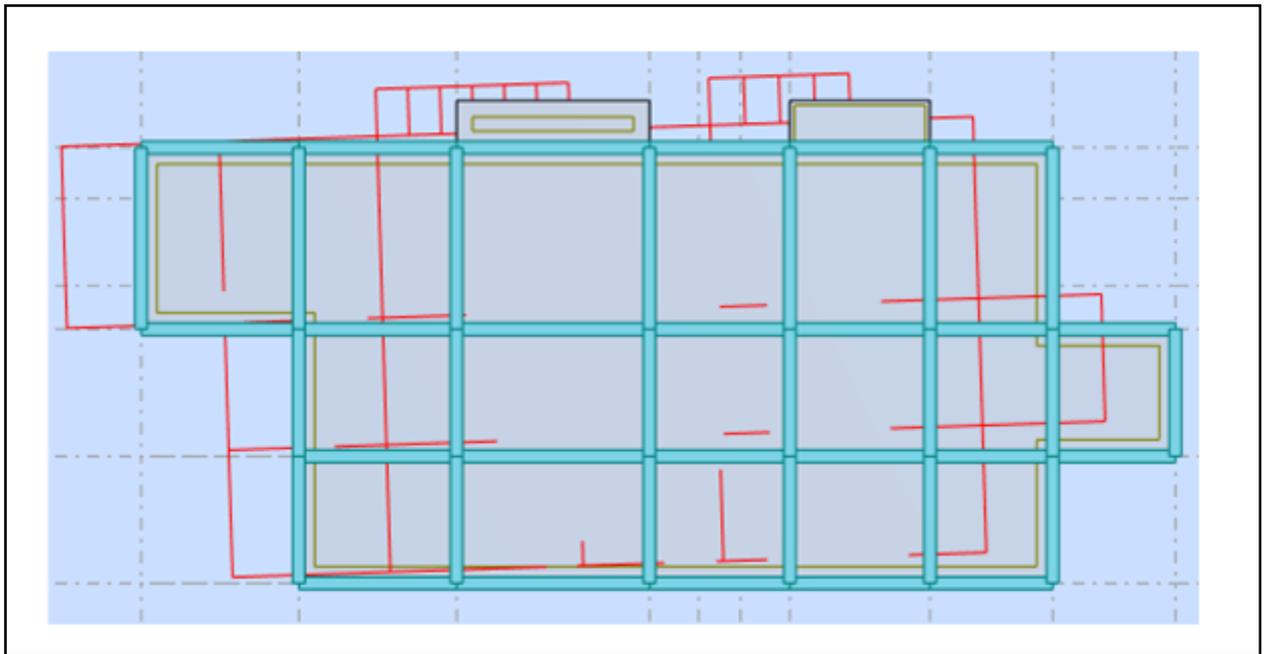


Figure V. 7 : Premier mode de vibration : Vue en 3D et en plan (T=0.86sec).

2^{ème} Mode :

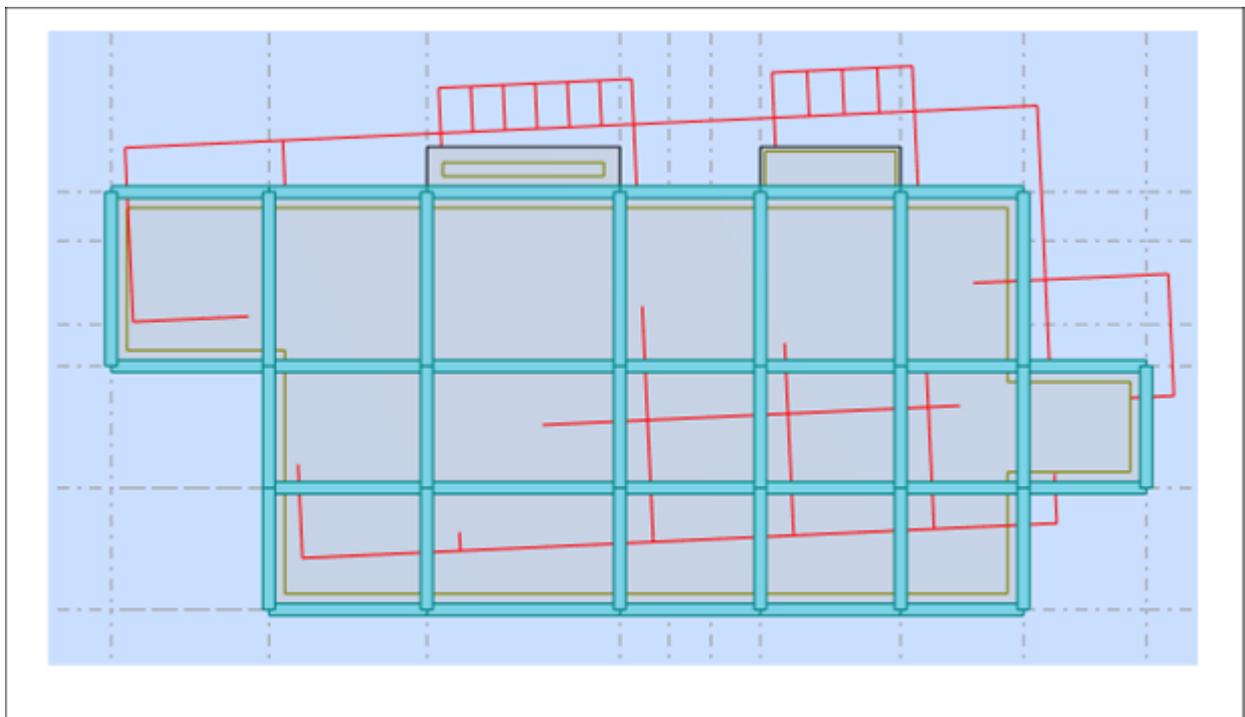


Figure V. 8 : Deuxième mode de vibration : Vue en 3D et en plan (T=0,79sec).

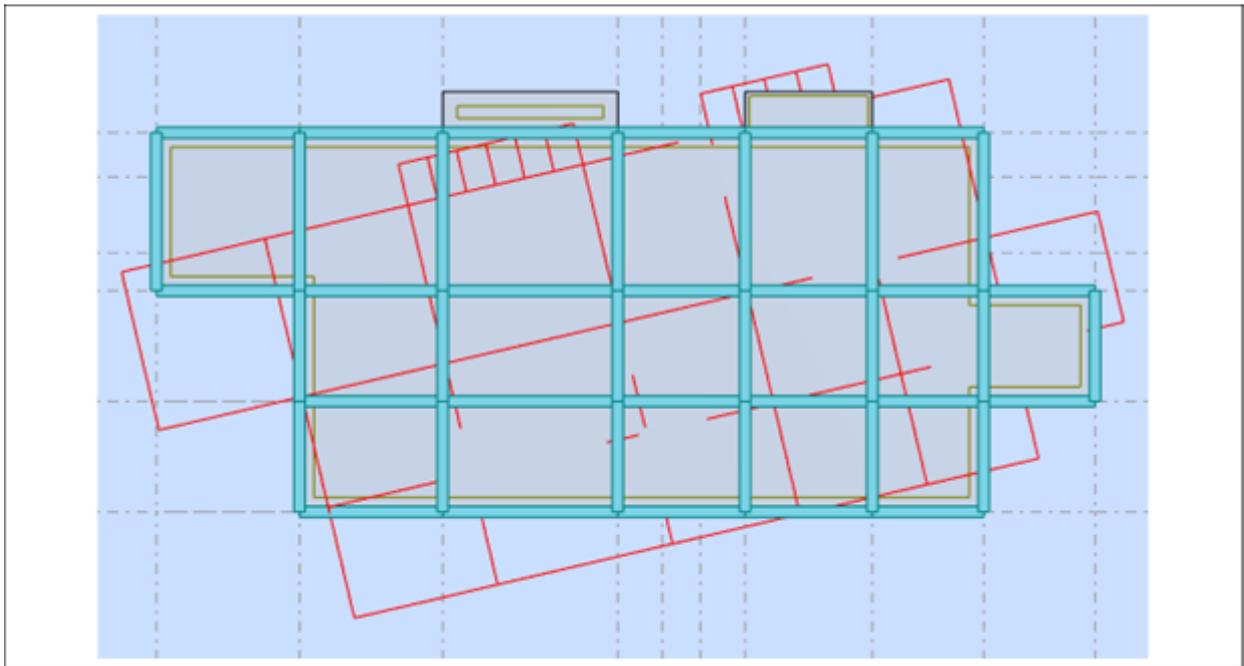
3^{ème} Mode :

Figure V. 9 : Troisième mode de vibration : Vue en 3D et en plan (T=0,54sec).

➤ **Interprétation des résultats :**

1. La période fondamentale de la structure $T_x = 0.86\text{sec}$,
2. Le premier mode est un mode de translation selon l'axe X, avec une mobilisation de 64.57% de la masse totale de la structure.
3. Le deuxième mode ($T = 0.79 \text{ sec}$) est un mode de translation selon l'axe Y, avec une mobilisation de 62.5% de la masse totale de la structure et l'axe X, avec un angle de torsion.
4. le troisième mode est un mode de torsion pure.
5. Il faut 8 modes pour mobiliser plus de 90% de la masse pour les deux directions X et Y [RPA99/Version2003 (Art. 4.3.4 -a)].

❖ **Conclusion :**

La structure présente une instabilité vis-à-vis la torsion, et pour cette raison on choisit de changer la disposition des voiles pour rapprocher le centre de torsion au centre de masse.

❖ **Deuxième proposition :**

Le troisième système de contreventement se présente comme suit :

- 04 voiles transversaux (sens X) de 20 cm.
- 04 voiles longitudinaux (sens Y) de 20 cm.
- Les escaliers sont modélisés.

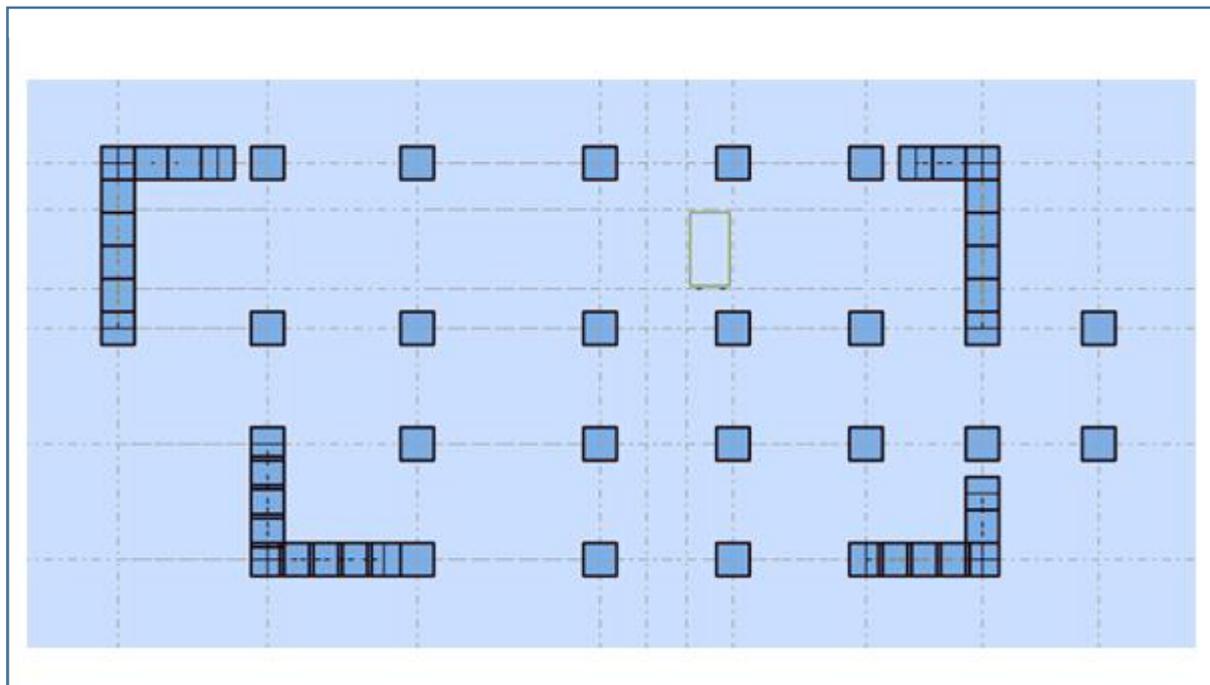


Figure V. 10 : Vue en 2D et plan de la 2ème proposition.

Mode	Période (sec)	Masse Cumulées		Masses Modale	
		UX (%)	UY (%)	UX (%)	UY (%)
1	0,86	67,51	1,42	67,51	1,42
2	0,81	69,30	69,86	1,79	68,43
3	0,57	70,47	71,74	1,17	1,88
4	0,24	78,17	77,10	7,70	5,36
5	0,23	85,25	84,81	7,08	7,71
6	0,15	85,65	86,13	0,40	1,33
7	0,12	87,08	89,31	1,43	3,17
8	0,11	90,93	90,84	3,85	1,54
9	0,09	90,93	90,85	0,00	0,00
10	0,08	90,95	90,85	0,01	0,00

Tableau V. 6 : Périodes et coefficients de participation modaux (2ème proposition).

➤ **Présentation des trois premiers modes de vibration de la structure :**

1^{er} Mode :

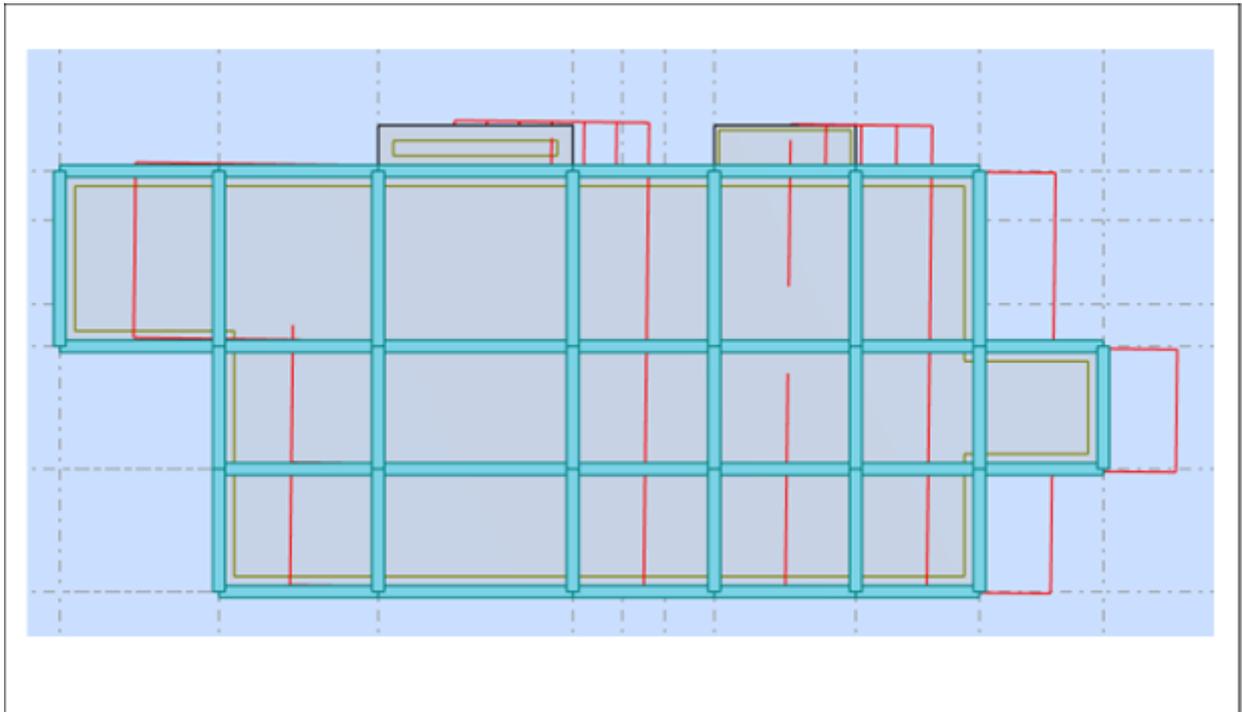


Figure V. 11 : Premier mode de vibration : Vue en 3D et en plan (T=0.86sec).

2^{ème} Mode :

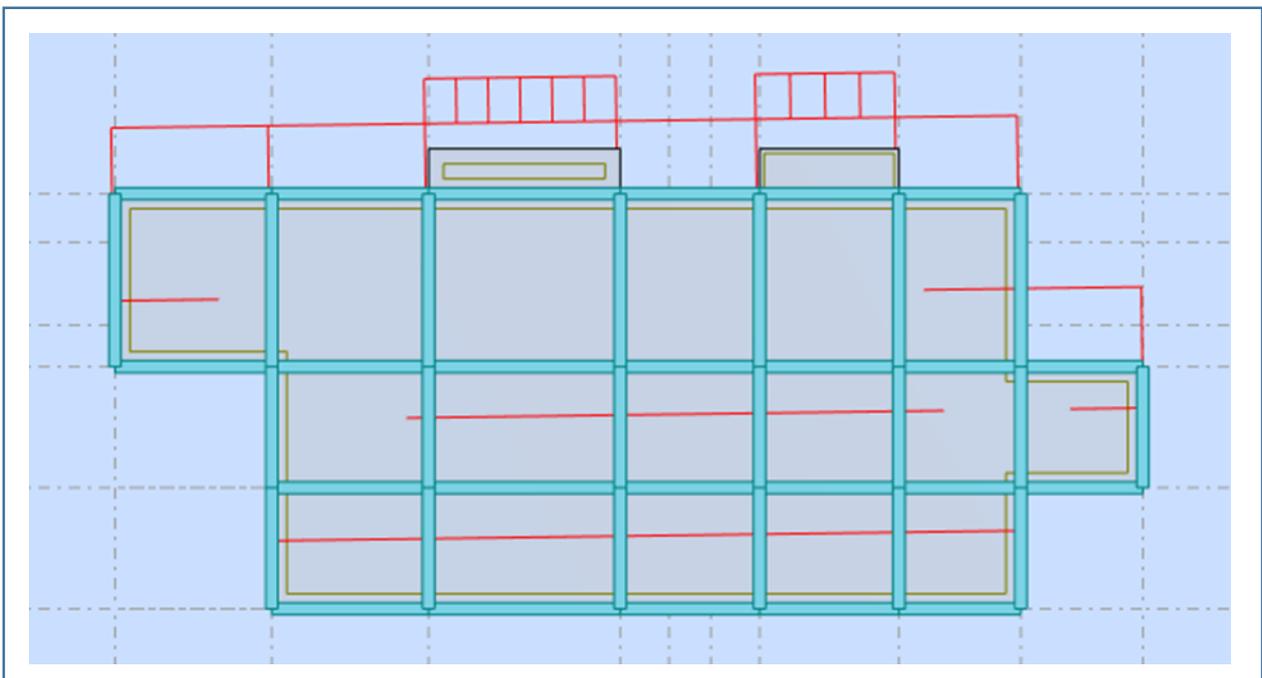


Figure V. 12 : Deuxième mode de vibration : Vue en 3D et en plan (T=0.81sec).

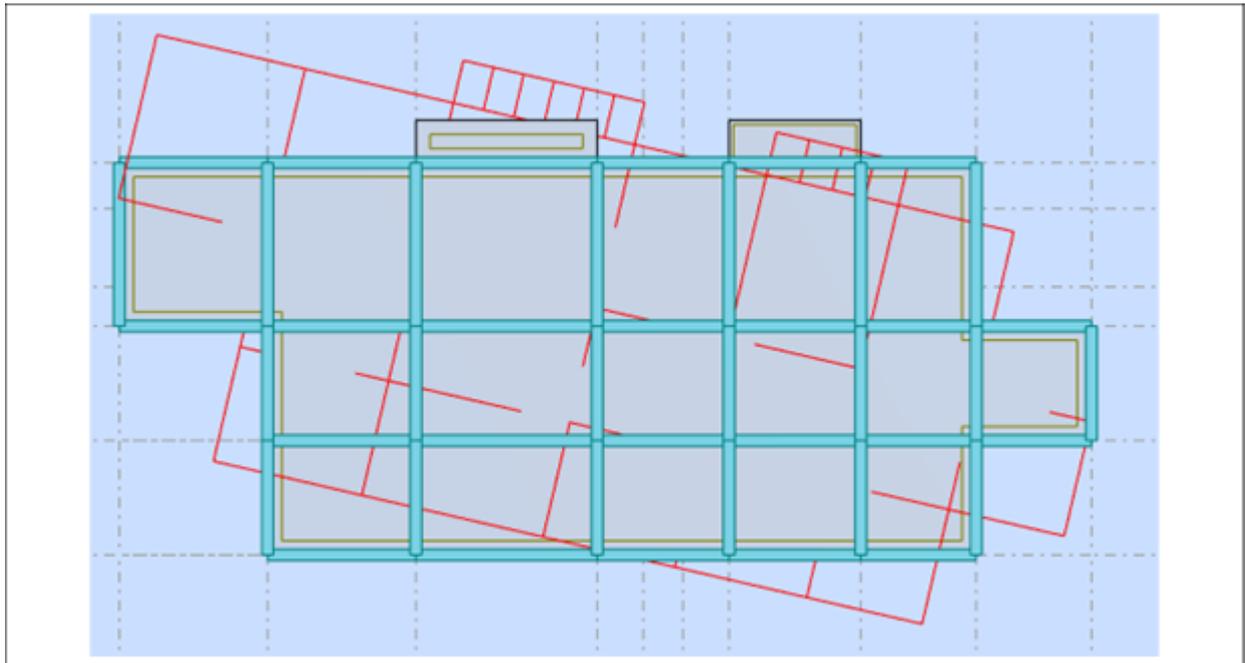
3^{ème} Mode

Figure V. 13 : Troisième mode de vibration : Vue en 3D et en plan (T=0.54sec).

➤ **Interprétation des résultats :**

1. Le première mode ($T_x = 0.86$ sec) est un mode de translation pure selon l'axe X, avec une mobilisation de **67.51%** de la masse totale de la structure.
2. Le deuxième mode ($T_y = 0.81$ sec) est un mode de translation pure selon l'axe y, avec une mobilisation de **68.43%** de la masse modale.
3. Le troisième mode est un mode de torsion pure.
4. Il faut 8 modes pour mobiliser plus de 90% de la masse pour les deux directions X et Y (U_x et $U_y \geq 90\%$) [RPA99/Version2003 (Art. 4.3.4 -a)].

❖ **Conclusion :**

Parmi les propositions de conception précédentes, nous retenons pour la suite des calculs la dernière proposition qui donne des modes et des formes propres satisfaisants.

V.6. Vérifications spécifiques pour l'ensemble de la structure :

V.6.1. Vérification de la période de la structure :

➤ Estimation de la période fondamentale de la structure :

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

	T _{empirique} (sec)	1.3 × T _{empirique} (sec)	T _{analytique} (sec)	Vérification	T _{calculé} (sec)
Sens-X	0.659	0.87	0.86	T = T _{analytique}	0.86
Sens-Y	0.79	1.027	0.81	T _{analytique} < T _{empirique}	0.81

Tableau V.7 : vérification de la période de calcul de

V.6.2. Vérification de l'interaction portiques – voiles de la structure : RPA 99/V2003 (art.3.4.4a)

F _x [KN]	F _y [KN]	F _x sur les poteaux [KN]	F _y sur les poteaux [KN]	F _z [KN]	F _z sur les voiles [KN]
2546,15	2648,34	1305,83	1292,60	-52633,43	-9854,18

Tableau V. 9 : Les efforts réduits sur les poteaux et les voiles.

• Sous charges verticales :

$$\frac{F_{z,voile}}{F_{z,total}} = \frac{9854.18}{52633.43} = 0.186 = 18.6\% < 20\%$$

• Sous charges horizontales :

$$\frac{F_{x,poteaux}}{F_{x,total}} = \frac{1305,83}{2546,15} = 0.51 = 51\% > 25\%$$

$$\frac{F_{y,poteaux}}{F_{y,total}} = \frac{1292,60}{2648,34} = 0.488 = 48.8\% > 25\%$$

Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles dans ce système de contreventement : RPA 99/V2003 (art 3.4.4.a).

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
 - Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
 - Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
- ✚ Donc notre système de contreventement est mixte **R = 5**.

V.6.3. Vérification de l'effort tranchant à la base :

V.6.3.1. Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalent :

D'après l'art 4.2.3 de RPA99/V2003, la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

On a :

$$A = 0.15 \quad R = 5 \quad \text{et} \quad Q = 1.2$$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen : fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \text{Si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3,0}{T}\right)^{5/3} & \text{Si } T > 3,0 \text{ sec} \end{cases} \quad \text{RPA(art.4.2.3)}$$

On a : $T_2 = 0.5$ sec, $T_x = 0.86$ sec, $T_y = 0.81$ sec.

$$\text{Alors : } T_2 < T_{x,y} < 3 \text{ sec} \Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$D_x = 2,5 \times 0,882 \left(\frac{0,5}{0,86}\right)^{2/3} \Rightarrow D_x = 1,54$$

$$D_y = 2,5 \times 0,882 \left(\frac{0,5}{0,81}\right)^{2/3} \Rightarrow D_y = 1,59$$

W : poids total de la structure est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} : La charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération donné par le **tableau (4.5) RPA99/V2003**.

Pour un bâtiment d'habitation $\Rightarrow \beta = 0.20$.

Donc à chaque niveau : $W_i = W_{Gi} + 0.2 W_{Qi}$.

➤ **Le poids total de la bâtiment et donnée par le logiciel ROBOT :**

$$W = \sum W_i = -52633,43 \text{KN}$$

Sens	A	D	R	Q	W(KN)	V _{dyn} (KN)	V _{st} (KN)
Longitudinale(X-X)	0.15	1.54	5	1.2	52633,43	2546,15	2917.99
Transversale (Y-Y)	0.15	1.59	5	1.2	52633,43	2648,34	3012.74

Tableau V. 11 : Les résultats des efforts tranchant à la base.

V.6.3.2. Vérification :

$$V_{dyn}/V_{sta} > 0.8 \text{ RPA99/V2003 (art 4.3.6)} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

	V _{dyn} (KN)	V _{sta} (KN)	V _{dyn} /V _{sta}	Condition
Sens-X	2546,15	2917.99	0.87	Vérifiée
Sens-Y	2648,34	3012.74	0.88	Vérifiée

Tableau V. 12 : Récapitulatif résultats de la vérification de l'effort tranchant.

V.6.3.3 Distribution de la resultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes: **RPA99 (art 4.2.5)**

$$V = F_t + \sum F_i$$

F_t :for

ce concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} F_t = 0,07 \cdot T \cdot V & \text{si } T > 0,7 \text{ sec} \\ F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7 \text{ sec} \end{cases}$$

Les forces F_i sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$F_i = \left[\frac{(V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i}{\sum_j^n (W_j \cdot h_j)} \right]$$

Avec :

F_i : effort horizontal revenant au niveau i.

h_i : niveau du plancher où s'exerce la force i.

h_j : niveau d'un plancher quelconque.

W_i ; W_j : poids revenant au plancher i , j.

- **Sens X-X** : $T_x = 0.86 \text{ sec}$ $V_x = 2546,15 \text{ KN}$
 $T_x = 0.86 \text{ sec} < 0.7 \text{ sec} \Rightarrow F_t = 0.07 \times 0.86 \times 2546,15 = 153.28 \text{ KN}$
- **Sens Y-Y** : $T_y = 1.027 \text{ sec}$ $V_y = 2648,34 \text{ KN}$
 $T_y = 1.027 \text{ sec} > 0.7 \text{ sec} \Rightarrow F_t = 0.07 \cdot T \cdot V = 0.07 \times 1.027 \times 2648,34 = 190.39 \text{ KN}$

	T(sec)	V(KN)	Ft(KN)
Sens X-X	0.86	2546,15	190.39
Sens Y-Y	0.81	2648,34	114.66

Tableau V. 13 : résultant des forces concentrées.

➤ **Distribution des forces sismiques (sens X) :**

Niveau	$W_i(\text{KN})$	$h_i(\text{m})$	$V_x - F_t(\text{KN})$	$W_i \times h_i$	$F_{ix}(\text{KN})$	$V_{ix}(\text{KN})$
RDC	4532.68	3,06	2392,872	13870	29,55955	29,55955
1	4023,75	6,12	2392,872	24625,35	52,4812	82,04075
2	4023,75	9,18	2392,872	36938,03	78,7218	160,7625
3	4023,76	12,24	2392,872	49250,82	104,9627	265,7252
4	4023,75	15,3	2392,872	61563,37	131,203	396,9282
5	4023,76	18,36	2392,872	73876,23	157,444	554,3722
6	4023,75	21,42	2392,872	86188,73	183,6842	738,0564
7	4023,76	24,48	2392,872	98501,64	209,9253	947,9817
8	4023,75	27,54	2392,872	110814,1	236,1654	1184,147
9	4023,76	30,6	2392,872	123127,1	262,4066	1446,554
10	4023,76	33,66	2392,872	135439,8	288,6473	1735,201
11	4023,75	36,72	2392,872	147752,1	314,8872	2050,088
12	4043.28	39,78	2392,872	160841,7	342,7835	2546,15
				1122789		

Tableau V. 14 : Distribution des forces sismiques (sens X) au niveau de chaque étage.

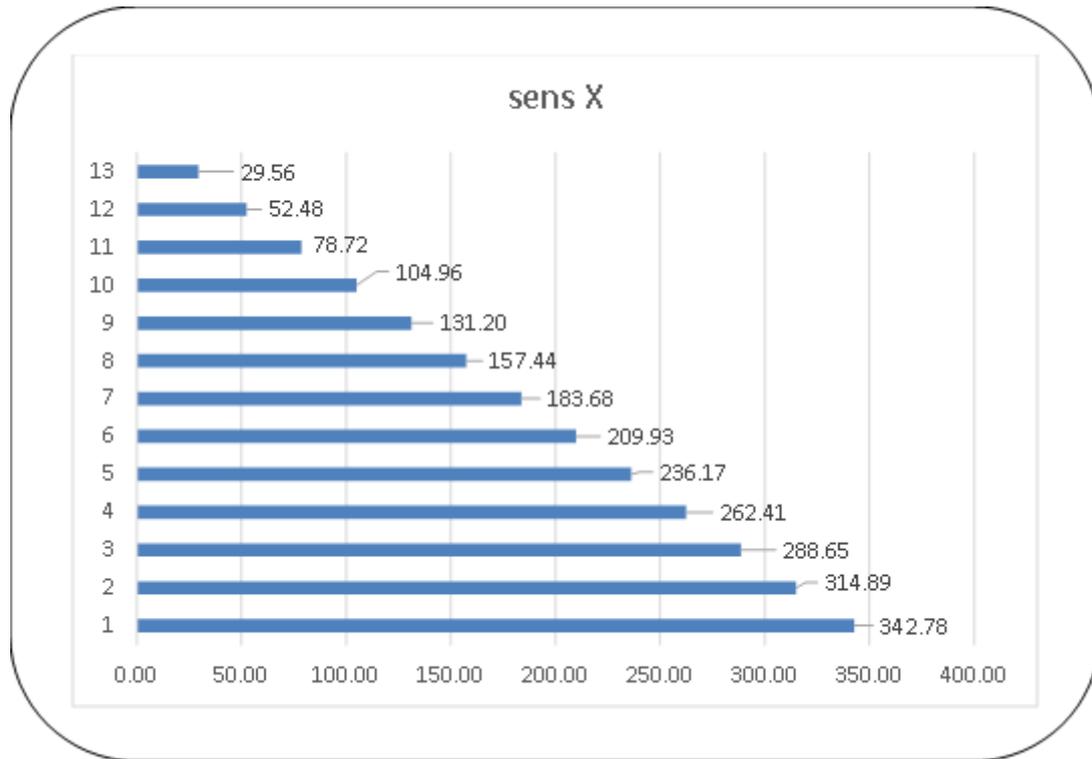


Figure V14 : Distribution de la résultante des forces sismique et l'effort tranchant sens X.

➤ **Distribution des forces sismiques (sens Y) :**

Niveau	W _i (KN)	h _i (m)	V _Y -F _t (KN)	W _i ×h _i	F _{iY} (KN)	V _{iY} (KN)
RDC	4532.68	3,06	2461,102	13870	30,40241	30,40241
1	4023,75	6,12	2461,102	24625,35	53,97765	84,38007
2	4023,75	9,18	2461,102	36938,03	80,96648	165,3465
3	4023,76	12,24	2461,102	49250,82	107,9556	273,3021
4	4023,75	15,3	2461,102	61563,37	134,9441	408,2463
5	4023,76	18,36	2461,102	73876,23	161,9334	570,1796
6	4023,75	21,42	2461,102	86188,73	188,9218	759,1014
7	4023,76	24,48	2461,102	98501,64	215,9111	975,0126
8	4023,75	27,54	2461,102	110814,1	242,8994	1217,912
9	4023,76	30,6	2461,102	123127,1	269,8889	1487,801
10	4023,76	33,66	2461,102	135439,8	296,8778	1971,916
11	4023,75	36,72	2461,102	147752,1	323,8659	2295,782
12	4043.28	39,78	2461,102	160841,7	352,5577	2648,34
				1122789		

Tableau V. 15 : Distribution des forces sismiques (sens Y) au niveau de chaque étage.

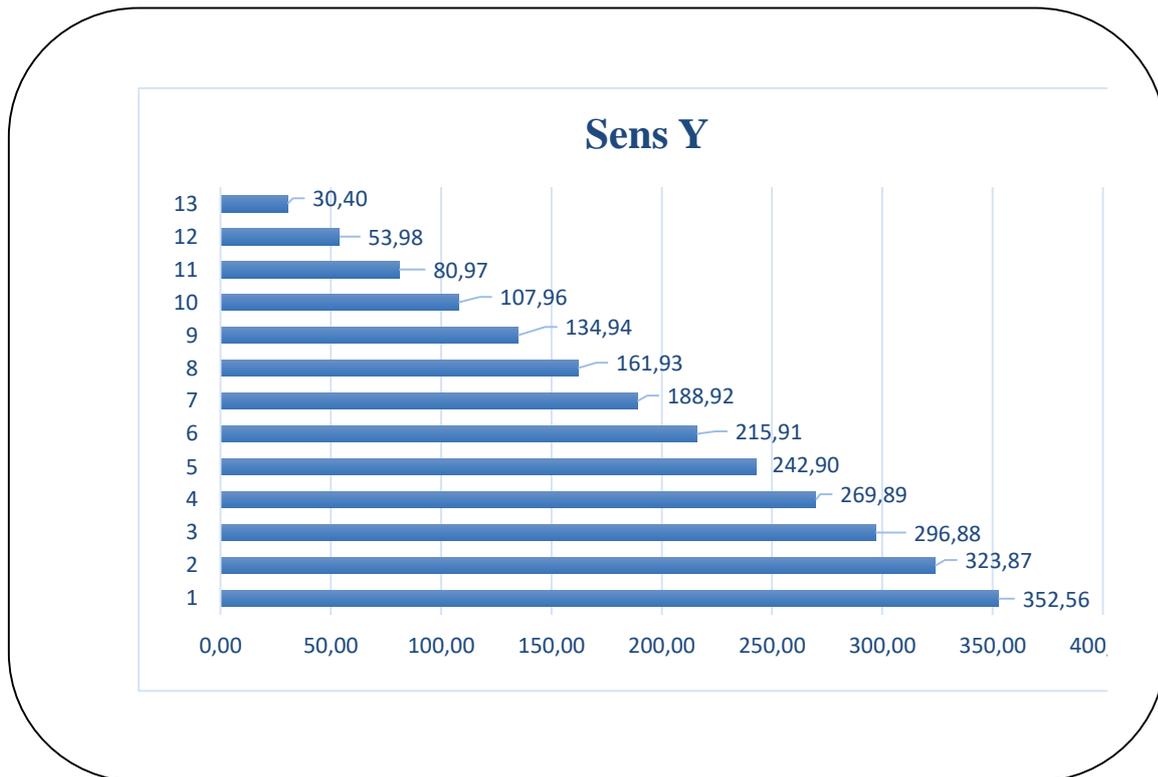


Figure V15 : Distribution de la résultante des forces sismique et l'effort tranchant sens Y.

V.6.4. Vérification les déplacements : RPA99 V2003 (art 4.43)

Déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

Avec:

δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismique F_i .

R : Coefficient de comportement ($R = 5$).

Δ_k : Le déplacement relatif au niveau« k »par rapport au niveau« k-1 »est égal à $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$.

Nous allons relever à l'aide de Robot les déplacements à chaque niveau (E_X et E_Y)

l'article 5.10 du RPA99/V2003.

Préconise que les déplacements relatifs inter étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage considéré, il faut vérifier alors que : $\Delta_K \leq \Delta_{adm} = 0.01 \times h_e$

Avec :

h_e : étant la hauteur de l'étage considéré.

Δ_{adm} : Déplacement admissible égale à (1% $h_e = 0.01 \times 3.06 = 0.0306 \text{ m} = 3.06 \text{ cm}$).

Etage	$\delta_{kx}(\text{cm})$	$\Delta x(\text{cm})$	$\delta_{ky}(\text{cm})$	$\Delta y(\text{cm})$	$\Delta_{adm}(\text{cm})$	$\delta_k < \Delta_{adm}$
RDC	0,2	0,2	0,2	0,2	3.06	CV
1	0,7	0,5	0,7	0,5	3.06	CV
2	1,3	0,6	1,3	0,6	3.06	CV
3	2,0	0,7	1,9	0,7	3.06	CV
4	2,8	0,8	2,6	0,7	3.06	CV
5	3,6	0,8	3,3	0,7	3.06	CV
6	4,4	0,8	4,0	0,7	3.06	CV
7	5,2	0,8	4,7	0,7	3.06	CV
8	5,9	0,8	5,4	0,6	3.06	CV
9	6,6	0,7	6,0	0,6	3.06	CV
10	7,3	0,7	6,5	0,6	3.06	CV
11	7,9	0,6	7,0	0,5	3.06	CV
12	8,5	0,6	7,5	0,4	3.06	CV

Tableau V. 16 : Déplacements absolus pour les deux sens.

Donc : Les déplacements relatifs inter-étages sont vérifiés et par conséquent le critère de justification de la Sécurité de (Article : 5.10) (Page : 63) du RPA99/V2003 et vérifier.

V.6.5. Vérification vis-à-vis de l'effet (P- Δ) : RPA99/V2003 (art 5.9) p40

L'effet du second ordre (ou effet de P- Δ) peut être négligé lorsque la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\Theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au-dessus de niveau k

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k .

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

h_k : Hauteur de l'étage k.

- Si : $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés un facteur égal à : $\frac{1}{1-\theta_k}$

Si : $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

Etage	h_k [m]	P_k [KN]	Sens X-X			Sens Y-Y		
			Δ_k [m]	V_x [KN]	Θ	Δ_k [m]	V_y [KN]	Θ
12	3.06	-4043,28	0,6	1110,42	0,024	0,4	1120,59	0,021
11	3.06	-4023,76	0,6	1369,31	0,027	0,5	1399,38	0,022
10	3.06	-4023,75	0,7	1597,22	0,033	0,6	1645,69	0,024
9	3.06	-4023,76	0,7	1801,26	0,035	0,6	1865	0,029
8	3.06	-4023,75	0,8	1980,38	0,037	0,6	2057,08	0,031
7	3.06	-4023,76	0,8	2133,9	0,039	0,7	2221,72	0,033
6	3.06	-4023,75	0,8	2265,43	0,042	0,7	2361,58	0,035
5	3.06	-4023,76	0,8	2378,02	0,039	0,7	2478,67	0,037
4	3.06	-4023,75	0,8	2467,68	0,035	0,7	2569,59	0,034
3	3.06	-4023,75	0,7	2525,05	0,031	0,7	2626,97	0,030
2	3.06	-4023,75	0,6	2467,68	0,035	0,6	2569,59	0,034
1	3.06	-4023,75	0,5	2546,15	0,035	0,5	2626,97	0,030
RDC	3.06	-4532,68	0,2	2525,05	0,014	0,2	2213,52	0,013

Tableau V. 17 : Vérification de l'effet P- Δ pour les deux sens.

✚ On remarque que les valeurs de Θ_k inférieure à 0.1 donc l'effet **P- Δ** n'a pas d'influence sur la structure.

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l'art 5.10 du RPA version 2003 est vérifiée.

V.6.6. Vérification au renversement : RPA99/V2003(art.4.41)

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal et transversal) avec la relation suivante:

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

M_r : Moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

M_s : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times (X_G ; Y_G)$$

W : Le poids total de la structure.

$X_G ; Y_G$: Dimension de la structure (Largeur ou Longueur).

Etage	hi (m)	Sens X-X		Sens Y-Y	
		F _{ix} (KN)	F _{ix} × hi	F _{iy} (KN)	F _{iy} × hi
RDC	3,06	29,55955	90,45222	30,40241	93,03139
1	6,12	52,4812	321,1849	53,97765	330,3432
2	9,18	78,7218	722,6661	80,96648	743,2723
3	12,24	104,9627	1284,743	107,9556	1321,376
4	15,3	131,203	2007,406	134,9441	2064,645
5	18,36	157,444	2890,672	161,9334	2973,097
6	21,42	183,6842	3934,515	188,9218	4046,705
7	24,48	209,9253	5138,972	215,9111	5285,505
8	27,54	236,1654	6503,995	242,8994	6689,451
9	30,6	262,4066	8029,643	269,8889	8258,601
10	33,66	288,6473	9715,868	296,8778	9992,908
11	36,72	314,8872	11562,66	323,8659	11892,36
12	39,78	342,7835	13635,93	352,5577	14024,74
$M_r = \sum F_i \times h_i$			65838,7	/	67716,04

Tableau V. 18 : Moment de renversement provoqué par les charges horizontales pour les deux sens.

➤ **Vérifications :**• **Sens X-X :**

$$M_S = 52633,43 \times 14.62 = 769500,7 \text{KN.m}$$

$$\frac{M_S}{M_R^S} = \frac{769500.7}{65838.7} = 11.69 > 1.5 \Rightarrow C.V$$

• **Sens Y-Y:**

$$M_S = 52633,43 \times 11.31 = 595284,09 \text{KN.}$$

$$\frac{M_S}{M_R^S} = \frac{595284.09}{65838.7} = 9.041 > 1.5 \Rightarrow C.V$$

V.6.7. Caractéristique géométrique et massique :**V.6.7.1. Centre de masse :**

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur, ...etc.).

Les coordonnées du centre de gravité des masses sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i \cdot x_i}{\sum M_i} \quad Y_G = \frac{\sum M_i \cdot y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : masse de l'élément considéré.

X_i , Y_i : coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère globale.

V.6.7.2. Centre de torsion :

Le centre de torsion est le centre des rigidités des éléments de contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles, et des poteaux.

Les coordonnées du centre des rigidités peuvent être déterminé par les formules ci-après :

$$X_{CT} = \frac{\sum L_{xj} \cdot X_j}{\sum L_{xj}} \quad X_{CT} = \frac{\sum L_{yj} \cdot Y_j}{\sum L_{yj}}$$

X_{CT} , Y_{CT} : Coordonnées du centre de rigidité (ou de torsion.)

Avec :

I_{xi} : Inertie de l'élément i dans le sens y .

X_i : Abscisse de l'élément I_{yi} .

I_{yi} : Inertie de l'élément i dans le sens x .

Y_i : Ordonnée de l'élément I_{xi} .

V.6.7.3. L'excentricité théorique et accidentelle :➤ **L'excentricité théorique :**

L'excentricité est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, donnée par les formules suivant :

$$e_x = |X_{CT} - X_{CM}| \quad e_y = |Y_{CT} - Y_{CM}|$$

➤ **L'excentricité accidentelle :**

L'excentricité exigée par le **RPA 99/V2003(art4.2.7)** est de **5%** de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

- $e_{ax} = 0.05 L_x$ avec : $L_x = 29.50$ m $e_{ax} = 1.47$ m.
- $e_{ay} = 0.05 L_y$ avec : $L_y = 13.3$ m $e_{ay} = 0.66$ m.

L'excentricité à prendre dans le calcul :

- $e_x = 1.47$ m.
- $e_y = 0.66$ m.

• **Le tableau suivant résume les résultats :**

Etage	W [KN]	Position du centre de masse		Position du centre de torsion		Excentricité	
		X _G (m)	Y _G (m)	X _{CR} (m)	Y _{CR} (m)	Ex(m)	Ey(m)
RDC	4532,68	14.90	6.03	9.89	3.96	5,02	2,07
1	4023,75	14.90	6.03	9.89	3.96	5,02	2,07
2	4023,75	14.90	6.03	9.89	3.96	5,02	2,07
3	4023,76	14.90	6.03	9.89	3.96	5,02	2,07
4	4023,75	14.90	6.03	9.89	3.96	5,02	2,07
5	4023,76	14.90	6.03	9.89	3.96	5,02	2,07
6	4023,75	14.90	6.03	9.89	3.96	5,02	2,07
7	4023,76	14.90	6.03	9.89	3.96	5,02	2,07
8	4023,75	14.90	6.03	9.89	3.96	5,02	2,07
9	4023,76	14.90	6.03	9.89	3.96	5,02	2,07
10	4023,76	14.90	6.03	9.89	3.96	5,02	2,07
12	4023,75	14.90	6.03	9.89	3.96	5.02	2.07
13	4043,28	14.91	6.07	9.89	3.96	5.03	2.19

Tableau V. 19 : Les résultats des différents centres de gravité et de rigidité.

V.6.8. Vérification de l'effort normal réduit : RPA99 V2003 (art 7.1.3.3)

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter l'écrasement de la section du béton après modélisation et cela par la formule suivante :

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

N_d : Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

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

f_{cj} : Est la résistance caractéristique du béton.

Combinations	$B_c(\text{cm}^2)$	$N_d(\text{KN})$	v	Observation
G+Q+EY	65×80	2959,76	0,228	C. V
0.8G -EX	65×80	1961,78	0,16	C. V
0.8G -EY	65×80	1731,90	0,13	C. V
G+Q+EX	65×80	2879,53	0,221	C. V

Tableau V. 20 : Verification des efforts normaux réduits.

➤ **Les dimensions finales des éléments principales :**

Elément	Epaisseur(cm)	Section(cm^2)
Poteaux	-	65×80
Poutres principales	-	35×50
Poutres secondaires	-	.35×45
Voiles	20	-

Tableau V. 20 : Les dimensions finales des éléments principales.

Chapitre VI :
Ferraillage des éléments
structuraux

VI.1. Introduction :

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable).

Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l’outil informatique à travers le logiciel d’analyse des structures (Robot Structural Analysais), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

Leurs ferrailages doivent être réalisés de façon à résister aux combinaisons des différentes actions en considérant les combinaisons les plus défavorables.

VI.2. Combinaisons d'actions :

Après la détermination des sollicitations M, N et T, on procède au ferrailage avec les combinaisons les plus défavorables à savoir :

- **Selon BAEL91 (art. 6.1.2)** (La combinaison fondamentale) :
ELU : 1,35G+ 1.5Q
ELS : G+Q
- **Selon RPA 2003 Formule (5-1 ; 2)** (Combinaisons accidentelles) :
G+Q±E
0.8G± E

Situation	γ_b	F_{c28} (Mpa)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1.5	25	14.2	348
Accidentelle	1.15	25	18.5	400

Tableau VI. 1: Coefficient de sécurité et caractéristiques mécaniques.

VI.3. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux et à des moments fléchissant, qui sont dus à (G), (Q) et l'effort sismique (E), ainsi que des efforts tranchants.

Leur ferrailage longitudinal se fera en flexion composée avec une fissuration peu nuisible.

Les armatures seront déterminées sous les couples de sollicitations suivants :

- 1) $N_{Max} \rightarrow M_{corr}$
- 2) $M_{Max} \rightarrow N_{corr}$
- 3) $N_{Min} \rightarrow M_{corr}$

Sachant que :

- 1) Les combinaisons (G+Q et 1.35G+1.5Q) donne un effort normal maximal et un moment correspondant (N_{max} , M_{corr}).
 - 2) Les combinaisons (G + Q ± E et 0.8G ± E) donne un effort normal minimum et un moment correspondant (N_{min} , M_{corr}).
- Elle dimensionne les sections d'acier (contrainte de traction maximale).

VI.3.1. Recommandations du RPA99/V2003 : (art7.4.2 pages 61)

A) Armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- $A_{min} = 0.8 \%$ de la section de béton (en zone **IIa**).
- $A_{max} = 4 \%$ $b \times h$ (en zone courante).
- $A_{max} = 6 \%$ $b \times h$ (en zone de recouvrement).
- $\phi_{min} = 12$ mm (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de **40 ϕ** en zone **IIa**.
- La distance ou espacement (S_t) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone **IIa**).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critique)
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure (VI.1)

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99/V2003 Sont apportées dans le tableau suivant :

Niveau	Section du poteau (cm ²)	Amin RPA (cm ²)	Amax RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC et 12 étages	65×80	41.60	208	312

Tableau VI. 2: Pourcentages minimal et maximal des armatures longitudinales.

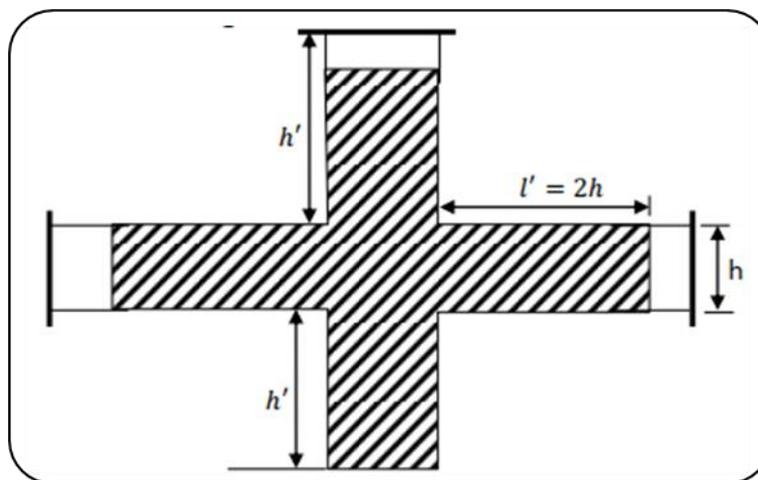


Figure VI. 1: Zone nodale.

B) Armatures transversales : RPA99/version 2003 (art. 7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots\dots\dots(A)$$

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h₁ : Hauteur totale de la section brute.

f_e: Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à :

$$\left\{ \begin{array}{l} 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5. \\ 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5. \end{array} \right.$$

Avec : $\lambda_g = \min\left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right)$.

λ_g : est l'élanement géométrique du poteau.

a , b :sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : Longueur de flambement du poteau.

S_t: est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (A) , Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

▪ **Dans la zone nodale** : $S_t \leq \min(10 \phi, 15\text{cm})$ (en zones II).

▪ **Dans la zone courante** : $S_t \leq (15 \phi_{min}^L)$ (en zones II).

ϕ_{min}^L: est le diamètre minimal longitudinal du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale :

$\frac{A_t}{t \times b_1}$ en % est donnée comme suit :

Si :

- $\lambda_g \geq 5$: 0.3 %
- $\lambda_g \leq 3$: 0.8 %
- $3 < \lambda_g < 5$: Interpoler entre les valeurs précédentes.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \phi_t$ min.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

➤ **L'enrobage :**

$$C \geq C_0 + \frac{\phi}{2} \quad \text{où } C_0 = 1\text{cm (Fissuration peu préjudiciable) BAEL91 A.7.1.}$$

$$\phi = \frac{h}{10} = \frac{80}{10} = 8\text{cm} \Rightarrow C \geq 1 + \frac{8}{2} = 5\text{cm}$$

Donc on adopte : C=5cm

VI.3.2. Les sollicitations dans les poteaux :

Combinaison	Efforts	Valeur
ELU	N _{Max} (KN)	3777,24
	M ^y _{corr} (KN.m)	1,29
	M ^z _{corr} (KN.m)	8,92
ELS	N _{Max} (KN)	2751,72
	M ^y _{corr} (KN.m)	0,98
	M ^z _{corr} (KN.m)	6,44
0.8G+EX	N _{Min} (KN)	-438,34
	M ^y _{corr} (KN.m)	-22,88
	M ^z _{corr} (KN.m)	-17,16
G+Q+EY	M ^z _{Max} (KN.m)	152,71
	N ^{min} _{corr} (KN)	-652,69
	N ^{max} _{corr} (KN)	150.05
	M ^y _{Max} (KN.m)	470.98

Tableau VI. 3: Les résultats des efforts et des moments pour chaque combinaison dans les poteaux.

VI.3.3. Calcul des ferrillages :

VI.3.3.1. Armatures longitudinales :

Le calcul du ferrillage est en **flexion composée** dans les deux sens **Y** et **Z**, car le poteau est sollicité par un effort normal **N** et deux moments fléchissant **My** et **Mz**.

➤ **1^{er} cas** : la combinaison (1,35 G+1,5 Q):

🔲 **Exemple de calcul :**

SENS Y:

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{Max} = 3777,24KN \\ M_{cor} = 1.29 KN.m \end{array} \right.$$

Selon l'article (A.4.4 du BAEL91), on adoptera une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 \quad ; \quad e_1 = e_0 + e_a$$

e₁ : Excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

e₂ : Excentricité dus aux effets du second ordre.

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (Après exécution).

$$e_0 = \frac{M_{corr}^y}{N_{Max}} = \frac{1.29}{3777,24} = 0.000415m = 0.0415cm$$

$$e_a = \max\left(2cm, \frac{L}{250}\right) = \max\left(2cm, \frac{306}{250} = 1.224cm\right) = 2cm$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.0415 + 2 = 2.0415cm$$

L : hauteur totale du poteau.

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.142 m$$

$$\text{Si } \frac{l_f}{h} < \max(15 ; 20 \times e_1 / h)$$

On pourra utiliser la méthode forfaitaire.

$$\frac{2.142}{0.8} = 3.06 < \max(15 ; 20 \times \frac{2.0415}{80} = 0.604) = 15 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h} = \sqrt{12} \times \frac{2.142}{0.8} = 9.27$$

$$\text{Alors : } \lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{9.27}{35}\right)^2} = 0.84$$

Ø : Généralement égal à 2.

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times 2) = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.8} \times (2 + 0.84 \times 2) = 6.33 \times 10^{-3} \text{ m} = 0.633 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 = 2.415 + 0.633 = 3.048 \text{ cm}$$

$$B = (0.337h - 0.81 c'). \text{ b.h. } \sigma_b = (0.337 \times 80 - 0.81 \times 5) \times 65 \times 80 \times 14.2 \times 10^2 = 1691.67 \text{ KN.m}$$

$$A = N_u \left(\frac{h}{2} - C \right) = 3777.24 \times \left(\frac{0.8}{2} - 0.05 \right) = 1322.03 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = A - B = 1322.03 - 1691.67 = -369.64 \text{ KN.m}$$

$M_u = 1.29 > M_3$; **Donc la section est entièrement comprimée.**

$$\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ Mpa}, \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Map}$$

$$N_0 = \text{b.h.} \sigma_b = 6500 \times 800 \times 14.2 = 7384 \text{ KN}$$

$$A_2 = \frac{M_u + (N_u - N_0) \left(d - \frac{h}{2} \right)}{\bar{\sigma}_s (d - C')} = -51.76 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = \frac{N_u - N_0}{\bar{\sigma}_s} - A_2 = -62.12 \text{ cm}^2$$

Nous faisons le même calcul et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Combinaison	Sens	N(KN)	M(KN.m)	Nature la section	Acalculée(cm ²)
ELU	Y	3777,24	1,29	S.E.C	-62.12
	Z	3777,24	8,92	S.E.C	-61.81
0.8G+EX	Y	-438,34	-22,88	S.P.T	26.00
	Z	-438,34	-17,16	S.P.T	26.00
G+Q+EY	Y	150.05	470.98	S.E.T	14.40
	Z	652,69	152,71	S.P.C	26.00

Tableau VI. 4: Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale pour les poteaux.

VI.3.3.2. Les vérifications :

➤ **ELU :**

- **Condition de non fragilité : BAEL91 (Article A.4.2.1)**

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{6,44}{2751,72} = 2.34 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t25}}{f_e} \left(\frac{e_G - 0.455 \times d}{e_G - 0.185 \times d} \right) = 11.58 \text{ cm}^2$$

➤ **RPA :**

- **Pourcentage minimal et maximal : RPA99/V2003 (art.7.4.2.1)**

$$A_{min} = 0.8\%(h.b) = 41.60 \text{ cm}^2$$

- **Zone courante :**

$$A_{max} = (4 \times b \times h) / 100 = 208 \text{ cm}^2$$

- **Zone de recouvrement :**

$$A_{max} = (6 \times b \times h) / 100 = 312 \text{ cm}^2$$

Combinaison	Sens	Acalculée (cm ²)	A _{min} ^{RPA} (cm ²)/2	Adoptée (cm ²)/face	Ferrailage utilisée
ELU	Y	-62.12	20.80	20.80	
	Z	-61.81	20.80	20.80	
0.8G+EX	Y	26.00	20.80	26.00	6HA25=29.45
	Z	26.00	20.80	26.00	6HA25=29.45
G+Q-EX	Y	14.40	20.80	20.80	5HA25=24.54
	Z	26.00	20.80	26.00	6HA25=29.45

Tableau VI. 5: Les armatures longitudinales utilisées pour les poteaux.

➤ **ELS :**

- La fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.
- La contrainte du béton est limitée par : $\sigma_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ **BAEL91 (art.A.4.5.2)**
- La contrainte d'acier est limitée par : $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$
- Les poteaux sont calculés en flexion composée avec :

$$N_{ser} = 2751,72 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = 6,44 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{6,44}{2751,72} = 2,34 \times 10^{-3} \Rightarrow e_0 = 0,234 \text{ cm} < \frac{h}{6} = \frac{80}{6} = 13,33 \text{ cm}$$

Donc la section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_b < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

$$B_0 = b \times h + 15 (A) = 65 \times 80 + 15(58,9) = 6083,55 \text{ cm}^2$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right]$$

$$v_1 = \frac{1}{6083,55} \left[\frac{65 \times 80^2}{2} + 15 \times 58,9(5 + 75) \right] = 45,81 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 80 - 45,81 = 34,19 \text{ cm}$$

$$I_{xx} = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15 [A_1 \times (v_1 - c_1)^2 + A_2 \times (v_2 - c_2)^2]$$

$$I_{xx} = \frac{65}{3} (45.81^3 + 34.19^3) + 15 \times 29.45 [40.81^2 + 29.19^2]$$

$$I_{xx} = 27044603.7 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène.

$$M_G = 7.85 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_0 = \frac{N_{ser}}{b_0 \times 100} = \frac{2751,72 \times 10^3}{6083.55 \times 100} = 4.52 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{6.44 \times 10^6}{27044603.7 \times 10^4} = 0.00024 \frac{\text{N}}{\text{mm}^3}$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 4.52 + 0.00024 \times 458.1 = 4.62 \text{ MPa}$$

$$< 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

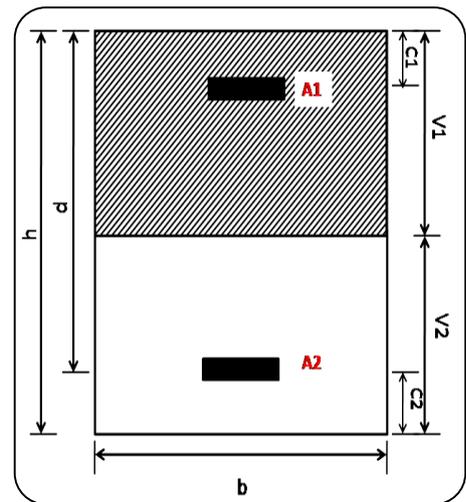


Figure VI. 2: Section de poteau.

Donc les armatures déterminées pour L'ELA de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à L'E.L.S est :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[4.52 + 0.00024(458.1 - 50)] = 69.26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 + K(d - v_1)] = 15[4.52 + 0.00024(750 - 50)] = 70.32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^1 = 69.26 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (\text{C.V})$$

$$\sigma_s^2 = 70.32 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (\text{C.V})$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

On prend l'effort tranchant max et on généralise les sections d'armatures pour tous les poteaux, la combinaison (G + Q ± E) donne l'effort tranchant max.

$$T_{\max} = 75.81 \text{ KN}$$

• **Selon BAEL91 (art A.5.1) :**

-La contrainte tangente : BAEL91 (art.A.5.1,1)

$$\tau_u = \frac{T}{b_0 \times d} = \frac{75.81 \times 10^3}{650 \times 750} = 0.155 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible BAEL91 (art.A.5.1, 211)

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(0.2 \times \frac{25}{1.15} = 4.35, 5 \text{ MPa} \right) = 4.35 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.155 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4.35 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

- Selon RPA99/V (art.7.4.3.2) :

$$\overline{\tau_u} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\lambda_g = \min\left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right) = \left(\frac{0.7 \times 3.06}{0.8} = 2.68 \text{ ou } \frac{0.7 \times 3.06}{0.65} = 3.29\right) = 3.06$$

$$\lambda_g = 2.68 < 5 \Rightarrow \rho_d = 0.04$$

$$\overline{\tau_u} = 0.04 \times 25 = 1 \text{ Mpa} \Rightarrow \tau_u = 0.155 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 1 \text{ Mpa} \dots \dots \text{CV}$$

VI.3.3.3. Armatures transversales :

Selon (RPA 2003 Article.7.4.2.2) les armatures transversales des poteaux sont calculées à

l'aide de la formule suivante : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$.

$$\lambda_g = 2.68 < 5 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

Zone IIa :

▪ Dans la zone nodale : $S_t \leq \min(10\phi_{\min}^L, 15\text{cm}) = 15\text{cm}$ (en zones IIa).

▪ Dans la zone courante : $S_t \leq 15\phi_{\min}^L = 37.50 \text{ cm}$ (en zones IIa).

On prend : $S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale et $S_t = 15 \text{ cm}$ dans la zone courante.

On adopte un espacement de 10 cm en zone nodale avec longueur suivant :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\right) = 70 \text{ cm}.$$

Zones IIa $\Rightarrow L_r = 50\phi_l = 50 \times 15 = 750\text{mm} = 75\text{cm}$.

- En zone nodale :

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3.75 \times 75.81 \times 10^3}{800 \times 400} \times 100 = 0.89\text{cm}^2$$

- En zone courant :

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3.75 \times 75.81 \times 10^3}{800 \times 400} \times 150 = 1.33\text{cm}^2$$

Soit 4HA10 = 6.79cm² /sens

➤ **Vérification des cadres des armatures minimales :**

• **Selon RPA99/V2003 (7.4.2.2) :**

Soit la quantité d'armature minimale (**Zone IIa**).

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0,3\% \Rightarrow si \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \Rightarrow si \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

▪ **Dans la zone nodale : $S_t = 10$ cm**

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0,3\% \Rightarrow A_t = 0,003 \times 10 \times 65 = 1,95 \text{ cm}^2 \quad \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

▪ **Dans la zone courante : $S_t = 15$ cm**

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0,3\% \Rightarrow A_t = 0,003 \times 15 \times 65 = 2,925 \text{ cm}^2 \quad \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

• **Selon BAEL91 (art A.8.1. 3) :**

• **Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$**

$$\phi_t = 10 \text{ mm} \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{25}{3} = 8,33 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

• **Leur espacement : $S_t \leq \min (15 \phi_l ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$**

$$S_t \leq \min (37,5 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 90 \text{ cm}) = 37,5 \text{ cm} \dots \dots \text{Condition Vérifiée..}$$

VI.3.4. Présentation du ferrailage :

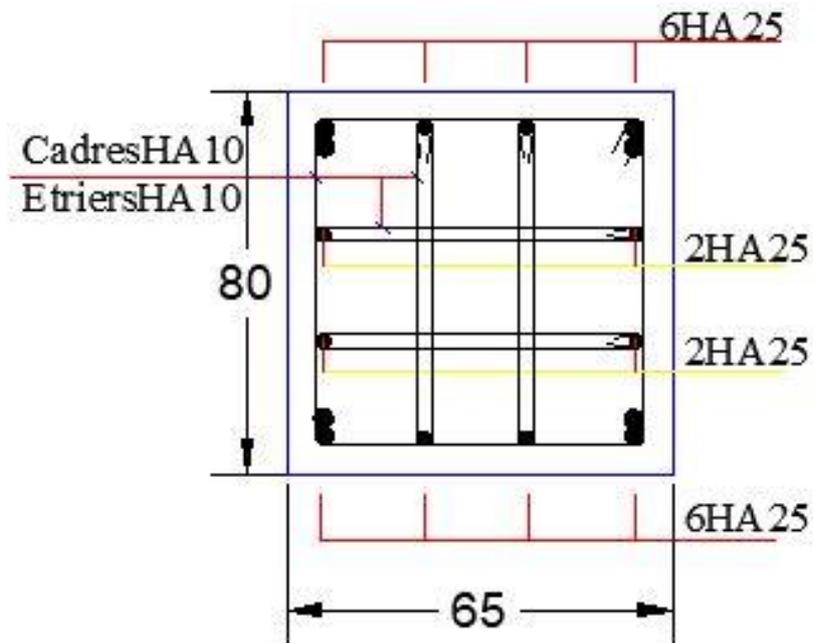


Figure VI. 3: Schéma du ferrailage des poteaux.

VI .4. Ferrailage des poutres et consoles :

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

VI.4.1. Recommandation des RPA 99/V2003 :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5 % en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4 % en zone courante
 - 6 % en zone recouvrement.
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°. Dans notre cas, nous allons ferrailer les poutres et les consoles les plus sollicitées.

VI.4.2. Les sollicitations dans les poutres :

P_p : Poutre principale.

P_s : Poutre secondaire.

Combinaison	1.35G+1.5Q		G+Q		G+Q±E		0.8G±E	
	En travée	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée	Sur appui
P_p	36,77	-150,51	26,71	-109,4	146,70	-202,1	153,4	-191,57
P_s	38,67	-69,11	28,59	-49,36	93,80	-120,04	96,07	-102,84

Tableau VI. 6: Récapitulatif des valeurs des moments dans les poutres dus aux combinaisons les plus défavorables.

✚ Remarque :

La combinaison sismique **0.8G±E** donne un diagramme linéaire des moments alors le ferrailage sur appui sera la même aux nappes supérieures et nappes inférieures.

VI.4.3. Calcul des ferrillages :

➤ **Poutre principale :**

➤ **L'enrobage :**

$$C \geq C_0 + \frac{\emptyset}{2} \quad \text{où } C_0 = 1\text{cm (Fissuration peu préjudiciable) BAEL91 A.7.1.}$$

$$\emptyset = \frac{h}{10} = \frac{50}{10} = 5\text{cm} \Rightarrow C \geq 1 + \frac{5}{2} = 3.5\text{cm}$$

Donc on adopte : C=4cm

VI.4.3.1. Armatures longitudinales :

➤ **En travée :** sous combinaison 1.35G+1.5Q.

✚ **Exemple de calcul :**

$$\mu_u = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{36,77 \times 10^6}{14.2 \times 350 \times 460^2} = 0.035 < \mu_1 = 0.392$$

Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha_u = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 0.0445$$

$$\beta_u = 1 - 0.4 \times \alpha_u = 0.9822$$

$$A_l = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \times \beta_u \times d} = \frac{36.77 \times 10^4}{348 \times 0.9822 \times 460} = 2.34\text{cm}^2$$

➤ **En travée :** sous combinaison accidentelle.

✚ **Exemple de calcul :** $M_{Pp} = 153,4\text{KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{153,4 \times 10^6}{14.2 \times 350 \times 460^2} = 0.146 < \mu_1 = 0.392$$

$$\alpha_u = 0.198 \Rightarrow \beta_u = 0.9208$$

$$\Rightarrow A_l = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \times \beta_u \times d} = \frac{153.4 \times 10^4}{400 \times 0.9208 \times 460} = 9.05\text{cm}^2$$

Nous faisons le même calcul pour les autres éléments et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Etat	Elements	Localisation	M (KN.m)	μ	α	β	A_s (cm ²)
ELU	P _p	Travée	36,77	0,035	0,044	0,982	2,34
		Appui	-150,51	0,143	0,194	0,922	10,19
	P _s	Travée	38,67	0,037	0,047	0,981	2,46
		Appui	-69,11	0,066	0,085	0,966	4,47
ELA	P _p	Appui	-235,40	0,199	0,280	0,888	14,68
		Travée	-202,1	0,192	0,269	0,892	12,31
	P _s	Appui	-120,04	0,170	0,235	0,906	6,95
		Travée	96,07	0,114	0,152	0,939	5,48

Tableau VI. 7: Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale.

VI.4.3.2. Les vérifications :

➤ ELS :

-La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

-Pour le béton : section rectangulaire flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad , \quad \gamma = \frac{M}{M_{ser}}$$

	Localisation	α	M(KN.m)	M _{ser} (KN.m)	γ	f _{c28}	$\bar{\alpha}$	Condition
P _p	Travée	0,269	-202,1	26,71	7.57	25	3.53	C.V
	Appui	0.280	-235.40	-109,4	2.15	25	0.82	C.V
P _s	Travée	0.152	96.07	28.59	3.36	25	1.43	C.V
	Appui	0.235	-120,04	-49.36	2.43	25	0.96	C.V

Tableau VI. 8: Récapitulatif résultats de la vérification à l'E.L.S.

➤ ELU :

- Condition de non fragilité : BAEL91 (Article A.4.2)

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

- Pourcentage minimal d'après le BAEL91 (Art B.6.4) :

$$A_{\min}^{BAEL} = 0.1\% (b \times h)$$

- Pourcentage minimal d'après le RPA99V2003 (Art7.5.2.1) :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la section de la poutre

$$A_{\min}^{RPA} = 0.5\% (b \times h)$$

		A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{min} ^{BAEL} (cm ²)	A _{min} ^{RPA} (cm ²)	A _{adpotée} (cm ²)	Ferrailage utilisée (cm ²)
P _p	Appui	14,68	1.75	1.94	8.75	14.68	6HA20 = 18.85
	Travée	12.31	1.75	1.94	8.75	12.31	4HA20 = 12.57
P _s	Appui	6.95	1.75	1.94	8.75	6.95	4HA16 = 8.04
	Travée	5,48	1.75	1.94	8.75	5.48	4HA16 = 8.04

Tableau VI. 9: Récapitulatif résultats du ferrailage.

- Pourcentage maximal d'après le RPA99V2003(Art7.5.2.1) :

$$\begin{cases} 4\% & \text{en zone courante.} \\ 6\% & \text{en zone de recouvrement.} \end{cases}$$

✚ Exemple de calcul :

P_p -zone courante : 4HA20 = 12.57cm² < 0.04.b.h = 0.04×35×50 = 70 cm².....cv

-zone de recouvrement : 6HA20= 18.85cm² < 0.06.b.h = 0.06×35×50 = 84 cm²...cv

	A _{appui} (cm ²)	A _{travée} (cm ²)	A _{max} (cm ²)		Observation
			Zone courante	Zone de recouvrement	
P _p	18.85	12.57	70	84	CV
P _s	8.04	8.04	70	84	CV

Tableau VI. 10: Vérifications des pourcentages maximaux des aciers longitudinaux.

• Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1)

Combinaison	Vu(KN)		
	1.35G+1.5Q	G+Q+EX	G+Q+Ey
Pp	143,46	106,67	89,60
Ps	54,13	27,44	51,34

Tableau VI. 11: Efforts tranchant dans les différentes poutres.

-La contrainte tangente : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$ BAEL91 (art.A.5.1,1)

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0, 20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 MPa \right) \text{ Fissuration peu nuisible BAEL91 (art.A.5.1, 211)}$$

	Vu(KN)	b0 (cm)	d (cm)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Pp	143.46	35	46	0.89	3.33	CV
Ps	54.13	35	46	0,34	4.35	CV

Tableau VI. 12: Vérification des contraintes tangentielles.

➤ Vérification de la flèche : BAEL91 (art. B.6.5.1)

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

• Poutre principale :

✚ Exemple du calcul :

- a) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{50}{550} = 0.09 > 0.0625 \dots \dots \dots C.V$
- b) $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.1 > 0.085 \dots \dots \dots C.V$
- c) $\frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d} \Rightarrow 0.0117 > 0.0105 \dots \dots \dots C.V$

Nous faisons le même calcul pour les autres éléments et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{b \times d}$	Observation
Pp	0.09	0.0625	0.085	0.0105	0.0117	CV
Ps	0.081	0.0625	0.085	0.0105	0.0107	CV

Tableau VI. 13: Vérification des conditions de flèche.

VI.4.3.3. Armatures transversales :

- **Diamètre des armatures transversales : BAEL91 (art.A.7.2, 2)**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{ht}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right)$$

Φl : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{45}{35}; 1.2; \frac{40}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(1.28; 1.2; 4) = 1.2 \text{ cm}$$

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$

- **Espacement des armatures transversales :**

- **BAEL 91 (art.A.5.1, 22)**

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(41.4; 40) \text{ cm} = 40 \text{ cm}$$

- **RPA : D'après RPA2003 (art.7.5.2, 2) :**

- **Dans la Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 1.2\phi_l\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{50}{4} = 12.5 ; 20 \times 1.2 = 24\right) = 12.5 \text{ Cm}$$

On adopte un espacement de **10** cm en zone nodale avec longueur suivant :

$$L_r = 2.h = 2 \times 50 = 100 \text{ cm.}$$

- **Dans la Zone courante :** $S_t \leq \frac{h}{2}$

$$S_t \leq \frac{50}{2} = 25 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de **15** cm en zone courante.

- **La section de ferrailage transversal :**

- **BAEL : D'après BAEL 99(Article A.5.1, 22):**

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0.4 \times b_0}{f_e}$$

$$A_t \geq \frac{15 \times 0.4 \times 35}{400} = 0.525 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8 = 2.01 cm².

- **RPA: D'après RPA 99/V2003 (A.7.5.2.2):**

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b \Rightarrow A_t = 0.003 \times 15 \times 35 = 1575 \text{ cm} < 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots CV$$

VI.4.4. Présentation du ferrailage :

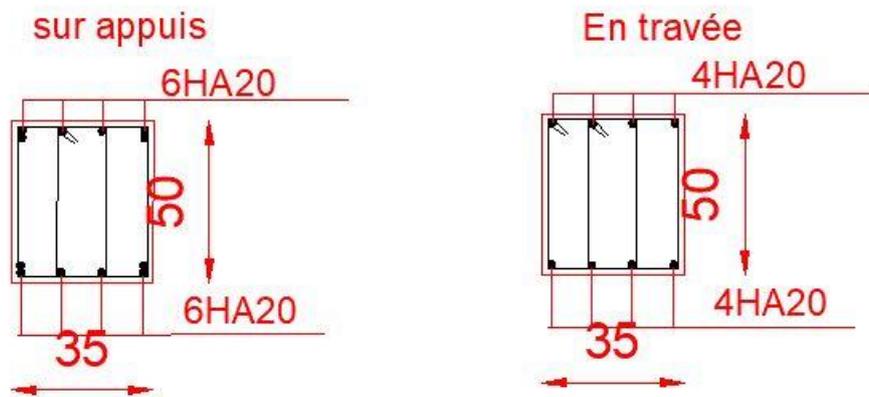


Figure VI.4 : Schéma du ferrailage de la poutre principale

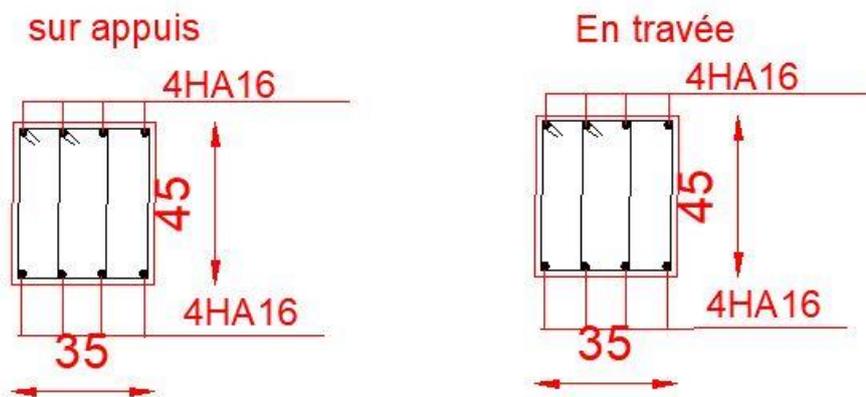


Figure VI.5 : Schéma du ferrailage de la poutre secondaire.

V.5.ferrailage des voiles :

Les voiles sont des éléments de contreventement soumis à des chargements verticaux (charges permanentes et charges d'exploitations) et à des forces horizontales dues au séisme.

Les charges verticales provoqueraient des efforts normaux et des moments si ces efforts normaux sont excentrés, par contre les efforts horizontaux provoqueraient des efforts normaux, tranchants et des moments fléchissant, donc chaque voile sera ferrillé en flexion composée et nécessiterait la disposition du ferrailage suivante :

- ✓ Dans le plan vertical : des aciers verticaux.
- ✓ Dans le plan horizontal : des aciers horizontaux.
- ✓ Des aciers transversaux.

VI.5.1. Recommandations du RPA99/V2003 :**A) Armatures verticales :**

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales l'effort de traction doit être repris en totalité par les armatures.
- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%.
- Il est possible de concentrer les 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 tendue.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité du voile, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochet à la partie supérieure.
- Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile ou du trumeau l'espacement des barres doit être au plus égale à 15cm.

B) Armatures horizontales :

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 crochet si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

Règles communes :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales dans les trumeaux est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0,15 %
 - En zone courante 0,10 %

- L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petites des deux valeurs suivantes :
 - $S_t \leq 1,5a \Rightarrow S_t \leq \text{Min} (30\text{cm} ; 1,5a)$, avec a : épaisseur du voile.
 - $S_t \leq 30\text{cm}$
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'abouts) ne doit 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 ou le renversement est possible ;
 - **20Φ** : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris pour les aciers de coutures dont la section doit être calculée avec la formule suivante :

$$A_{vJ} = 1,1 \frac{V}{F_e} ; \text{ Avec } V = 1.4 V_{\text{calculé}}$$

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

C) Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées entre elles avec au moins quatre (4) épingles au mètre carré leur rôle principal est de relier les deux nappes d'armatures de manière à assurer leur stabilité, lors du coulage du béton.

VI.5.2. Les sollicitations dans les voiles :

0.8G±E		G+Q±E
M_{corr} (KN.m)	N_{min} (KN)	T_{max} (KN)
1048,08	-3154,01	922,13

Tableau VI. 14: Récapitulatif des efforts internes dans le voile dus aux combinaisons les plus défavorables.

VI.5.3. Calcul du ferrailage :

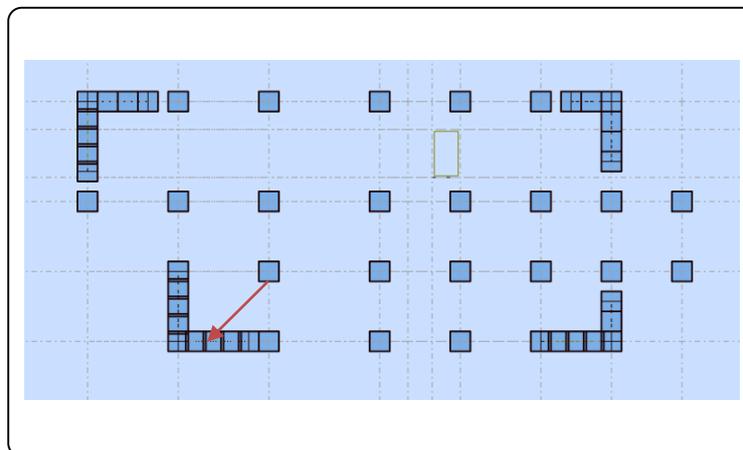


Figure VI. 6 : Disposition de voile L = 4.5m.

VI.5.3.1. Armatures verticales :

➤ **Combinaison : 0.8G±EY**

$$M_{corr} = 1048.08 \text{KN.m}$$

$$N_{min} = -3154,01 \text{KN}$$

$$h = 3.00 \text{m} \quad , \quad C = 15 \text{cm}$$

$$d = 19L/20 = 2.85 \text{m} \quad , \quad a = 20 \text{cm}$$

$$GC = \frac{M_{Max}}{N_{corr}} = \frac{1048.08}{-3154,01} = -0.33 \text{ m} > \frac{h}{6} = \frac{3.06}{6} = 0.51 \text{ m} \Rightarrow e = -0.81 \text{m}$$

$$N_0 = b \cdot h \cdot \bar{\sigma}_b = 0.20 \times 3.00 \times 14.2 = 8690.4 \text{KN}$$

$$B = (0.337 \times h - 0.81 \times C) N_0 = 7905.83 \text{KN.m}$$

$$A = N(d - C) = 38321.22 \text{KN.m}$$

$$M_1 = N \times e = -2554.74 \text{KN.m}$$

$$A - M_1 = 35766.48 \text{KN.m} > B \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

Alors détermination de la section d'acier en flexion simple.

$$M_{ua} = M_u - N_u \times (d - h/2) = -2923.65 \text{KN.m}$$

• **Vérification de flambement :**

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15; \frac{20 \cdot e}{h}\right)$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0.7 \times 3.06}{3.0} = 0.714 < 15 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

• **Calcul des armatures à la flexion simple :**

$$\bar{\sigma}_b = 14.20 \text{MPa} \quad \text{et} \quad \bar{\sigma}_s = 400 \text{MPa}$$

$$\mu_b = \frac{M_{ua}}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{2923.65 \times 10^6}{18.5 \times 160 \times 2850^2} = 0.0097$$

$$\mu_b < \mu_l \Rightarrow A_c = 0$$

$$\alpha = 0.012 \quad \text{et} \quad \beta = 0.995 \Rightarrow A_f = \frac{M_{ua}}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{2923.65 \times 10^4}{400 \times 0.995 \times 2850} = 25.77 \text{cm}^2$$

• **Calcul des armatures à la flexion composée : (N effort de traction) :**

$$A_{calculée} = A_f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 25.77 + \frac{3154.01 \times 10^3}{100 \times 400} = 104.62 \text{cm}^2$$

➤ L'armature verticale minimale :

D'après (RPA99/V 2003) Suivant la formule de Navier Bernoulli

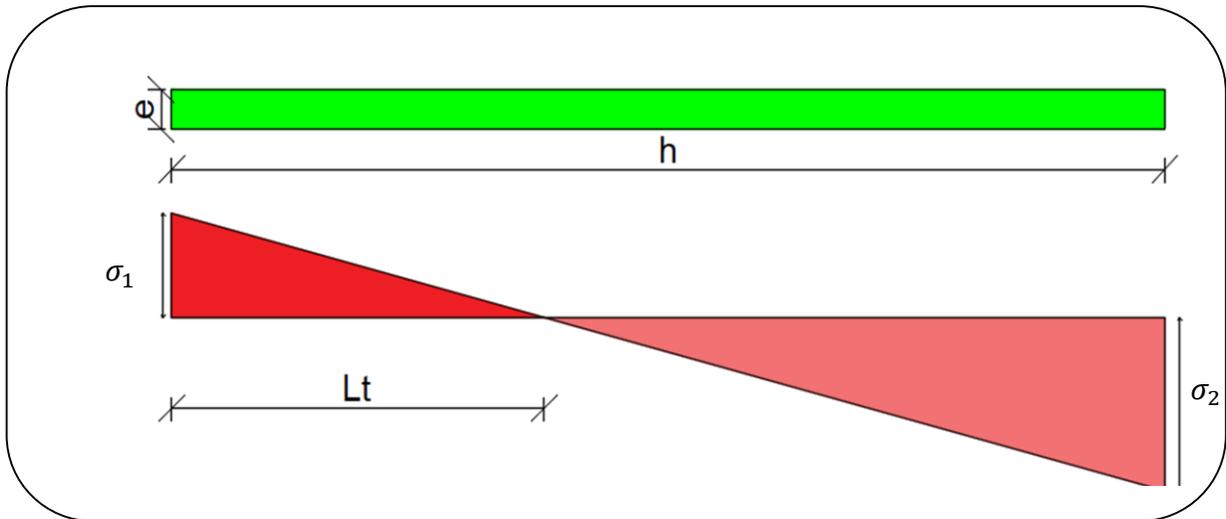


Figure VI. 7 : Les contraintes dans le voile.

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{3154.01 \times 10^3}{200 \times 3000} + \frac{6 \times 1048.08 \times 10^6}{200 \times 3000^2} = 8.75 \text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{2385.67 \times 10^3}{160 \times 3000} - \frac{6 \times 1428.88 \times 10^6}{160 \times 3000^2} = 1.76 \text{MPa}$$

Cas (SPT) : $\sigma_1 \geq 0$; $\sigma_2 \leq 0$; $L_t = h \times \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_2| + |\sigma_1|} = 3.00 \times \frac{1.76}{0.98 + 10.92} = 0.50 \text{m}$

L_t : longueur de la section tendue.

Alors :

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.002 \times l_t \times b = 0.002 \times 50 \times 20 = 2 \text{cm}^2$$

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales total est donné comme suit :
- $A_{\min}^g = 0.001 \times h \times b = 0.001 \times 300 \times 20 = 6 \text{cm}^2$

Donc on prend :

- Dans la zone tendue :

$$A = \text{Max} (A^{\text{cal}}, A_{\min}^{\text{RPA}}) = \text{Max} (104.62, 2.0)$$

Alors en prend $A = 104.62 \text{ cm}^2$

- En zone courante :

$$h' = h - 2L_t > 0$$

$$h' = 3.00 - 2 \times 0.25 = 2.0 \text{ m}$$

$$A_{\min 2} = 0.001 \times b \times h' = 0.001 \times 20 \times 200 = 4 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{tot}} = 2A_{\text{tendue}} + A_c > A_{\min}^g$$

Niveau	A _{tendu} (cm ²)	A _c (cm ²)	A _{total} (cm ²)	A _{g^{min}} (cm ²)	Condition
RDC	104.62	4	213.24	6	Vérifiée

Tableau VI. 15: Récapitulatif résultats du ferrailage vertical de voile.

➤ **Choix d'armature :**

• **Dans la zone tendue :**

$$A = 104.62 \text{ cm}^2 \Rightarrow 34\text{HA}20 = 106.76\text{cm}^2$$

• **En zone courante :**

$$A = 4 \Rightarrow 2\text{HA}16 = 4.02\text{cm}^2$$

✚ **Remarque :**

On adopte un ferrailage symétrie à cause de changement de signe des moments qui sont dus au changement de signe des forces sismiques.

➤ **L'espacement :**

D'après RPA99/V2003(art.7.7.4.1)

$$S < \min (1.5.a; 30\text{cm}) = \min (1.5 \times 20 = 30 \text{ cm}; 30 \text{ cm}) = 30\text{cm}.$$

On prend : **S** = 20 cm.

• **Dans la zone h/10 :**

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm}.$$

On prend : **D** = 8cm.

Les espacements suivant le **(BAEL)** sont négligés par rapport **RPA**.

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

T : Effort tranchant à la base du voile.

b : épaisseur du voile.

d : Hauteur utile ($d=0.9 \times h$).

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5\text{Mpa} \text{ RPA99/V2003 (art.7.7.2)}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times T_{\text{calculée}}}{b \times (0.9 \times h)} = \frac{1.4 \times 922,13 \times 10^3}{200 \times (0.9 \times 3000)} = 2.39\text{MPa} < 5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

VI.5.3.2. Armatures horizontales :

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

• **Globalement dans la section du voile : RPA99/V2003(art.7.7.4.3)**

$$A_{\text{min}}^h = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3\text{cm}^2$$

Donc on prend : **A_{hor}** = 6HA10 = 4.71 cm²/ml avec **S_h** = 15 cm.

VI.5.3.3. Armatures transversales : RPA99/V2003(art.7.7.4.3)

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle ϕ 6 au mètre carré.

VI.5.4. Présentation du ferrailage :

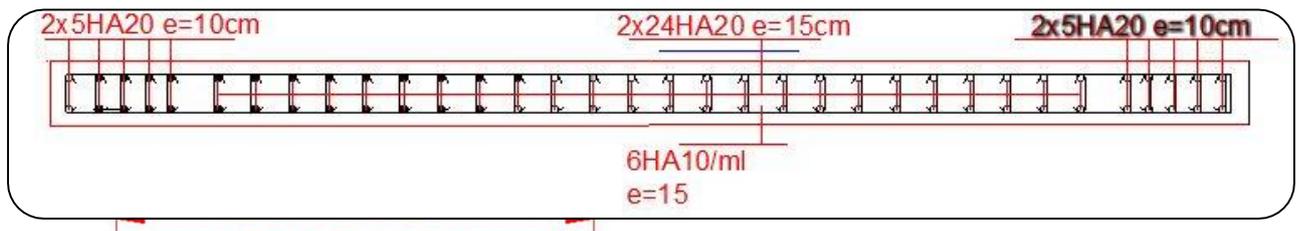


Figure VI. 8 : Schéma du ferrailage de voile.

CHAPITRE VII :

ETUDE DE

L'INFRASTRUCTURE

VII.1. Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact direct avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage dont leurs bonnes conceptions et réalisations découlent la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire des autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

L'ingénieur doit se baser sur trois préoccupations essentielles pour l'étude des fondations :

- La forme et l'emplacement de la fondation.
- La contrainte admissible du sol ne doit en aucun cas être dépassée.
- Le tassement doit être limité pour éviter le basculement ou la ruine de l'ensemble.

Différents types de fondations :

- Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers)
- Semi profondes (les puits)
- Profondes (les pieux)
- Fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...)

VII.2 : choix de type de fondation :

Fondations superficielles de type :

- Semelle isolée.
- Semelle filante.
- Radier général.

VII.3 : Combinaison d'action :

- ELS ($G + Q$) pour le dimensionnement.
- ELU ($1.35G + 1.5Q$) pour le ferrailage.
- Accidentelle ($0.8G \pm E$) pour la vérification.

VII.4 : Calcul des fondations :**VI.4.1 : Présentation de rapport de sol :**

Le bâtiment est à usage administratif dans la wilaya d'Annaba :

Les données géotechniques préliminaires de l'étude de sol du projet sont :

- Contrainte admissible : $Q = 1.8$ bars pour l'ensemble du site.
- Types de sol : classé dans la catégorie S3(sol meuble)
- Ancrage des fondations : $D = 2$ m

Remarque :

Nous proposons en premier lieu des semelles isolées sous poteaux et filantes sous murs. pour cela , nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à **50%** de la surface totale du bâtiment :

$$\left(\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{batiment}}} < 50 \% \right)$$

VII.4.2 : Calcul la section des semelles :

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_{\text{semelle}} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}$$

S_{semelle} : La surface totale de la semelle.

$$\sigma_{\text{sol}} = 1.8 \text{ bars} = 180 \text{ KN / m}^2 \quad (\text{selon le rapport de sol})$$

La somme des réactions des poteaux et voiles sont :

- **A L'ELS**

$$N_{\text{ser}} = N_G + N_Q$$

$$N_{\text{ser}} = 62689.89 \text{ KN} \quad \text{Selon Robot (E.L.S)}$$

$$S_{\text{semelle}} \geq \frac{62689.89}{180} = 348.27 \text{ m}^2$$

VII.4.3 : Vérification du chevauchement :

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{batiment}}} < 50 \%$$

S_{batiment} = la surface totale du bâtiment

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{batiment}}} = \frac{348.27}{354} = 0.9838 = \mathbf{98.38\%} > \mathbf{50\%}$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- Augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- Réduction des tassements différentiels.
- Facilité d'exécution.

VII.5 : Radier général :

Les radiers sont des semelles de très grandes dimensions supportant toute la construction. Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité (Réaction de sol \cong poids total de la structure).

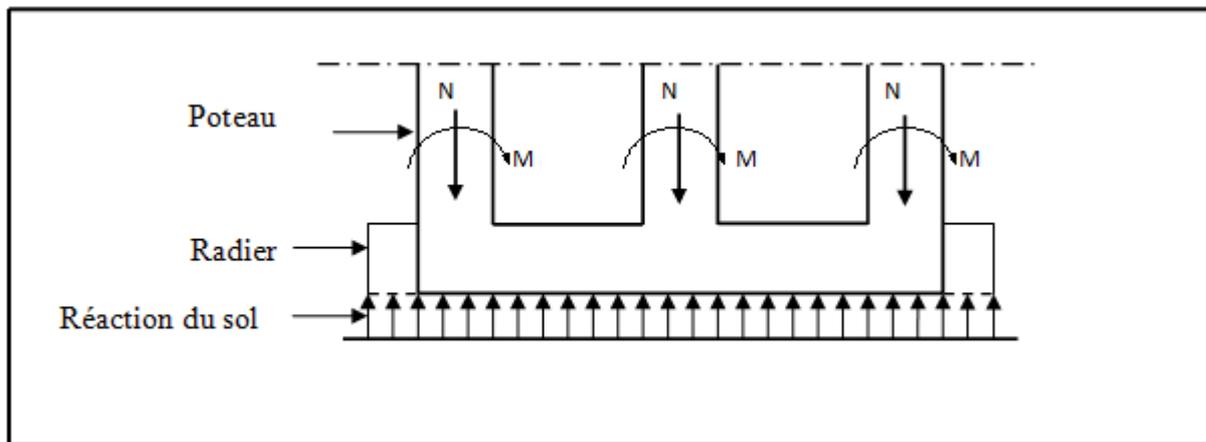


Figure VII.1 : Schéma du Radier

VII.5.1 : Pré dimensionnement du radier :

a) Selon la condition d'épaisseur minimale :

-La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$)

b) Selon la condition forfaitaire :

- Sous voiles :

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes : $\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$

L_{\max} : Longueur maximale entre deux voiles successifs.

h : Epaisseur du radier.

$$L_{\max} = 3.5 \text{ m}$$

$$0.4375 \text{ m} \leq h \leq 0.7 \text{ m}$$

On prend : **$h = 80 \text{ cm}$**

- Sous poteaux :

➤ **La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes : $h \geq \frac{L_{\max}}{20}$

L_{\max} : Longueur maximale entre nus des poteaux.

h : Epaisseur du radier.

Avec une hauteur minimale de 25 cm

$$h \geq \frac{550}{20} = 27.5 \text{ cm} \quad \text{on prend : } h = 30 \text{ cm}$$

➤ **La nervure :**

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à : $h \geq \frac{L_{\max}}{10}$

$$h \geq \frac{L_{\max}}{10} = 55 \text{ cm} \quad \text{on prend : } h = 55 \text{ cm}$$

c) **Condition de la rigidité :** $L_e \geq \frac{2 L_{\max}}{\pi}$

L_{\max} : Plus grande distance entre deux poteaux :

L_e : Longueur élastique.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}}$$

E : Module d'élasticité du béton $E = 3216420 \text{ t/m}^2$

I : Inertie d'une bande d'1 m de radier. $I = \frac{bh^3}{12}$

K : Coefficient de raideur du sol ($5\text{MPa} \leq K \leq 120\text{MPa}$)

Nous optons pour $K = 4000 \text{ t/m}$ pour un sol de densité moyenne

b : Largeur du radier (bande de 1m).

$$L_{\max} = 4.55 \text{ m}$$

De la condition précédente, nous tirons h :

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 K L_{\max}^4}{E \pi^4}}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 5.5^4}{3216420 \times 3.14^4}} = 0.825 = 0.83 \text{ m}$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0.0476489}{4000 \times 1}} = 3.52 \text{ m} > \frac{2}{\pi} \times 5.5 = 3.5 \text{ m} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

Conclusion :

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

$h_t = 85 \text{ cm}$ **Nervure**

$h_r = 30 \text{ cm}$ **Dalle**

$b = 65 \text{ cm}$ **Largeur de la nervure**

VII.5.2 Calcul de surface minimale du radier :

$$\text{ELU : } N_u = 86516.94 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } N_s = 62689.89 \text{ KN}$$

$$\text{ELU : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{86516.94}{180} = 480.65 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{62689.89}{180} = 348.27 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 354 \text{ m}^2 < \text{Max}(S1; S2) = 480.65 \text{ m}^2$$

Alors : La surface de bâtiment < la surface de radier

La surface de radier est supérieure à la surface du bâtiment On n'ajoute pas un débordement (D).

Remarque :

Pour des raisons d'économie on va choisir :

$$h_{\text{radier}} = 30 \text{ cm} \quad ; \quad h_{\text{Nervure}} = 85 \text{ cm.}$$

- Poids du radier :

$$G = (348.27 \times 0.30 \times 25) = 2612.02 \text{ KN}$$

- Combinaisons d'actions :

$$N_u = 86516.94 + 1.35 (2612.02) = 89128.96 \text{ KN}$$

$$N_s = 62689.89 + 2612.02 = 65301.91 \text{ KN}$$

VII.5.3 : Vérifications de radier :**a) Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91) (Art : 5.1)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9 h = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$

$$T_u^{\text{max}} = \frac{q_u L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u \times b \times L_{\text{max}}}{S_{\text{rad}} \times 2}$$

$$T_u^{\text{max}} = \frac{89128.94 \times 1 \times 5.5}{348.27 \times 2} = 703.77 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{703.77}{1000 \times 270} = 2.60 \text{ MPa} \leq 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

b) Vérification au poinçonnement : BAEL91 (Art : A.5.2.42)**b-1 : Vérification pour les poteaux :**

Le poinçonnement se manifeste là où il y a une concentration des charges. Pour vérifier le non poinçonnement du radier (dalle) le BAEL 91 propose de vérifier la condition suivante :

(Article A.5.2.42) BAEL 91.

$$N_u \leq \frac{0.07 \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Charge revenant du poteau le plus chargé.

Dans notre cas le poteau le plus sollicité transmet au radier la charge à l'ELU suivante
1750.56 KN.

μ_c : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen. $\mu_c = 2(a + b + 2h_r)$

$$\mu_c = 2(0,65+0,85+2 \times 0,85) = 6.4$$

$$N_u = 3777.26 \text{KN} \leq \frac{0.045 \times 6.4 \times 0.85 \times 25000}{1.5} = 4080 \text{KN} \dots \dots \dots CV$$

b-2 : Vérification pour les voiles :

Il faut vérifier que :

$$N_u \leq \frac{0.07 \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Charge revenant au voile le plus chargé.

μ_c : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen. $\mu_c = 2(a + b + 2h_r)$

$$\mu_c = 2(3.5+0.2+2 \times 0,85) = 10.80 \text{ m}$$

$$N_u = 2819.17 \text{KN} \leq \frac{0.045 \times 10.80 \times 0.85 \times 25000}{1.5} = 6885 \text{KN} \dots \dots \dots CV \text{ Condition Vérifiée}$$

Vérification à l'effort de sous pression :

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous les efforts de sous pression hydrostatique, on doit vérifier :

$$W \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S$$

Avec :

W : Poids total du bâtiment à la base du radier.

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1.5$).

h: Profondeur de l'infrastructure (h = 1.8 m).

S: Surface de radier (S = m²).

- $W=N_T=65301.91 \text{ KN}$

- $\alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S = 9402.65 \text{ KN}$

$W = 65301.91 \text{ KN} \geq 9402.65 \text{ KN} \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée**

La condition est vérifiée, donc pas de risque de soulèvement.

VII.5.4 : Caractéristiques géométriques du radier :

- **Centre de gravité des masses du radier (infrastructure) d'après logiciel ROBOT :**

$X = \Sigma S_i \times X_i / \Sigma S_i = 14.96 \text{ m}$

$Y = \Sigma S_i \times Y_i / \Sigma S_i = 6.05 \text{ m}$

- **Moment d'inertie d'un radier :**

$I_{y-y} = \frac{b \cdot h^3}{12} = 662668.2 \text{ m}^4$

$I_{x-x} = \frac{h \cdot b^3}{12} = 2927.914 \text{ m}^4$

	Centre de gravité du radier	Centre de gravité du bâtiment	e _x	e _y
x _g	14.84	14.90	0.12	
y _g	5.95	6.02		0.07

Tableau VII.1 : Centre de masse.

VII.5.5 : Vérification de la stabilité :

- **Vérification de la stabilité du radier :**

Sous les charges horizontales (forces sismiques) il y'a naissance d'un moment de renversement.

Les extrémités du radier doivent être vérifiées dans les deux sens : transversal et longitudinal sous les combinaisons suivantes :

- (G+Q+E) pour les contraintes maximales de compression.
- (0,8G-E) pour vérifier le non soulèvement des fondations.

a) Vérification de la stabilité au renversement sous (0.8G± E) :

- Moment de renversement du au séisme pour chaque sens (x, y)

e : Excentricité de la résultante des charges verticales.

M : Moment dû au séisme.

N : Charge verticale.

D'après le RPA 99/version 2003 (art. 10.1.5), le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$$

	Sens (X-X)	Sens (Y-Y)
Ntot (KN)	65301.91	65301.91
M (KN.m)	3580.61	2923.16
e (m)	0.0548	0.0448
L / 4 (m)	7.36	2.65
Condition	Vérifiée	Vérifiée

Tableau VII.2 : Résultats de calcul de la stabilité du radier

Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E)

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq 1.5 \times \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} X_G ; \sigma_{min} = \frac{N}{A} - \frac{M}{I} Y_G$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M \times X_G}{I} ; \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M \times Y_G}{I}$$

$N_T = 65 \text{ KN}$

$M_{x-x} = 3047.66 \text{ KN.m}$

$M_{y-y} = 3652.08 \text{ KN.m}$

$S_r = 348.27 \text{ m}^2$

$I_{x-x} = 662668.2 \text{ m}^4$

$I_{y-y} = 2927.914 \text{ m}^4$

$X_G = 14.84 \text{ m}$

$Y_G = 5.95 \text{ m}$

	G+Q+E			$1.5 \times \overline{\sigma_{sol}}$ (KN/m ²)	Observation
	σ_{max} (KN/m ²)	σ_{min} (KN/m ²)	σ_{moy} (KN/m ²)		Condition
Sens (X-X)	152.6837	152.5472	152.6496	270	Vérifiée
Sens (Y-Y)	160.0371	145.1939	156.3263	270	Vérifiée

Tableau VII.3 : Résultats de vérification au non soulèvement des fondations.

VII.5.6 : Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode du BAEL91 annexe E-3 pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépendent du coefficient de POISSON et du rapport : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$.

a) Méthodes de calcul :

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

Tel que :

$\mu_x ; \mu_y$: Coefficients en fonction de $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$ et ν (On prend: 0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU).

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments comme suit :

	Panneau de rive	Panneau intermédiaire
Sur travail	$M_{tx} = 0.85 M_x$ $M_{ty} = 0.85 M_y$	$M_{tx} = 0.75 M_x$ $M_{ty} = 0.75 M_y$
Sur appui	$M_{ax} = M_{ay} = 0.30 M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.50 M_x$

Tableau VII.4 : Résultats des méthodes de calcul

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

b) Calcul des moments fléchissant :

ELU	ELS
$q_u = (1.35G + 1.5Q)/S_{rad}$	$q_{ser} = (G+Q)/S_{rad}$
$q_u = 89128.91/ 348.25$	$q_{ser} = 65301.91/ 432$
$q_u = 255.92 \text{ KN/m}$	$q_s = 187.50 \text{ KN/m}$

Tableau VII.5 : Moments fléchissants dans le radier.

c) Ferrailage de la dalle de radier :

Le plus grand panneau est le panneau de : 5.5×5.5 : panneau de rive

1 : l'ELU : $v = 0$ $q_u = 255.92$ KN/m

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 1 \rightarrow \text{alors le panneau travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0,0368$$

$$\mu_y = 1.00$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

- **Donc les moments sont :**

	M(KN.m)	M _t	M _a
Sens X-X	284.89	242.15	85.47
Sens Y-Y	284.89	242.15	85.47

- **Calcul des armatures:**

$$\mu = \frac{Mu}{b \times d^2 \times \sigma_b} \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{Mu}{\beta \times d \times \sigma_s} \quad A_{s,min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$$

$$b = 100 \text{ cm}; \quad C = 3 \text{ cm} \quad ; \quad dx = h - c - \frac{\varphi x}{2} = 30 - 3 - 2/2 = 26 \text{ cm}$$

$$dy = dx - \frac{(\varphi x + \varphi y)}{2} = 24 \text{ cm}$$

- **Condition de non fragilité : BAEL91 (art. A.4.2)**

$$A_{min} > 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- **Sens- X :**

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 26 \times 2.1/400 = 3.14 \text{ cm}^2$$

- **Sens- y :**

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 24 \times 2.1/400 = 2.89 \text{ cm}^2$$

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M (KN.m)	85.47	242.15	85.47	242.15
μ	0.089	0.252	0.104	0.296
$\mu < \mu_1$	Condition Vérifiée	Condition Vérifiée	Condition Vérifiée	Condition Vérifiée
α	0.117	0.369	0.137	0.451
β	0.9644	0.8524	0.9452	0.8196
As (cm ² /ml)	9.79	31.39	10.82	35.37
A min (cm ² /ml)	3.14	3.14	2.89	2.89
Choix des barres	8HA12	7HA20+ 8HA12	6HA16	8HA25
As Choix (cm ² /ml)	10.18	32.17	12.06	39.27
Espacement (cm)	20	15	20	20

Tableau VII.6 : Ferrailage de radier à l'ELU.

2: l'ELS : $v = 0.2$; $q_s = 187.50$ KN/m

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 1 \rightarrow \text{alors le panneau travaille dans les deux sens.}$$

- A partir du tableau :

$$\mu_x = 0,0442$$

$$\mu_y = 1$$

- Donc les moments sont :

	M(KN.m)	M _t	M _a
Sens X-X	250.69	188.01	125.34
Sens Y-Y	250.69	188.01	125.34

- **Calcul des armatures:**

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{BAEL91(Art.4.5.2)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ (2/3) f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} \text{ FeE400} \Rightarrow \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ 0,666 \times 400 , 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M (N.m)	125.34	188.01	125.34	188.01
μ	0.13	0.196	0.153	0.230
$\mu < \mu_1$	Condition Vérifiée	Condition Vérifiée	Condition Vérifiée	Condition Vérifiée
α	0.175	0.275	0.153	0.331
β	0.93	0.89	0.92	0.87
As (cm ² /ml)	14.89	23.34	16.31	25.44
A min (cm ² /ml)	3.14	3.44	2.89	2.89
Choix des barres	5HA20	5HA25	6HA20	6HA25
As Choix (cm ² /ml)	15.71	24.54	18.85	29.45
Espacement (cm)	15	15	17	15

Tableau VII.7. Ferrailage de radier à l'ELS.

c) **Vérification au cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$V_u = \frac{q_u \cdot l_x \cdot l_y}{2l_y + l_x} = \frac{255.92 \times 5.5 \times 5.5}{2 \times 5.5 + 5.5} = 469.15 \text{ KN/m}$$

$$\tau_u = \frac{469.15 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1.74 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min(3.3; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = 1,4 \text{ 2MPa} < \tau = 3.3 \text{ MPa} \qquad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.6 : les sollicitations sur les nervures :

$$q_u = 210.40 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = 152.62 \text{ KN/m}^2$$

-Charge triangulaire :

$$P = \frac{q_u \times l_x}{4}$$

Avec P : Charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

-Charge trapézoïdale :

$$P = \left(1 - \frac{\rho}{2}\right) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$$

Avec P : Charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

Remarque :

Nous allons calculer l'armature dans les deux cas : ELU et ELS ; et en prenant le plus grand moment dans les deux sens et le généraliser sur la nervure.

VII.6.1 : Calcul des sollicitations :

Dans le sens x-x

a) Diagrammes des sollicitations :

Le calcul des sollicitations agissant sur le radier sera effectué par le logiciel **ROBOT**.

A L'ELU :

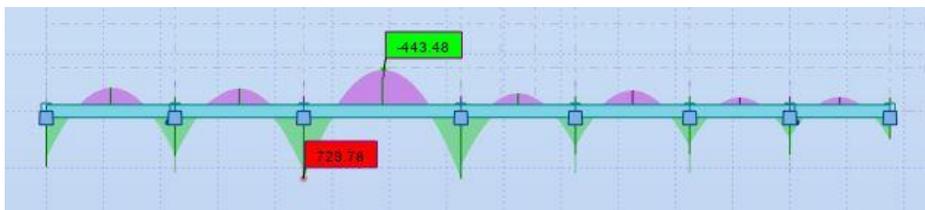


Figure.VI.3 : Diagramme des moments fléchissant ELU.

A L'ELS :

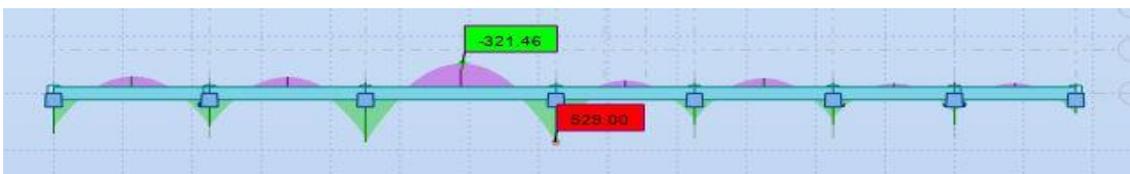


Figure.VI.4 : Diagramme des moments fléchissants ELS

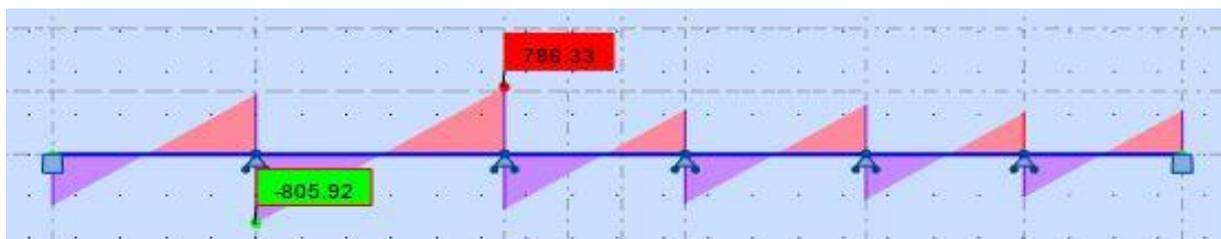


Figure.VI.5 : Diagramme des efforts tranchant dans le sens x-x.

VI.6.2 : Calcul du ferrailage :

a) Enrobage :

$$c \geq c_0 + \frac{\varphi}{2}, \varphi \geq \frac{h}{10} \Rightarrow \frac{85}{10} = 8.5$$

$$c_0 \geq 1cm \Rightarrow c_0 = 1cm. \Rightarrow c \geq 1 + \frac{8.5}{2} = 5.25$$

- Alors on adopte c = 6 cm.

b) Calcul des armatures longitudinales section :

➤ **ELU :**

- En travée : $M_{max} = 729.78 \text{ KN.m}$

- En appuis : $M_{max} = 443.48 \text{ KN.m}$

➤ **ELS :**

- En travée : $M_{max} = 529.00 \text{ KN.m}$

- En appuis : $M_{max} = 321.46 \text{ KN.m}$

c) Calcul des armatures longitudinales :

$$\mu = \frac{Ms}{b \times d^2 \times \sigma_b} \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{Ms}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

ELU : $\sigma_b = 14.2 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

ELS : $\sigma_b = 15 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 201.63 \text{ MPa}$

d) Condition de non fragilité : B.A.E.L (1.4.2.1)

$$A_{min} \geq 0.23 b.d \frac{f_{t28}}{f_t}$$

- **Pourcentage minimale :** B.A.E.L 91 (art B.6.4)

$$A'_m \geq 0.001 b h$$

- **section minimale** selon le **RPA :**

$$A_{RPA} = 0.5\% b.h$$

Cas		M [KN.m]	μ	A	B	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{BAEL} (cm ²)	A ^{RPA} (cm ²)	Section Adoptée (cm ²)
ELU	Appuis	443.48	0.077	0.100	0.595	16.81	4.52	5.525	27.265	/
	Travée	729.78	0.126	0.17	0.931	28.49	4.52	5.525	27.265	/
ELS	Appuis	321.46	0.054	0.070	0.972	21.29	4.52	4	27.265	8HA20=25.13
	Travée	529	0.087	0.114	0.954	34.79	4.52	4	27.265	8HA25=39.27

Tableau VI.9 : Ferrailage de la nervure

Dans le sens Y-Y

b) Diagrammes des sollicitations :

Le calcul des sollicitations agissant sur le radier sera effectué par le logiciel **ROBOT**.

A L'ELU :

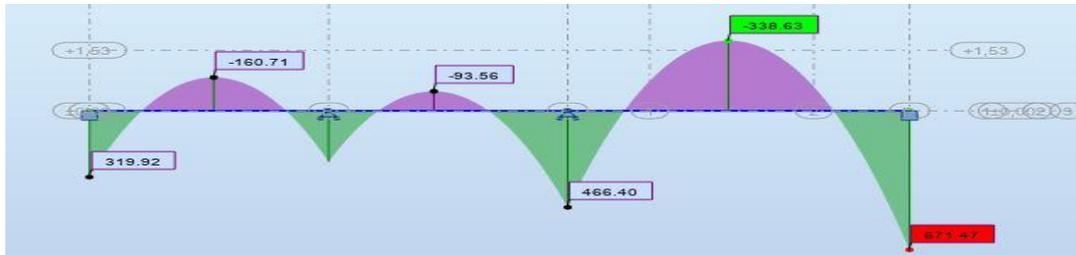


Figure.VI.6 : Diagramme des moments fléchissant ELU.

A L'ELS

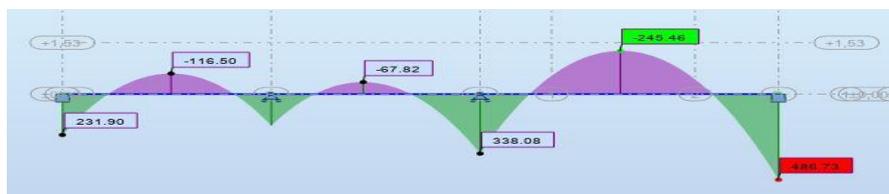


Figure.VI.7 : Diagramme des moments fléchissants ELS



Figure.VI.8 : Diagramme des efforts tranchant dans le sens y-y.

VI.6.3 : Calcul du ferrailage :

e) Enrobage :

$$c \geq c_0 + \frac{\varphi}{2}, \varphi \geq \frac{h}{10} \Rightarrow \frac{85}{10} = 8.5$$

$$c_0 \geq 1cm \Rightarrow c_0 = 1cm. \Rightarrow c \geq 1 + \frac{8.5}{2} = 5.25$$

- Alors on adopte $c = 6$ cm.

f) Calcul des armatures longitudinales section :

➤ **ELU :**

- En travée : $M_{max} = -338.68$ KN.m

- En appuis : $M_{max} = 671.47$ KN.m

➤ **ELS :**

- En travée : $M_{max} = -245.46$ KN.m

- En appuis : $M_{max} = 486.73$ KN.m

g) Calcul des armatures longitudinales :

$$\mu = \frac{Ms}{b \times d^2 \times \sigma_b} \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{Ms}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

ELU : $\sigma_b = 14.2 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

ELS : $\sigma_b = 15 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 201.63 \text{ MPa}$

h) Condition de non fragilité : B.A.E.L (1.4.2.1)

$$A_{min} \geq 0.23 \text{ b.d} \frac{f_{t28}}{f_l}$$

- **Pourcentage minimale** : B.A.E.L 91 (art B.6.4)

$$A_m \geq 0.001 b h$$

- **section minimale** selon le **RPA** :

$$A_{RPA} = 0.5\% \text{ b.h}$$

Cas		M [KN.m]	μ	α	β	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{BAEL} (cm ²)	A^{RPA} (cm ²)	Section Adoptée (cm ²)
ELU	Appuis	671.47	0,114	0,151	0,940	25,67	4.52	5.525	27.265	/
	Travée	-338.68	0,057	0,074	0,970	12.54	4.52	5.525	27.265	/
ELS	Appuis	486.73	0,078	0,102	0,959	31,45	4.52	4	27.265	8HA25=39.27
	Travée	-245.46	0,039	0,048	1,019	14,93	4.52	4	27.265	8HA16=16.08

Tableau VI.10 : Ferrailage de la nervure (sens y-y)

VII.6.4 : Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL91 (art A.5.1)

$$T_{u \max} = 805.92 \text{ KN} = 488320 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{805.92}{650 \times 790} = 1,57 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min(3.3; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = 1,57 \text{ MPa} < \tau = 3.3 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Selon BAEL les armatures transversales ne sont pas nécessaires, et ils déposent des cadres comme des armatures minimales :

- **Armatures transversales minimales**

$$\Phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi \right) = (20, 50, 20) \Rightarrow \text{On prend } \Phi = 10 \text{ mm}$$

- **Espacement des armatures transversales : RPA 99.**• **En zone nodale**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L\right) \Rightarrow S_t \leq \min(20, 24)$$

$$S_t \leq 15$$

• **En zone courante**

$$S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{85}{2}$$

$$S'_t \leq 42.5\text{cm}$$

Nous prenons :

$S_t = 15\text{ cm}$ En zone nodale

$S_t = 20\text{ cm}$ En zone courante

VII.6.5 : État limite de déformation : BAEL91 (B.6.5.1)

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \frac{85}{65} = 0,131 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{condition. vérifier}$$

$$2) \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{fe} = \frac{25.13}{50 \times 80} = 0,00985 < \frac{4.2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{condition. vérifier}$$

VII.7 : Présentation du ferrailage :

FERRAILLAGE DU RADIER ech 1/20

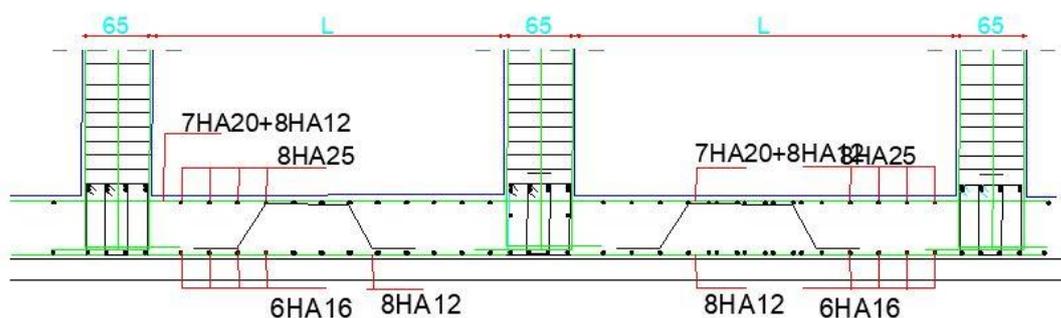


Figure VI.9 : Ferrailage de la dalle du radier

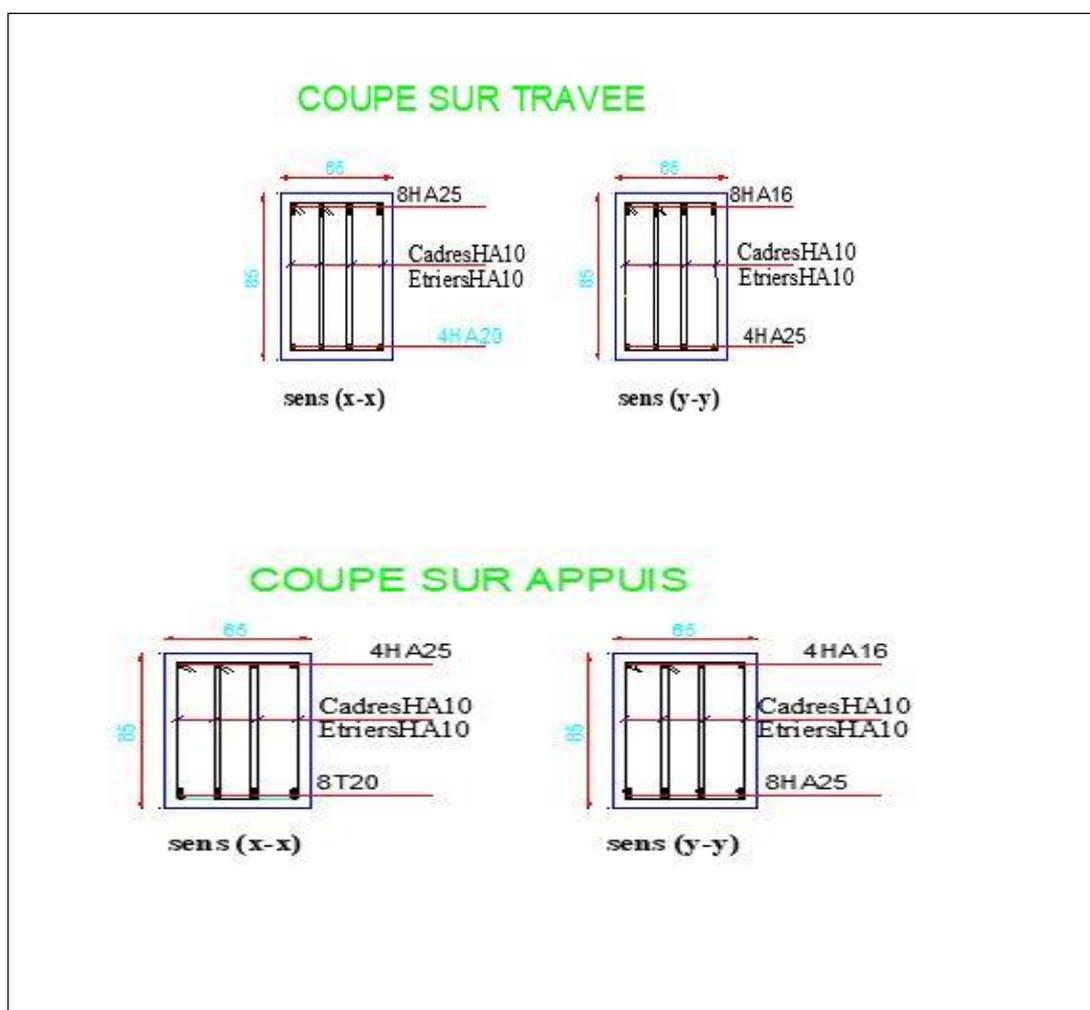


Figure VI.10 : Ferrailage de la nervure en travées et en appuis

CONCLUSION GENERALE

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumées dans les points suivants :

- Le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures en béton armé.
- La connaissance du comportement dynamique d'une structure, ne peut être approchée de manière exacte que si la modélisation de celle-ci se rapproche le plus étroitement possible de la réalité. Rappelons que la 1ère étape de l'analyse dynamique d'un modèle de structure consiste dans le calcul des modes propres et des fréquences naturelles de vibrations.
- Il est prouvé que l'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. Les modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Par conséquent, les résultats déduits de l'étape de pré-dimensionnement ne sont que temporaires lors du calcul d'une structure.
- La définition d'une méthode de conception et l'évaluation de la résistance des structures est un problème large et complexe. D'une part, il est nécessaire de définir, de manière la plus réaliste possible, la capacité du système structural, en termes de résistance, pour prévoir le comportement global de la structure.
- Notons enfin que ce projet constitue pour moi une première expérience. Il m'a été très bénéfique aussi bien sur le plan scientifique et technique que dans la maîtrise de l'outil informatique nécessitant la connaissance de certaines notions de base relatives aux sciences de l'ingénieur.

Références Bibliographiques

• Les règlements :

-  **RPA99/Version2003**
-  **BAEL 91 révisées 99**
-  **D.T.R.B.C .2.2** : (charges permanentes et charges d'exploitation).
-  **DTR-BC 2.3.3.1**: Règle de calcul des fondations superficielles

• Les Livres :

-  Pratique du BAEL 91 (Jean perchat-Jean roux)
-  CALCUL DES OUVRAGES EN BETON ARME, M. BELAZOUGUI, 1972
-  Conception et calcul des structures de bâtiment (Henry Thonier, édition 1995)
-  Exercices de béton arme selon le règles BAEL.83, P.Charon.

• Les Outils informatiques :

-  Logiciel AUTOCAD2020
-  Logiciel robot structural analysis 2020
-  Logiciel robot export
-  Microsoft Office 2016 (WORD, EXCEL)