

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ – BOUIRA –
FACULTE DES SCIENCES ET DES SCIENCES APPLIQUEES
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'Obtention du Diplôme de Master en Génie Civil

Spécialité : Structures.

Thème

***Etude d'un bâtiment (R+8+Sous-sol)
à usage bureaux (Rectorat du pôle
universitaire).***

Réalisé par :

- GUELLAZ Safia
- AMEUR Bekhi

Encadré par :

Mr ABIDI Mohamed Amine

Soutenu le 12/ 07 /2016 devant le jury :

Mr : HAMI Brahim..... Président

Mr : ABIDI Mohamed Amine..... Encadreur

Mr : BAKHTI Rachid Examineur

Mr : REFAS Brahim Examineur

Remerciements

Nous remercions avant tout Allah de nous avoir gardé en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude.

Nous tenons à exprimer nos vives gratitudee et notre profonde reconnaissance à notre promoteur Mr ABIDI Mohamed Amine pour son aide.

Nous adressons de chaleureux remerciements à Mr TOUATI Mohamed pour son soutien, son temps qu'a sacré pour nous, ses conseils et sa disponibilité permanente, nous lui souhaitons une très bonne santé.

Nos plus vifs remerciements vont à tous nos enseignants qui ont contribué à notre formation notamment : Mr AMRANE Belaid, ainsi que les membres du jury qui nous ont fait l'honneur d'évaluer ce modeste travail.

Nous remercions aussi tous nos amis pour leurs aides, leurs patiences, leurs compréhensions et leurs encouragements.

Dédicace

Je dédie du fond du cœur ce modeste travail à mes parents qui m'ont donné confiance en moi même et surmonté tous les obstacles de ma vie, que Dieu puisse m'aider à les honorer, les servir et les combler.

A mon cher frère Ghilas.

A ma adorable sœur Siham.

A ma binôme et copine Safia.

A mes amies que je les considère comme mes sœurs en particulier Lahna et Leila.

A mon préféré Brahim.

A ceux que j'aime et m'aime, on les remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre vie.

Bekhi.

Dédicace

Je dédie du fond du cœur ce modeste travail à mes parents qui m'ont donné confiance en moi même et surmonté tous les obstacles de ma vie, que Dieu puisse m'aider à les honorer, les servir et les combler.

A mes chers frères Sofian, Mestapha, Kousseilla, Ghilas.

A ma adorable sœur Oulia.

A ma binôme et copine Bekhi.

A ma cousine Karima.

A mes amies que je les considère comme mes sœurs en particulier Lahna et Souhila .

A ceux que j'aime et m'aime sans exception, on les remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre vie.

Safia.



Résumé:

Le présent mémoire de fin d'études se situe dans le cadre d'une étude technique d'un bâtiment (R+8 avec sous-sol) à usage administratif. L'ossature du bâtiment est constituée d'une structure en béton armé porteuse (planchers –poutres – poteaux et voiles...) reposant sur un radier nervuré. Les prescriptions techniques utilisées sont les règles BAEL 91 révisées 99 et le RPA 99/version 2003. L'étude consiste à la réalisation d'une note de calcul sur tous les éléments structuraux et non structuraux, sur la base du plan architectural. La méthodologie utilisée est celle d'un calcul manuel appuyé de quelques formules établies sur Excel et a consisté principalement en une descente de charges, un pré dimensionnement, un calcul complet des armatures et une étude de la fondation.

Le calcul de ferrailage a été réalisé à l'ELU avec les résultats obtenus par le logiciel de calcul des structures en béton armé l'ETABS 9.7 puis vérifié à l'ELS et les plans de ferrailage établis avec le logiciel Auto CAD en tenant compte des dispositions constructives.

L'étude de cet ouvrage a été faite en tenant compte des critères économiques, de la stabilité et la sécurité et enfin de la facilité de l'exécution.

Mots clefs: Béton armé, BAEL 91/99, RPA99/version 2003, ETABS, Plancher corps creux en polystyrène, Voile, Radier nervuré, Stabilité.

Abstract:

This dissertation study is part of a technical study of a building for administrative use R+8+ subsoil. The building frame consists of a reinforced concrete structure carrier (floors - beams – columns and walls ...) based on a ribbed slab. The technical requirements are the rules used in BAEL 91revised 99 and RPA99/version2003. The study involves the completion of the design calculations for all structural and nonstructural elements, based on the architectural plan. The methodology used is that of a manual calculation supported by a few established formulas on Excel and consisted mainly of lowering loads, a Pre-design, a complete calculation of the reinforcement and a study of the foundation.

The calculation of reinforcement was performed at 'ELU' using results got by the software of structural analysis out of reinforced concrete ETABS 9.7 then checked the 'ELS' and reinforcement drawings made with AutoCAD software in light of structural arrangements.

The study of this structure was made taking into account the economic criteria, stability and security and finally the ease of implementation.

Keys words: Concrete, BAEL 91/99, RPA99/vesion 2003, ETABS, Polystyrene floor, Wall, Ribbed slab, Stability.

ملخص :

تتمثل مذكرة التخرج هذه في دراسة تقنية لمبنى مكون من طابق سفلي، طابق أرضي و ثمانية طوابق للاستخدام الاداري، البناية عبارة عن هيكل من الخرسانة المسلحة (أرضيات-عارضات-أعمدة و جدران خرسانية) يرتكز على لبشة مضلعة.

القواعد التقنية المستعملة هي 99 BAEL 91 révisées و RPA99/version2003.

الدراسة تتمثل في انجاز مذكرة حسابية لكل العناصر الهيكلية و الغير هيكلية انطلاقا من المخططات المعمارية. المنهجية المستعملة عبارة عن حساب يدوي مدعم ببعض الصيغ المنشأة في الاكسيل المتمثل في انزال للحمولات، تحجيم، حساب كامل للتعزير و دراسة الأساس.

حساب التعزير تم في حالة الحد النهائي انطلاقا من النتائج المتحصل عليها من برنامج حساب هياكل الخرسانة المسلحة ETABS V9.7 و التحقق من النتائج تم في الحالة النهائية للتشغيل، مخططات التسليح تمت باستعمال برنامج Auto CAD مع الأخذ بعين الاعتبار لقواعد التشبيد.

دراسة الهيكل تمت مع الأخذ بعين الاعتبار للمعايير الاقتصادية، الاستقرار و السلامة و اخيرا سهولة الانجاز.

الكلمات المفتاحية : خرسانة مسلحة ، RPA99/vesion ، BAEL 91/99، ألواح من البولبيستر، جدران خرسانية، لبشة مضلعة، الاستقرار.

SOMMAIRE

REMERCIEMENTS	I
DEDICACE	II
RESUME	IV
ABSTRACTS	IV
ملخص.....	V
SOMMAIRE	VI
LISTE DES TABLEAUX.....	XII
LISTE DES FIGURES	XV
INTRODUCTION GENERALE	1
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux	
I.1. Présentation de l'ouvrage	2
I.1.1. Implantation et données de site.....	2
I.1.2. Description du Rectorat	3
I.1.3. Système constructif.....	3
I.1.4. Conception structurelle.....	4
I.2. Caractéristiques des matériaux	5
I.2.1. Le béton	6
I.2.2. L'acier	9
I.3. Hypothèse de calcul	11
I.4. Sollicitations de calcul	12
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descende des charges	
II.1. Introduction	13
II.2. Pré dimensionnement des planchers	13
II.2.1. Plancher à corps creux	13
II.2.2. Plancher dalle pleine	13
II.3. Pré dimensionnement des poutres	14

II.3.1. Les poutres principales	14
II.3.2. Les poutres secondaires	15
II.4. Pré dimensionnement des voiles	15
II.5. Pré dimensionnement des escaliers	17
II.5.1. Escalier d'étage courant	17
II.5.2. Escalier de RDC	18
II.5.3. Escalier de sous-sol	18
II.6. Evaluation des charges permanentes et des surcharges d'exploitations	19
II.6.1. Plancher terrasse inaccessible (corps creux)	20
II.6.2. Plancher terrasse inaccessible (dalle pleine)	20
II.6.3. Plancher étage courant (corps creux)	21
II.6.4. Plancher étage courant (dalle pleine)	22
II.6.5. Maçonnerie extérieure	22
II.6.6. les escaliers	23
II.6.7. L'acrotère	23
II.6.8. Surcharges d'exploitation	24
II.7. Pré dimensionnement des poteaux	24
II.7.1. Principe et étapes de calcul	24
II.7.2. Pré dimensionnement selon BAEL	25
II.7.3. Pré dimensionnement de poteau central	27
II.7.4. Les vérifications de RPA 99	28
II.7.4. Les vérifications au flambement	29
 Chapitre III : Etude des éléments secondaires	
III.1. Introduction	30
III.2. Etude de l'acrotère	30
III.2.1. Calcul des sollicitations	31
III.2.2. Ferrailage de l'acrotère	31
III.2.3. Vérifications diverses	33
III.3. Etude des escaliers	35

III.3.1. Escaliers de l'étage courant.....	35
III.3.2. Calcul de la poutre palière	50
III.4. Etude des planchers	55
III.4.1. Etude de Plancher corps creux	55
III.4.2. Etude de Plancher dalle pleine	69
III.5. Etude de la dalle machine	76
III.5.1. Pré dimensionnement de la dalle	77
III.5.2. Evaluation des charges et surcharges	77
III.5.3. Calcul des sollicitations	78
III.5.4. Ferrailage de la dalle	81
III.5.5. Vérification à l'ELU	84
III.5.6. Vérification à l'ELS	85

Chapitre VI : Etude dynamique de la structure

VI.1. Introduction	87
VI.2. Objectifs de l'étude dynamique	87
VI.3. Classification de l'ouvrage selon l'RPA99/2003	87
VI.4. Méthodes de calcul de l'action sismique	87
VI.4.1. La méthode statique équivalente	88
VI.4.2. La méthode modale spectrale	88
VI.5. Choix de la méthode de calcul	89
VI.6. Modélisation de la structure	89
VI.6.1. Présentation du logiciel de calcul ETABS :	90
VI.6.2. Principe et étapes de modélisation	90
VI.6.3. Détermination des différents paramètres du Spectre de réponse de calcul	91
VI.6.4. Nombre de modes à considérer	93
VI.6.5. Disposition des voiles	94
VI.6.6. Détermination du poids total de la structure	98
VI.6.7. Détermination de l'effort sismique à la base de la structure par la méthode statique équivalente	100

VI.6.8. Détermination de l'effort sismique à la base de la structure par la méthode modale spectral	100
VI.6.9. Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur	102
VI.7. Divers vérifications (Selon le règlement RPA99/2003)	104
VI.7.1. Vérification de l'effort tranchant à la base	104
VI.7.2. Vérification des déplacements inter étage	104
VI.7.3. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	105
VI.7.4. Vérification de la part des efforts verticaux repris par les voiles	106
VI.7.5. Vérification vis-à-vis au renversement	107

Chapitre V : Etude des éléments principaux

V.1. Introduction	109
V.2. Ferrailage des poteaux	109
V.2.1. Combinaisons d'actions	110
V.2.2. Recommandations selon l'RPA99/2003	110
V.2.3. Notion de base du calcul des armatures	111
V.2.4. Exemple de calcul	115
V.2.5. calcul des armatures longitudinal	116
V.2.6. Calcul des armatures transversales	117
V.2.7. Vérification diverses	120
V.3. Ferrailage des poutres	124
V.3.1. Méthode de calcul	124
V.3.2. Recommandation du RPA 99(V2003)	124
V.3.3. Recommandation du BAEL 91.	125
V.3.4. Exemple de calcul	126
V.3.5. Calcul des armatures longitudinales	128
V.3.6. Vérification diverses	129
V.3.7. Les poutres de 8 eme étage	133
V.4. Ferrailage des voiles	137
V.4.1. Recommandations du RPA99/2003	138

V.4.2. Les combinaisons et sollicitations de calcul	139
V.4.3. Présentation de la méthode de calcul	139
V.4.4. Exemple de calcul	141
V.4.5. Ferrailage et vérification des voiles	143
V.5. Calcul des éléments de sous-sol (poteaux, voiles)	148
V.5.1. Calcul des poteaux	148
V.5.2. Calcul des voiles	150

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction	154
VI.2. Stabilité des fondations	154
VI.3. Différent types des fondations	154
VI.4. Choix du type de fondation	155
VI.5. Calcul de radier général	156
VI.5.1. Pré dimensionnement de radier général	156
VI.6. Pré dimensionnement de radier nervuré	158
VI.6.1. Détermination des efforts	158
VI.6.2. La surface minimale du radier	159
VI.6.3. Caractéristiques géométriques	159
VI.6.4. Vérification de la stabilité au renversement du radier	160
VI.6.5. Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique	161
VI.6.6. Vérification de la stabilité au renversement du radier selon l'RPA	161
VI.6.7. Evaluation et vérification des contraintes sous le radier	162
VI.7. Ferrailage du radier nervuré	163
VI.7.1. Ferrailage du la dalle	163
VI.7.2. Ferrailage des nervures	167
VI.7.3. Ferrailage de débord	171
VI.8. Etude de voile périphérique	171
VI.8.1. Recommandation du RPA 99	171
VI.8.2. Dimensionnement du voile	172

VI.8.3. Détermination des sollicitations	172
VI.8.4. Méthode de calcul	173
VI.8.5. Ferrailage du voile	173
VI.8.6. Vérification des contraintes tangentielles à l'ELU	175
VI.8.7. Vérification des contraintes à l'ELS	176
CONCLUSION GENERALE	177
BIBLIOGRAPHIE	178
ANNEXE	

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

Tableau I.1: Valeurs de la limite d'élasticité garantie f_e	9
---	---

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descende des charges

Tableau II.1 : Comparaison entre l'hourdis polystyrène et l'hourdis ciment	19
Tableau II.2 : Charge permanente du plancher corps creux terrasse inaccessible	20
Tableau II.3 : Charge permanente du plancher dalle pleine terrasse	20
Tableau II.4 : Charge permanente du plancher corps creux étage courant	21
Tableau II.5 : Charge permanente du plancher étage courant dalle pleine	22
Tableau II.6 : Charge permanente de maçonnerie extérieure	22
Tableau II.7 : Charge permanente du palier des escaliers	23
Tableau II.8 : Charge permanente de volée des escaliers	23
Tableau II.9 : Charge permanente de l'acrotère	23
Tableau II.10 : Surcharges d'exploitation des éléments de structure	24
Tableau II.11 : Descende des charges pour un poteau central	27

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Tableau III.1 : Charges et surcharges des planchers	57
Tableau III.2 : Les efforts tranchant et les moments fléchissant à l'ELU	61
Tableau III.3 : Les efforts tranchant et les moments fléchissant à l'ELS	63
Tableau III.4 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutrelles	67
Tableau III.5 : Ferrailage des poutrelles	68
Tableau III.6 : Les moments en travée et aux appuis de la dalle pleine	70
Tableau III.7 : Les sections d'armature de la dalle pleine	74
Tableau III.8 : Les vérifications à l'ELS de la dalle pleine	75
Tableau III.9 : Les moments en travées et aux appuis de dalle machine	81
Tableau III.10 : Les sections d'armature de la dalle machine.....	83
Tableau III.11 : Vérifications des contraintes à l'ELS de la dalle machine	85

Chapitre IV : Etude dynamique de la structure

Tableau IV.1 : Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses	95
Tableau IV.2 : Poids totale et coordonnées de centre de masse de structure	99
Tableau IV.3 : L'effort sismique modal à la base de structure sens XX.....	100
Tableau IV.4 : L'effort sismique modal à la base de structure sens YY.....	101
Tableau IV.5 : Vérification de l'indépendance des modes considérés	102
Tableau IV.6 : La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens XX	103
Tableau IV.7 : La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens YY	103
Tableau IV.8 : Vérification de l'effort tranchant à la base	104
Tableau IV.9 : Vérification des déplacements inter étage sens XX	104
Tableau IV.10 : Vérification des déplacements inter étage sens YY	105
Tableau IV.11 : Vérification de l'effet $p-\Delta$	106
Tableau IV.12 : Vérification de la part des efforts verticaux repris par les voiles	106
Tableau IV.13 : Vérification vis-à-vis au renversement	108

Chapitre V : Etude des éléments principaux

Tableau V.1 : Exemple de calcul (ferraillage de poteau 60X60).....	115
Tableau V.2 : Ferraillage des poteaux	116
Tableau V.3 : Armatures maximales et minimales pour chaque zone	116
Tableau V.4 : Choix de ferraillage longitudinal pour les poteaux	117
Tableau V.5 : Armatures transversales des poteaux.....	119
Tableau V.6 : Vérification des poteaux aux contraintes de cisaillement	120
Tableau V.7 : Vérification des poteaux à la contrainte d'adhérence	121
Tableau V.8 : Vérification de contrainte de béton dans les poteaux	122
Tableau V.9 : Armatures transversales des poutres	128
Tableau V.10 : Ferraillage des poutres principales (30x50)	128
Tableau V.11 : Ferraillage des poutres secondaires (30x45)	129
Tableau V.12 : Vérification de contrainte de cisaillement dans les poutres	130
Tableau V.13 : Vérification de contrainte de béton dans les poutres	130
Tableau V.14 : Vérifications de l'effort tranchant et d'adhérence des barres dans les poutres	131
Tableau V.15 : Conditions de vérification de la flèche dans les poutres	131
Tableau V.16 : Ferraillage de la poutre (30X65)	134
Tableau V.17 : Vérification de contrainte de béton dans la poutre (30X65)	135

Tableau V.18 : Sollicitations et contraintes des voiles	144
Tableau V.19 : Ferrailage et vérification des voiles	146
Tableau V.20 : Ferrailage des poteaux de sous-sol	148
Tableau V.21 : Armatures maximales et minimales des poteaux de sous-sol	148
Tableau V.22 : Armatures longitudinales des poteaux de sous-sol	148
Tableau V.23 : Armatures transversales des poteaux de sous-sol	149
Tableau V.24 : Vérification des contraintes de cisaillement des poteaux de sous-sol	149
Tableau V.25 : Vérification de contrainte d'adhérence dans les poteaux de sous-sol	149
Tableau V.26 : Vérification de contrainte de béton dans les poteaux de sous-sol	149
Tableau V.27 : Sollicitations et contraintes des voiles du sous-sol	150
Tableau V.28 : Ferrailages et vérification des voiles du sous-sol	152

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Tableau VI.1 : Vérification de stabilité au renversement du radier	162
Tableau VI.2 : Vérification des contraintes de sol sous le radier	163
Tableau VI.3 : Les moment de la dalle de radier	164
Tableau VI.4 : Ferrailage de la dalle du radier.....	166
Tableau VI.5 : Vérifications des contraintes dans la dalle du radier.....	166
Tableau VI.6 : Les charges uniformément répartie de la nervure	167
Tableau VI.7 : Moment max en travée aux appuis des nervures	167
Tableau VI.8 : Ferrailage des nervures	168
Tableau VI.9 : Les armatures transversales des nervures	169
Tableau VI.10 : Vérification des nervures à l'ELU	169
Tableau VI.11 : Vérification des nervures a ELS	170
Tableau VI.12 : Ferrailage de débord.....	171
Tableau VI.13 : Vérification des contraintes dans le débord	171
Tableau VI.14 : Moments longitudinaux et transversaux du voile	174
Tableau VI.15 : Ferrailage du voile à l'ELU.....	174
Tableau VI.16 : Ferrailage du voile à l'ELS	175
Tableau VI.17 : Vérification des contraintes à l'ELS dans le voile.....	176

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

Figure I.1 : Plan de situation du Rectorat	2
Figure I.2 : Vue virtuel en 3D du Rectorat	4
Figure I.3 : Diagramme contraintes - déformations du béton à l'ELU	8
Figure I.4 : Diagramme contraintes - déformations du béton à l'ELS	8
Figure I.5 : diagramme contrainte – déformation de l'acier à l'ELU	10
Figure I.6 : Règle des trois pivots	11

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descende des charges

Figure II.1 : Dimensions à respecter par les poutres	15
Figure II.2 : Coupe de voile en élévation	16
Figure II.3 : Coupes de voiles en plan	16
Figure II.4: Coupe verticale d'un escalier	17
Figure II.5 : Hourdit polystyrène	19
Figure II.6 : Coupe de plancher terrasse inaccessible	20
Figure II.7 : Composants d'un plancher terrasse en dalle pleine	21
Figure II.8 : Coupe de plancher étage courant	21
Figure II.9 : Maçonnerie extérieure	22
Figure II.10 : Représentation du poteau le plus sollicité	24

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Figure III.1 : Coupe verticale de l'acrotère	30
Figure III.2 : Section de calcul d'acrotère	32
Figure III.3 : Schéma de ferrailage d'acrotère	35
Figure III.4 : Schéma statique des escaliers à l'ELU	36
Figure III.5 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU	39
Figure III.6 : Schéma statique des escaliers à l'ELS	43
Figure III.7 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS	46
Figure III.8 : Schéma de ferrailage des escaliers étage courant	49
Figure III.9 : Schéma isostatique de la poutre palière	50
Figure III.10 : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant	51
Figure III.11 : Schéma de ferrailage de la poutre palière	55

Figure III.12 : Treillis soudés (200×200)	57
Figure III.13 : Schéma de calcul de la poutrelle	58
Figure III.14 : Dimensions de la poutrelle	58
Figure III.15 : Diagrammes des moments et des efforts tranchants dans la poutre fictive	64
Figure III.16 : Schéma de ferrailage de plancher corps creux	68
Figure III.17 : Diagrammes des moments à l'ELU de la dalle pleine.....	71
Figure III.18 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine	76
Figure III.19 : Diffusion de charges localisée dans le feuillet	77
Figure III.20 : Diagrammes des moments à l'ELU de la dalle machine	81
Figure III.21 : Schéma de ferrailage de la dalle machine	86

Chapitre IV : Etude dynamique de la structure

Figure IV.1 : Vue en 3D de la structure	89
Figure IV.2 : Spectre de réponse de notre structure	92
Figure IV.3 : la disposition finale des voiles au niveau de 5 eme étage	94
Figure IV.4 : Présentation de premier mode de vibration	96
Figure IV.5 : Présentation de deuxième mode de vibration	97
Figure IV.6 : Présentation de troisième mode de vibration	98

Chapitre V : Etude des éléments principaux

Figure V.1 : Zone nodale des poteaux	111
Figure V.2 : Schéma de ferrailage des poteaux	123
Figure V.3 : Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaires	132
Figure V.4 : Schéma statique de la poutre (30X65)	133
Figure V.5 : Les poutres (30X65) de 8 eme étage	133
Figure V.6 : Schéma de ferrailage des poutres (30X65)	137
Figure V.7 : Sollicitations des voiles	137

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Figure VI.1 : Schéma de transmission des charges sous voile	157
Figure VI.2 : Schéma de transmission des charges sous poteau	157
Figure VI.3 : Contour de radier avec débord	159
Figure VI.4 : Schéma statique de débord	171
Figure VI.5 : Le voile périphérique	172
Figure VI.6 : Schéma de ferrailage de radier aux appuis et en travées	176

Introduction générale

INTRODUCTION GENERALE

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. A ce jour, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays et très nombreux sont les professionnelles qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Cependant, si le métier de construire peut être considéré parmi les plus anciens exercés par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des constructions, mais surtout des nouvelles techniques qui permettent une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.

- ✓ Elle ne doit pas être endommagée par des événements, tels que : l'explosion, les chocs ou un autre phénomène.
- ✓ Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des coûts d'entretien.

Pour satisfaire les exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés, et spécifier des procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de la conception, de la construction et de l'exploitation. Pour ce faire, il faut impérativement respecter les normes et les règles en vigueur qui sont propres à chaque pays.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

I.1. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est une tour à usage bureaux (le rectorat du pôle universitaire de la wilaya de Bouira). Étudié, suivi et réalisé par BERHTO (bureau d'étude et de réalisation de l'habitat de Tizi Ouzou), sa structure est composée de :

- Sous-sol.
- Des bureaux de RDC jusqu'à le 7ème étage.
- Une salle machine au niveau de 8ème étage.

I.1.1. Implantation et données de site :

Le projet est sis à l'extension Ouest du chef-lieu de Bouira. Il est situé au plein centre du pôle universitaire et ce dernier est délimité comme suit :

- Nord : Hébergement d'étudiants.
- Sud : Institut des sciences de la vie et de la nature.
- Est : Voie principale d'accès au Pôle, gendarmerie, école et bâtiments d'habitation.
- Ouest : Un oued.



Figure I.1 : Plan de situation du Rectorat.

Cette région est classée en zone sismique **IIa** selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99/version 2003).

Cette étude se fera en considérant les paramètres suivants:

- Contrainte admissible du sol----- $\sigma_s = 1,5$ bars.
- Largeur en plan ----- 37.73 m.
- Longueur en plan ----- 38.16 m.
- Hauteur du RDC ----- 4.08 m.
- Hauteur étage courant ----- 3.40 m.
- Hauteur totale ----- 31.28 m.
- Hauteur du sous-sol ----- 2.52 m.

Cet ouvrage comprend un seul ascenseur et deux cages d'escaliers qui relient le Rez-de-chaussée aux différents étages.

I.1.2. Description du rectorat :

La forme et la configuration du rectorat découle à la fois de la forme et de la morphologie du terrain, du programme donné et du choix de dispositions fonctionnelles et architecturales préconisées pour ce type d'équipement. La disposition des parties est tributaire de son importance par rapport à l'ensemble, de son degré de fréquentation, de la nature de sa propre fonction et de la position du rectorat par rapport à l'ensemble des blocs du pôle.

D'une forme circulaire le rectorat organise l'intérieur du pôle universitaire et ces différentes fonctions, c'est dans ce but que ce dernier est placé au centre afin de donner de dominance et d'articulateur au reste du pôle.

I.1.3. Système constructif :

Le système constructif du projet est en structure poteaux poutres avec des planchers en corps creux ou dalle pleine. Le remplissage est en maçonnerie de briques. L'essentiel des espaces sont éclairés par des grandes baies vitrées ou murs rideaux, qui elle est éclairée en fenêtres simples ou châssis. Les éléments de traitement des volumes du projet et des éléments particuliers marquant les moments forts et les exceptions, sont habillés en panneaux composés, en marbre... ou tout autre matériau dans l'objectif de marquer les parties importantes du projet. Enfin, l'ensemble des choix sont faits dans un esprit et un souci de, d'économie, d'esthétique mais surtout la stabilité en fonction de sa rentabilité multidimensionnelle.



Figure I.2 : Vue virtuel en 3D du Rectorat.

I.1.4. Conception structurelle :

a) Choix du système de contreventement :

Notre bâtiment dépasse quatre niveaux (14 mètres) et est situé en zone sismique **IIa**. Le contreventement par portique est donc écarté (Article.1-b du RPA99/version 2003), donc le choix va se porter : un contreventement mixte (voiles et portiques), ou bien un contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé.

b) Plancher :

b-1. Plancher corps creux :

En ce qui concerne le type de plancher, on a opté pour un plancher semi-préfabriqué en « poutrelles + hourdis+ dalle de compression » entrevous en polystyrène, pour les raisons suivantes :

- Facilité et rapidité de réalisation.
- Légèreté du plancher et par conséquent diminution de l'effet sismique.

- Minimiser le coût de coffrage et ferrailage des poutrelles, poutres principales, poteaux et la fondation.
- Une meilleure isolation thermique.
- Plus de sécurité :(pas de danger d'effondrement des hourdis hors de coulage).

b-2. Plancher de dalle pleine :

C'est une plaque en béton armé qui peut reposer avec ou sans continuité sur 2,3 ou 4 appuis constitués par des poutres, des poutrelles ou des murs.

On a opté ce type pour les raisons suivantes :

- Dalle de taille et de forme quelconque.
- Pas de contrainte liée à la préfabrication.
- Ne nécessite pas forcément un gros matériel de levage.
- Bonne isolation aux bruits aériens.
- Bonne isolation au feu.

c) Maçonnerie :

La maçonnerie de notre structure sera exécutée en briques creuses.

- Murs extérieurs : ils sont constitués en deux rangées :
 - Parois externe en brique creuse de 15 cm d'épaisseur.
 - L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.
 - Parois interne en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.
- Murs intérieurs (cloisons de répartition) : ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur.

I.2. Caractéristique des matériaux :

La structure de notre bâtiment est conçue avec du béton armé, qui est constitué de béton et d'acier.

La justification de ce choix est la suivante :

- L'absence de réaction chimique entre le béton et l'acier.
- La protection de l'acier par le béton contre la corrosion (enrobage).
- Le béton à une très grande résistance à la compression et une faible résistance à la traction, ainsi l'acier est utilisé pour reprendre les efforts de traction.
- Le coefficient thermique est sensiblement le même pour le béton et l'acier, ce qui empêche l'apparition de contraintes dues aux chargements de température.
- Le coefficient d'adhérence du béton est presque le même de coefficient d'adhérence d'acier.

I.2.1. Le béton :

I.2.1.1. Composition :

a) Le ciment :

Le ciment est un liant hydraulique à base de calcaire et d'argile qui se présente sous la forme d'une poudre minérale fine, le "CRU", s'hydratant en présence d'eau. Il forme ainsi une pâte qui fait prise et qui durcit progressivement. C'est le constituant de base du béton puisqu'il permet la transformation d'un mélange sans cohésion en un corps solide.

On peut adjoindre au ciment des ajouts comme le laitier de haut fourneau, les cendres volantes, les fillers calcaires, les fumées de silice,... afin d'améliorer les qualités mécaniques du béton.

Dans notre cas on utilise ciment CPA 325 : 350 Kg/m^3 .

b) Les granulats :

Ils constituent le squelette du béton et sont classés en trois catégories :

- **Les sables** : grains de dimensions comprises entre 0.08mm et 5mm.
- **Les gravillons** : grains de dimensions comprises entre 5mm et 25mm.
- **Les cailloux** : grains de dimensions supérieures à 25mm.

Les ouvrages courants (industriels, habitations, ...) sont en général construits en béton réalisé avec des granulats de type gravillons et sables.

Enfin, les granulats doivent être chimiquement inertes vis-à-vis du ciment ; c'est à dire qu'ils ne doivent pas réagir avec le ciment.

c) L'eau :

L'eau sert à l'hydratation du ciment et à assurer une ouvrabilité suffisante du béton. On peut utiliser de l'eau potable, mais pas d'eau de mer. Il faut faire attention à l'excès d'eau qui peut amplifier le phénomène de retrait et provoquer la fissuration du béton.

NB : Notre béton sera dosé à 350 Kg/m^3 (350 Kg) en ciment de classe CPA 325, gravier 8/15 (545 Kg), gravier 15/25 (423 Kg), sable fin (372 Kg), sable concassé (480 Kg), eau de gâchage (190 L) et on a utilisé un adjuvant MEDAFLUID SF 150 (3 L). Pour s'approcher de 25 MPa (résistance caractéristique) à 28 jours.

I.2.1.2. Caractéristiques :

a) Résistance à la compression : (Article 2.1.11) BAEL91

Un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite valeur caractéristique spécifiée, notée f_{c28} .

Soit dans notre projet : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Lorsque les sollicitations s'exercent sur le béton dont l'âge (j) jours est inférieur à 28, on se réfère à la résistance f_{cj}

Pour < 28 , f_{cj} Du béton non traité thermiquement est :

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{(4.76 + 0.83j)} \times f_{c28} & \text{si : } f_{c28} \leq 40\text{MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{(1.40 + 0.95j)} \times f_{c28} & \text{si : } 40\text{MPa} < f_{c28} \leq 60\text{MPa} \end{array} \right.$$

b) Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours, notée f_{t28} est conventionnellement définie par la relation : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28}$ (MPa)

Dans notre cas nous avons : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

c) Module de déformation longitudinale du béton :

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantané du béton âgé de (j) jours noté E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{Article 2.1.21) BAEL91})$$

Dans notre cas : $E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa}$

On admet que sous contraintes de longue durée d'application, le module de déformation différée est égal : $E_{vj} = E_{ij} / 3 \Rightarrow E_{vj} = 10721.4 \text{ MPa}$

d) Module de déformation transversale :

La valeur du module de déformation transversale est donnée par :

$$G = \frac{E}{(2(1+\nu))} \quad ; \quad \nu = \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_l}$$

e) Coefficient de poisson ν :

On appelle coefficient de poisson « ν » le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative.

$\nu = 0.20$: dans le cas des états limites de services.

(Article 2.1.3 BAEL 91)

$\nu = 0$: dans le cas des états limites ultimes.

f) Contraintes limites : (Article 4.3.4) BAEL91

Le diagramme contraintes déformations du béton est le diagramme de calcul dit : (Parabole rectangle), il comporte un arc de parabole qui s'étend de l'origine des coordonnées ou $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$ et $\sigma_{bc} = f_{bu}$ suivi d'un segment de droite parallèle à l'axe des déformations et tangent à la parabole à son sommet.

f.1) Diagramme contraintes- déformations du béton à l'ELU :

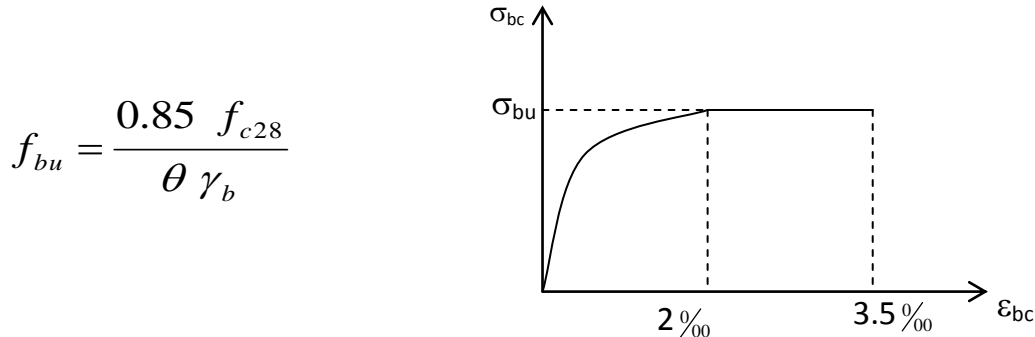


Figure I.3 : Diagramme contraintes - déformations du béton à l'ELU

Sachant que : $\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{en situation durable ou transitoire S.D.T} \\ 1.15 & \text{en situation accidentelle S.A} \end{cases}$

- θ = est en fonction de la durée T d'application des combinaisons d'action :

$$\theta = \begin{cases} 1 & T > 24h \\ 0.9 & 1h < T < 24h \\ 0.85 & T < 1h \end{cases}$$

Pour notre cas : $f_{c28} = 25\text{MPa}$, on obtient : $f_{bu} = 14.2\text{ MPa en S.D.T}$
 $f_{bu} = 18.48\text{ MPa en S.A}$

f.2) Diagramme contraintes- déformations du béton à l'ELS :(Article.4.5.2) BAEL 91

Dans le cas où le diagramme contraintes déformations est considéré linéaire et la contrainte

Pour notre cas : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

On obtient : $\sigma_{bc} = 15\text{ MPa}$

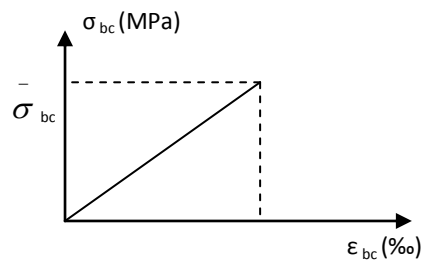


Figure I.4 : Diagramme contraintes- déformations du béton à l'ELS

f.3) Contrainte de cisaillement du béton à l'Etat- Limite Ultime :**Armatures droites ($\alpha = 90^\circ$) :**

- Fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2f_{cj} / \gamma_b ; 5MPa \right\} \Rightarrow \tau_u = 3.33 MPa$$

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15f_{cj} / \gamma_b ; 4MPa \right\} \Rightarrow \tau_u = 2.5 MPa$$

g) Le retrait :

Dans le cas des pièces de dimension courante à l'air libre, on admettra un raccourcissement relatif de retrait qui n'excède 3‰

I.2.2 l'acier :**a. Définition :**

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25% de carbone.
- Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\,000$ MPa.

b. Caractéristiques mécaniques :Tableau I.1 : Valeur de la limite d'élasticité garantie f_e

Type	Nuance	f_e (MPa)	Emploi
Ronds lisses	F_e E 22	215	Emploi courant Epingle de levage des pièces préfabriquées
	F_e E 24	235	
Barre HA Type 3	F_e TE 40	400	Emploi courant
	F_e TE 50	500	
Fils tréfiles HA type 3	F_e TE40	400	Emploi sous forme de Barres droites ou de treillis
	F_e TE50	500	
Fils tréfiles lisses type 4	TL 50 $\phi > 6$ mm	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL 52 $\phi \leq 6$ mm	520	

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence :

Un acier de type F_e E400 $f_e = 400$ MPa.

c. Contrainte limite :

Les contraintes d'élasticité de traction sont donnés par l'article A.4.5.3 du BAEL 91 :

c.1- Etat limite ultime :

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte- déformation suivant :

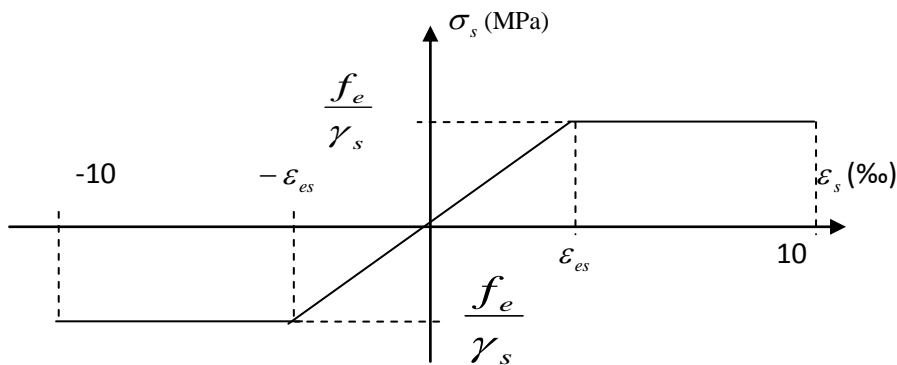


Figure I.5 : Diagramme contrainte – déformation de l'acier à l'ELU

$$\varepsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s} ; \text{ avec } E_s = 200\,000 \text{ MPa.}$$

(E_s : Est défini par la pente de la droite passant par l'origine)

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$ cas de situations accidentelles.

$\gamma_s = 1.15$ cas de situations durable où transitoire.

$$\text{Pour notre cas : } \sigma_s = f_e / \gamma_s \Rightarrow \begin{cases} 348 \text{ MPa} & \text{en S.D.T} \\ 400 \text{ MPa} & \text{en S.A} \end{cases}$$

c.2- Etat limite de service :

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

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation $\sigma_s = f_e / \gamma_s$
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \right)$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta f_{ij}} \right)$

η : Coefficient de fissuration.

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

$\eta = 1.6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

I.3. Hypothèses de calcul :

I.3.1. Calcul aux états limites de services :

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance de traction de béton est négligée.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal à:

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

I.3.2. Calcul aux états limite ultimes de résistance :

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- L'allongement relatif de l'acier est limité à : 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à :

$$\varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰ en flexion.}$$

$$\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰ en compression centrée.}$$

- La règle des trois pivots suppose que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C définis par la figure ci-dessous.

Tel que :

A : Traction simple ou composée, flexion avec état-limite ultime atteint dans l'acier.

B : Flexion avec état-limite ultime atteint dans le béton.

C : Compression simple ou composée.

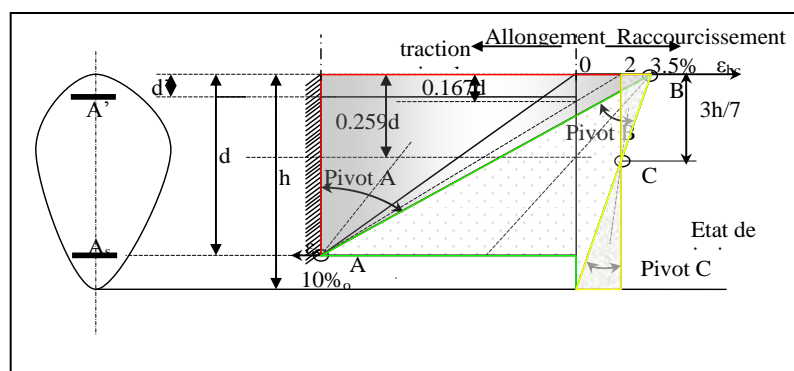


Figure I.6 : Règle des trois pivots

I.4. Actions et sollicitations :

a) Les actions :

Les actions ce sont des forces directement appliquées à une construction (charges permanentes, d'exploitation, climatique, etc.,...) ou résultant de déformations imposées (retrait, fluage, variation de température, etc. ...).

b) Les sollicitations :

Les sollicitations ce sont des efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion) développés dans une combinaison d'action donné.

Chapitre II

Pré-dimensionnement des éléments et descende des charges

II.1. Introduction :

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

II.2. Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers déterminent les niveaux ou les étages d'un bâtiment, elles s'appuient sur les éléments porteurs (voiles, murs, poteaux et poutres), qui leurs transmettent les charges permanentes et les surcharges d'exploitation. Elles servent aussi à la distribution des efforts horizontaux.

Leur épaisseur dépend, le plus souvent des conditions d'utilisations et par conséquent déterminée selon les conditions ci-dessous :

II.2.1. Plancher à corps creux :

a) Condition de coupe-feu :

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

b) Condition acoustique :

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

c) Condition de résistance à la flexion :

$$e \geq \frac{\min(l_{x\max}, l_{y\max})}{22,5} = \frac{560}{22,5} = 24,88\text{ cm}$$

On opte pour un plancher de $25\text{cm} = (20+5)\text{ cm}$.

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

II.2.2. Plancher dalle pleine :

L'épaisseur à donner aux dalles résulte des conditions :

a) Condition de résistance à la flexion :

Pour une dalle reposant sur 2 appuis ;

- Dalle isolée : $h \geq Lx / 20$
- Dalle continue : $h \geq Lx / 25$

Pour une dalle reposant sur 3 ou 4 cotés

- Dalle isolée : $h \geq Lx / 30$
- Dalle continue : $h \geq Lx / 40$

Avec Lx : la petite porté de la dalle.

b) Condition d'isolation acoustique : $e \geq 15$ cm.

c) Condition de rigidité ou limitation de la flèche $\leq l/500$.

d) Condition de sécurité vis-à-vis de l'incendie : on adopte une épaisseur de 11 cm pour 2 heures de coupe-feu.

Dans notre projet le rectorat dont la forme est presque circulaire on ne peut pas adopter des planchers en corps creux dans les panneaux des extrémités et le panneau d'ascenseur.

➤ Panneau d'ascenseur (dalle continue) :

$$e \geq \frac{380}{40} = 9.5 \text{ cm}$$

On prend $e = \max (a ; b ; c ; d) = 20$ cm.

On opte $e = 20$ cm.

➤ Panneaux d'extrémités (dalles isolées) :

On a plusieurs panneaux on prend un exemple pour l'étudier et on va généralisé pour les autres.

$$e \geq \frac{368}{30} = 12,26 \text{ cm}$$

On opte $e = 20$ cm.

II.3. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont en béton armé de section rectangulaire, leur rôle est de transmettre les charges aux poteaux.

Le Pré dimensionnement se fera selon le BAEL91 et les vérifications selon le RPA99/V2003.

Selon BAEL91	{	$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10}$	avec	L : travée de la poutre.
		$0,3 h < b < 0,8 h$		h : Hauteur de la poutre.
				b : Largeur de la poutre.

II.3.1. Les poutres principales : (sens porteur)

$$L_{\max} = 610 \text{ cm}$$

$$610/15 < h < 610/10$$

$$\text{Donc : } 40.66 < h < 61$$

On prend : **h = 50 cm.**

$$0.3h < b < 0.8h$$

$$\text{Donc : } 15 < b < 40$$

On prend : **b = 30 cm.**

➤ Vérifications les conditions de résistance (RPA99/V2003) :

$b \geq 20\text{cm}$ $b = 30\text{ cm}$ \implies Vérifiée.

$h \geq 30\text{cm}$ $h = 50\text{ cm}$ \implies Vérifiée.

$\frac{h}{b} \leq 4$ $\frac{50}{30} = 1.67 \leq 4$ \implies Vérifiée.

On opte des poutres principales de section **(b, h) = (30,50)**.

II.3.2. Les poutres secondaires : (sens non porteur)

$L_{\text{max}} = 560\text{cm}$

$560/15 < h < 560/10$ Donc : $37 < h < 56$ On prend : **h= 45cm.**

$0.3h < b < 0.8h$ Donc : $13.5 < b < 36$ On prend : **b= 30 cm.**

Les conditions du RPA sont vérifiées.

On opte des poutres secondaires de section **(b, h) = (30,45)**.

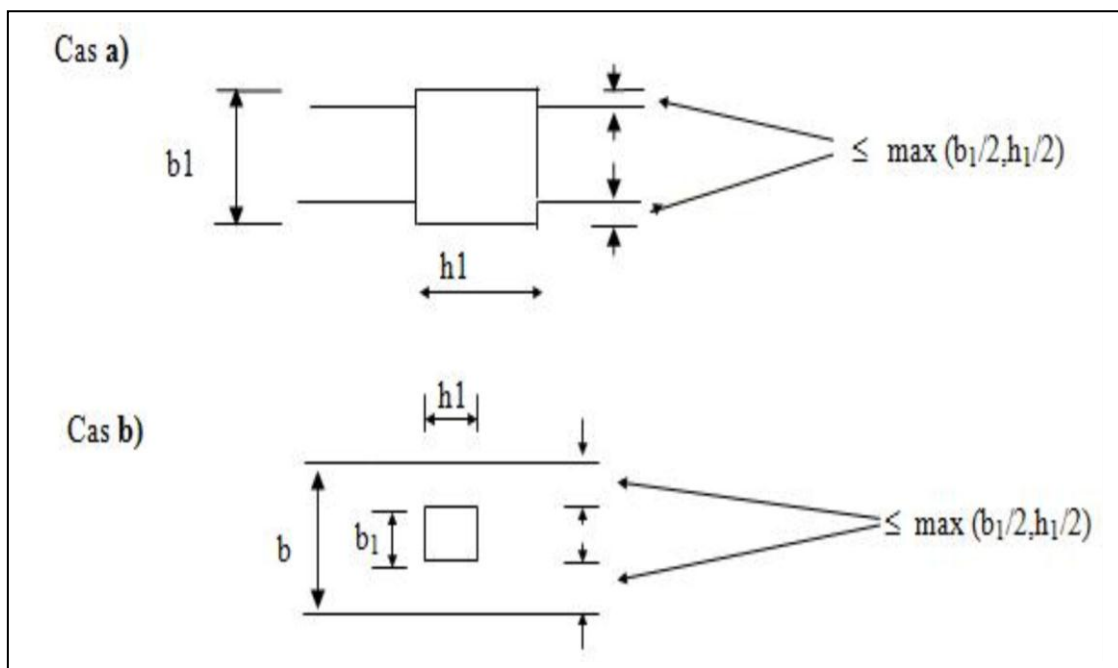


Figure II.1 : Dimensions à respecter par les poutres

II.4. Pré dimensionnement des voiles :

Le Pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par **RPA99/V2003**. (Article 7.7.1). Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effet de séisme ou du vent.

- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte ; ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre de ce pré dimensionnement.

D'après le **RPA99/V2003** (article 7.7.1) « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. ».

Avec : **L** : porté du voile.

e : épaisseur du voile.

D'après le **RPA99/V2003** (Article 7.7.1) « l'épaisseur minimale égale à 15 cm ». De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique les figures ci-après :

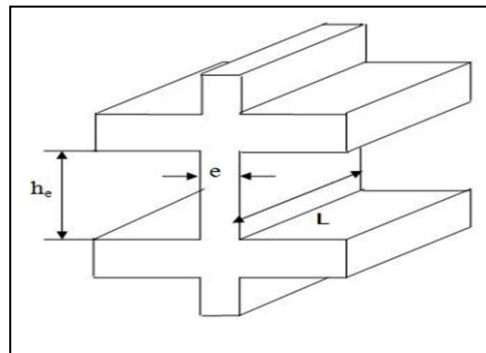


Figure II.2 : Coupe de voile en élévation

		$e \geq h_e/25$
		$e \geq h_e/22$
		$e \geq h_e/20$

Figure II.3 : Coupes de voiles en plan

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

Pour le RDC on a la hauteur libre d'étage $h_e = 4.08 - 0.4 = 3.68$ m

$$e \geq \max\left(\frac{368}{25}, \frac{368}{22}\right) \geq \max(14.72, 16.73)$$

On prend $e = 20 \text{ cm}$

Les portés des voiles utilisés (L) doit être supérieure ou égale à 80 cm .

II.5. Pré dimensionnement des escaliers :

Dans une structure la circulation verticale se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur, l'escalier se compose d'une ou de plusieurs volées, comportant des marches et des paliers d'arrivée, de départ et éventuellement, des paliers intermédiaires.

Les escaliers sont caractérisés par les dimensions suivantes :

- g : giron.
- h : hauteur de la contre marche.
- L_1 : Longueur de la paillasse.
- L_2 : Longueur de palier intermédiaire.
- L : longueur totale d'escalier.
- e : l'épaisseur de la paillasse et de palier.
- H : hauteur de la volée.

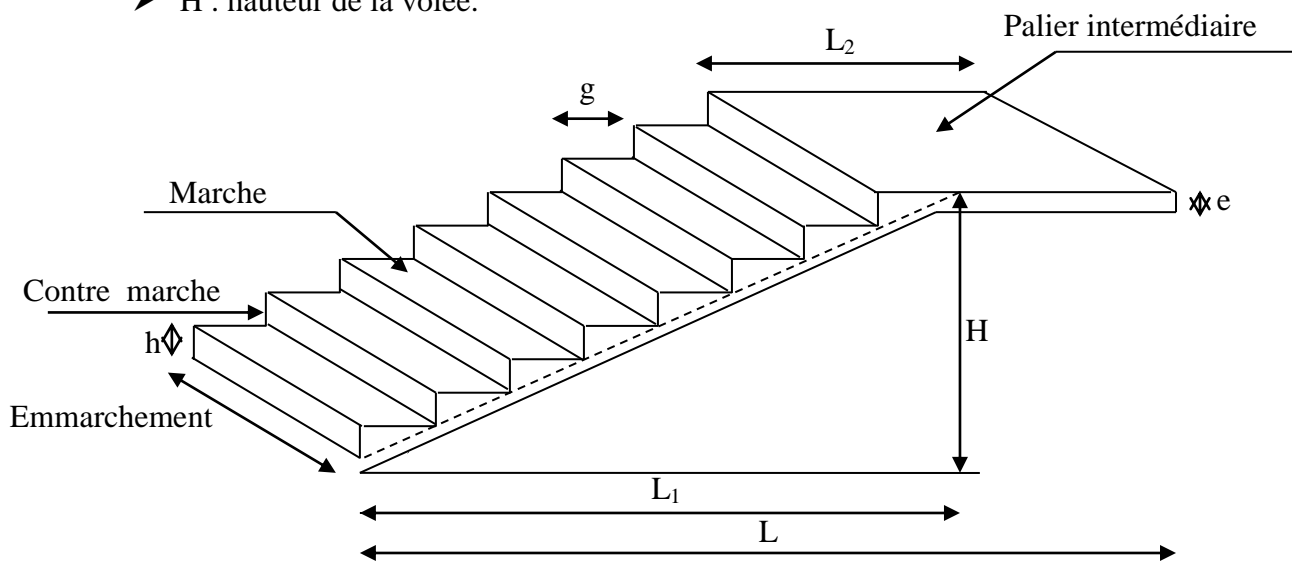


Figure II.4 : Coupe verticale d'un escalier

II.5.1. Escalier d'étage courant :

Nous utilisons la formule de BLONDEL :

- Hauteur d'étage : $H = 3.40 \text{ m}$
- Hauteur de contre marche : $16.5 \leq h \leq 17.5$ On prend $h = 17 \text{ cm}$

Nombre de contre marche : $n = \frac{340}{17} = 20$

On calcule le Giron à partir de la formule de BLONDEL :

On a: $60 < 2h + g < 64 \Rightarrow 26 < g < 30$; on prend $g = 28 \text{ cm}$

On aura 20 contre marches dans les deux volées; la hauteur de chaque volée 1,70 m Donc : il y a 9 contre marches sur une volée.

➤ **L’emmarchement :**

On adopte un jour de : **40 cm**

$$\Rightarrow \text{Largeur de l’emmarchement : } L_e = \frac{350 - 40}{2} = 1.55m$$

➤ **Palier :**

- Longueur de palier de repos : $L = 1.42 \text{ m à } 1.76\text{m}$

- Longueur de palier d’arriver : $L = 1.55 \text{ m}$

➤ **Paillasse :**

- L’inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg } \alpha = \frac{1.70}{2.52} = 0,6746 \Rightarrow \alpha = 34^\circ$$

- La longueur de la paillasse est égale à :

$$\frac{2.52}{\cos 34^\circ} = 3.04 \text{ m}$$

La longueur de volée : $3.04 + 1.5 = 4.02\text{m}$

➤ **Epaisseur :**

- L’épaisseur de la paillasse et le palier est comprise entre :

$$\frac{L}{30} < e_p < \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{402}{30} < e_p < \frac{402}{20}$$

$$\Rightarrow 13.4 \text{ cm} < e_p < 20.1 \text{ cm} \quad \text{on prend } e_p = 20 \text{ cm.}$$

II.5.2. Escalier de RDC :

$H = 4.08 \text{ m}$

On prend le type d’escalier dans l’étage courant dont $H = 3.4$ et la hauteur qui reste :

$$4.08 - 3.4 = 0.68 \text{ m.}$$

$$\frac{68}{17} = 4 \text{ marches balancées (des marche pleine).}$$

II.5.3. Escalier de sous-sol :

$H = 2.52 \text{ m}$

$$\frac{252}{17} = 14 \text{ marches balancées.}$$

On l’utilise pour changement de direction sans palier de repos intermédiaire.

Ces escaliers sont en acier dont la hauteur de marche égale à 17cm.

II.6. Evaluation des charges permanentes et des surcharges d’exploitation :

Comme nous avons dit au premier chapitre ; dans cet ouvrage nous exigeant le corps creux de polystyrène (très légers).



Figure II.5 : Hourdit polystyrène

On a fait une comparaison avec hourdis ciment et hourdis polystyrène, on a conclu à ça :

Tableau II.1 : Comparaison entre l’hourdis polystyrène et l’hourdis ciment

	hourdis polystyrène	hourdis ciment
Poids unitaire	200 g	13 Kg
Superficie à construire	200 m ²	200 m ²
Nombre d’hourdis/m²	8 pièces	8 pièces
Total hourdis	1600 pièces	1600 pièces
Poids/m²	1,6 Kg	104 Kg
Total poids	320 Kg	20800 Kg

Comme notre structure est de dimensions importante et la contrainte admissible par le sol est de 1,5 bars, on a cherché à alléger le poids total de la structure par plancher à hourdis polystyrène.

II.6.1. Plancher terrasse inaccessible (corps creux) : DTR B.C. 2.2

Tableau II.2 : Charge permanente du plancher corps creux terrasse inaccessible

Eléments constituants	Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Masse surfacique (KN/ m ²)
1-Enduit de plâtre	10	0.03	0.3
2- Dalle en corps creux (20+5).	/	(20+5)	1.95
3-Béton de pente.	22	0.12	2.64
4- Isolation thermique.	0.4	0.04	0.016
5- Etanchéité multicouche.	6	0.02	0.12
6- Papier kraft.	/	2feuilles	0,5
7- Gravillon de protection.	16	0,05	0,80
Total	/	/	6.33

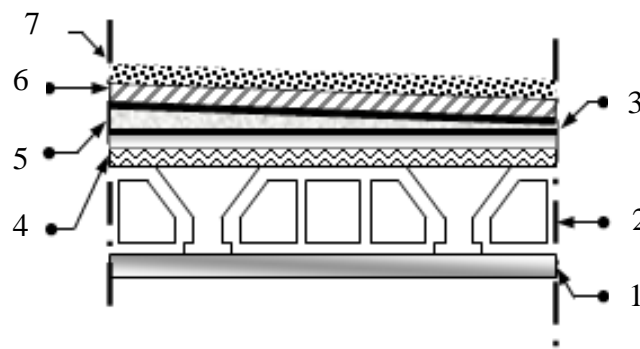


Figure II.6 : Coupe de plancher terrasse inaccessible

II.6.2. Plancher terrasse inaccessible (dalle pleine) :

Tableau II.3 : Charge permanente du plancher dalle pleine terrasse

Eléments constituants	Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Masse surfacique (KN/ m ²)
1-Enduit de plâtre	10	0.03	0.3
2- Dalle pleine 20 cm	25	0.20	5
3-Béton de pente.	22	0.12	2.64
4- Isolation thermique.	0.4	0.04	0.016
5- Etanchéité multicouche.	6	0.02	0.12
6- Papier kraft.	/	2feuilles	0,5
7- Gravillon de protection.	16	0,05	0,80
Total	/	/	9.38

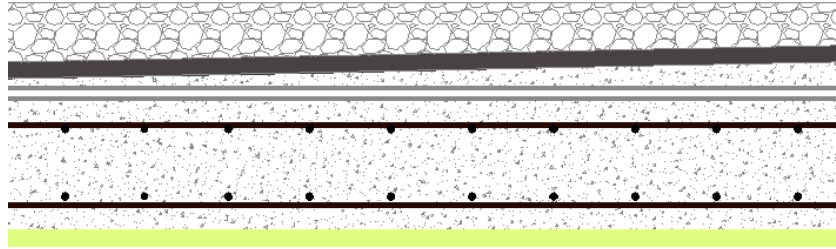


Figure II.7: Composants d'un plancher terrasse en dalle pleine

II.6.3. Plancher étage courant (corps creux) :

Tableau II.4 : Charge permanente du plancher corps creux étage courant

Eléments constituants	Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Masses surfaciques (KN/ m ²)
1- Enduit de plâtre.	10	0,03	0, 3
2- Dalle en corps creux (20+5).	/	(20+5)	1.95
3- Lit de sable.	18	0,03	0,54
4- Chape de ciment.	20	0,02	0,40
5- Carrelage en granito.	22	0,02	0,44
6- Cloisons de répartition.	/	/	1
Total	/	/	4.63

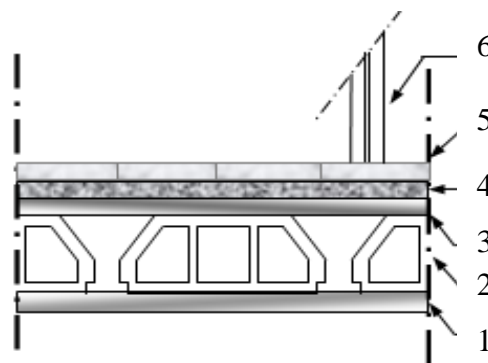


Figure II.8 : Coupe de plancher étage courant

II.6.4. Plancher étage courant (dalle pleine) :

Tableau II.5 : Charge permanente du plancher étage courant dalle pleine

Eléments constituants	Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Masses surfaciques (KN/ m ²)
1- Enduit de plâtre.	10	0,03	0, 3
2- Dalle pleine (20 cm).	25	0.20	5
3- Lit de sable.	18	0,03	0,54
4- Chape de ciment.	20	0,02	0,40
5- Carrelage en granito.	22	0,02	0,44
6- Cloisons de répartition.	/	/	1
Total	/	/	7.68

II.6.5. Maçonnerie extérieure :

Tableau II.6 : Charge permanente de maçonnerie extérieure

Eléments constituants	Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Masse surfacique (KN/ m ²)
Chape de ciment.	18	0,02	0,36
Enduit de plâtre.	10	0,02	0,2
Brique extérieure.	9	0,15	1, 35
Brique intérieure.	9	0,10	0,9
Total	/	/	2,81

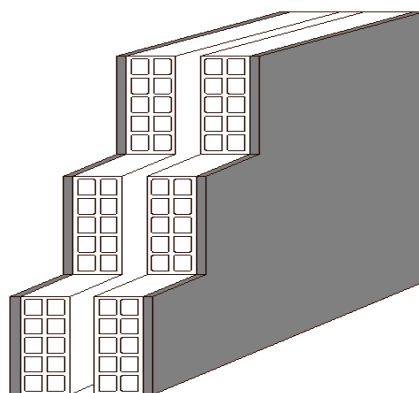


Figure II.9 : Maçonnerie extérieure

II.6.6. Les escaliers :

a) Palier :

Tableau II.7 : Charge permanente du palier des escaliers

Eléments constituants	Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Masse surfacique (KN/ m ²)
Enduit de ciment.	18	0,02	0,36
Poids propre de la dalle en B.A.	25	0,20	5
Lit de sable.	18	0,03	0,54
Chape de ciment.	20	0,02	0,4
Carrelage en granito.	22	0,02	0,44
Total	/	/	6.74

b) Volée :

Tableau II.8 : Charge permanente de volée des escaliers

Eléments constituants	Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Masse surfacique (KN/ m ²)
Enduit de ciment	18	0.02	0.36
Paillasse	25	0.20/cos α	6.03
Marches	22	0.17/2	1.87
Couche de sable	18	0.03	0.54
Chape de ciment	20	0.02	0.40
Carrelage en granito	22	0.02	0.44
Garde-corps	/	/	1
Total	/	/	10.64

II.6.7. L'acrotère :

Tableau II.9 : Charge permanente de l'acrotère

Eléments constituants	Masse volumique (KN/m ³)	Surface (m ²)	Masses linéaires (KN/ m)
Béton armée	25	0.0775	1.94
Total	/	/	1.94

II.6.8. Surcharges d’exploitation : DTR B.C. 2.2

Tableau II.10 : Surcharges d’exploitation des éléments de structure

Elément	Charge d’exploitation Q
Plancher terrasse inaccessible (corps creux)	1
Plancher terrasse inaccessible (dalle pleine)	1
Plancher étage courant (corps creux)	2,5
Plancher étage courant (dalle pleine)	2,5
Les escaliers	2,5
L’acrotère	1

II.7. Pré dimensionnement des Poteaux :

Le calcul de la section du béton se fera au flambement sous l’action de la compression centrée. Les règles du **CBA93** préconisent de prendre la section réduite (en enlevant une bande de largeur de «1cm» sur toute la périphérie de la section droite) afin de tenir compte de la ségrégation du béton.

II.7.1.Principe et étapes de calcul :

Le calcul de la section du béton sera fait en compression simple, uniquement basé sur la descende des charges.

- On considère le poteau le plus sollicité.
- On calcule la surface repris par le poteau.
- On détermine les charges et les surcharges qui reviennent au poteau.

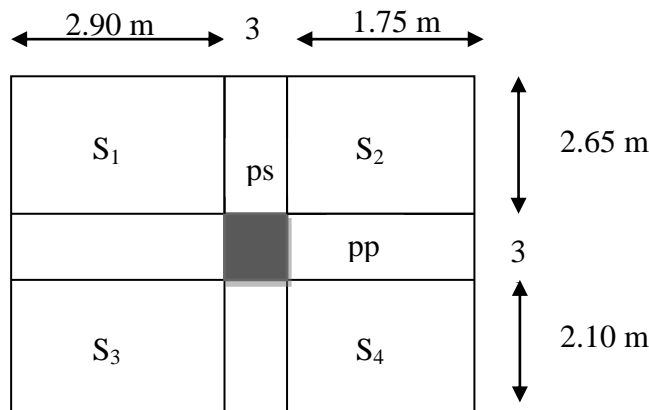


Figure II.10 : Représentation du poteau le plus sollicité

➤ **Calcul des surfaces :**

$$S_1 = 2.9 \times 2.65 = 7.69m^2$$

$$S_2 = 1.75 \times 2.65 = 4.64m^2$$

$$S_3 = 2.9 \times 2.10 = 6.09m^2$$

$$S_4 = 1.75 \times 2.10 = 3.68m^2$$

NB : Dans les structures à usage bureaux on n'applique pas la loi de dégression des charges d'exploitation.

II.7.2. Pré dimensionnement selon BAEL 91 :

On mènera le calcul à L'ELU (**BAEL 91**) et la vérification d'après (**RPA99/V2003**).

➤ **La formule générale :**

$$Br \geq \frac{k \beta Nu}{\theta \frac{fbu}{0.9} + \frac{0.85}{100} fed}$$

Tel que :

$$\left. \begin{array}{l} k = 1.10 \\ k = 1.20 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours.} \\ \text{Si plus de la majeure partie des charges est appliquée avant 28 jours.} \end{array}$$

$k = 1$ pour les autres cas.

f_{c28} est remplacé par f_{cj}

Br : section réduite du poteau (en cm²)

$$fbu = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s}$$

f_{c28} : Résistance à la compression du béton $f_{c28} = 25$ MPa;

fe : Limite d'élasticité de l'acier utilisé $fe = 400$ MPa ;

$$\gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15$$

θ = est en fonction de la durée T d'application des combinaisons d'action :

$$\theta = 1 \quad \left\{ \begin{array}{l} T > 24h \\ 1h \leq T \leq 24h \\ T < 1h \end{array} \right.$$

$$\theta = 0.9$$

$$\theta = 0.85$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot 25}{1 \cdot 1.5} = 14.2 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

β : Coefficient dépendant de l'élanement mécanique « λ » des poteaux qui est défini comme suit :

$$\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \dots \dots \text{si } \lambda \leq 50$$

$$\beta = \frac{0.85 \lambda^2}{1500} \dots \dots \text{si } 50 < \lambda \leq 70$$

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a} \quad (a : \text{la plus petite cote})$$

Comme le calcul se fait en compression centrée, on fixe l'élanement mécanique forfaitairement à $\lambda = 35$, (pour que toutes les armatures participent à la résistance)

$$\text{D'où : } \beta = 1 + 0.2 \times 1 = 1.2$$

$$Br \geq \frac{1 \cdot 1.2 \cdot Nu \cdot 10^{-3}}{1 \cdot \frac{14.2}{0.9} + \frac{0.85}{100} \cdot 348} \cdot 10^4 = 0.64 Nu \quad (\text{cm}^2)$$

On adopte un poteau carré :

$$Br = (a - 2)^2 \Rightarrow a = \sqrt{Br} + 2$$

II.7.3. Pré dimensionnement de poteau central :

Tableau II.11 : Descende des charges pour un poteau central

étage	G plancher (kN/m ²)	G acr. (kN)	G mur (kN)	G poutre (kN)	G poteau (kN)	Q plancher (kN/m ²)	S plancher (m ²)	G total (kN)	G cum (kN)	Q total (kN)	Q cum (kN)	Nu cum (kN)	Br (cm ²)	a = b (cm)	Choix (cm)	CNF (v)	Obs.
Terr.	6.33	7.47	/	14.72	/	1.00	3.68	45.48	/	3.68	/	/	/	/	/	/	/
Niv 8	6.33	7.47	36.78	14.72	7.65	1.00	18.43	183.28	45.48	18.43	3.68	66.92	42.83	8.54	30.00	0.03	CV
Niv 7	4.63	0.00	36.78	24.17	7.65	2.50	18.43	153.93	228.77	46.08	22.11	342.00	218.88	16.79	30.00	0.15	CV
Niv 6	4.63	0.00	36.78	24.17	7.65	2.50	18.43	153.93	382.70	46.08	68.19	618.92	396.11	21.90	30.00	0.28	CV
Niv 5	4.63	0.00	36.78	24.17	13.60	2.50	18.43	159.88	536.63	46.08	114.26	895.84	573.34	25.94	40.00	0.22	CV
Niv 4	4.63	0.00	36.78	24.17	21.25	2.50	18.43	167.53	696.51	46.08	160.34	1180.79	755.71	29.49	50.00	0.19	CV
Niv 3	4.63	0.00	36.78	24.17	21.25	2.50	18.43	167.53	864.04	46.08	206.41	1476.07	944.68	32.74	50.00	0.24	CV
Niv 2	4.63	0.00	36.78	24.17	21.25	2.50	18.43	167.53	1031.57	46.08	252.49	1771.35	1133.66	35.67	50.00	0.28	CV
Niv 1	4.63	0.00	36.78	24.17	30.60	2.50	18.43	176.88	1199.10	46.08	298.56	2066.63	1322.64	38.37	60.00	0.23	CV
RDC	4.63	0.00	36.78	24.17	36.72	2.50	18.43	183.00	1375.98	46.08	344.64	2374.53	1519.70	40.98	60.00	0.26	CV
R-1	4.63	0.00	0.00	33.60	30.87	2.50	22.11	166.84	1558.98	55.28	390.71	2690.69	1722.04	43.50	60.00	0.29	CV

II.7.4. Les vérifications de RPA 99 :

Pour la zone IIa :

- **Pour le Poteaux 8^{ème}, 7^{ème}, 6^{ème} étages (30x30) cm² :**

Min (b, h) = 30 cm \geq 25cm.....CV.

Min (b, h) \geq $h_e/20 = 340/20 = 17$ cm.....CV.

$1/4 < b/h = 30/30 > 1/4$CV.

- **Pour le Poteaux du 5^{ème} étages (40x40) cm² :**

Min (b, h) = 40cm \geq 25cm.....CV.

Min (b, h) \geq $h_e/20 = 340/20 = 17$ cm.....CV.

$1/4 < b/h = 40/40 > 1/4$CV.

- **Pour le Poteaux de 4^{ème}, 3^{ème}, 2^{ème} étage : (50x50) cm² :**

Min (b, h) = 50 cm \geq 25cm.....CV.

Min (b, h) \geq $h_e/20 = 340/20 = 17$ cm.....CV.

$1/4 < b/h = 50/50 > 1/4$CV.

- **Pour le Poteaux de 1^{er} étage: (60x60) cm² :**

Min (b, h) = 60cm \geq 25cm.....CV.

Min (b, h) \geq $h_e/20 = 340/20 = 17$ cm.....CV.

$1/4 < b/h = 60/60 > 1/4$CV.

- **Pour le Poteaux de RDC:**

- **Poteau carré :**

Min (b, h) = 60cm \geq 25 cm.....CV.

Min (b, h) \geq $h_e/20 = 408/20 = 20.4$ cm.....CV.

$1/4 < b/h = 60/60 > 1/4$CV.

- **poteau circulaire :**

D = 70cm $>$ 25 cm.....CV.

D \geq $h_e/20 = 408/20 = 20.40$ cm.....CV.

- **Pour le Poteaux de Sous-sol:**

- **Poteau carré (60X60) :**

Min (b, h) = 60 cm \geq 25cm.....CV.

Min (b, h) \geq $h_e/20 = 252/20 = 12,60$ cm.....CV.

$1/4 < b/h = 60/60 > 1/4$CV.

- poteau circulaire :

$$D = 70\text{cm} > 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$D \geq h_e/20 = 252/20 = 12,60\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

II.7.5. Les vérification au flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés (de façon excentré ou non) des structures, lorsque les éléments sont élancés, la vérification consiste à calculer l'élancement $\langle \lambda \rangle$

Le calcul du poteau au flambement consiste à vérifier la condition suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 \quad (\text{BAEL 91 modifié 99 page 110}).$$

Avec : λ : élancement du poteau.

L_f : longueur de flambement $L_f = 0.7 L_0$.

L_0 : distance entre les faces supérieures de deux planchers consécutifs.

i : rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Moment d'inertie $I = \frac{ab^3}{12}$

-Poteaux du 8^{ème}, 7^{ème}, 6^{ème} étages (30x30) cm², $L_0=3.40\text{m} \Rightarrow \lambda = 27,48 < 35 \dots\dots$ **Vérifié.**

-Poteaux du 5^{ème} étages (40x40) cm², $L_0 = 3.40 \text{ m} \Rightarrow \lambda = 20,61 < 35 \dots\dots\dots$ **Vérifié.**

-Poteaux de 4^{ème}, 3^{ème}, 2^{ème} étage : (50x50) cm², $L_0 = 3.40\text{m} \Rightarrow \lambda = 16,49 < 35 \dots$ **Vérifié.**

-Poteaux de 1^{er} étage : (60x60) cm², $L_0 = 3.40\text{m} \Rightarrow \lambda = 13,74 < 35 \dots\dots\dots$ **Vérifié.**

-Poteaux de RDC:

- (60x60) cm², $L_0 = 4.08\text{m} \Rightarrow \lambda = 16,489 < 35 \dots\dots\dots$ **Vérifié.**

- (70X70) cm², $L_0 = 4.08\text{m} \Rightarrow \lambda = 18,41 < 35 \dots\dots\dots$ **Vérifié.**

-Poteaux de Sous-Sol:

- (60x60) cm², $L_0 = 2.52\text{m} \Rightarrow \lambda = 10,18 < 35 \dots\dots\dots$ **Vérifié.**

- (70X70) cm², $L_0 = 2.52\text{m} \Rightarrow \lambda = 10,08 < 35 \dots\dots\dots$ **Vérifié.**

Conclusion :

Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement.

Chapitre III

Etude des éléments secondaires

III.1. Introduction :

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux (qui contribuent directement au contreventement).
- Les éléments secondaires (qui ne contribuent pas directement au contreventement).

Les éléments secondaires à calculer dans ce chapitre sont : l'acrotère, les escaliers, les planchers et la salle machine.

III.2. Etude de l'acrotère :

L'Acrotère est un élément complémentaire du plancher terrasse, destiné à protéger les personnes contre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale. Dans notre cas on a des terrasses dans chaque étage ; on va étudier un seul cas et on le généraliser sur d'autres acrotères.

Le ferrailage sera déterminé en flexion composée par une bande de 1m linéaire de largeur.

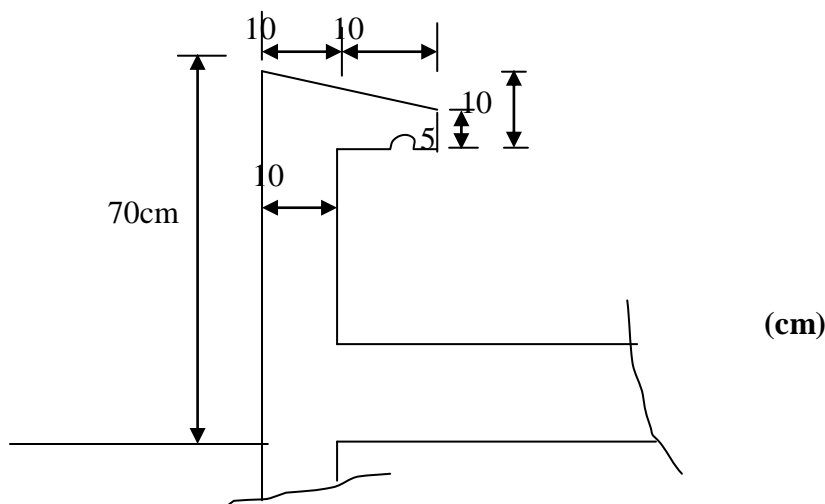
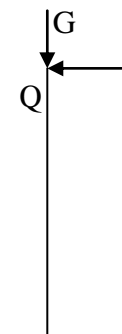


Figure III.1 : Coupe verticale de l'acrotère

- **Schéma statique :**



III.2.1. Calcul des sollicitations :

- poids propre :

$$G = ((0,05 \times 0,1)/2 + 0,05 \times 0,1 + 0,1 \times 0,7) \times 25 = 1,94 \text{ KN/ml.}$$

- surcharges d'exploitation : (surcharge due à la main courante)

$$Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

- efforts normal propre dû au poids propre G :

$$N_G = G \times 1\text{ml} = 1,94 \text{ KN.}$$

- effort tranchant :

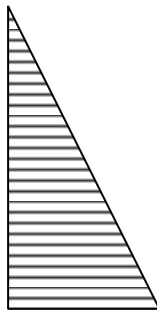
$$T_G = Q \times 1\text{ml} = 1 \text{ KN.}$$

- le moment de renversement dû à la surcharge Q :

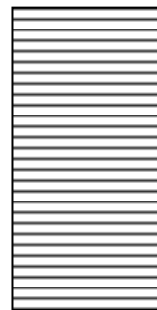
$$M = Q \times h = (1 \times 0,7) \times 1 = 0,7\text{KN.m.}$$

➤ **Diagrammes des efforts :**

Moment fléchissant



Effort tranchant



III.2.2. Ferrailage de l'acrotère :

✓ **l'état limite ultime (ELU) :**

La combinaison de charge à considérer est $1,35 G + 1,5Q$

- Effort normal :

$$N_u = 1,35 \times G$$

A.N: $N_u = 1,35 \times 1,94 = 2,61 \text{ KN}$

$$N_u = 2,61 \text{ KN}$$

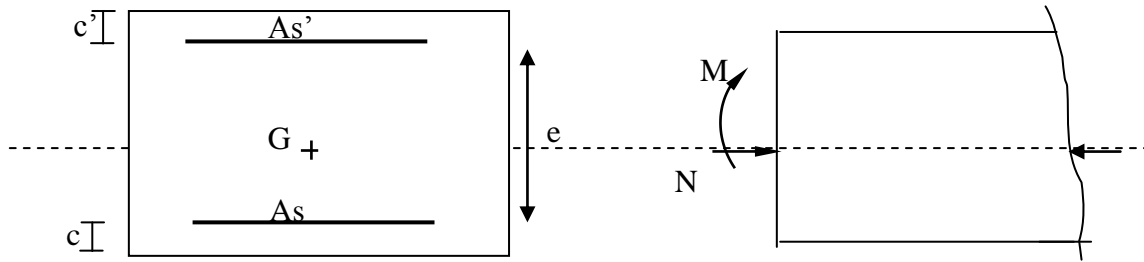
- Moment fléchissant :

$$M_u = 1,5 \times Q \times H$$

A.N: $M_u = 1,5 \times 1 \times 0,7 = 1,05 \text{ KN}$

$$M_u = 1,05 \text{ KN}$$

- Calcul de l'excentricité :



$$h = 10 \text{ cm}, \quad d = 8 \text{ cm}, \quad c = c' = 2 \text{ cm}, \quad b = 100 \text{ cm}.$$

Figure III.2 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée

soit :

M_f : moment fictif calculé par rapport au C.D.G de la section considérée.

$$e_u = M_u / N_u$$

A.N : $e_u = 1,05 / 2,61 = 40 \text{ cm}$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} \Rightarrow e_u > h/2 - c$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, comme N est un effort de compression donc la section est partiellement comprimée.

✓ **Détermination des armatures :**

Calcul en flexion simple :

- Moment fictif (M_f) :

$$M_f = N_u \times g \quad \text{avec} \quad g = e_u + h/2 - c$$

$$M_f = N_u (e_u + h/2 - c) = N_u (h/2 - c) + M_u$$

A.N : $M_f = 2.61 (0.1/2 - 0.02) + 1.05 = 1.128 \text{ KN.m}$

- Moment réduit (μ_b) :

$$\mu_b = M_f / b \times d^2 \times f_b = 1,128 \times 10^{-3} / 1 \times (0,08)^2 \times 14,2$$

$$\mu_b = 0,012.$$

$$\mu_b < \mu_r = 0.392 \text{ (acier HA)} \Rightarrow \text{S.SA (les armatures comprimées ne}$$

sont pas nécessaires).

$$\mu_b = 0.012 \Rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_b})$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$\Rightarrow \beta = 0.994$$

- Armatures fictives:

$$A_f = M_f / (\beta_1 \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}) = 1,128 \times 10^{-3} / 0,994 \times 0,08 \times 348 = 0,408 \text{ cm}^2$$

$$A_f = 0,408 \text{ cm}^2$$

- Armatures réelles :

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,408 - \frac{2,26 \times 10^3}{348}$$

$$A_s = 0,343 \text{ cm}^2$$

III.2.3. Vérifications diverses :

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \text{ bd } f_{t28} / f_e$$

$$A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2.$$

Vu que les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, nous adopterons alors :

$$A_s = A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Soit : $A_s = 4 \text{ HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec un espacement de 25 cm.

- Armatures de répartition (A_r) :

$$A_r = A_s / 4 = 0.50 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

Soit : $A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 25 cm.

- Vérification à l'ELS :

L'acrotère est exposée aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit vérifier que :

- $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} F_e, \max (0.5 F_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right]$

- $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$

$$F_e = 400 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} ; \eta = 1.6 \text{ (HA)} \implies \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = KY = \frac{M_{ser}}{I} Y$$

$$I = \frac{bY^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + \hat{A}_s(y - d)^2] \implies I = 1405,21 \text{ cm}^4$$

$$Y = \frac{15(\hat{A}_s + A_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + \hat{d}\hat{A}_s)}{7.5(A_s + \hat{A}_s)^2}} - 1 \right] \implies y = 2,1 \text{ cm}$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{0,7 \times 10^6}{1405,21 \times 10^4} = 0,05 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = 0,05 \times 21 = 1,05 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

=> Condition vérifiée.

$$\sigma_s = \eta K(d - y) = 15 \times 0,05 \times (80 - 21) = 44,25 \text{ MPa} < 201,63 \text{ MPa}$$

=> Condition vérifiée.

➤ **Vérification au cisaillement (BAEL91 Article 5.1.1) :**

Nous avons une fissuration préjudiciables.

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(0,15 \frac{25}{1,5}, 4\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$T_u = 1,5 Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{10^3 \times 80} = 0,019 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ la condition est vérifiée, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification de l'adhérence des barres :**

Entraînement des barres :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum u_i}$$

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum u_i = n\pi\phi : 4 \times 3,14 \times 0,8 = 10,048 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 80 \times 100,48} = 0,207 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se}$$

Donc : L'adhérence des barres est vérifiée.

Longueur de scellement droit (BEAL 91 Article 1.2.2) :

$$L_s = 40\phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm}$$

• **Vérification au seisme :**

L'acrotère doit être conçue de façon à résister à la force horizontale F_p

$$\text{Avec : } F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

F_p : coefficient d'accélération de zone (Zone IIa , groupe 2 $\Rightarrow A = 0,15$)

C_p : facteur de force horizontale ($C_p = 0.8$).

W_p : poids de l'accrotère ($W_p = 1.94KN/ml$).

$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.94 = 0.931 KN/ml < Q = 1 KN/ml$ (force latérale)

Coclusion :

La condition au séisme est vérifiée.

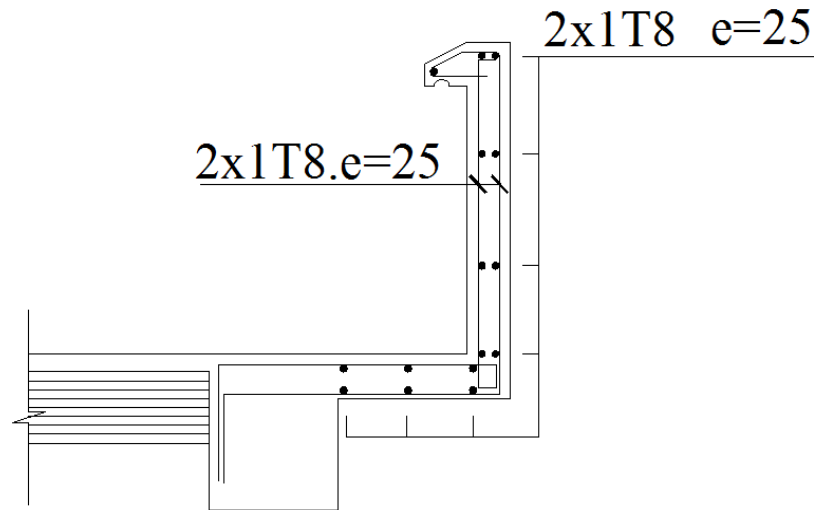


Figure III.3 : Schéma de ferrailage d'acrotère

III.3. Calcul des escaliers :

III.3.1. Escalier de l'étage courant :

Nous aurons dans ce calcul à étudier un genre d'escalier (escalier d'étage courant) avec une paillasse et deux paliers. Ce type d'escalier est droit, simplement appuyé sur ces deux appuis, Les escaliers travaillent à la flexion simple.

On à la hauteur de l'étage courant égale à 3,40 m.

➤ **Schéma statique de l'escalier :**

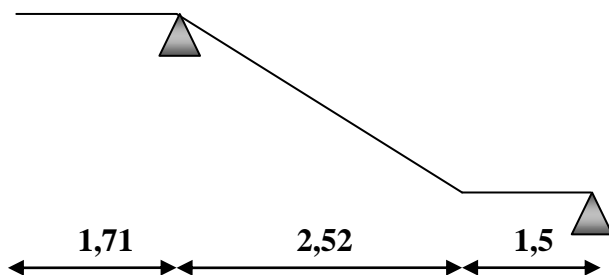


Figure III.3. Schéma statique de l'escalier

➤ Surcharge d'exploitation :

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le **DTR B.C.2.2** est : **Q = 2.5 kN/m**.

➤ Combinaisons de charge et surcharge :

ELU : 1,35G+1,5Q

- La paillasse : $q_{1u} = (1,35 \times 10.64 + 1,5 \times 2.5) \times 1 = 18.11 \text{ kN/ml}$
- le palier : $q_{2u} = (1,35 \times 6.74 + 1,5 \times 2.5) \times 1 = 12.85 \text{ kN/ml}$

ELS : G+Q

- La paillasse : $q_{1s} = (10.64 + 2.5) \times 1 = 13.14 \text{ kN/ml}$
- le palier : $q_{2s} = (6.74 + 2.5) \times 1 = 9.24 \text{ kN/m}$

III.3.1.1. Calcul des efforts internes à l'ELU :

Pour déterminer les efforts tranchants et les moments fléchissant on calcul d'abord les réactions d'appuis avec les formules de la R.D.M

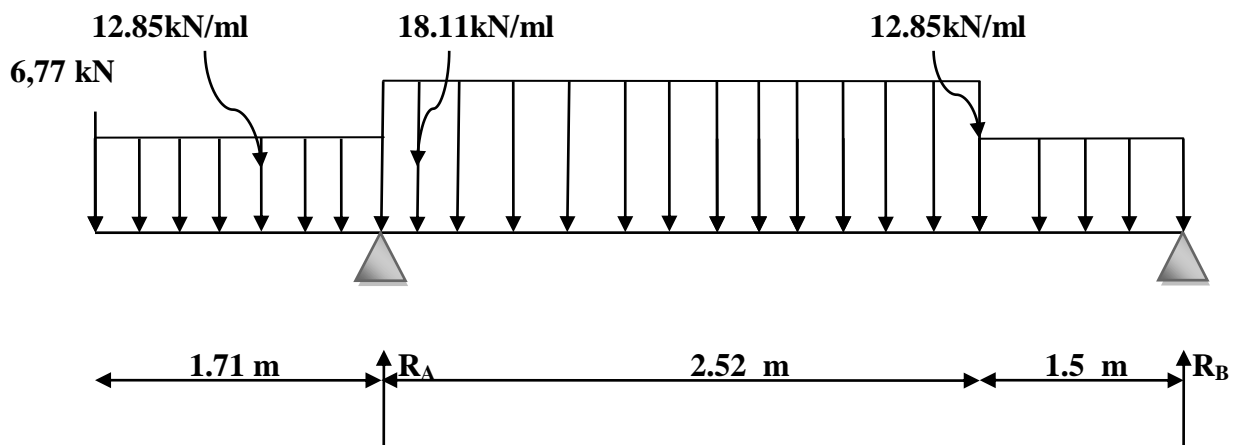


Figure III.4 : Schéma statique des escaliers à l'ELU

• Les réactions d'appuis :

$$\Sigma F/y = 0 \implies R_A + R_B = 18,11 \times 2,52 + 12,85 \times 1,5 + 12,85 \times 1,71 + 6,77 = 93,65 \text{ KN}$$

$$\implies R_A + R_B = 93,65 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A = 0 \implies R_B \times 4,02 + 12,85 \times 1,71 \times 0,855 - 18,11 \times 2,52 \times 1,26 - 12,85 \times 1,5 \times 3,27 + 6,77 \times 1,71 = 0$$

$$\implies R_B = 22,43 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \implies -R_A \times 4,02 + 12,85 \times 1,5 \times 0,75 + 18,11 \times 2,52 \times 2,76 + 12,85 \times 1,71 \times 4,875 + 6,77 \times 5,73 = 0$$

$$\implies R_A = 71,22 \text{ KN}$$

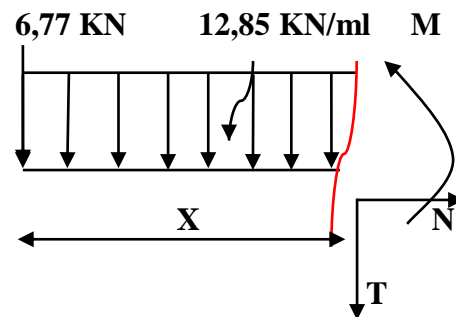
- Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant:

➤ 1^{er} tronçon: $0 \leq X \leq 1,71$

Efforts tranchants :

$$\sum F/y = 0 \implies T = -12,85x - 6,77$$

$$\begin{cases} X = 0 \text{ m} \implies T(0) = -6,77 \text{ KN} \\ X = 1,71 \text{ m} \implies T(1,71) = -28,74 \text{ KN} \end{cases}$$



Moments fléchissant :

$$\sum M/i = 0 \implies M = -6,42x^2 - 6,77x$$

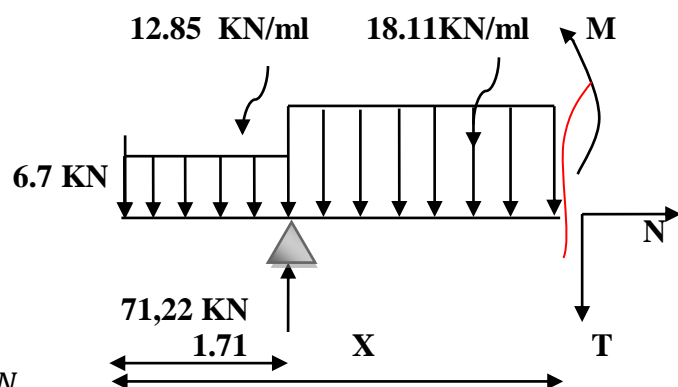
$$\begin{cases} X = 0 \text{ m} \implies M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ X = 1,71 \text{ m} \implies M(1,71) = -30,35 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ 2^{ème} tronçon $1,71 \leq X \leq 4,23$

Efforts tranchants :

$$\sum F/y = 0 \implies T = -18,11x + 73,45$$

$$\begin{cases} X = 1,71 \text{ m} \implies T(1,71) = 42,48 \text{ KN} \\ X = 4,23 \text{ m} \implies T(4,23) = -3,15 \text{ KN} \end{cases}$$



Moments fléchissant :

$$\sum M/i = 0 \implies M = -9,05x^2 + 73,43x - 129,42$$

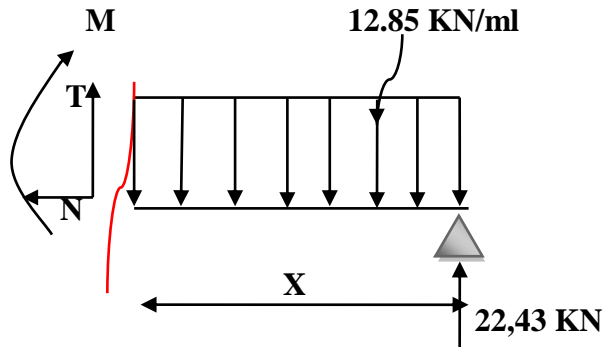
$$\begin{cases} X = 1,71 \text{ m} \implies M(1,71) = -30,32 \text{ KN} \\ X = 4,23 \text{ m} \implies M(4,23) = 19,26 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ 3^{ème} tronçon $0 \leq X \leq 1.5$

Efforts tranchants :

$$\Sigma F/y = 0 \implies T = 12,85x - 22,43$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \implies T = -22,43 \text{ KN} \\ X = 1.5 \implies T = -3,15 \text{ KN} \end{array} \right.$$



Moments fléchissant :

$$\Sigma M/i = 0 \implies M = -6,42x^2 + 22,43x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \implies M = 0 \text{ KN.m} \\ X = 1,5 \implies M = 19,2 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_{max} \implies T = 0 \implies x = 4,05 \text{ m}$$

$$M(4,05) = 19,53 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Pour tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteur pour le moment $M_{u \text{ max}}$ aux appuis et en travée 0.3 et 0.85 respectivement.

- **Moment en appuis:**

$$M_{u \text{ ap}} = (-0,3)M_{u \text{ max}} = (-0,3) \times (19,53) = -5,86 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée:**

$$M_{u \text{ travée}} = (0,85)M_{u \text{ max}} = (0,85) \times (19,53) = 16,60 \text{ KN.m}$$

➤ Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU :

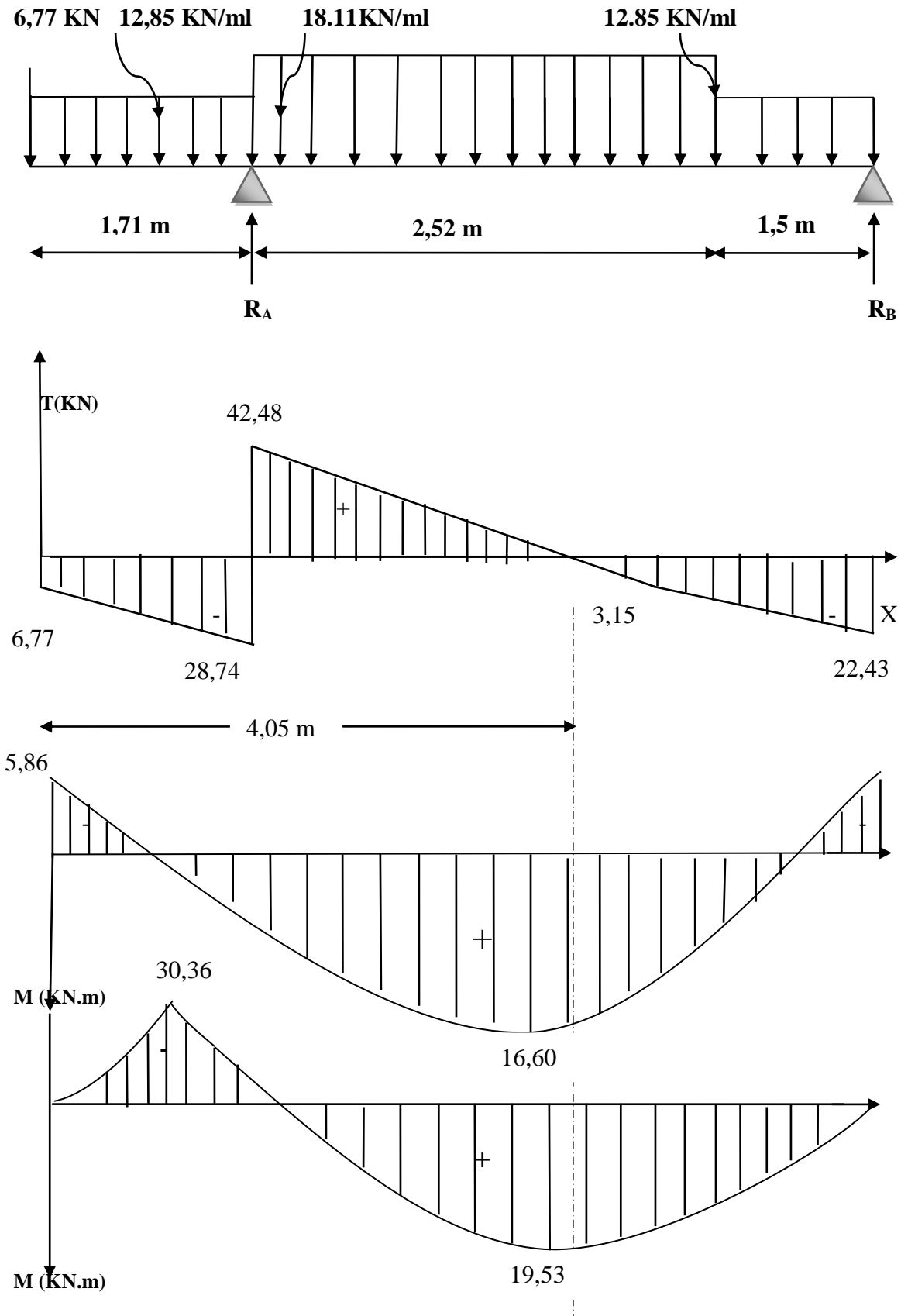


Figure III.5 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

III.3.1.2. Calcul des armatures à l'ELU:

Le ferrailage se fera pour une bonde de 1m en flexion simple. Pour cela on utilise les résultats des efforts tranchants et moments fléchissant définis dans la figure précédente.

✓ Aux appuis : $M_{u_{ap}}=5,86\text{KN.m}$

• Armatures principales : 2 cm

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{MPa}$$

$$\mu_a = \frac{M_{u_{app}}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{5,86 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,013$$

$$\mu_a = 0,013 < \mu_l = 0,392 \implies \text{S.SA}$$

$$\mu_a = 0,013 \rightarrow \beta = 0,0132 .$$

$$A_a = \beta \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{bc}}{\sigma_{st}} = 0,0132 \times 100 \times 18 \times \frac{14,2}{348} = 0,97 \text{cm}^2 .$$

On opte pour **4HA10 = 3,14 cm²** avec **S_t = 25 cm**.

• Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{app}}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,78 \text{cm}^2 .$$

On opte pour : **4HA8=2.01cm²** avec **S_t = 25 cm**.

✓ En travée : $M_{u_{tra}}= 16,60\text{KN.m}$

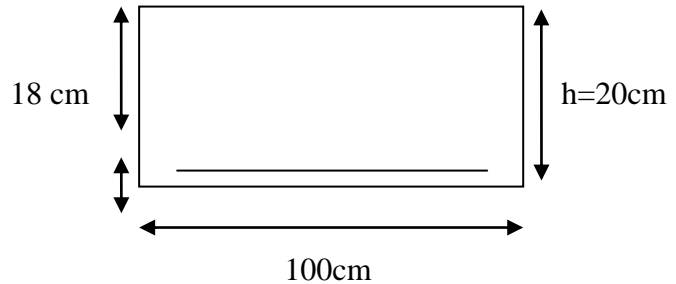
• Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_{utr}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{16,60 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,036$$

$$\mu = 0,036 < \mu_l = 0,392 \implies \text{S.SA}$$

$$\mu = 0,036 \rightarrow \beta = 0,0372$$

$$A_{tr} = \beta \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{bc}}{\sigma_{st}} = 0,0372 \times 100 \times 18 \times \frac{14,2}{348} = 2,73 \text{cm}^2 .$$



On opte pour : **4HA12=4.52cm²** avec **S_t = 25cm**

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{tr}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : **4HA8= 2.01cm²** avec **S_t = 25cm.**

III.3.1.3. Les Vérifications à l'ELU :

1) Répartition des barres :

- **Armatures principales :**

$$S_t \leq \text{Min} (3h; 33 \text{ cm}) \quad \text{avec} \quad h=20 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \text{Min} (3h; 33 \text{ cm})$$

$$S_t = 25 \leq 33 \text{ cm} \quad \implies \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Armatures de répartition :**

$$S_t \leq \text{Min} (4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \quad \text{avec:} \quad h = 20 \text{ cm.}$$

$$S_t = 25 \leq 45 \text{ cm} \quad \implies \quad \text{condition vérifiée}$$

2) Condition de non fragilité (BAEL 91/ Article 4.2.1) :

En travées :

$$A \geq A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 18 \times 2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$A_{tr} = 4,52 \text{ cm}^2 > 2,17 \text{ cm}^2 \quad \implies \quad \text{condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$A \geq A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 18 \times 2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > 2,17 \text{ cm}^2 \quad \implies \quad \text{condition vérifiée.}$$

3) Vérification à l'effort tranchant (BAEL 91/ Article.5.22) :

Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} \quad (\text{BAEL 91/ Article.5.2.1, 211})$$

$$\tau_u = \frac{42,48 \times 10^3}{10^3 \times 180} = 0,24 \text{ MPa}$$

Pour les fissurations non préjudiciables :

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

$$0,24 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \quad \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

4) Influence de l'effort tranchant aux appuis :

- **Influence sur le béton (BAEL 91/ Article 5.1.313) :**

On doit vérifier que : $T_u \leq 0,4b a \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ Avec : $a = 0,9d = 16,2 \text{ cm}$

$$T_u = 42,48 \leq 0,4 \times 100 \times 16,2 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-1} = 1080$$

$$T_u = 42,48 \text{ kN} < 1080 \text{ kN} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Influence sur l'acier (BAEL 91/ Art 5.1.313) :**

On doit vérifier que :

$$A_s \geq \left(T_u + \frac{M_{app}}{0,9d} \right) \frac{1,5}{f_e}$$

$$3,14 \geq \left(42,48 + \frac{5,86}{0,9 \times 18} \right) \frac{1,5}{400} = 0,16 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,14 \text{ cm}^2 \geq 0,16 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

5) Vérification de l'adhérence des barres : (Article 6.1.3, BAEL 91) :

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$.

$$\tau_{se} = \frac{T_y^{max}}{0,9d \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i : \text{somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \times 3,14 \times 12 = 150,72 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{42,48 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 150,72} = 1,73 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1,73 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinal

6) Ancrage des barres aux appuis :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \bar{\tau}_{se}} \quad \text{Avec :} \quad \bar{\tau}_{se} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 2.84 \text{MPa}$$

$$\Psi_s = 1.5 \quad f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2.84} = 35.21 \text{cm}$$

Les règles de BAEL91 modifier99 admettant que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesuré hors crochet est au moins égale **0.4 ls** pour les ACIERS HA.

$$l_a = 0.4 l_s = 0.4 \times 35.21 = 14.08 \text{cm.} \quad \text{soit} \quad L_a = 20 \text{cm}$$

III.3.1.4. Calcul des efforts internes à l'ELS :

Le calcul des réactions se fait avec les lois de RDM.

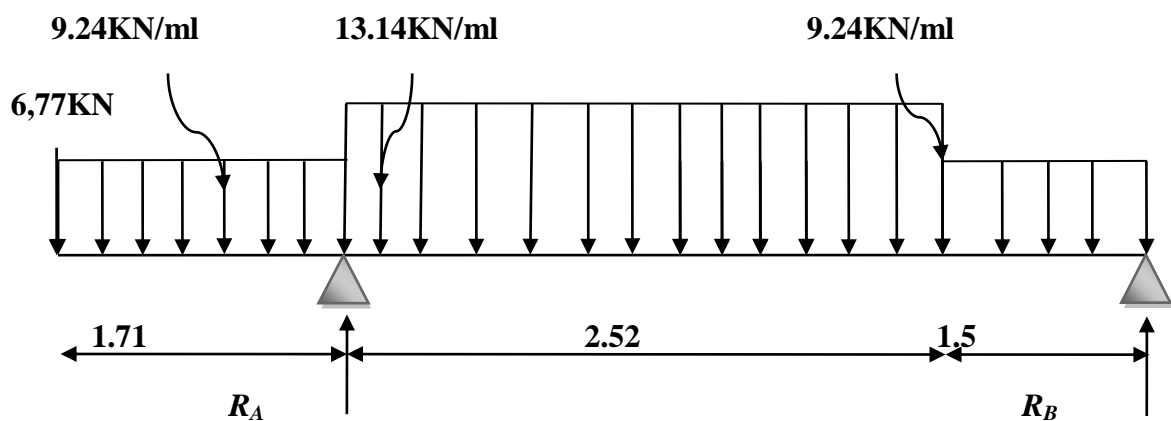


Figure III.6 : Schéma statique des escaliers à l'ELS

Les réactions d'appuis :

$$\sum F/y = 0 \quad \implies \quad R_A + R_B = 9,24 \times 1,5 + 13,14 \times 2,52 + 9,24 \times 1,71 + 6,77 = 69,54 \text{KN}$$

$$\implies \quad R_A + R_B = 69,54 \text{KN}$$

$$\sum M/A = 0 \quad \implies \quad R_B \times 4.02 + 9.24 \times 1.71 \times 0.855 - 13.14 \times 2.52 \times 1.26 - 9.24 \times 1.5 \times 3.27 + 6.77 \times 1.77 = 0$$

$$\implies \quad R_B = 15,31 \text{KN}$$

$$\sum M/B = 0 \implies -R_A \times 4.02 + 9.24 \times 1.5 \times 0.75 + 13.14 \times 2.52 \times 2.76 + 9.24 \times 1.71 \times 4.875 + 6.77 \times 5.73 = 0$$

$$\implies R_A = 54,13 \text{ KN}$$

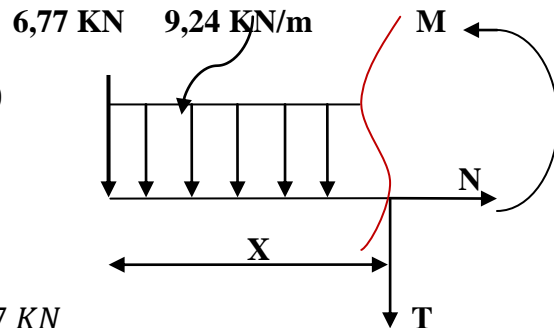
➤ Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 1.71 \text{ m}$:

Effort tranchant T :

$$\sum F/y = 0 \implies -9.24 x - T - 6.77 = 0$$

$$T = -9.24 x - 6.77$$

$$\begin{cases} X = 0 \text{ m} \implies T(0) = -6.77 \text{ KN} \\ X = 1.71 \text{ m} \implies T(1.71) = -22.57 \text{ KN} \end{cases}$$



Moment fléchissant :

$$\sum M/i = 0 \implies M = -4.62 x^2 - 6.77x$$

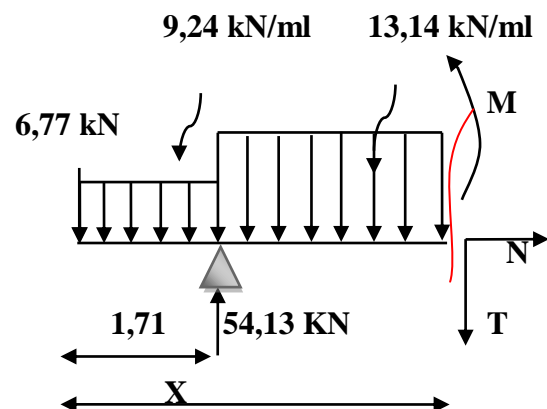
$$\begin{cases} X = 0 \text{ m} \implies M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ X = 1.71 \text{ m} \implies M(1.71) = -25.08 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Tronçon 2: $1.71 \leq x \leq 4.23 \text{ m}$:

Effort tranchant T :

$$\sum F/y = 0 \implies T = -13.14x + 54.03$$

$$\begin{cases} X = 1.71 \text{ m} \implies T(1.71) = 31.56 \text{ kN} \\ X = 4.23 \text{ m} \implies T(4.23) = -1.55 \text{ kN} \end{cases}$$



Moment fléchissant :

$$\sum M/i = 0 \implies M = -6.57x^2 + 54.03x - 98.24$$

$$X = 1.71 \text{ m} \implies M(1.71) = -25.06 \text{ kN.m}$$

$$X = 4.23 \text{ m} \implies M(4.23) = 12.75 \text{ kN.m}$$

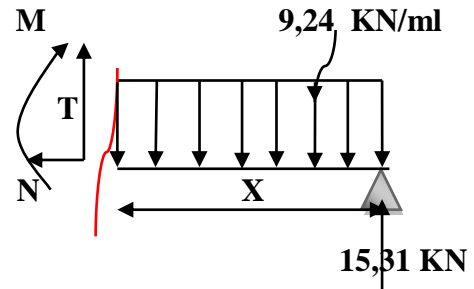
➤ Tronçon 3: $0 \leq x \leq 1.5m$:

Effort tranchant T :

$$\sum F / y = 0 \implies T - 9.24 x + 15,31 = 0$$

$$T = 9,24 x - 15,31$$

$$\begin{cases} X = 0m \implies T(0) = -15,31 kN.m \\ X = 1.5m \implies T(1.5) = -1,45 kN.m \end{cases}$$



Moment fléchissant :

$$\sum M / i = 0 \implies -M - 4.62 x^2 + 15,31 x = 0$$

$$M = -4.62 x^2 + 15,31 x$$

$$\begin{cases} x = 0m \implies M(0) = 0 kN.m \\ x = 1,5m \implies M(1,5) = 12,57 kN.m \end{cases}$$

$$M_{max} \implies T = 0 \implies x = 4,11 m$$

$$M(4,11) = 12,84 kN.m$$

Remarque :

Afin de tenir compte de semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment $M_{u_{max}}$ au niveau des appuis et en travée.

• **Aux appuis:**

$$M_{sapp} = (-0,3)M_{smax} = (-0,3)(12,84) = -3,85 kN.m$$

• **En travée :**

$$M_{stra} = (0,85)M_{smax} = 0,85 (12,84) = 10,91 kN.m$$

➤ Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS :

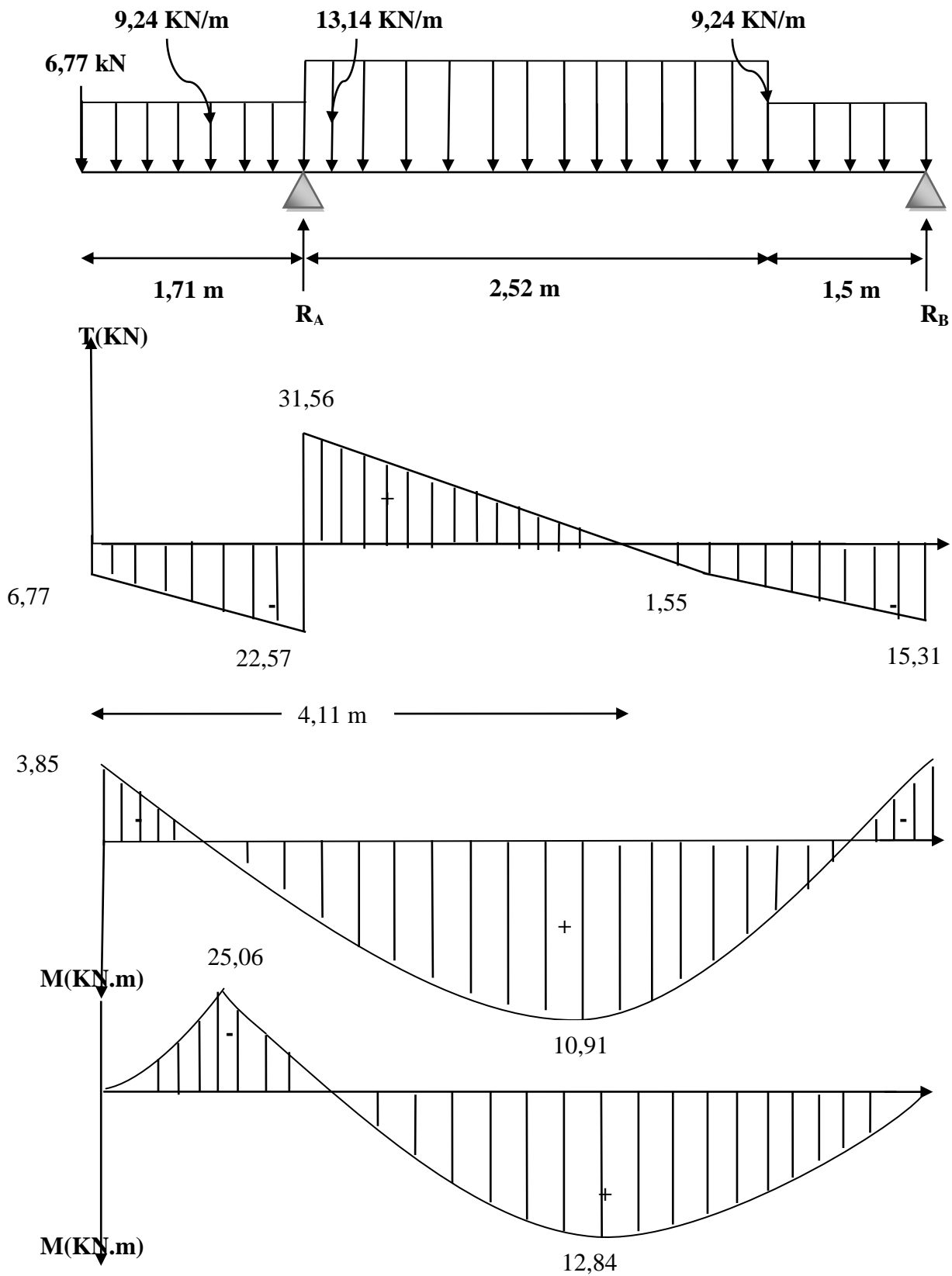


Figure III.7 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS

III.3.1.5. Vérifications à ELS :

1) Vérification des contraintes dans le béton :

En travée :

On doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{Mpa}$ σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = KY$)

$$\sigma_{bc} = KY = \frac{M_{ser}}{I} Y$$

$$I = \frac{bY^3}{3} + 15[A_s(d-y)^2 + \hat{A}_s(y-d)^2] \Rightarrow I=15375,58 \text{ cm}^4$$

$$Y = \frac{15(\hat{A}_s + A_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + \hat{d}\hat{A}_s)}{7.5(A_s + \hat{A}_s)^2}} - 1 \right] \Rightarrow y=4,31 \text{ cm}$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{10,91 \times 10^6}{15375,58 \times 10^4} = 0,071 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = 0,071 \times 43,1 = 3,06 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

aux appuis :

$$I = \frac{bY^3}{3} + 15[A_s(d-y)^2 + \hat{A}_s(y-d)^2] \Rightarrow I=11319,63 \text{ cm}^4$$

$$Y = \frac{15(\hat{A}_s + A_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + \hat{d}\hat{A}_s)}{7.5(A_s + \hat{A}_s)^2}} - 1 \right] \Rightarrow y=3,67 \text{ cm}$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{3,85 \times 10^6}{11319,63 \times 10^4} = 0,034 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = 0,034 \times 36,7 = 1,46 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

Conclusion :

Les conditions sont vérifiées, donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

2) Vérification de la flèche (B.6.5.2 BAEL91)

Selon les règles BAEL91 le calcul de la flèche n'est indispensable que si une des conditions si après ne sont pas vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad h : \text{Hauteur de la poutre.}$$

$$L : \text{Longueur libre de la plus grande travée.}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad f_e : \text{Limite d'élasticité de l'acier.}$$

$$A : \text{Section d'armature en travée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad M_t : \text{Moment max en travée.}$$

$$M_0 : \text{Moment max isostatique.}$$

$$h = 20\text{cm} \quad ; \quad L = 402\text{ cm} \quad ; \quad A_{\text{utr}} = 4,52\text{ cm}^2$$

$$M_{\text{str}} = 10,91\text{kN m} \quad ; \quad M_0 = 12,84\text{ kN m} \quad ; \quad f_e = 400\text{ MPa}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{573} = 0,05 \geq \frac{1}{16} = 0,06 \quad \implies \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0,05 < \frac{M_t}{10M_0} = \frac{10,91}{10 \times 12,84} = 0,085 \quad \implies \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} = \frac{4,52}{100 \times 18} = 0,0025 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \quad \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Calcul de la flèche :

On va vérifier la formule suivante

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s^{\text{max}} l^4}{E_v I} \leq f^- = \frac{402}{500} = 0,80\text{ cm}$$

Avec : I= moment d'inertie totale de la section homogène.

$$I = \frac{b}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + 15 \times A_t (y_2 - c)^2$$

$$Y_2 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{b \times \frac{h^2}{2} + 15A_t d}{bh + 15A_t} = \frac{100 \times \frac{20^2}{2} + 15 \times 4,52 \times 18}{100 \times 20 + 15 \times 4,52} = 10,26\text{ cm}$$

$$Y_1 = 20 - 10,26 = 9,74\text{ cm} \quad \implies Y_1 = 9,74\text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3} \times (9,74^3 + 10,26^3) + 15 \times 4,52 \times (10,26 - 3)^2 = 70375,44\text{ cm}^4$$

$$I = 70375,44\text{ cm}^4$$

$$E_v = 37000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 108188.65 \text{ Mpa} \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{10,91 \times 4,02^4 \times 10^6}{108188,65 \times 70375,44} = 0,005$$

$$f = 0,005 \text{ cm} \leq f^- = 0,80 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{La flèche est vérifiée.}$$

Conclusion :

L'escalier sera ferrailé comme suite :

Aux appuis : -Armature principale : $A_p = 4\text{HA}10$ $e=25\text{cm}$.

-Armature secondaire : $A_r = 4\text{HA}8$ $e=25\text{cm}$.

En travées : -Armature principale : $A_p = 4\text{HA}12$ $e=25\text{cm}$.

-Armature secondaire : $A_r = 4\text{HA}8$ $e=25\text{cm}$.

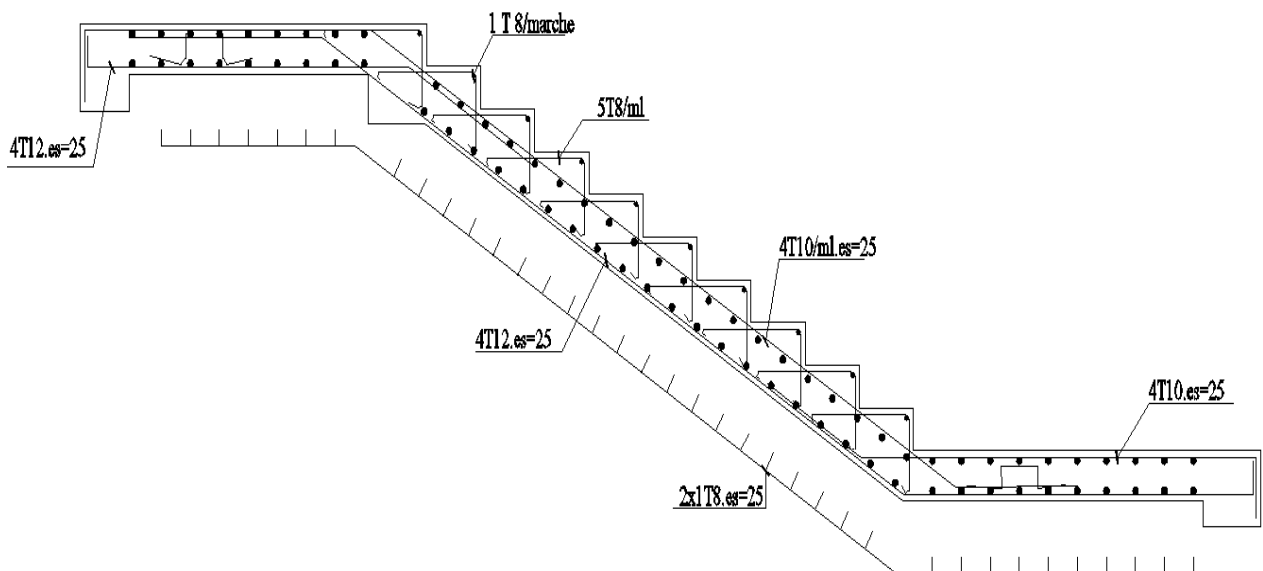


Figure III.8 : Schéma de ferrailage des escaliers étage courant

III.3.2. Calcul de la poutre palière :

C'est une poutre de section rectangulaire, de dimension (b×h) et uniformément chargée, les charges venant à cette poutre sont :

- Poids propre de la poutre palière.
- réaction du au moment fléchissant.

III.3.2.1. Pré dimensionnement de la poutre palière :

$L=380\text{cm}$

$380/15 < h < 380/10$ Donc : $25 < h < 38$ On prend : $h= 40 \text{ cm}$

$0.3h < b < 0.8h$ Donc : $12 < b < 32$ On prend : $b= 30 \text{ cm}$

Vérifications des conditions de résistance (RPA99/V2003) :

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

$h \geq 30\text{cm}$ \implies $h = 40 \text{ cm}$ vérifié

$\frac{h}{b} \leq 4$ \implies $\frac{40}{30} = 1,33 \leq 4$ vérifié

On opte pour poutre de section (b, h) = **(30,40)**.

III.3.2.2. Evaluation des charges :

- le poids propre : $25 \times 0.3 \times 0.4 = 3 \text{ KN/m}$.
- Réaction d'appuis due à l'escalier :

ELU: $R_A = 71,22 \text{ KN}$

ELS: $R_A = 54,13 \text{ KN}$

III.3.2.3. Sollicitations :

$P_u = 1,35G + 1,5Q$

$P_u = 1,35 (3) + 71,22 = 75,27 \text{ KN / ml}$

$P_{ser} = G + Q$

$P_{ser} = 3 + 54,13 = 57,13 \text{ KN / ml}$.

III.3.2.4. Réactions et moments :

$R_{(ult)} = \frac{P_u \cdot L}{2} = 143,01 \text{ KN}$

$R_{(ser)} = \frac{P_{ser} \cdot L}{2} = 108,55 \text{ KN}$

- sur appuis :

$M_{app(ult)} = \frac{p_u \times L^2}{12} = 90,57 \text{ KN.m}$

$M_{app(ser)} = \frac{p_{ser} \times L^2}{12} = 68,75 \text{ KN.m}$

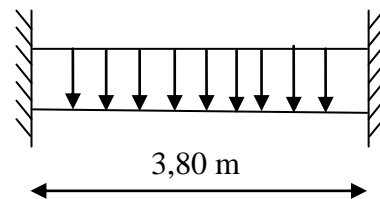


Figure III.9 : Schéma isostatique de la poutre palière.

- En travée :

$$M_{tra(ult)} = \frac{p_u \times L^2}{24} = 45,29 \text{ KN.m}$$

$$M_{app(ser)} = \frac{p_{ser} \times L^2}{24} = 34,37 \text{ KN.m}$$

III.3.2.5. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant :

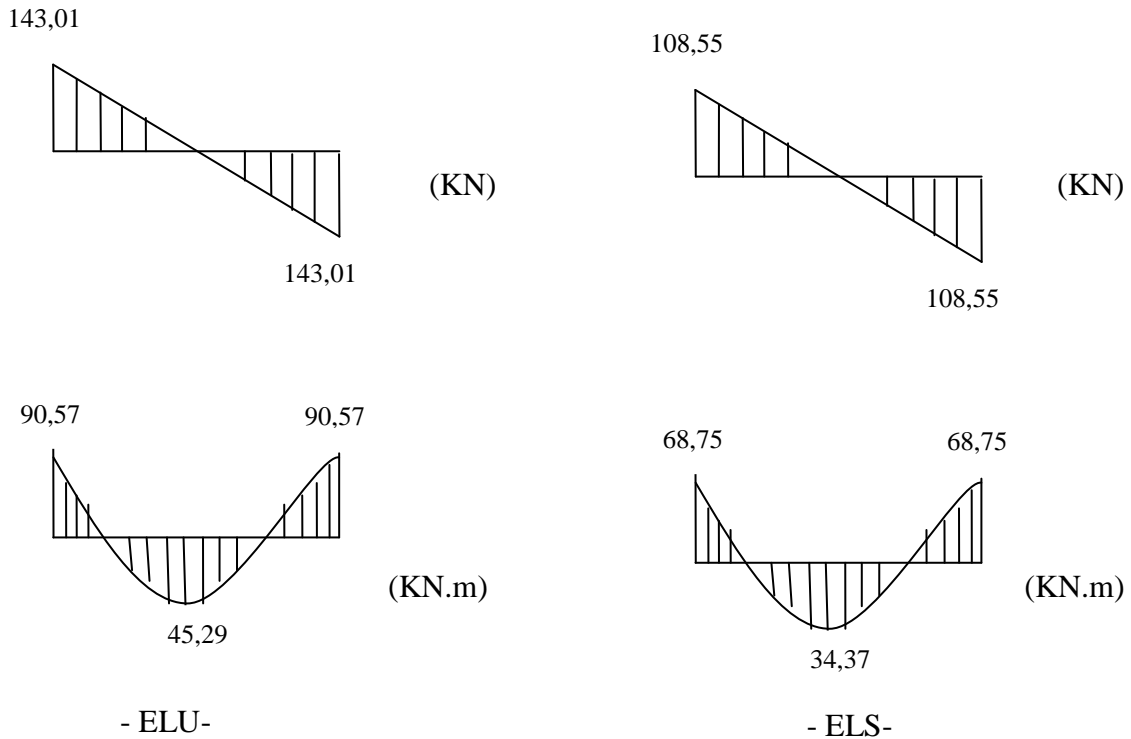


Figure III.10 : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant

III.3.2.6. Ferrailage de la poutre palière

1) Armatures longitudinales

- En travée

$$M_u = 45,29 \text{ KN.m}, b_0 = 30 \text{ cm}, d = 0,9h = 36 \text{ cm}$$

$$\mu_a = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{45,29 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14,2} = 0,082$$

$$\mu_{bu} = 0,082 < \mu_{Lu} = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \Rightarrow \text{S.SA}$$

$$\beta = 0,0861$$

$$A_u = \beta \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{bc}}{\sigma_{st}} = 0,0861 \times 30 \times 36 \times \frac{14,2}{348} = \Rightarrow A_u = 3,79 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 b_0 d \frac{F_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_u \geq 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max \{A_u, A_{\min}\} \Rightarrow A_s = 3,79 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte 3HA14} = 4,62 \text{ cm}^2$$

• Aux appuis

$$M_u = 90,97 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 F_{bu}} = \frac{90,97 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14,2} = 0,164$$

$$\mu_{bu} = 0,164 < \mu_{Lu} = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,180$$

$$A_s = \beta \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{bc}}{\sigma_{st}} = 0,180 \times 30 \times 36 \times \frac{14,2}{348} = 7,93 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 b_0 d \frac{F_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_u \geq 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max \{A_u, A_{\min}\} \Rightarrow A_s = 7,93 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte 3HA14+3HA12} = 8,01 \text{ cm}^2$$

2) Armature de répartition :

• Selon BAEL 91 :

La section minimale A_t doit vérifier :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_{t28}^*}{0,9 \times \sigma_s}$$

$$f_{t28}^* = \min(f_{t28}, 3,3 \text{ MPa})$$

b : largeur de la poutre

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales

$$S_t \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm}) = \min(32,4; 40 \text{ cm}) = 32,4 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$\text{donc : } A_t \geq \frac{1,47 - 0,3 \times 2,1}{0,9 \times 348} \times 30 \times 15 = 1,20 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0,4 b_0} = \frac{1,20 \times 100 \times 400}{0,4 \times 300} = 40 \text{ cm} \quad \text{CV.}$$

• Selon RPA :

La section minimale A_t doit vérifier :

$$A_t \geq 0.003 \times S_t \times b$$

L'espace maximal :

* En zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l\right) \Rightarrow S_t \leq 10 \text{ cm.}$$

* En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq 20 \text{ cm.}$$

On opte pour les zones nodales $S_t=10 \text{ cm}$

Les zones courantes $S_t= 15 \text{ cm}$.

$$A_t \geq 0.003 \times 30 \times 15 = 1,35 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

$$S_t \text{ adopté} = \min(S_{tBAEL}, S_{tRPA})$$

- Zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$
- Zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t \text{ adopté} = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}$$

III.3.2.7. Vérification :

a) Vérification du cisaillement :

$$\tau_{u \max} = \frac{V_{u \max}}{b_0 \cdot z} \leq \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau_{u \max} = \frac{V_{u \max}}{0.9 d \cdot b_0} = \frac{143,01 \times 1000}{0.9 \times 360 \times 300} = 1,47 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{u \max} = 1,47 \text{ MPa} < \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification des contraintes à L'ELS :

En travée

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

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = KY$)

$$\sigma_{bc} = KY = \frac{M_{ser}}{I} Y$$

$$I = \frac{bY^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + \bar{A}_s(y - d)^2] \Rightarrow I = 56605,37 \text{ cm}^4$$

$$Y = \frac{15(\dot{A}_s + A_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d\dot{A}_s)}{7.5(A_s + \dot{A}_s)^2}} - 1 \right] \Rightarrow y = 10,79 \text{ cm}$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{34,37 \times 10^6}{56605,37 \times 10^4} = 0,060 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = 0,06 \times 107,9 = 6,47 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

Aux appuis :

$$Y = \frac{15(\dot{A}_s + A_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d\dot{A}_s)}{7.5(A_s + \dot{A}_s)^2}} - 1 \right] \Rightarrow y = 13,44 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + \dot{A}_s(y - d)^2] \Rightarrow I = 61154,78 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{68,75 \times 10^6}{61154,78 \times 10^4} = 0,11 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = 0,11 \times 134,4 = 14,78 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification de la flèche (B.6.5.2 BAEL91) :

Selon les règles BAEL91 le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions si après ne sont pas vérifiées.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

h : Hauteur de la poutre.

L : Longueur libre de la plus grande travée.

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

A : Section d'armature en travée.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

M_t : Moment max en travée.

M_0 : Moment max isostatique.

$$h = 40 \text{ cm} \quad ; \quad L = 3,80 \text{ cm} \quad ; \quad A_{utr} = 4,62 \text{ cm}^2$$

$$M_{str} = 34,37 \text{ KN m} \quad ; \quad M_0 = 68,75 \text{ KN m} \quad ; \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{380} = 0,1 \geq \frac{1}{16} = 0,06 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0,1 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{34,37}{10 \times 68,75} = 0,05 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} = \frac{4,62}{30 \times 36} = 0,0043 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

Conclusion :

La poutre palière sera armée comme suit :

- Armature longitudinales :
3HA14 en travée.
3HA14 F+3HA12 CH aux appuis.
- Armatures transversales :
4Ø8 avec un espacement : 15 cm en zone courante.
10 cm en zone nodale.

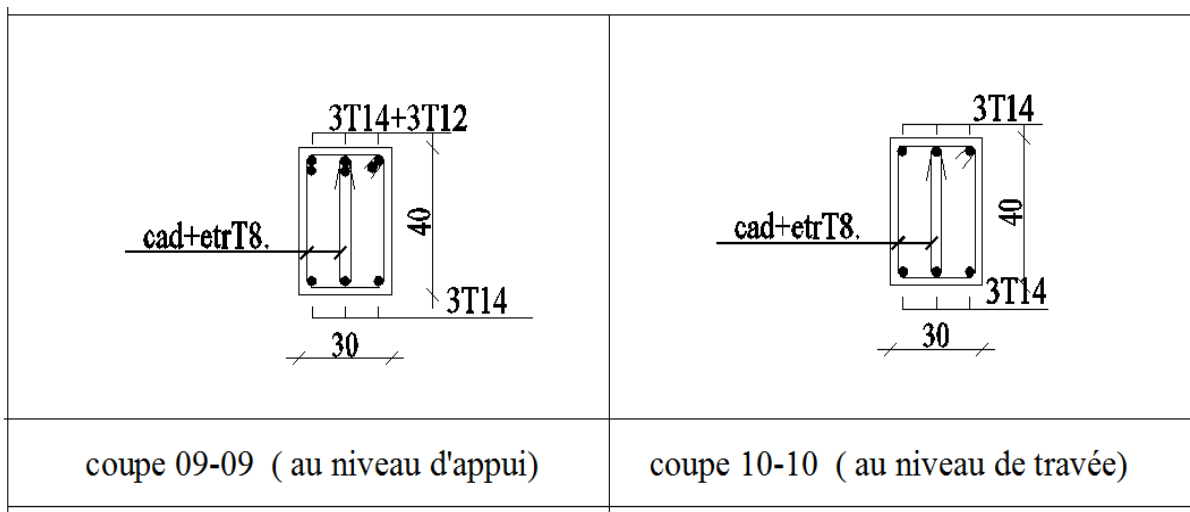


Figure III.11 : Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.4. Etude des planchers :**III.4.1. Etude de Plancher corps creux :**

Le calcul se fera pour le plancher le plus sollicité, le plancher à corps creux est d'épaisseur (20+5) avec une dalle de compression de 5 cm.

Le plancher à corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance; la distance entre axes des poutrelles est de 65 cm.
- Remplissage en corps creux (hourdis en polystyrène); sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant thermique, sa hauteur est de 20 cm.
- Une dalle de compression en béton de 5 cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :
 - ✓ Limiter les risques de fissuration dus au retrait.

- ✓ Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites.
- ✓ Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées, notamment celles correspondantes aux cloisons.

III.4.1.1. Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression sera ferrillée suivant les deux sens afin d'éviter les fissurations.

Le ferrailage est en treilles soudés (**BAEL 93 B.6.8.4**).

Les conditions suivantes doivent être respectées :

- ✓ Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- ✓ Produire un effet de répartition entre nervures voisines des charges localisées notamment de celles correspondant aux cloisons.
- ✓ Les dimensions des mailles sont normalisées comme suit :

20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures (poutrelles).

33 cm pour les armatures parallèles aux nervures (poutrelles).

Soit : A : la section des armatures perpendiculaires aux nervures

(A en : cm² pour 1 mètre de nervures).

Si : L (Écartement entre axe des poutrelles) ≤ 50 cm ⇒ A > 200/f_c.

Si : 50cm ≤ L ≤ 80cm ⇒ A = 4.L / f_c. (Avec L en cm et f_c en MPa).

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

Soit :

L : écartement entre les poutrelles = 65 cm.

f_c = 400 MPa pour tous les diamètres.

D'où : A_⊥ = 4×65 / 400 = 0.65 cm²/ml. On prend 6Φ5 = 1.2 cm²

Avec un espacement de 20cm

- **Armatures parallèles aux poutrelles**

A_{//} = A_⊥ / 2 = 0.325 cm² On prend 6Φ5 = 1.2 cm²

Avec un espacement de 20cm

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé en φ5 (200 x 200)

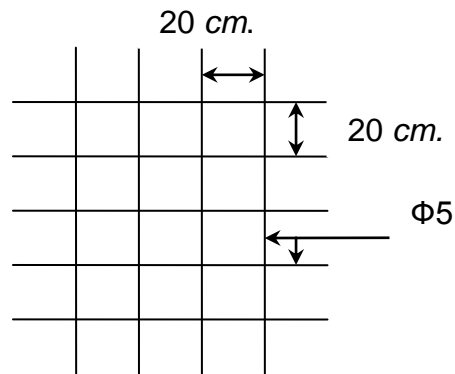


Figure III.12 : Treillis soudés (200×200)

III.4.1.2. Etude de la poutrelle :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie, dont la largeur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles consécutives.

Le calcul est généralement fait en deux étapes :

- ✓ **Après coulage de la dalle de compression :**

Tableau III.1: Charges et surcharges des planchers

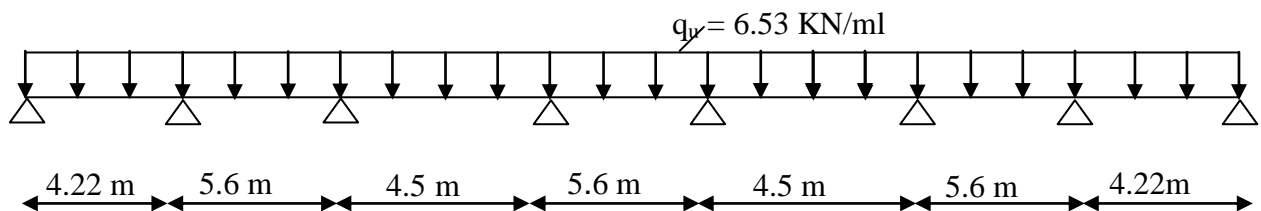
	G (KN/m ²)	Q (Kn/m ²)	Qser (KN/m ²)	Qu (KN/m ²)
Plancher terrasse	6.33	1	4.76	6.53
Plancher courant	4.63	2.5	4.63	6.5

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times b$$

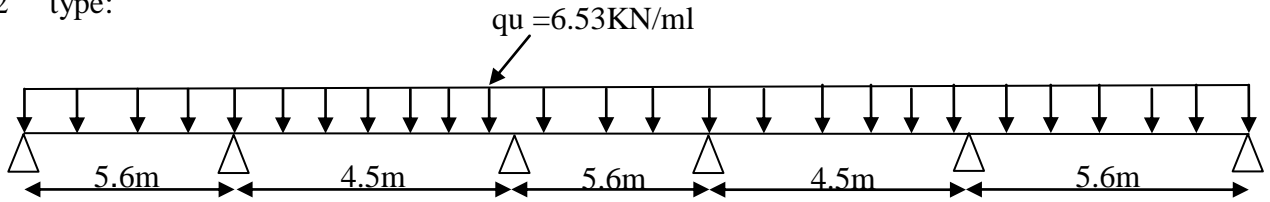
$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times b \text{ avec } b = 0.65\text{m}$$

➤ **Les différents types des poutrelles :**

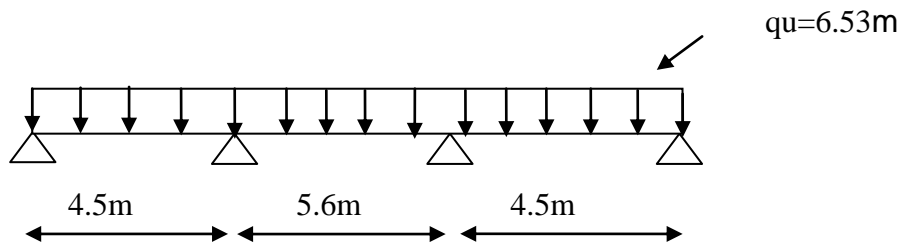
1^{ère} type :



2^{ème} type:



3^{ème} type :



4^{ème} type :

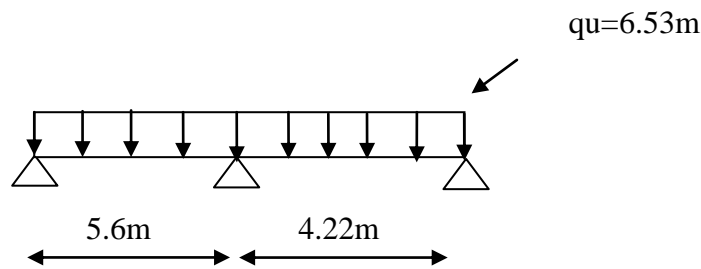


Figure III.13 : Schéma statique des différents types des poutrelles

➤ **Dimensionnement de la poutrelle :**

h : hauteur de la poutrelle (20+5)

h_0 : hauteur de la dalle de compression ($h_0 = 5 \text{ cm}$)

b_0 : largeur de la nervure ($b_0 = 12 \text{ cm}$)

$$b_1 \leq \min \left\{ \frac{L}{10}, \frac{L_0}{2}, 8h_0 \right\}$$

L_0 : distance entre axe des poutrelles.

$$L_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

L : portée libre entre nus.

$$L = 4.22 \text{ m}$$

D'où :

$$b_1 \leq \min \{ 26.5, 42.2, 32 \} \Rightarrow b_1 = 26.5 \text{ cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = (2 \times 26.5) + 12 = 65 \text{ cm}$$

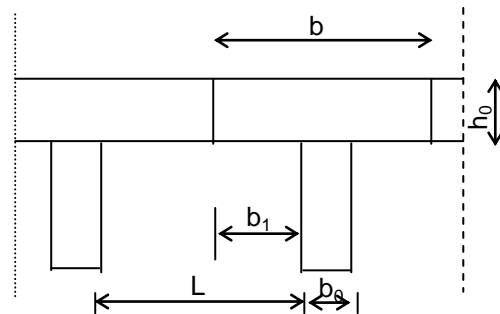


Figure III.14 : Dimensions de la poutrelle

➤ **Méthode de calcul :** Les deux méthodes utilisées pour le calcul des sollicitations dans les poutrelles sont :

- ✓ la méthode forfaitaire.
- ✓ la méthode de Caquot.

• **Méthode forfaitaire :**

Elle est applicable essentiellement pour les planchers à surcharges d'exploitations modérées

➤ **Conditions d'applications :**

$$1- \begin{cases} Q < 2G \\ \hat{\sigma}u \\ Q < 5KN/m \end{cases}$$

2- Moment d'inertie est le même pour toutes les travées.

$$3- \text{ Les portées successives sont : } \begin{cases} 0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i-1}} \leq 1,25 \\ 0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25 \end{cases}$$

4- Fissuration peu préjudiciable.

➤ **Vérification des conditions d'applications :**

-1^{ère} condition : $Q = 1 \text{ KN/m} \leq 5 \text{ KN/m}$ satisfaite.

-2^{ème} condition : $I = \text{constant}$ satisfaite.

-3^{ème} condition : fissuration peu préjudiciable satisfaite.

-4^{ème} condition : $0.8 < 4.22/5.6 = 0.75 < 1.25$ non satisfaite.

NB : Ces conditions d'application ne sont pas vérifiées dans l'ensemble des travées n° 1 donc on utilise la méthode de Caquot.

• **Méthode de Caquot :**

Elle est applicable généralement pour les planchers à surcharges élevées mais elle peut s'appliquer aussi si la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

➤ **Principe de calcul :**

- Notation de longueur :

$$L' = 0,8 L \dots\dots\dots \text{travée intermédiaire.}$$

$$L = L \dots\dots\dots \text{travée de rive.}$$

- Cas des charges uniformément réparties.

$$\text{Moment en appuis : } M_i(q) = \frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8,5(l_w' + l_e')}$$

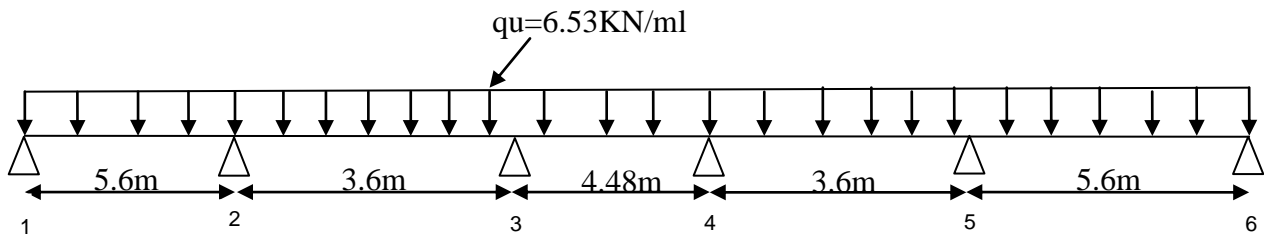
$$\text{Moment en travée : } \begin{cases} x_0 = \frac{-V_w}{q} \\ M_t = M_w - V_w x - \frac{q x_0^2}{2} - \sum_{a_i(x_0)} P_i x \end{cases}$$

$$\text{Efforts tranchants : } \begin{cases} V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{qL}{2} - \sum P_i \left(1 - \frac{a_i}{L}\right) \\ V_e = V_w + qL + \sum P_i \end{cases}$$

1) Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants :

• Calcul à l'ELU :

- la poutre fictive : dans les travées intermédiaires $L'=0.8L$



- Calcul des moments aux appuis :

$$M_{a1} = M_{a6} = 0$$

$$M_{a2} = \frac{6.53 \times 5.6^3 + 6.53 \times 3.6^3}{8.5(5.6 + 3.6)} = 18.56 \text{ KN.m}$$

$$M_{a3} = \frac{6.53 \times 3.6^3 + 6.53 \times 4.48^3}{8.5(3.6 + 4.48)} = 12.99 \text{ KN.m}$$

$$M_{a4} = \frac{6.53 \times 4.48^3 + 6.53 \times 3.6^3}{8.5(3.6 + 4.48)} = 12.99 \text{ KN.m}$$

$$M_{a5} = \frac{6.53 \times 3.6^3 + 6.53 \times 5.6^3}{8.5(3.6 + 5.6)} = 18.56 \text{ KN.m}$$

- Calcul des efforts tranchant :

$$\text{Travée 1} \Rightarrow \begin{cases} V_w = \frac{0 - (-18.56)}{5.6} - \frac{6.53 \times 5.6}{2} = -14.97 \text{ KN} \\ V_e = -14.97 + 6.53 \times 5.6 = 21.6 \text{ KN} \\ X = \frac{14.97}{6.53} = 2.29 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{Travée 2} \Rightarrow \begin{cases} V_w = \frac{-18.56 - (-12.99)}{4.5} - \frac{6.53 \times 4.5}{2} = -15.93 \text{ KN} \\ V_e = -15.93 + 6.53 \times 4.5 = 13.45 \text{ KN} \\ X = \frac{15.93}{6.53} = 2.43 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{Travée 3} \Rightarrow \begin{cases} V_w = \frac{-12.99 - (-12.99)}{5.6} - \frac{6.53 \times 5.6}{2} = -18.28 \text{ KN} \\ V_e = -18.28 + 6.53 \times 5.6 = 18.28 \text{ KN} \\ X = \frac{18.28}{6.53} = 2.8 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{Travée4} \implies \begin{cases} V_w = \frac{-12.99 - (-18.56)}{4.5} - \frac{6.53 \times 4.5}{2} = -13.45 \text{KN} \\ V_e = -13.45 + 6.53 \times 4.5 = 15.93 \text{KN} \\ X = \frac{13.45}{6.53} = 2.08 \text{m} \end{cases}$$

$$\text{Travée5} \implies \begin{cases} V_w = \frac{-18.56 - 0}{5.6} - \frac{6.53 \times 5.6}{2} = -21.6 \text{KN} \\ V_e = -21.6 + 6.53 \times 5.6 = 14.968 \text{KN} \\ X = \frac{21.6}{6.53} = 3.31 \text{m} \end{cases}$$

- Calcul des moments en travées :

$$M_{t1} = 0 - (-14.97 \times 2.29) - \frac{6.53 \times 2.29^2}{2} = 17.16 \text{KN.m}$$

$$M_{t2} = -18.56 - (-15.93 \times 2.43) - \frac{6.53 \times 2.43^2}{2} = 0.9 \text{KN.m}$$

$$M_{t3} = -12.99 - (-18.28 \times 2.8) - \frac{6.53 \times 2.8^2}{2} = 12.596 \text{KN.m}$$

$$M_{t4} = -12.99 - (-13.45 \times 2.08) - \frac{6.53 \times 2.08^2}{2} = 0.9 \text{KN.m}$$

$$M_{t5} = -18.99 - (-21.598 \times 3.31) - \frac{6.53 \times 3.31^2}{2} = 17.16 \text{KN}$$

Tableau III.2 : Les efforts tranchant et les moments fléchissant à l'ELU

Appui	Qu [KN/m]	Lx [m]	Lw [m]	Le [m]	Ma [KN.m]	Vw [KN]	Ve [KN]	X0 [m]	Mt [KN.m]
A1	6.53	5.6	0.00	5.6	0.00	-14.97	21.6	2.29	17.16
A2	6.53	4.5	5.6	3.6	-18.56	-15.93	13.45	2.43	0.9
A3	6.53	5.6	3.6	4.48	-12.99	-18.28	18.28	2.8	12.6
A4	6.53	4.5	4.48	3.6	-12.99	-13.45	15.93	2.08	0.9
A5	6.53	5.6	3.6	5.60	-18.56	-21.6	14.97	3.31	17.16
A6	6.53	/	5.60	0.00	0.00	/	/	/	/

• Calcul à l'ELS :

- Calcul des moments aux appuis :

$$M_{a1} = M_{a6} = 0$$

$$M_{a2} = \frac{4.76 \times 5.6^3 + 4.76 \times 3.6^3}{8.5(5.6 + 3.6)} = 13.53 \text{KN.m}$$

$$M_{a3} = \frac{4.76 \times 3.6^3 + 4.76 \times 4.48^3}{8.5(3.6+4.48)} = 9.46 \text{KN.m}$$

$$M_{a4} = \frac{4.76 \times 4.48^3 + 4.76 \times 3.6^3}{8.5(3.6+4.48)} = 9.46 \text{KN.m}$$

$$M_{a6} = \frac{4.76 \times 3.6^3 + 4.76 \times 5.6^3}{8.5(3.6+5.6)} = 13.53 \text{KN.m}$$

- Les efforts tranchant :

$$\text{Travée 1} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} V_w = \frac{0 - (-13.53)}{5.6} - \frac{4.76 \times 5.6}{2} = -10.91 \text{KN} \\ V_e = -10.91 + 4.76 \times 5.6 = 15.74 \text{KN} \\ X = \frac{10.91}{4.76} = 2.29 \text{m} \end{cases}$$

$$\text{Travée 2} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} V_w = \frac{-13.53 - (-9.46)}{4.5} - \frac{4.76 \times 4.5}{2} = -11.6 \text{KN} \\ V_e = -13.53 + 4.76 \times 4.5 = 9.8 \text{KN} \\ X = \frac{11.6}{4.76} = 2.43 \text{m} \end{cases}$$

$$\text{Travée 3} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} V_w = \frac{-9.46 - (-9.46)}{5.6} - \frac{4.76 \times 5.6}{2} = -13.33 \text{KN} \\ V_e = -13.33 + 4.76 \times 5.6 = 13.33 \text{KN} \\ X = \frac{13.33}{4.76} = 2.8 \text{m} \end{cases}$$

$$\text{Travée 4} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} V_w = \frac{-9.46 - (-13.53)}{4.5} - \frac{4.76 \times 4.5}{2} = -9.8 \text{KN} \\ V_e = -9.8 + 4.76 \times 4.5 = 11.61 \text{KN} \\ X = \frac{9.8}{4.76} = 2.08 \text{m} \end{cases}$$

$$\text{Travée 5} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} V_w = \frac{-13.53 - 0}{5.6} - \frac{4.76 \times 5.6}{2} = -15.74 \text{KN} \\ V_e = -15.74 + 4.76 \times 5.6 = 10.91 \text{KN} \\ X = \frac{15.74}{4.76} = 3.31 \text{m} \end{cases}$$

- Calcul des moments en travées :

$$M_{t1} = 0 - (-13.53 \times 2.29) - \frac{4.76 \times 2.29^2}{2} = 18.50 \text{KN.m}$$

$$M_{t2} = -13.53 - (-11.6 \times 2.43) - \frac{4.76 \times 2.43^2}{2} = 0.6 \text{KN.m}$$

$$M_{t3} = -9.46 - (-9.82.8) - \frac{4.76 \times 2.8^2}{2} = 9.02 \text{KN.m}$$

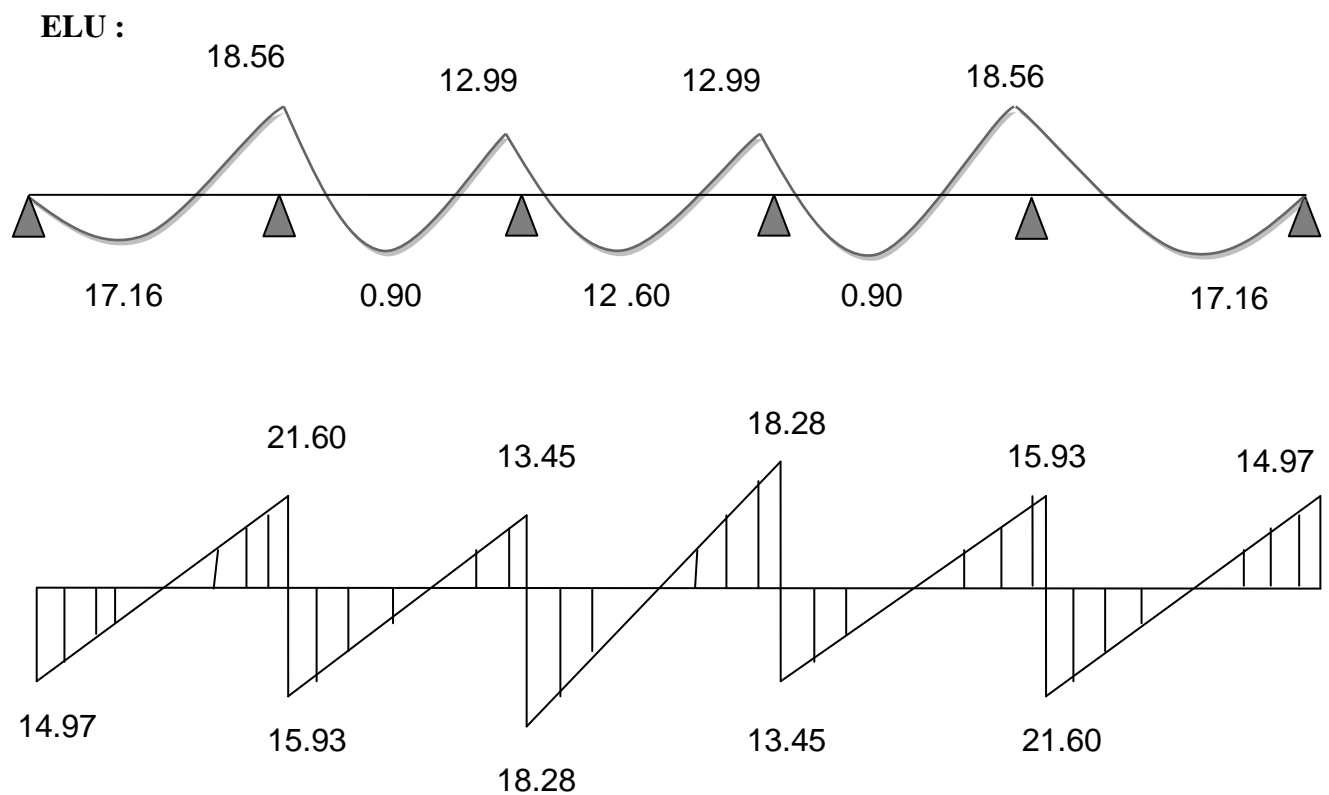
$$M_{t4} = -9.46 - (-9.8 \times 2.08) - \frac{4.76 \times 2.08^2}{2} = 0.6 \text{KN.m}$$

$$M_{t5} = -13.53 - (-15.74 \times 3.31) - \frac{4.76 \times 3.31^2}{2} = 18.50 \text{KN.m}$$

Tableau III.3 : les efforts tranchant et les moments fléchissant à l'ELS

Appui	Qser [KN/m]	Lx [m]	Lw [m]	Le [m]	Ma [KN.m]	Vw [KN]	Ve [KN]	X0 [m]	Mt [KN.m]
A1	4.76	5.6	0.00	5.6	0.00	-10.91	15.74	2.29	18.5
A2	4.76	4.5	5.6	3.6	-13.53	-11.6	9.81	2.43	0.6
A3	4.76	5.6	3.6	4.48	-9.46	-13.33	13.33	2.8	9.2
A4	4.76	4.5	4.48	3.6	-9.46	-9.81	11.61	2.08	0.6
A5	4.76	5.6	3.6	5.60	-13.53	-15.75	10.9	3.31	18.5
A6	4.76	/	5.60	0.00	0.00	/	/	/	/

➤ Diagrammes des moments et des efforts tranchants :



ELS :

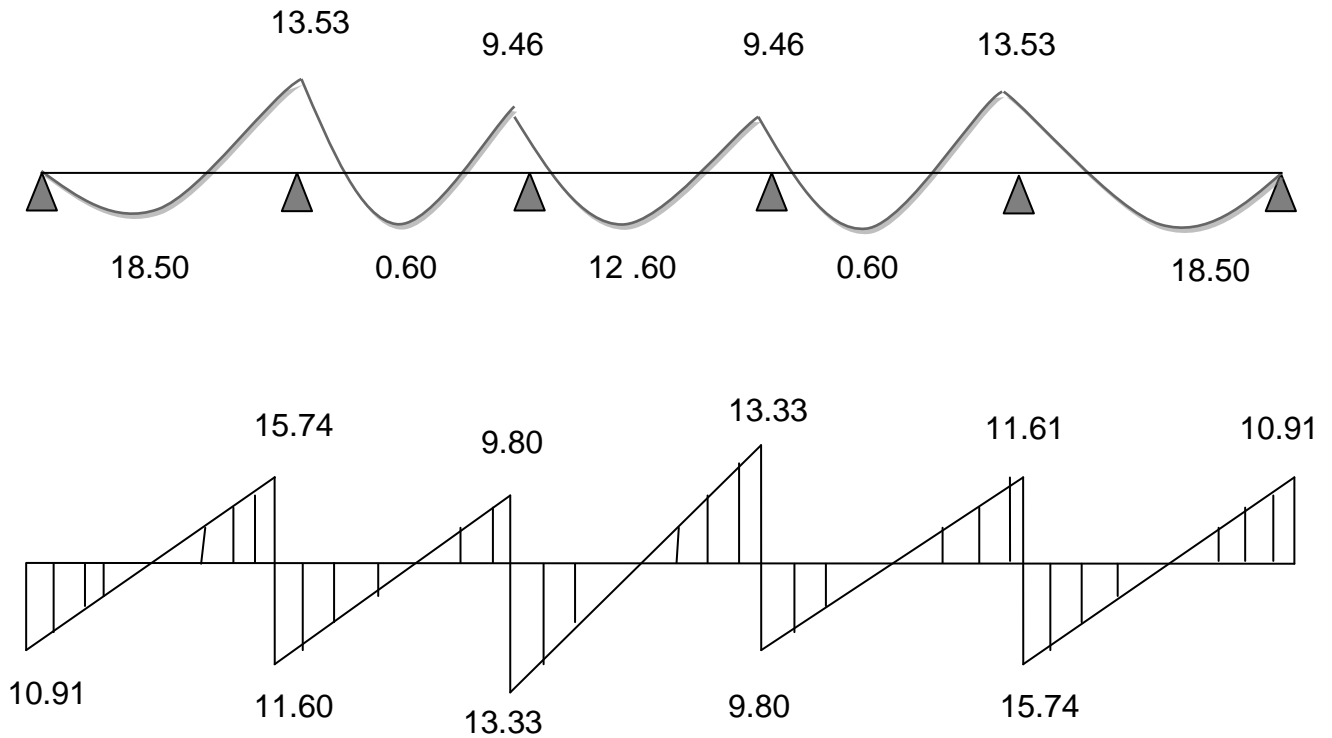


Figure III.15: Diagrammes des moments et des efforts tranchants dans la poutre fictive

2) Ferrailage des poutrelles :

Le calcul ce fait avec les moments max en travées et aux appuis.

➤ Les sollicitations :

$$L'ELU : \begin{cases} Mt = 17.16KN.m \\ Vw = 21.6KN \\ Ma = 18.56KN.m \end{cases} \quad L'ELS : \begin{cases} Mt = 18.5 KN.m \\ Vw = 15.75KN \\ Ma = 13.53KN.m \end{cases}$$

➤ Ferrailage longitudinal : se fait à l'ELU et on vérifie à l'ELS :

❖ En travées : le moment équilibré par la table de compression

$$Mtu = F_{bc} Z_b \Rightarrow Mtu = bh_0 F_{bu} \left(\frac{d - h_0}{2} \right)$$

$$f_{bu} = 14.2Mpa, \quad b = 0.65m, \quad h_0 = 0.05m, \quad h = 0.25m, \quad b_0 = 0.12m,$$

$$\text{Avec : } d = 0.9h = 0.9 \times 25 = 0.225m.$$

$$\text{Donc : } Mtu = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} = 0.65 \times 0.05 \times \left(0.225 - \frac{0.05}{2} \right) \times 14.2 \times 10^3 = 92.3KN.m$$

$$\Rightarrow Mtu = 92.3KN.m$$

$$\text{On a : } Mu = 17.16KN.m$$

$M_u < M_{tu} \Rightarrow$ l'axe neutre est dans la table, une seule partie de la table est comprimée,
Et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs, la section en T sera calculée
comme une section rectangulaire de dimension ($b \cdot h$), $b=65\text{cm}$, $h=25\text{cm}$ et $d=22.5\text{cm}$.

• **Calcul μ_{bu} , et μ_{lu} :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 F_{bu}} \Rightarrow \mu_{ub} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{17.16 \times 10^{-3}}{0.65 \times (0.225^2) \times 14.2} = 0.037$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440\theta\gamma + 49F_{c28} - 3050 \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{17.16}{18.5} = 0.93 \Rightarrow u_{lu} 0.14$$

$u_{bu} < u_{lu} \Rightarrow$ la section comprimée est nulle $A' = 0$

$u_{bu} = 0.037 < 0.14 \Rightarrow$ la méthode simplifier.

• **Calcul de Z_b :**

$$Z_b = d (1 - 0.6u_{bu}) = 0.225(1 - 0.6 \times 0.037) = 0.22\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z_b \cdot \delta \cdot \sigma_s} = \frac{17.16 \times 10^3}{22348} = 2.24\text{cm}^2 \Rightarrow A_{st} = 2.24\text{cm}^2$$

On adopte: $A=3\text{HA}10=2.36\text{cm}^2$.

❖ **Aux appuis :** la table de compression est tendu donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ($b_0=12\text{cm}$, $d=22\text{cm}$) avec : $M_a \text{ max}=18.56\text{KN.m}$

• **Calcul de μ_{bu} , μ_{lu} :** $\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 F_{bu}} \Rightarrow \mu_{ub} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{18.56 \times 10^{-3}}{0.65 \times (0.225)^2 \times 14.2} = 0.04$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440\theta\gamma + 49F_{c28} - 3050 \quad \text{Avec :}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{18.56}{18.5} = 1 \Rightarrow u_{lu} = 0.162 \quad u_{bu} < u_{lu} \Rightarrow A' = 0$$

$u_{bu} = 0.04 < 0.162$ on utilise la méthode simplifier.

• **Calcul de z_b :**

$$Z_b = d (1 - 0.6u_{lu}) = 0.225(1 - 0.6 \times 0.04) = 0.22\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z_b \cdot \delta \cdot \sigma_s} = \frac{18.56 \times 10^3}{22 \times 348} = 2.42\text{cm}^2$$

On adopte: $A=2\text{HA}14=3.08\text{cm}^2$.

• **Les armatures transversales :**

○ **Le diamètre des armatures :(Art A.7.2.12)**

$$\phi \leq \min \left(\frac{h}{35} \mid \frac{b_0}{10} \mid \phi_1 \right) = \min \left(\frac{25}{35} \mid \frac{12}{10} \mid 1 \right) = 0.71\text{cm}$$

ϕ_1 : Diamètre des armatures longitudinales

On choisit un cadre de $\phi = 8\text{mm}$ avec $A_t=2\text{HA}8=1.01\text{cm}^2$

• **L'espace des cadres :**

$$S_t \leq \text{Min} (0.9d; 40\text{cm}) = \text{Min} (0.9 \times 22.5; 40) = 20.25\text{cm}$$

$$S_t \leq \frac{At.F_e}{0.4.b_0} = \frac{1.01 \times 400}{12 \times 0.4} = 84.17 \text{ cm}$$

On a adopté $S_t = 20 \text{ cm}$

3) Vérification à l'ELU :

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

On doit vérifier que : $A > A_{min}$, D'après le **BAEL** : $A_{min} = 0.3 \frac{bdf_{tj}}{f_e}$

- **En travées :**

$$A_{min} = 0.3 \times \frac{0.65 \times 0.225 \times 2.1 \times 10^4}{400} = 1.76 \text{ cm}^2, A = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{min} \dots \dots CV$$

- **Aux appuis :**

$$A_{min} = 0.3 \times \frac{0.12 \times 0.225 \times 2.1 \times 10^4}{400} = 1.41 \text{ cm}^2, A = 3.08 \text{ cm}^2 > A_{min} \dots \dots CV$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{d \times b_0} = \frac{21.6 \times 10^3}{120 \times 225} = 0.8 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \mid 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.8 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots CV$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\bar{\tau}_{se} = \psi s f_{t28} = 1.5 \times 2.5 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0.9d \sum u_i} \quad \text{avec } \sum u_i \text{ somme des périmètres utiles des armatures.},$$

$$\tau_{se} = \frac{21.6 \times 10^3}{0.9 \times 225 \times 91.06} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots CV$$

- **Ancrage des barres :**

Les barres rectilignes de diamètre \emptyset et de limite élastique f_e sont ancrées sur une longueur :

$$l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_{se}} l_s = \text{longueur de scellement droit}$$

$$\tau_{se} = 0.6 \psi^2 f_{c28} = 0.6 \times 1.52 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.84} = 35.2 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91/99 (article. A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée assurée hors crochet est au moins égale à $0.4 l_s$ pour les aciers HA.

$$l_s = 0.4 \times 35 = 14 \text{ cm.}$$

4) Vérification à ELS :

- **contrainte de compression dans le béton :**

la FPP donc il n’y a pas de vérification à faire sur l’état de l’ouverture des fissures, les vérifications se limitent à l’état limite de compression du béton on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

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

$$I = \frac{bY^3}{3} + [A_s(d - y)^2 + \bar{A}_s(y - d)^2]$$

$$Y = \frac{15(\bar{A}_s + A_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + \bar{d}\bar{A}_s)}{7.5(A_s + \bar{A}_s)^2}} - 1 \right]$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.4 : Vérification des contraintes à l’ELS des poutrelles

	M _{ser} [KN.m]	A _s [cm ²]	Y [cm]	I [cm ⁴]	σ _{bc} [Mpa]	σ̄ _{bc} [Mpa]
Travées	18.5	2.36	4.4	13443.04u	6.05	CV
Appuis	13.53	3.08	5	16857.08	4.01	CV

- **Vérification de l’état limite de déformation (la flèche) :**

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l’aspect et l’utilisation de la construction.

Les règles du BAEL.91 (article B.5.6.1), précisent qu’on peut se dispenser de vérifier à l’ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{25}{560} = 0.044 \leq \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots \text{CNV.}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_{ser}}{10M_{so}} \Rightarrow \frac{25}{560} = 0.044 \leq \frac{18.5}{10 \times 17.16} = 0.12 \dots \dots \dots \text{CNV.}$
- $\frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4.2}{F_e} \Rightarrow \frac{1.01}{12 \times 22.5} = 0.003 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots \dots \dots \text{CV.}$

La vérification est nécessaire si l’une des trois conditions n’est pas vérifiée :

On doit calculer la flèche :

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{560}{500} = 1.12\text{cm} \quad ; \quad f = \frac{5q_s l^4}{348EI}$$

Avec: $E = 11000\sqrt[3]{25} = 32164.2\text{MPa}$

$$I = \frac{b}{3} \times (Y_1^3 + Y_2^3) + 15A_s \times (Y_2 - C)^2$$

$$Y_2 = \frac{b \times \frac{h^2}{2} + 15 \times A_s \times d}{b \times h + 15A_s} = \frac{100 \times \frac{25^2}{2} + 15 \times 2.36 \times 22.5}{100 \times 25 + 15 \times 2.36} = 12.64\text{cm}$$

$$Y_1 = h - Y_2 = 25 - 12.64 = 12.36\text{cm}$$

$$I = \frac{100}{3} \times (12.36^3 + 12.64^3) + 15 \times 2.36 \times (12.64 - 2.5)^2 = 133897.15\text{cm}^4$$

$$I = 133897.15\text{cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 4.76 \times 3.68^4}{348 \times 32164.2 \times 133897.15 \times 10^{-8}} = 0.29\text{mm} = 0.029\text{cm} \leq f_{adm} = 1.2\text{cm} \dots$$

• **Etat limite d’ouverture des fissures (A.4.5. 3/ BAEL91 modifié 99) :**

Les formes et dimensions de chaque élément, ainsi que les dispositions des armatures, sont conçues de manière à limiter la probabilité d’apparition des fissures d’une largeur supérieure à celle qui serait tolérable en raison du rôle et de la situation d’ouvrage.

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable car l’élément est couvert, on admet donc de ne pas effectuer de vérifications de l’état limite d’ouverture de fissures

(A.4.5.3/ BAEL91 modifié 99).

➤ **Conclusion de ferrailage :**

Tableau III.5 : Ferrailage des poutrelles

Plancher terrasse				
	Armatures longitudinales			Armatures transversales
	As (cm ²)	Amin (cm ²)	A adoptée	At (cm ²)
travée	2.24	1.76	3T10=2.36	2Ø8=1.01
appui	2.42	1.41	2T14=3.08	2Ø8=1.01

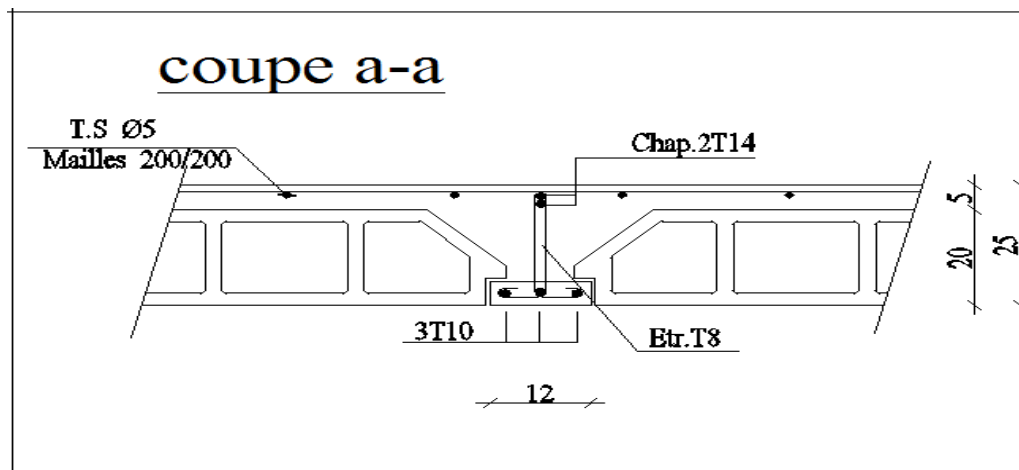
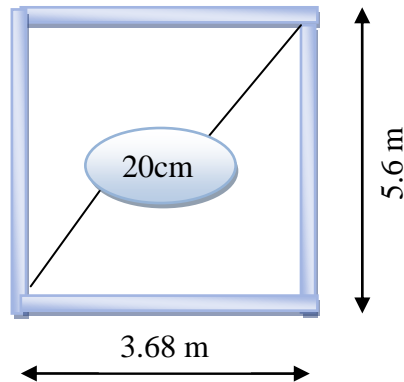


Figure III.16 : Schéma de ferrailage de plancher corps creux

III.4.2. Etude de Plancher dalle pleine :

Une dalle pleine est une plaque porteuse en béton armé coulé sur place, d'épaisseur de 10 à 20cm qui repose sur des appuis : mur ou poutre.

On prend un exemple de calcul d'un panneau de dimension $(5.6 \times 3.68)m$ portant sur 4 appuis simples et de 20cm d'épaisseur.



➤ **Evaluation des charges et surcharges :**

a) Charges permanentes :

$$G = 7.68 \text{ kN/m}^2$$

b) Surcharges d'exploitation :

On prend comme charge d'exploitation sur la dalle : $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$

a) Combinaison de charge :

➤ La charge surfacique à l'ELU = $1.35 \times 7.68 + 1.5 \times 2.5 = 14.12 \text{ kN/m}^2$

➤ La charge surfacique à l'ELS = $7.68 + 2.5 = 10.18 \text{ kN/m}^2$

III.4.2.1. Calcul des sollicitations :

➤ **Calcul des moments et les efforts tranchant :**

1) Les moments :

Calcul de l'élancement α :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.68}{5.6} = 0.66 \text{ d'ou } 0.4 < \alpha < 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

On a d'après le BAEL91/99 [(ch. 03 § IV.3) page 66] :

$$M_x = \mu_x q L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

$\mu_{x,u}$ et $\mu_{y,u}$ en fonction de l'élancement α voir tableau BAEL page 66

$$\alpha = 0.66 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0737 \\ \mu_y = 0.3753 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.0737 \times 14.2 \times 3.68^2 = 14.17 \text{KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0.3753 \times 14.17 = 5.32 \text{KN.m}$$

Les moments M_x et M_y ce sont les moments à l'ELU de la dalle due à la charge uniformément répartie sur la face de la dalle. .

$$\alpha = 0.66 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0792 \\ \mu_y = 0.5351 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0.0792 \times 14.2 \times 3.68^2 = 15.23 \text{KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0.5351 \times 15.23 = 8.15 \text{KN.m}$$

les moment M_x et M_y Ce sont les moments à l'ELS de la dalle due à la charge uniformément répartie sur la face de la dalle.

En travée : $M_{travée} = 0.75M_x$

Aux appuis de rive : $M_{appui} = -0.5M_x$

Dans le sens de la grande portée :

En travée : $M_{travée} = 0.75M_y$

Aux appuis : $M_{appui} = -0.5M_x$

Tableau III.6 : Les moments en travée et aux appuis de la dalle pleine

Zone	Sens	M_u (KN.m)	M_s (KN.m)
Aux appuis	X-X	-7.09	-7.61
	Y-Y	-2.66	-4.08
En travée	X-X	10.63	11.42
	Y-Y	3.99	6.11

➤ Diagrammes des moments L'ELU :

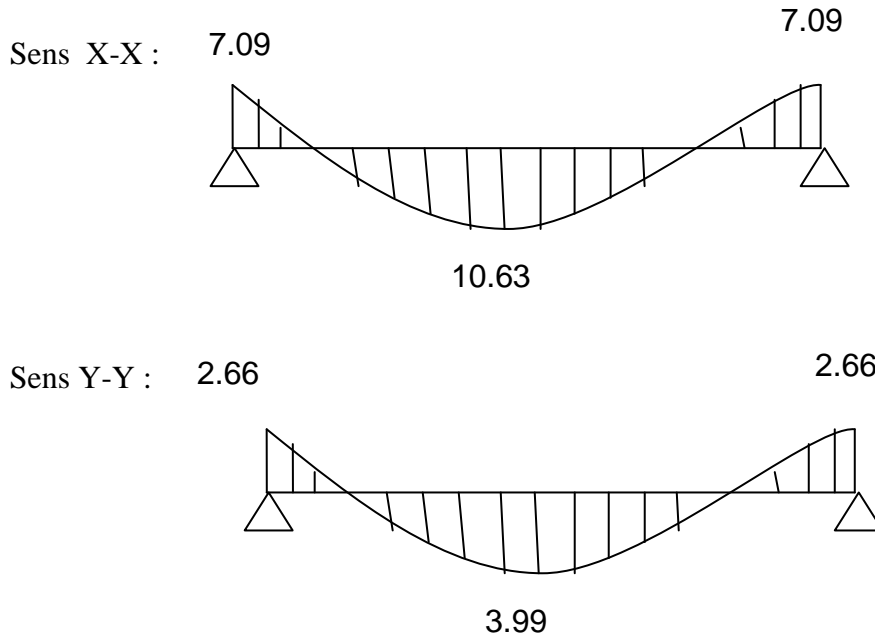


Figure III.17 : Diagrammes des moments à l'ELU de la dalle pleine

2) Les efforts tranchants :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.68}{5.6} = 0.66$$

$$\alpha = 0.66 \Rightarrow \begin{cases} \gamma_x = 0.424 \\ \gamma_y = 0.368 \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_x = \gamma_x p l_x \\ V_y = \gamma_y p l_x \end{cases}$$

$$V_x = 0.424 \times 14.2 \times 3.68 = 22.16 \text{KN}$$

$$V_y = 0.368 \times 14.2 \times 3.68 = 19.23 \text{KN}$$

III.4.2.2. Ferrailage de la dalle :

❖ Ferrailage dans le sens X-X

En travée :

Le moment ultime réduit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b.d^2.F_{bu}} = \frac{10.63 \times 10^6}{1000 \times (180)^2 \times 14.20} = 0,023$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{10.63}{11.42} = 0.93$$

$$\mu_{lu} = [3440(0.93) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.14$$

$$\mu_{bu} = 0,023 < \mu_u = 0,14 \quad \Rightarrow A' = 0 \quad \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d[1 - 0,6\mu_{bu}] = 0,18[1 - 0,6(0,023)] = 0,177\text{m}$$

$$A_l = \frac{M_U}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{10.63 \times 10^6}{177 \times 348} = 172.5\text{mm}^2$$

$$A_s = 1.72\text{cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{On adopte: 4HA8} = 2.01\text{cm}^2$$

Aux appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{Ma}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{7.06 \times 10^6}{1000 \times (180)^2 \times 14.20} = 0,02$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{7.09}{7.61} = 0.93$$

$$\mu_{lu} = [3440(0.93) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.14$$

$$\mu_{bu} = 0,02 < \mu_u = 0,14 \quad \Rightarrow A' = 0 \quad \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d[1 - 0,6\mu_{bu}] = 0,18[1 - 0,6(0,02)] = 0,18\text{m}$$

$$A_l = \frac{M_U}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{7.06 \times 10^6}{180 \times 348} = 113.19\text{mm}^2$$

$$A_s = 1.13\text{cm}^2 \quad \text{On adopte: 4HA8} = 2.01\text{cm}^2$$

❖ Ferrailage dans le sens y-y :

1. En travée :

$$\mu_{ub} = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3.99 \times 10^6}{1000 \times (180)^2 \times 14.2} = 0.009$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{3.99}{6.11} = 0.7$$

$$\mu_{lu} = [3440(0.7) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.06$$

$$\mu_{bu} = 0,009 < \mu_u = 0,06 \quad \Rightarrow A' = 0 \quad \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d[1 - 0,6\mu_{bu}] = 0,18[1 - 0,6(0,009)] = 0,179\text{m}$$

$$A_l = \frac{M_U}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{3.99 \times 10^6}{179 \times 348} = 64.05 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.64 \text{ cm}^2 \quad \Leftrightarrow \quad \text{On adopte: } \mathbf{4HA8=2.01 \text{ cm}^2}$$

Aux appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{Ma}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{2.66 \times 10^6}{1000 \times (180)^2 \times 14.20} = 0,006$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{2.66}{4.08} = 0.65$$

$$\mu_{lu} = [3440(0.65) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.04$$

$$\mu_{bu} = 0,006 < \mu_u = 0,04 \quad \Rightarrow A' = 0 \quad \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d[1 - 0,6\mu_{bu}] = 0,18[1 - 0,6(0,006)] = 0,179 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_U}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{2.66 \times 10^6}{180 \times 348} = 42.46 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 0.42 \text{ cm}^2 \quad \Leftrightarrow \quad \text{On adopte: } \mathbf{4HA8= 2.01 \text{ cm}^2}$$

❖ **Condition de non fragilité :** (Article B.7.4) BAEL91/99

La section minimale pour les dalles dans le sens xx est :

$$A_{min} \geq \rho_0 b h \frac{\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)}{2} = \frac{0.0008}{2} \left[3 - \frac{3.68}{5.6}\right] \times 100 \times 20 = 1.87 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.01 \geq A_{min} = 1.87 \text{ cm}^2$$

Et dans le sens y-y est :

$$A_{min} \geq \rho_0 b h \quad \text{Avec } \rho_0 = 0.0008 \text{ pour } f_e E 400$$

$$A_{min} \geq \rho_0 b h = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.01 \geq A_{min} = 1.6 \text{ cm}^2$$

Tableau III.7 : Les sections d'armature de la dalle pleine

Zone	Sens	M_u (KN. m)	μ_{bu}	μ_{lu}	A_{min} (cm ²)	A_s (cm ²)	A adoptée (cm ²)		S_t (cm)
Sur appuis	X-X	-7.06	0.02	0.14	1.87	1.13	2.01	4HA8	25
	Y-Y	-2.66	0.006	0.04	1.6	0.42	2.01	4HA8	25
En travée	X-X	10.63	0.023	0.14	1.87	1.72	2.01	4HA8	25
	Y-Y	3.99	0.009	0.06	1.6	0.64	2.01	4HA8	25

III.4.2.3. Vérification à l'ELU :

✓ Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{22.16 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.123 \text{ MPa}$$

La fissuration est peut nuisible donc :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.123 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Vérification de l'écartement minimal des barres : [(Art A.8.2.42)BAEL91/99]

L'écartement des armatures d'une même nappe soumise à un chargement concentré doit être égal à la :

Direction la plus sollicitée : $St \leq \min (2h; 25\text{cm})$.

Direction perpendiculaire : $St \leq \min (3h; 33\text{cm})$.

Armatures supérieures : $St = 25 \text{ cm} \leq \min (2h; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$.

Armatures inférieures : $St = 25 \text{ cm} \leq \min (3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$.

III.4.2.4. Vérification à l'ELS :

✓ **La contrainte de béton :**

Il faut faire la vérification de la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ avec } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Position de l'axe neutre y : est la solution de cette équation

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A'_s(y - d') - 15A_s(d - y) = 0$$

La solution de cette équation est donnée par la formule suivante :

$$y = \frac{15(\hat{A}_s + A_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + \hat{d}\hat{A}_s)}{7.5(A_s + \hat{A}_s)^2}} - 1 \right]$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - d')^2$$

Tableau III.8 : Les vérifications à l'ELS de la dalle pleine

Zone	Sens	M _s (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérifications
Sur appuis	X-X	-7.61	3.00	7683.75	2.97	15	OK
	Y-Y	-2.66	3.00	7683.75	1.03	15	OK
En travée	X-X	10.63	3.00	7683.75	4.15	15	OK
	Y-Y	3.99	3.00	7683.75	1.56	15	OK

Pour les aciers aucune vérification n'est nécessaire parce que la fissuration est peut nuisible (pas de limite sur la contrainte d'acier).

✓ **Vérification de la flèche : [(Art B.6.5.1) BAEL91/99]**

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

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Leftrightarrow \frac{20}{368} = 0.05 \geq \frac{1}{16} = 0.06 \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser}}{10 M_{ser0}}\right) \Leftrightarrow \frac{20}{368} = 0.05 \geq \frac{13.22}{10 \times 17.62} = 0.07 \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \frac{3.14}{100 \times 18} = 1.74 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

La vérification est nécessaire si l'une des trois conditions n'est pas vérifiée.

On doit calculer la flèche :

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{368}{500} = 0.74 \text{ cm} \quad ; \quad f = \frac{5q_s l^4}{348EI}$$

Avec: $E = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPa}$

$$I = \frac{b}{3} \times (Y_1^3 + Y_2^3) + 15A_s \times (Y_2 - C)^2$$

$$Y_2 = \frac{b \times \frac{h^2}{2} + 15 \times A_s \times d}{b \times h + 15A_s} = \frac{100 \times \frac{20^2}{2} + 15 \times 2.01 \times 18}{100 \times 20 + 15 \times 2.01} = 10.12 \text{ cm}$$

$$Y_1 = h - Y_2 = 20 - 10.12 = 9.88 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3} \times (9.88^3 + 10.12^3) + 15 \times 2.01 \times (10.12 - 2)^2 = 68683.39 \text{ cm}^4$$

$$I = 68683.39 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 10.18 \times 3.68^4}{348 \times 32164.2 \times 68683.39 \times 10^{-8}} = 1.21 \text{ mm} = 0.12 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.74 \dots \dots \text{ CV}$$

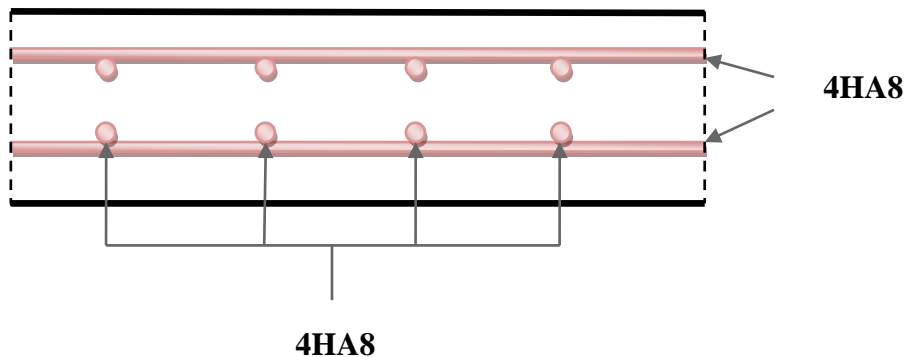


Figure III.18 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine

III.5. Etude de la dalle machine :

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

Dans notre structure, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale qui transmet le système de levage avec la cabine chargé au moyenne de 8 personnes est de 6 tonnes.

III.5.1. Pré dimensionnement de la dalle :

Nous avons deux conditions à vérifier :

a) Résistance à la flexion :

Pour une dalle plein repose sur quatre appuis on a :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \quad \text{avec } L_x \text{ la petite cotée}$$

$$\frac{225}{50} \leq e \leq \frac{225}{40} \quad \Rightarrow \quad 4.5 \leq e \leq 5.63$$

b) Condition de l'E.N.A :(entreprise nationale des ascenseurs)

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine doit être $\geq 25 \text{ cm}$.

Donc on opte pour une dalle machine d'épaisseur $e = 25\text{cm}$.

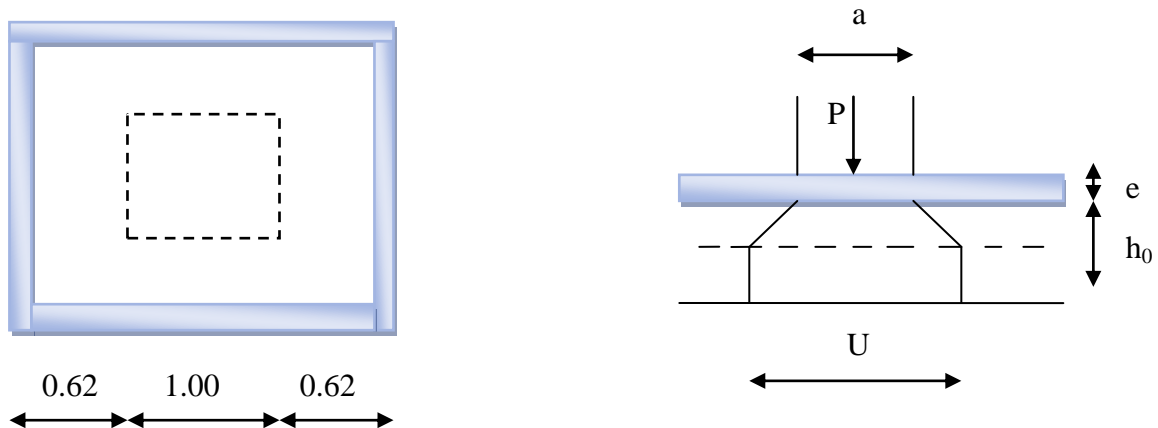


Figure III.19: Diffusion de charges localisée dans le feuillet

III.5.2. Evaluation des charges et surcharges :

✓ **Charges permanentes :**

Le poids de la machine :

On a le poids=la massa×la gravité

Donc le poids de la machine= 6 tonnes × 9.81 = 58.86 kN

Le poids de la dalle + revêtement = $0.25 \times 25 + 0.05 \times 22 = 7.35 \text{ kN/m}^2$

✓ **Surcharges d'exploitation :**

On prend comme charge d'exploitation sur la dalle machine : $Q = 1 \text{ kN/m}^2$

Combinaison de charge :

- La charge surfacique à l'ELU = $1.35 \times 7.35 + 1.5 \times 1 = 11.42 \text{ KN/m}^2$
- La charge surfacique à l'ELS = $7.35 + 1 = 8.35 \text{ KN/m}^2$
- La charge localisée à l'ELU = $1.35 \times 58.86 = 79.46 \text{ KN}$
- La charge localisée à l'ELS = 58.86 KN

III.5.3. Calcul des sollicitations :

➤ **Calcul des moments sous charge uniformément répartie :**

Calcul de l'élanement α :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.9 \quad \text{d'ou} \quad 0.4 < \alpha < 1 \quad \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

On a d'après le **BAEL91/99 [(ch. 03 § IV.3) page 66]** :

- Moment à ELU :

$$M_x = \mu_x q L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$\alpha = 0.9 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0456 \\ \mu_y = 0.7834 \end{cases}$$

$$M_{x,1,u} = \mu_{x,u} \times q_u \times L_x^2 = 0.0456 \times 11.42 \times 2.25^2 = 2.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{y,1,u} = \mu_{y,u} \times M_{x,1,u} = 0.7834 \times 2.64 = 2.07 \text{ KN.m}$$

Les moments $M_{x,1,u}$ et $M_{y,1,u}$ ce sont les moments à l'ELU de la dalle due à la charge uniformément répartie sur la face de la dalle.

- Moment à l'ELS :

$$\alpha = 0.9 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0528 \\ \mu_y = 0.8502 \end{cases}$$

$$M_{x,1,s} = \mu_{x,s} \times q_s \times L_x^2 = 0.0528 \times 8.35 \times 2.25^2 = 2.23 \text{ KN.m}$$

$$M_{y,1,s} = \mu_{y,s} \times M_{x,1,s} = 0.8502 \times 2.23 = 1.9 \text{ KN.m}$$

les moments $M_{x,1,s}$ et $M_{y,1,s}$. Ce sont les moments à l'ELS de la dalle due à la charge uniformément répartie sur la face de la dalle.

➤ **Calcul des moments sous charge localisée :**

L'étude des dalles portant sur quatre cotés et soumises à des charges localisées qui s'exercent sur une surface réduite $U \times V$ est entreprise à partir des abaques de PIGEAUD en plaçant la charge au centre de la dalle.

Avec :

h_0 : épaisseur de la dalle (25cm)

e : épaisseur du revêtement (5cm)

Les abaques donnent les moments par mètre linéaire au centre :

$$M_{x,2} = P(M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y,2} = P(M_2 + \nu M_1)$$

Avec :

ν : coefficient de poisson :

$$\nu = 0 \text{ à l'ELU}$$

$$\nu = 0.2 \text{ à l'ELS}$$

$(M_1; M_2)$ sont des coefficients déterminés à partir des rapports $\left(\frac{U}{L_x}\right)$ et $\left(\frac{V}{L_y}\right)$

Tel que :

$$U = U_0 + 2e + h_0 = 100 + 2 \times 5 + 25 = 135 \text{ cm}$$

$$V = V_0 + 2e + h_0 = 100 + 2 \times 5 + 25 = 135 \text{ cm}$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1.35}{2.25} = 0.6$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{1.35}{2.50} = 0.54$$

D'après les abaques de Pigeaud sous forme de tableau on tire coefficients M_1 et M_2

Après interpolation : $M_1 = 0.087$ et $M_2 = 0.070$

Donc : à l'ELU :

$$M_{x,2,u} = PM_1 = 79.46 \times 0.087 = 6.91 \text{ KN.m}$$

$$M_{y,2,u} = PM_2 = 79.46 \times 0.07 = 5.56 \text{ KN.m}$$

les moment $M_{x,2,u}$ et $M_{y,2,u}$, ce sont les moment à l'ELU de la dalle *dus à la charge localisée*.
à l'ELS :

$$M_{x,2,s} = P(M_1 + \nu M_2) = 58.86 \times (0.087 + 0.2 \times 0.07) = 5.94 \text{KN.m}$$

$$M_{y,2,s} = P(M_2 + \nu M_1) = 58.86 \times (0.07 + 0.2 \times 0.087) = 5.14 \text{KN.m}$$

les moment $M_{x,2,s}$ et $M_{y,2,s}$, ce sont les moment à l'ELS de la dalle *dus à la charge localisée*.

➤ **Superposition des moments :**

A l'ELU :

$$M_{x,u} = M_{x,1,u} + M_{x,2,u} = 2.64 + 6.91 = 9.55 \text{KN.m}$$

$$M_{y,u} = M_{y,1,u} + M_{y,2,u} = 2.07 + 5.56 = 7.63 \text{KN.m}$$

A l'ELS :

$$M_{x,s} = M_{x,1,s} + M_{x,2,s} = 2.23 + 5.94 = 8.17 \text{KN.m}$$

$$M_{y,s} = M_{y,1,s} + M_{y,2,s} = 1.9 + 5.14 = 7.04 \text{KN.m}$$

Pour la raison de la continuité de la dalle, les moments en travée et aux appuis sont :

➤ **A l'ELU :**

✓ Dans le sens de la petite portée :

$$\text{En travée : } M_{t,x,u} = 0.75M_{x,u}$$

$$\text{Aux appuis de rive : } M_{a,x,u} = -0.5M_{x,u}$$

✓ Dans le sens de la grande portée :

$$\text{En travée : } M_{t,y,u} = 0.75M_{y,u}$$

$$\text{Aux appuis : } M_{a,y,u} = -0.5M_{y,u}$$

➤ **A l'ELS :**

✓ Dans le sens de la petite portée :

$$\text{En travée : } M_{t,x,s} = 0.75M_{x,s}$$

$$\text{Aux appuis : } M_{a,x,s} = -0.5M_{x,s}$$

✓ Dans le sens de la grande portée :

$$\text{En travée : } M_{t,y,s} = 0.75M_{y,s}$$

$$\text{Aux appuis de rive : } M_{a,y,s} = -0.5M_{y,s}$$

Tableau III.9 : Les moments en travées et aux appuis de dalle machine

Zone	Sens	M_u (KN.m)	M_s (KN.m)
Aux appuis	X-X	4.76	4.09
	Y-Y	3.82	3.52
En travée	X-X	7.16	6.12
	Y-Y	5.72	5.28

➤ Diagrammes des moments L'ELU :

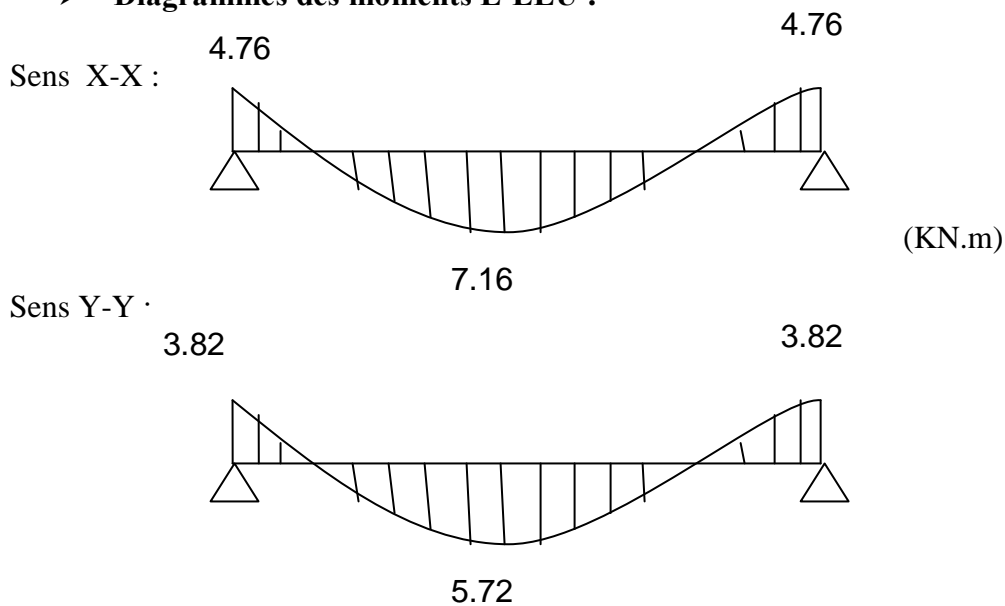


Figure III.20 : Diagrammes des moments à l'ELU de la dalle machine

III.5.4. Ferrailage de la dalle :

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple pour 1 mètre linéaire donc :

$H=25\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $d=22.5\text{cm}$; $\gamma_s=1,15$; $\gamma_b=1,15$; FeE400 ; $F_{ed}=348\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $F_{bu}=14,2\text{MPa}$.

❖ Ferrailage dans le sens X-X :

En travée :

Le moment ultime réduit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{7.16 \times 10^6}{1000 \times (225)^2 \times 14.20} = 0,01$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{7.16}{6.12} = 1.17$$

$$\mu_{lu} = [3440(1.17) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.22$$

$$\mu_{bu} = 0,01 < \mu_u = 0,22 \quad \Rightarrow A' = 0 \quad \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d[1 - 0,6\mu_{bu}] = 0,225[1 - 0,6(0,01)] = 0,223\text{m}$$

$$A_l = \frac{M_U}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{7.16 \times 10^6}{223 \times 348} = 92.26\text{mm}^2$$

$$A_s = 0.92\text{cm}^2 \quad \Leftrightarrow \quad \text{On adopte: 4HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{Ma}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{4.76 \times 10^6}{1000 \times (225)^2 \times 14.20} = 0,007$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{4.76}{4.09} = 1.1$$

$$\mu_{lu} = [3440(1.17) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.22$$

$$\mu_{bu} = 0,007 < \mu_u = 0,22 \quad \Rightarrow A' = 0 \quad \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d[1 - 0,6\mu_{bu}] = 0,225[1 - 0,6(0,007)] = 0,224\text{m}$$

$$A_l = \frac{M_U}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{4.76 \times 10^6}{224 \times 348} = 61.06\text{mm}^2$$

$$A_s = 0.61\text{cm}^2 \quad \text{On adopte: 4HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$$

❖ **Ferraillage dans le sens y-y :**

En travée :

$$\mu_{ub} = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5.72 \times 10^6}{1000 \times (225)^2 \times 14.2} = 0.007$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{5.72}{5.28} = 1.10$$

$$\mu_{lu} = [3440(1.10) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.20$$

$$\mu_{bu} = 0,007 < \mu_u = 0,20 \quad \Rightarrow A' = 0 \quad \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d[1 - 0,6\mu_{bu}] = 0,225[1 - 0,6(0,007)] = 0,224\text{m}$$

$$A_l = \frac{M_U}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{5.72 \times 10^6}{224 \times 348} = 73.37\text{cm}^2$$

$$A_s = 0.73\text{cm}^2 \quad \Leftrightarrow \quad \text{On adopte: 4HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{Ma}{b.d^2.F_{bu}} = \frac{3.82 \times 10^6}{1000 \times (225)^2 \times 14.20} = 0,005$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{3.82}{3.52} = 1.1$$

$$\mu_{lu} = [3440(1.10) + 49(25) - 3050].10^{-4} = 0.20$$

$$\mu_{bu} = 0,005 < \mu_{lu} = 0,20 \Rightarrow A' = 0 \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d[1 - 0,6\mu_{bu}] = 0,225[1 - 0,6(0,005)] = 0,224\text{m}$$

$$A_l = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{3.82 \times 10^6}{224 \times 348} = 49\text{mm}^2$$

$$A_s = 0.49\text{cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte: } \mathbf{4HA8} = \mathbf{2.01\text{ cm}^2}$$

❖ **Condition de non fragilité :**(Art B.7.4) BAEL91/99

La section minimale pour les dalles dans le sens xx est :

$$A_{min} \geq \rho_0 b h \frac{\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)}{2} = \frac{0.0008}{2} \left[3 - \frac{2.5}{2.25}\right] \times 100 \times 25 = 1.88\text{cm}^2$$

$$A_s = 2.01 \geq A_{min} = 1.88\text{cm}^2$$

Et dans le sens yy est :

$$A_{min} \geq \rho_0 b h \quad \text{Avec } \rho_0 = 0.0008 \text{ pour } f_{eE400}$$

$$A_{min} \geq \rho_0 b h = 0.0008 \times 100 \times 25 = 2\text{cm}^2$$

$$A_s = 2.01 \geq A_{min} = 2\text{cm}^2$$

Tableau III.10 : Les sections d'armature de la dalle machine

Zone	Sens	M _u (KN. m)	μ _{bu}	μ _{lu}	A _{min} (cm ²)	A _s (cm ²)	A _s adoptée (cm ²)		S _t (cm)
Sur appuis	X-X	4.76	0.01	0.22	1.88	0.92	2.01	4HA8	25
	Y-Y	3.86	0.007	0.22	2.00	0.61	2.01	4HA8	25
En travée	X-X	7.16	0.007	0.20	1.88	0.73	2.01	4HA8	25
	Y-Y	5.72	0.005	0.20	2.00	0.49	2.01	4HA8	25

III.5.5. Vérification à l'ELU :**✓ Vérification de la contrainte tangentielle :**

Les efforts tranchant dus à la charge uniformément répartis sur la surface de la dalle sont inférieure à celle dus à la charge localiser donc on fait les vérifications de la contrainte tangentielle à partir des efforts tranchant s à la du charge localiser.

$$V_u = \frac{P_u}{(2U + V)} \text{ telle que } P_u = 1.35 \times 58.86 = 79.46 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{79.46 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0.35 \text{ MPa}$$

La fissuration est peut nuisible donc :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.35 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ Vérification au poinçonnement :

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$q_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : q_u : charge de calcul à l'ELU = $1.35 \times$ le poids de la machine = 79.46 kN

μ_c : Périmètre du contour.

h : Epaisseur de la dalle.

$$\mu_c = 2(U + V) = 2(135 + 135) = 540 \text{ cm}$$

$$q_u = 79.46 \text{ kN} < \frac{0.045 \times 5.4 \times 0.25 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 1012.5 \text{ kN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ Vérification de l'écartement minimal des barres : [(Art A.8.2.42)BAEL91/99]

L'écartement des armatures d'une même nappe soumise à un chargement concentré doit être égal à la :

Direction la plus sollicitée : $St \leq \min(2h; 25\text{cm})$

Direction perpendiculaire : $St \leq \min(3h; 33\text{cm})$

Armatures supérieures : $St = 25 \text{ cm} \leq \min(2h; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$.

Armatures inférieures : $St = 25 \text{ cm} \leq \min(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$.

III.5.6. Vérification à l'ELS :

✓ **La contrainte de béton :**

Il faut faire la vérification de la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ avec } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Position de l'axe neutre y : est la solution de cette équation

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A'_s(y - d') - 15A_s(d - y) = 0$$

La solution de cette équation est donnée par la formule suivante :

$$y = \frac{15(\hat{A}_s + A_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + \hat{d}\hat{A}_s)}{7.5(A_s + \hat{A}_s)^2}} - 1 \right]$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - d')^2$$

Tableau III.11 : Vérifications des contraintes à l'ELS de la dalle machine

zone	Sens	M _s (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification
Sur appuis	X-X	4.09	3.39	2032.64	6.82	15	OK
	Y-Y	3.52	3.39	2032.64	5.87	15	OK
En travée	X-X	6.12	3.39	2032.64	10.20	15	OK
	Y-Y	5.28	3.39	2032.64	8.80	15	OK

Pour les aciers aucune vérification n'est nécessaire parce que la fissuration est peut nuisible (pas de limite sur la contrainte d'acier).

✓ **Vérification de la flèche : [(Art B.6.5.1) BAEL91/99]**

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

Avec :

$$M_{ser} = M_{t,x,s}$$

$$M_{ser0} = M_{x,s}$$

h_t= 25cm ; b=100 cm ; d=22.5 cm ; L = L_x ; A_s = la section d'acier adopter en travée.

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Leftrightarrow \frac{25}{225} = 0.11 \geq \frac{1}{16} = 0.06 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left(\frac{h_f}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser}}{10 M_{ser0}}\right) \Leftrightarrow \frac{25}{225} = 0.06 \geq \frac{4.09}{10 \times 8.17} = 0.05 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Leftrightarrow \frac{2.01}{100 \times 22.5} = 8.93 \times 10^{-4} \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

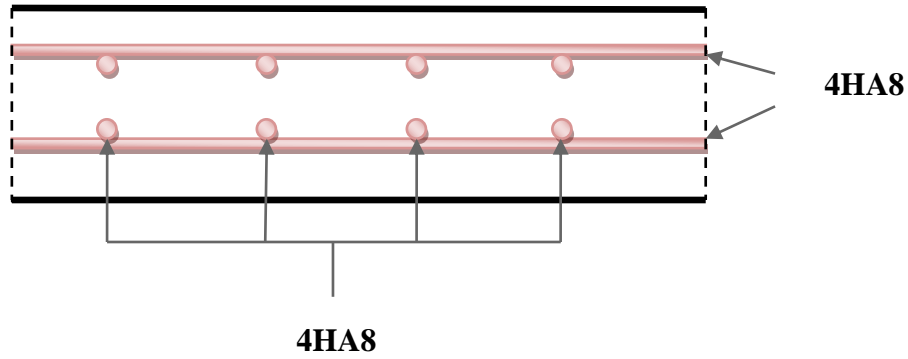


Figure III.21 : Schéma de ferrailage de la dalle machine

Chapitre IV

Etude dynamique de la structure

IV.1. Introduction :

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet du séisme, la structure doit être le plus possible symétrique car la distribution régulier des éléments structuraux permet une transmission directe des forces, il est toujours conseillé de distribuer régulièrement et symétriquement les élément structuraux.

IV.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.

IV.3. Classification de l'ouvrage selon le RPA99/2003 :

Comme notre structure se situe à Bouira, selon PRA 99/2003 cette région est classée en sismique **IIa**.

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis à vis des objectifs de protection fixés par la collectivité ; notre cas : Bâtiment à usage bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m. ce que nous donne : **groupe 2 (Ouvrages courants ou d'importance moyenne)**.

IV.4. Méthodes de calcul de l'action sismique :

En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le **RPA99/ version 2003** prévoit d'utiliser soit :

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

IV.4.1 Méthode statique équivalente :**➤ Principe de la méthode :**

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

➤ Conditions d'application de la MSE :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec :

$$H \leq 65m \text{ en zones I, II}_a, \text{ II}_b.$$

$$H \leq 30m \text{ en zone III.}$$

b) Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant les conditions complémentaires exigées par le RPA (**Article 4.1.2**) en plus de la hauteur énoncée en a).

Zone I : • Tous groupes

Zone II : • Groupe d'usage 3

• Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

• Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

• Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III : • Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

• Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

• Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

Remarque : notre bâtiment rentre dans le groupe d'usage 2 dont la hauteur 31.28 m donc la condition n'est pas vérifiée.

IV.4.2 Méthode d'analyse modale spectrale :**➤ Principe :**

Rappelons que le principe de la méthode d'analyse modale spectrale est de rechercher pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

L'action sismique est simulée grâce à un spectre de réponse. Le comportement de la structure est supposé élastique, permet le calcul des modes propres.

➤ **Condition d'application :**

D'après le RPA99/version 2003 cette méthode de calcul peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

IV.5. Choix de la méthode de calcul :

Dans le cas de notre bâtiment étudié dont la hauteur 31,28 m qui dépasse 7 niveaux, aussi on a l'irrégularité en plan et en élévation ce que nous permet d'utiliser **la méthode d'analyse modale spectrale** pour l'analyse sismique.

IV.6. Modélisation de la structure :

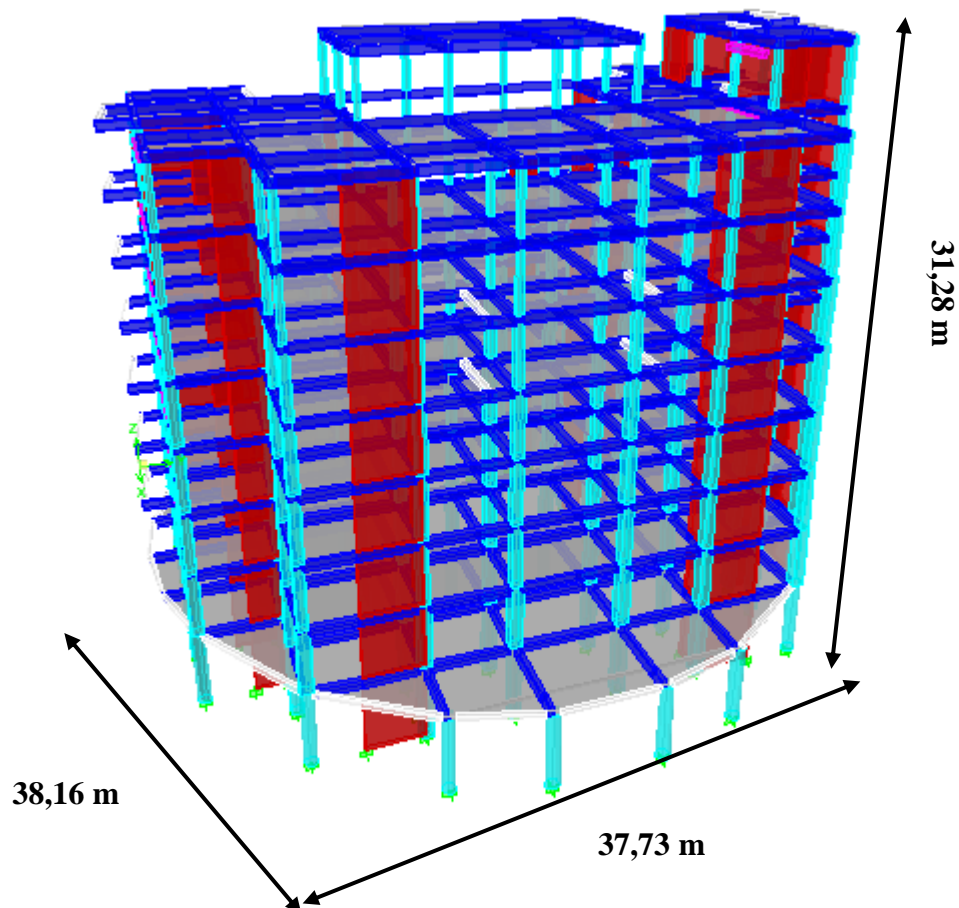


Figure IV.1 : Vue en 3D de la structure

IV.6.1. Présentation du logiciel de calcul ETABS :

On a fait appel pour la modélisation de notre structure à un logiciel appelé **ETABS** pour déterminer :

- Les périodes propres
- Les coefficients de participation
- Les déplacements du plancher

Les caractéristiques principales d'ETABS sont :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI.etc.*). De plus de part sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc).

ETABS permet également le transfert de données avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

IV.6.2. Principe et étapes de modélisation :

Une structure est composée de membrures flexibles reliées par des nœuds et supportée par une fondation rigide. Cette définition implique que le modèle choisi n'est qu'une idéalisation mathématique de la structure réelle. L'étude de la réponse dynamique d'une structure (période et mode propre) nécessite le choix d'un modèle dynamique adéquat traduisant le plus concrètement possible la nature du système réel.

Le modèle dynamique que nous avons adopté pour le calcul de notre ouvrage est une console verticale encadrée à sa base. Les masses seront considérées concentrées au niveau du centre de gravité de chaque niveau.

Pour modéliser notre bâtiment nous avons considéré les étapes suivantes:

- 1) Introduction de la géométrie du modèle (position des nœuds, connectivité des éléments).
- 2) Spécification et assignement des caractéristiques mécaniques et géométriques aux différents éléments.
- 3) Définition des différents cas de charges (statique et dynamique). Assignement de ces charges aux nœuds et aux éléments.
- 4) Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes,.....).
- 5) Lancement de l'analyse du problème, apporter des corrections au modèle s'il y a lieu.
- 6) Visualisation des résultats (à l'écran, sur fichier, etc.....).
- 7) Interprétation des résultats.

IV.6.3. détermination des différent paramètres du Spectre de réponse de calcul :

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

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

Avec :

- **g** : accélération de la pesanteur.
- **A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment

Dans notre cas, on est dans une Zone de type (**IIa**) et un Groupe d'usage **2**.

On a trouvé **A = 0.15**

- **η** : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

Où **ξ**(%) est le pourcentage d'amortissement critique, fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ est donnée par le tableau 4.2 du RPA99/2003 :

Nous avons une structure mixte (portique et voiles) avec un remplissage dense,
Donc $\xi = 8,5 \%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{10,5}} = 0,82 > 0,7$$

- **R**:coefficient de comportement de la structure donnée par le tableau 4.3 du RPA99/2003, Dans notre cas on a un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, donc d'après le tableau **R=3.5**.

- **T₁, T₂** : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, elles sont données par le tableau 4.7 du RPA99/ version 2003

Notre structure est construite dans un site meuble (**S3**) donc **T₁= 0.15sec, T₂= 0.50sec**

- **Q** : est le facteur de qualité il est fonction de :

- * Conditions minimales sur les files de contreventement. \Rightarrow **Observée** \Rightarrow **0**
- * La redondance en plan. \Rightarrow **Observée** \Rightarrow **0**
- * La régularité en plan. \Rightarrow **N/Observée** \Rightarrow **0,05**
- * La régularité en élévation. \Rightarrow **N/Observée** \Rightarrow **0,05**
- * Contrôle de la qualité des matériaux. \Rightarrow **Observée** \Rightarrow **0**
- * Contrôle de la qualité de l'exécution. \Rightarrow **Observée** \Rightarrow **0**

Sa valeur est déterminée par la formule : **Q = 1 + Σ P_q**

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

À partir du tableau 4.4 de RPA 99 version 2003 on trouve : **Q = 1.10**

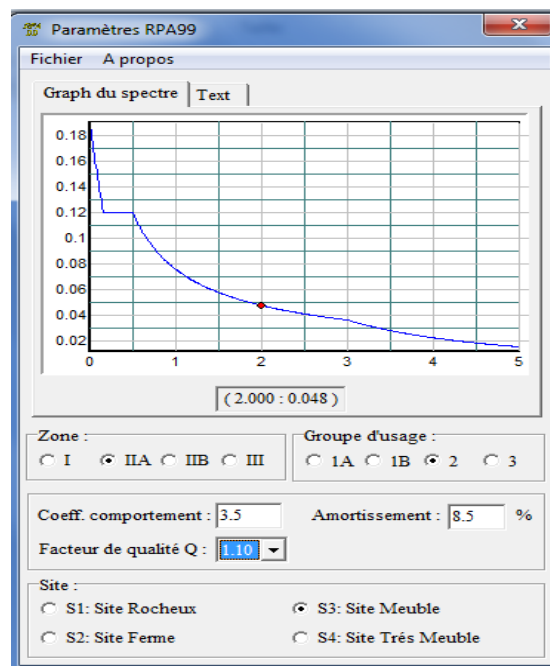


Figure IV.2 : Spectre de réponse de notre structure

• **Calcul de la période fondamentale :**

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.

La formule empirique (4-6 donnée par le RPA99/version2003) est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec:

h_N : hauteur mesurée en mètre a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) :

$h_N = 31,28 \text{ m}$

C_T : est un coefficient qui est fonction du système de contreventement et de type de remplissage ce paramètre est donné par le tableau 4.6 du RPA99/version2003

On a un contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé :

D'où : $C_T = 0.05$

Donc : $T = 0,05 \times (31,28)^{3/4} = 0,661 \text{ sec}$

→ $T = 0,661 \text{ sec}$

• **Le facteur d'amplification dynamique moyen :**

D : en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (**T**).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{2/3}(3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

On est dans le deuxième cas $0,50 \text{ s} < T = 0,661 \text{ s} < 3,0 \text{ s}$, $\eta = 0,82$

⇒ $D = 2,5 \times 0,82 \left(\frac{0,50}{0,661}\right)^{2/3} = 1,70$

IV.6.4. Nombre de modes à considérer :

❖ Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation de ces modes est au moins égale à **90%** ($\sum \alpha_i \geq 90\%$), ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure.

Le minimum de mode à retenir est de trois dans chaque direction considérée (Article 4.3.4 RPA99/2003).

❖ Le minimum de mode K à retenir doit être :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{Avec } N \text{ est le nombre de niveaux au-dessus du sol.}$$

$$\Rightarrow K \geq 3\sqrt{9} = 9 \text{ Modes.}$$

IV.6.5. Disposition des voiles :

Pour un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.

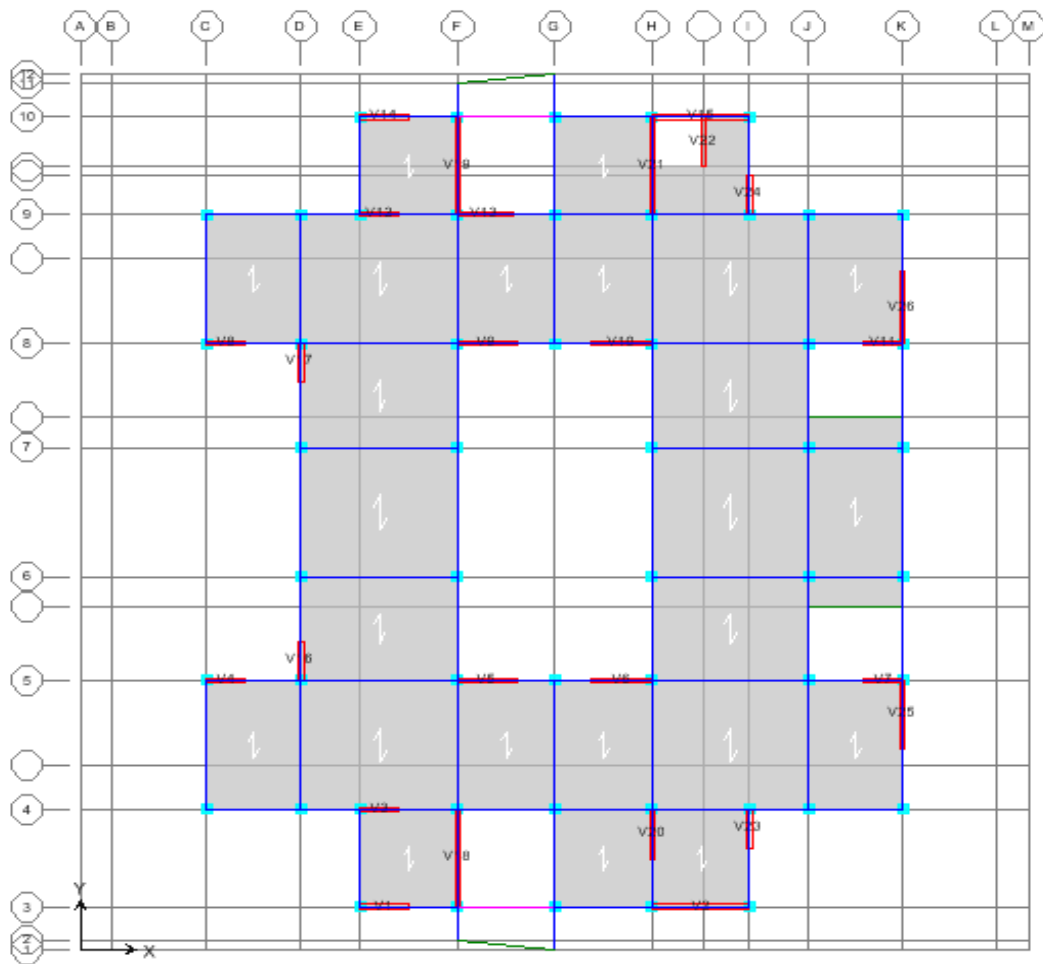


Figure IV.3 : La disposition finale des voiles au niveau de 5 ème étage

Tableau IV.1 : Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses

Mode	Période (sec)	UX(%)	UY(%)	SumUX	SumUY	RZ
1	0,701	0,161	65,073	0,161	65,073	0,030
2	0,625	65,997	0,132	66,159	65,205	0,887
3	0,590	0,898	0,007	67,057	65,212	64,439
4	0,198	14,854	1,276	81,911	66,487	0,223
5	0,187	1,304	18,405	83,215	84,892	0,389
6	0,172	0,196	0,274	83,411	85,166	17,848
7	0,127	3,643	0,001	87,053	85,167	0,511
8	0,090	0,008	7,166	87,061	92,333	1,108
9	0,087	5,300	0,230	92,360	92,562	1,512

D'après les résultats de tableau, on constate que :

T_{dyn} : la période obtenue par ETABS ($T_{dyn} = 0,701$ sec)

T : la période fondamentale calculée par les méthodes empiriques ($T_{RPA} = 0,661$ sec)

- La période fondamentale $T_{dyn} = 0,701$ sec,
- La période donnée par ETABS ne doit pas dépasser celle estimée à partir de formule empirique de plus de 30%, $T_{dyn} < 1.3T_{RPA}$
 $T_{dyn} = 0,701$ sec $< 1.3 (0,661) = 0,859$ sec \Rightarrow condition vérifiée.
- **Le premier mode** : C'est un mode de translation selon (y-y) avec un coefficient de participation modal égale à **65,073%**
- **le deuxième mode** : C'est un mode de translation selon (x-x) avec un coefficient de participation modal égale à **65,997 %**
- **Le troisième mode** : C'est un mode de torsion de période avec un coefficient de participation modal égale à **0,898 %** selon (x-x) et **0,007 %** selon le sens (y-y).

Le premier mode : translation suivant y-y avec $T = 0,701$ sec

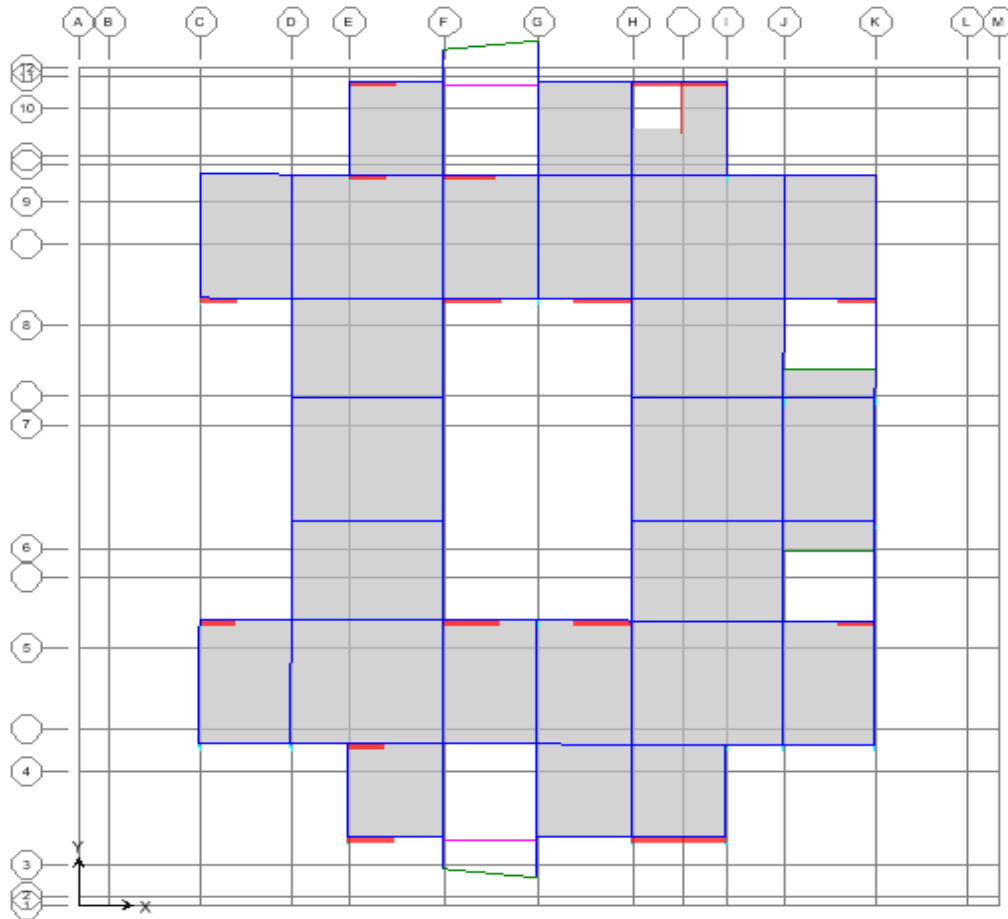


Figure IV.4 : Présentation de premier mode de vibration

Le deuxième mode : translation suivant x-x avec $T = 0,625$ sec

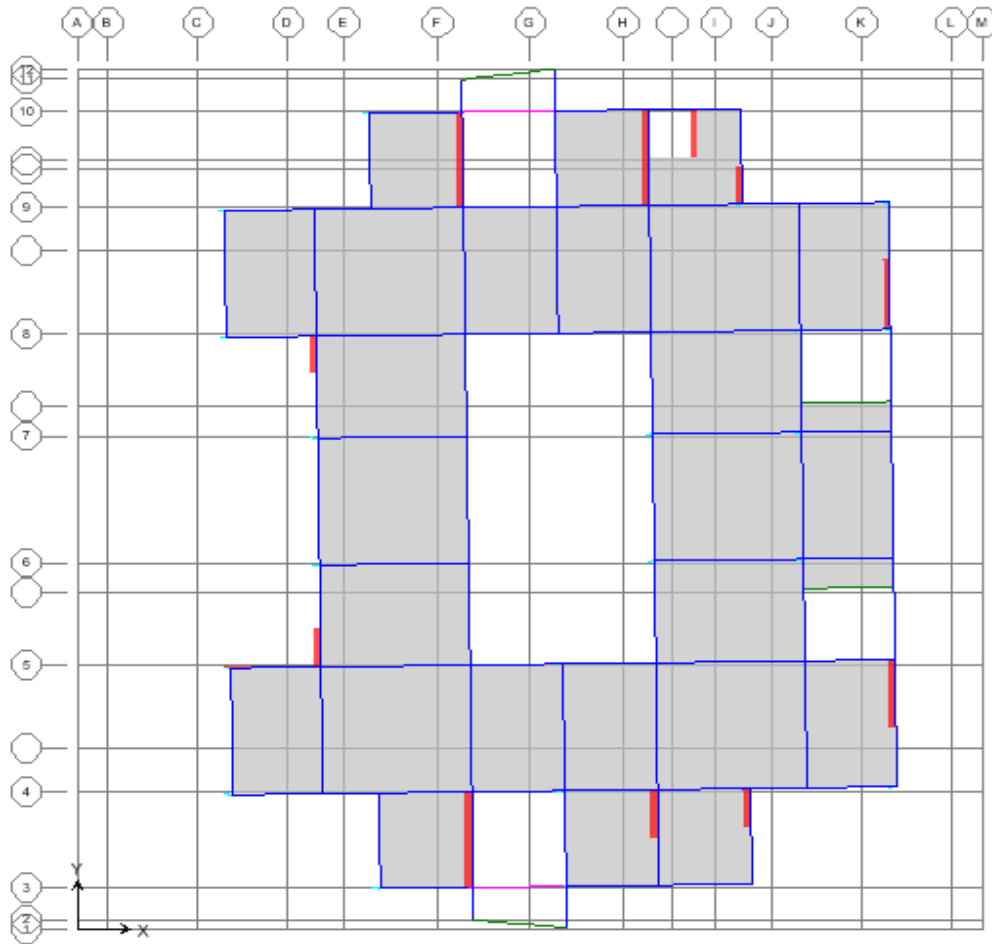


Figure VI.5 : Présentation de deuxième mode de vibration

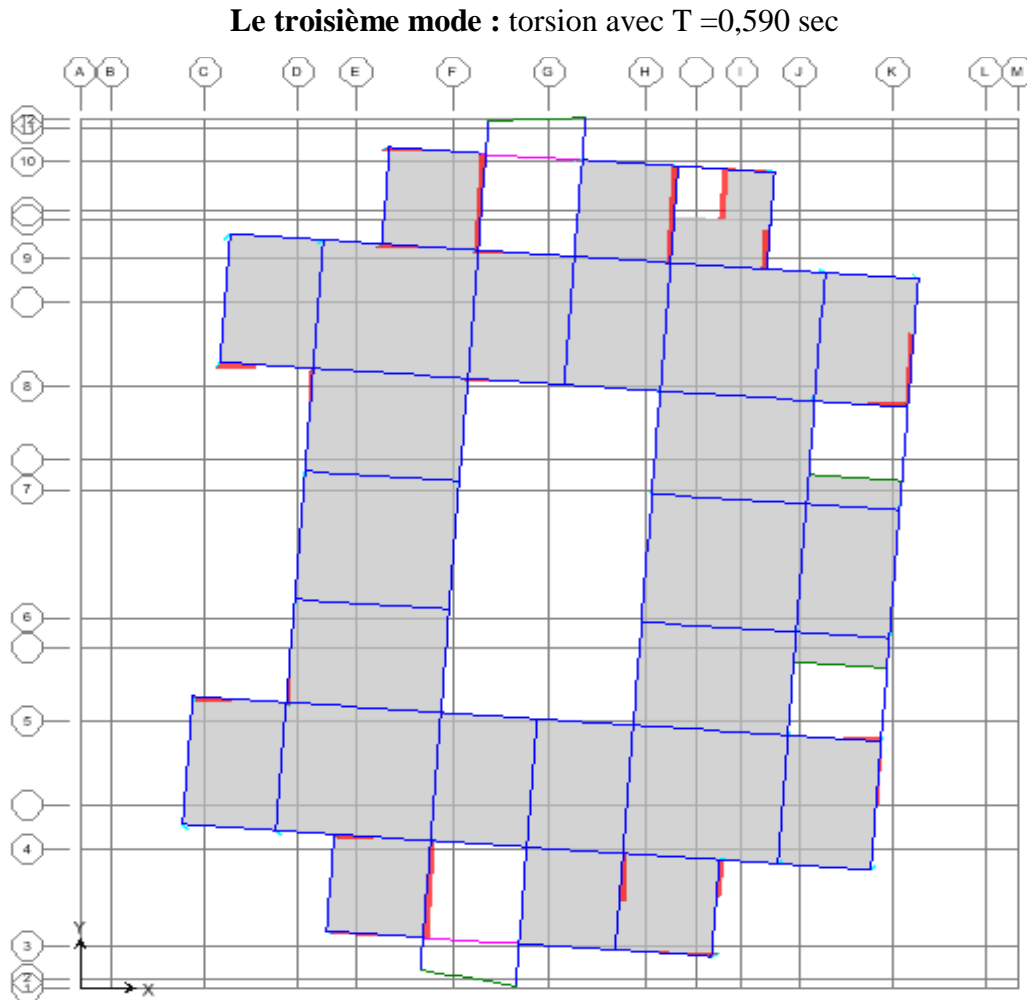


Figure IV.6 : Présentation de troisième mode de vibration

IV.6.6. Détermination de poids totale de la structure :

W : poids total de la structure,

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

- W_{Qi} : charges d'exploitation
- β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5.

Dans notre cas $\beta = 0,20$

Tableau IV.2 : Poids totale et coordonnées de centre de masse de structure

Story	Diaph	Masse (Ton)	Poids (kN)	XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)	ex (m)	ey (m)	
Story 9	D1	240,450	2358,812	18,807	25,678	19,954	24,281	1,147	1,397	
Story 8	D2	642,407	6302,013	21,773	20,004	20,203	20,583	1,570	0,579	
Story 7	D3	854,012	8377,859	20,184	19,060	20,068	20,418	0,116	1,358	
Story 6	D4	931,152	9134,600	19,173	19,201	19,923	20,332	0,750	1,131	
Story 5	D5	970,609	9521,675	18,894	19,129	19,779	20,280	0,885	1,151	
Story 4	D6	946,105	9281,288	18,587	19,134	19,661	20,227	1,074	1,093	
Story 3	D7	966,243	9478,847	18,618	19,104	19,636	20,145	1,018	1,041	
Story 2	D8	1089,350	10686,527	18,516	19,154	19,826	20,007	1,310	0,853	
Story 1	D9	1390,090	13636,787	18,540	18,970	20,353	19,839	1,813	0,869	
				$\sum w=78778,407$	$x_{cm_{moy}}=19,23$	$y_{cm_{moy}}=19,93$			$E_{x_{moy}}=1,076$	$E_{y_{moy}}=1,052$

NB : L'étabs donne les masses de chaque étage en tonne donc

On a : le poids = la masse * l'accélération de la pesanteur

D'où $w_i(KN) = w_i(ton) \times 9,81$

❖ **Evaluation des excentricités :**

La valeur de l'excentricité à prendre en compte est la plus grande entre l'excentricité théorique résultant des plans et l'excentricité accidentelle exigée par l'RPA.

- Excentricité théorique

$E_x = 1,076 \text{ m}$

$E_y = 1,052 \text{ m}$

- Excentricité accidentelle :

L'excentricité accidentelle est donnée par la formule suivante : $e_{acc} = 0.05L$

L : La plus grande dimension de bâtiment

Sens X : $e_{acc} = 0,05 l_x = 1,89 \text{ m}$

Sens Y : $e_{acc} = 0,05 l_y = 1,91 \text{ m}$

On prend **E=1,91 m**

IV.6.7. Détermination de l'effort sismique à la base de la structure par la méthode statique équivalente :

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

$$V = \frac{A.D.Q}{R}.W$$

Avec :

A = 0,15

D = 1,70

Q = 1,10

R = 3,50

W : poids total de la structure = 78778,407 KN

$$V_{statique,X} = V_{statique,Y} = \frac{0,15 \times 1,70 \times 1,10}{3,50} \times 78778,407 = 6313,53 \text{ KN}$$

IV.6.8. Détermination de l'effort sismique à la base de la structure par la méthode modale spectrale :

$$V_i = \frac{S_a}{g} \times \alpha_i \times W$$

Avec :

V_i : L'effort tranchant modal a la base.

α_i : Coefficient de participation massique.

W_i : Poids total de la structure.

a) Sens (x-x) :

Tableau IV.3. L'effort sismique modal à la base de structure Sens XX

Mode	Période	α_i %	Sa/g	$W_t(KN)$	$V_i(KN)$
1	0,701	0,1613	0,096	78778,4074	12,20
2	0,625	65,9973	0,1041	78778,4074	5412,33
3	0,590	0,8981	0,1083	78778,4074	76,62
4	0,198	14,8539	0,121	78778,4074	1415,90
5	0,187	1,3041	0,121	78778,4074	124,31
6	0,172	0,1957	0,121	78778,4074	18,65
7	0,127	3,6425	0,131	78778,4074	375,90
8	0,090	0,0079	0,148	78778,4074	0,92
9	0,087	5,2995	0,149	78778,4074	622,05

b) Sens (y-y) :

Tableau IV.4. L'effort sismique modal à la base de structure Sens YY

Mode	Période	$\alpha_i\%$	Sa/g	$W_t(KN)$	$V_i(KN)$
1	0,701	65,0732	0,096	78778,4074	4921,31
2	0,625	0,1316	0,1041	78778,4074	10,79
3	0,590	0,0068	0,1083	78778,4074	0,58
4	0,198	1,2755	0,121	78778,4074	121,58
5	0,187	18,4053	0,121	78778,4074	1754,43
6	0,172	0,2736	0,121	78778,4074	26,08
7	0,127	0,0009	0,131	78778,4074	0,09
8	0,090	7,1656	0,148	78778,4074	835,45
9	0,087	0,2295	0,149	78778,4074	26,94

❖ **Combinaisons des réponses modales:** (Article 4.3.5 ; RPA 99/2003)

1- Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T_i , T_j d'amortissement ξ_i , ξ_j sont considérées comme indépendantes si le rapport

$$r = \frac{T_i}{T_j} \quad \text{Avec } T_i \leq T_j$$

2- Dans le cas où toute les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2}$$

Avec :

E : effet de l'action sismique considéré

E_i : valeur modale de E selon la mode « i »

K : nombre de modes retenues.

3- Dans le cas ou deux réponses modales ne sont pas indépendant, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

$$\frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}} = \frac{10}{10 + \sqrt{0,085 \times 0,085}} = 0,9916$$

Tableau IV.5 : Vérification de l'indépendance des modes considérés

Mode	Période (sec)	r	$10/(10+\sqrt{\xi_i \xi_j})$
1	0,7011	0,8914	0,9916
2	0,6250	0,9434	0,9916
3	0,5896	0,3360	0,9916
4	0,1981	0,9443	0,9916
5	0,1871	0,9179	0,9916
6	0,1717	0,7390	0,9916
7	0,1269	0,7082	0,9916
8	0,0899	0,9693	0,9916
9	0,0871	0,0000	0,9916

Commentaire :

Toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, donc la

réponse totale est donnée par : $E = \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2}$

$E_{ix} = 5643,42 \text{ KN}$; $E_{iy} = 5292,60 \text{ KN}$

IV.6.9. Distribution de la résultante des forces sismique 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 :

$V = F_t + \sum F_i$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : $F_t = 0,07 TV$ où T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0,25 V$ et sera prise égale à 0 quand T est plus petit ou égale à 0,7 secondes.

Dans notre cas $F_T = 0$ car la période fondamentale de notre structure est :

$T = 0,661 \text{ sec} < 0,7 \text{ sec}$

La partie restante de V soit (V - F_t) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la

$$\text{formule : } F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Les efforts sismiques obtenus pour chaque niveau sont :

Sens (x-x) :

Tableau IV.6 : La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens XX

Story	H étage	Wi	Wi*hi	v dyn	Vix
Story9	31,28	2358,81	73783,63	5643,42	350,88
Story8	27,88	6302,01	175700,11	5643,42	835,54
Story7	24,48	8377,86	205089,98	5643,42	975,30
Story6	21,08	9134,60	192557,37	5643,42	915,71
Story5	17,68	9521,68	168343,22	5643,42	800,56
Story4	14,28	9281,29	132536,79	5643,42	630,28
Story3	10,88	9478,85	103129,85	5643,42	490,43
Story2	7,48	10686,53	79935,23	5643,42	380,13
Story1	4,08	13636,79	55638,09	5643,42	264,59
			Σ=1186714,27		

Sens (y-y)

Tableau IV.7 : La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens YY

Story	H étage	Wi	Wi*hi	v dyn	Viy
Story9	31,28	2358,81	73783,63	5292,60	329,07
Story8	27,88	6302,01	175700,11	5292,60	783,60
Story7	24,48	8377,86	205089,98	5292,60	914,68
Story6	21,08	9134,60	192557,37	5292,60	858,78
Story5	17,68	9521,68	168343,22	5292,60	750,79
Story4	14,28	9281,29	132536,79	5292,60	591,10
Story3	10,88	9478,85	103129,85	5292,60	459,95
Story2	7,48	10686,53	79935,23	5292,60	356,50
Story1	4,08	13636,79	55638,09	5292,60	248,14
			Σ=1186714,27		

IV.7. Divers vérification (Selon le règlement RPA99/2003) :

IV.7.1 Vérification de l'effort tranchant à la base :

$$E_{ix} = 5643,42 \text{ KN} ; E_{iy} = 5292,60 \text{ KN}$$

Tableau IV.8 : Vérification de l'effort tranchant à la base

	Sens XX	Sens YY
V_{stat} (KN)	6313,53	6313,53
V_{dyn} (KN)	5643,42	5292,60
80%V_{stat} (KN)	5050,82	5050,82

$$V_{dyn} \geq 0.8 V_{stat} \dots\dots\dots CV$$

IV.7.2. Vérification des déplacements inter étage :

Le RPA99/2003 exige de vérifier que les déplacements entre niveaux ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau " k " de la structure est calculé comme suit.

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek} \quad (\text{Article 4 .19 – RPA99/ 2003}).$$

δ_{ek} : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau " k " par rapport au niveau " k-1 " est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{Article 4 .20 RPA99/2003}).$$

Les résultats des déplacements inter-étage sont présentés dans le tableau suivant :

Sens (x-x) :

Tableau IV.9 : Vérification des déplacements inter étage sens XX

Niveau	$\delta_k (m)$	R	$\delta_k (m)$	$\delta_{k-1} (m)$	$\Delta_k (m)$	$\overline{\Delta_k} (m)$	Observation
9	0,0167	3,5	0,05845	0,0504	0,00805	0,034	OK
8	0,0144	3,5	0,0504	0,04375	0,00665	0,034	OK
7	0,0126	3,5	0,0441	0,03605	0,00805	0,034	OK
6	0,0103	3,5	0,03605	0,0287	0,00735	0,034	OK
5	0,0082	3,5	0,0287	0,02135	0,00735	0,034	OK
4	0,0061	3,5	0,02135	0,014	0,00735	0,034	OK
3	0,004	3,5	0,014	0,0077	0,0063	0,034	OK
2	0,0022	3,5	0,0077	0,0028	0,0049	0,034	OK
1	0,0008	3,5	0,0028	0	0,0028	0,0408	OK

Sens (y-y) :

Tableau IV.10 : Vérification des déplacements inter étage sens YY

Niveau	$\delta_e k(m)$	R	$\delta k(m)$	$\delta k - 1(m)$	$\Delta k(m)$	$\overline{\Delta}_K(m)$	Observation
9	0,0196	3,5	0,0686	0,0588	0,0098	0,034	OK
8	0,0168	3,5	0,0588	0,0497	0,0091	0,034	OK
7	0,0142	3,5	0,0497	0,04095	0,00875	0,034	OK
6	0,0117	3,5	0,04095	0,03185	0,0091	0,034	OK
5	0,0091	3,5	0,03185	0,0231	0,00875	0,034	OK
4	0,0066	3,5	0,0231	0,01505	0,00805	0,034	OK
3	0,0043	3,5	0,01505	0,00805	0,007	0,034	OK
2	0,0023	3,5	0,00805	0,0028	0,00525	0,034	OK
1	0,0008	3,5	0,0028	0	0,0028	0,0408	OK

IV.7.3. Vérification vis-à-vis de l'effet p- Δ :

L'effet P- Δ représente l'augmentation des déplacements horizontaux dû à l'application simultanée de charges verticales et d'une petite charge horizontale.

Le RPA99/2003 estime que les effets de seconde ordre peuvent être négligés si la

condition suivantes est vérifié: $\theta = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0,10$ (article 5.6.RPA99/2003).

- Si $0,10 < \theta_K < 0,20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par un facteur $\frac{1}{(1-\theta_k)}$

- Si $\theta_K > 0,20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation situés au-dessus du niveau K.

V_K : effort tranchant d'étage au niveau " K " .

Δ_K : déplacement relatif de niveau " K " par rapport au niveau " K-1 "

H_K : hauteur d'étage.

Tableau IV.11 : Vérification de l'effet p-Δ

niveau	P _K (kN)	H _k (m)	Sens (x-x)			Sens (y-y)		
			Δ _K	V _K (KN)	Θ	Δ _K	V _K (KN)	Θ
9	2358,81156	3,4	0,00805	350,88	0,02	0,0098	329,07	0,02
8	8660,82423	3,4	0,00665	1186,42	0,01	0,0091	1112,67	0,02
7	17038,6829	3,4	0,00805	2161,72	0,02	0,00875	2027,34	0,02
6	26173,2831	3,4	0,00735	3077,43	0,02	0,0091	2886,12	0,02
5	35694,9583	3,4	0,00735	3877,99	0,02	0,00875	3636,91	0,03
4	44976,2464	3,4	0,00735	4508,26	0,02	0,00805	4228,01	0,03
3	54455,0932	3,4	0,0063	4998,7	0,02	0,007	4687,96	0,02
2	65141,6206	3,4	0,0049	5378,83	0,02	0,00525	5044,46	0,02
1	78778,4074	4,08	0,0028	5643,42	0,01	0,0028	5292,6	0,01

Conclusion :

La condition $\theta < 0,10$ est vérifiée.

Donc : l'effet P-Δ peut être négligé pour le cas de notre structure.

IV.7.4. Vérification de la part des efforts verticaux repris par les voiles

Le système est constitué de voiles et de portique, avant l'étude sismique nous avons considéré que la structure est contreventée par des voiles porteurs, d'après l'RPA99/2003 pour que la structure soit contreventée par des voiles porteurs il faut que les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations verticales.

Tableau IV.12 : Vérification de la part des efforts verticaux repris par les

		% des efforts
l'effort repris par les poteaux (KN)	84242,03	66,73
l'effort repris par les voiles(KN)	42005,52	33,27
la réaction à la base (KN)	126247,55	100

On a vérifié la valeur de réaction à la base extraite de l'etabs =126247,52 KN

Conclusion :

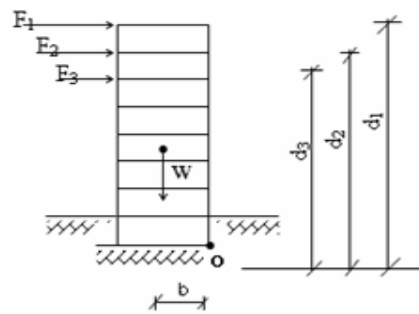
D'après les résultats on remarque que les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues au charges verticales, on considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles ce qui nous permet d'adopter le système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé selon le RPA 2003.

IV.7.5. Vérification vis-à-vis au renversement :

Cette condition se réfère à la stabilité de l'ensemble ou de l'ouvrage soumis à des effets de renversement et/ou de glissement, pour que la structure stable au renversement il faut que :

$$\frac{M_{stab}}{M_{renv}} \geq 1,5$$

$$M_{renv} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$



$$M_{stab} = M_{W/O} = W \times b$$

On a les coordonnées de centre de masse :

$$X_{cm}=19,23 \text{ m}$$

$$Y_{cm}=19,94 \text{ m}$$

Suivant x-x : $b = \text{largeur de batiment} - x_{cm} = 37,73 - 19,23 = 18,5 \text{ m}$

Suivant y-y : $b = \text{longueur de batiment} - y_{cm} = 38,16 - 19,94 = 18,22 \text{ m}$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.13 : Vérification vis-à-vis au renversement

Story	H étage	Vix	Viy	M_{renvx}	M_{renvy}
Story9	31,28	350,88	329,07	10975,46	10293,18
Story8	27,88	835,54	783,60	23294,89	21846,78
Story7	24,48	975,30	914,68	23875,46	22391,26
Story6	21,08	915,71	858,78	19303,08	18103,12
Story5	17,68	800,56	750,79	14153,82	13273,96
Story4	14,28	630,28	591,10	9000,37	8440,87
Story3	10,88	490,43	459,95	5335,92	5004,21
Story2	7,48	380,13	356,50	2843,39	2666,63
Story1	4,08	264,59	248,14	1079,51	1012,41
			M_{renv}	109861,91	103032,41
			M_{stab}	1129469,86	1112375,19
			Fs	10,28	10,80

Conclusion :

L'ouvrage est donc stable au renversement $F_s > 1,5$.

Chapitre V

Etude des éléments principaux

V.1. Introduction:

Après avoir calculé les sollicitations, nous nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments porteurs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé (CBA 93, BAEL et RPA 99/ Ver2003).

Les règles CBA 93 « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé » ont pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuels devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'appliquent plus spécialement aux bâtiments courants.

Les règles RPA 99/Ver2003 « Règles Parasismiques Algériennes » ont pour but de fixer les normes de conception et de calcul des structures en béton armé en zone sismique.

Les objectifs ainsi visés sont d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis de l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

- Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant en deux sens et seront donc calculés en flexion composée.
- Les poutres sont soumises aux moments fléchissant, et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.
- Les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchant et moments fléchissant qui est maximum dans la section d'encastrement. Ce qui implique que les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement.

V.2. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée. Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et cela dans les situations suivantes :

➤ **Situation durable :**

-Béton :

$$\gamma_b = 1.5 \qquad f_{c28} = 25MPa \qquad f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 14,2 MPa$$

θ = Est en fonction de durée T d'application de combinaison d'action :

$$\begin{cases} \theta = 1: T > 24h \\ \theta = 0.9: 1h \leq T \leq 24h \\ \theta = 0.85: T < 1h \end{cases}$$

-Acier :

$$\gamma_s = 1.15 \quad f_e = 400Mpa \quad \sigma_s = 348Mpa$$

➤ **Situation accidentelle :**

-Béton :

$$\gamma_b = 1.15 \quad f_{c28} = 25MPa \quad f_{bu} = 18.48MPa$$

-Acier :

$$\gamma_s = 1 \quad f_e = 400Mpa \quad \sigma_s = 400MPa$$

V.2.1. Combinaison des charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

➤ **Selon BAEL 91** (situation durable)

ELU 1,35G + 1,5Q

ELS G + Q

➤ **Selon RPA 99** (situation accidentelle)

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes

$$N_{\max} \quad ; \quad M_{\text{correspondant}}$$

$$N_{\min} \quad ; \quad M_{\text{correspondant}}$$

$$M_{\max} \quad ; \quad N_{\text{correspondant}}$$

V.2.2. Recommandations du RPA 99/version2003 :

➤ **Armatures longitudinales :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimal des armatures longitudinales sera de **0.8% de la section** (zone IIa).
- Ferrailage maximum sera de :

3% de la section en zone courante.

6% de la section en zone de recouvrement.

- La longueur minimale de recouvrement est de **40Φ** (zone IIa).
- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser **25cm** (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- $h' = \max(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm)$
- Le diamètre minimum est de 12 mm

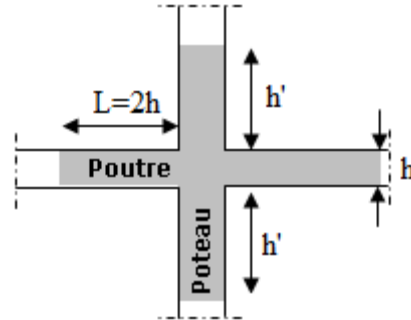


Figure V.1 : Zone nodale des poteaux

➤ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e} \quad \left\{ \begin{array}{l} V_u : \text{efforts tranchant de calcul.} \\ h : \text{hauteur totale de la section brute.} \\ \rho_a : \text{Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_a = 2,5 \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g < 5 \end{array} \right. \rightarrow \lambda_g (\text{L'élanement géométrique du poteau}) = \left[\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right]$$

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi$ en zone Iia
- Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi, 15cm)$ en zone IIa

• **La quantité d'armatures transversales minimales :**

$$\frac{A_t}{b \cdot t} \geq \left\{ \begin{array}{l} 0,30\% \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,80\% \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{int erpolation} \dots\dots\dots \text{si } 3 < \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

V.2.3. Notion de base du Calcul des armatures :

➤ **Armatures longitudinales :**

La première étape à faire c'est de voir est ce que notre section travaille à la compression centré ou à la flexion composée :

Pour que la section travail à la compression centré il faut que :

$$e_0 = \frac{M}{N} < \frac{b}{12}$$

Si la condition précédente est vérifiée on fait le ferrailage de poteau à la compression centré.

donc
$$A_s \geq \left[\frac{N}{\alpha} - \beta_r \frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Telle que :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{h}; \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

$$\beta_r = (h - 2)(b - 2)$$

Avec :

$$A_{min} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 4 \times \text{périmètre} \\ \frac{0.2B}{100} \end{array} \right\}$$

$$A_{max} = \frac{5B}{100}$$

Si non la section travail à la flexion composée :

$$\frac{l_f}{h} \leq \text{Max} \left\{ \frac{20e_0}{h}; 15 \text{ cm} \right\}$$

Et le ferrailage se fait avec :

N : effort normal de la section.

$M = Ne_T$ moment corrigés de la section.

Avec :

$$e_T = e_0 + e_a + e_2$$

e_T : Excentricité totale de la section.

e_0 : Excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution)

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{l}{250} \right\}$$

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre.

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10000h} (2 + \alpha\phi)$$

Avec :

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5M_{ser}} \right)$$

Généralement ϕ égale à 2.

On a trois cas :

- La section est entièrement tendue lorsque l'effort normal est un effort de traction et le centre de pression est entre les armatures.
 - La section d'armature se calcul comme suite :

$$A_1 = \text{Max} \left\{ \frac{N_u e_{a2}}{(d - C_1) \sigma_{se}}; \frac{N e_{a2}}{(d - C_1) \sigma_{se}}; \frac{B f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_2 = \text{Max} \left\{ \frac{N_u e_{a1}}{(d - C_1) \sigma_{se}}; \frac{N e_{a1}}{(d - C_1) \sigma_{se}}; \frac{B f_{t28}}{f_e} \right\}$$

- La condition de non fragilité :

$$A_{CNF} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

- La section est entièrement comprimée lorsque l'effort normal est un effort de compression et le centre de pression est entre les armatures.

Et
$$N(d - C') - M_1 > \left(0.337 - \frac{0.81 C'}{h} \right) b h^2 \bar{\sigma}_b$$

Dans ce cas on doit vérifier la condition suivante :

$$N(d - C') - M_1 < (0.5h - C') b h \sigma_b$$

- Si la condition précédant est vérifiée donc :

$$A_2 = 0$$

Et
$$A_1 = \frac{N - \psi b h \bar{\sigma}_b}{\sigma_{1s}}$$

Avec:
$$\psi = \frac{0.357 + \frac{N(d - C') - M_1}{b h^2 \bar{\sigma}_b}}{0.857 - \frac{C_1}{h}}$$

$\sigma_{1s} = f(\xi_{1s})$ à partir de diagramme de déformation de l'acier

Telle que :

$$\xi_{1s} = \left[2 + \left(3.437 - 8.019 \frac{C_1}{h} \right) \sqrt{1 - \psi} \right] 10^{-3}$$

- Si non :

$$A_1 = \frac{M_1 - (d - 0.5h) \bar{\sigma}_{bc} b h}{\sigma_2 (d - C_1)}$$

$$A_2 = \frac{N - \bar{\sigma}_{bc} b h}{\sigma_2} - A_1$$

➤ La section d'armature minimale :

$$A_{min} \geq 4 \times \text{le périmètre de la section en mètre}$$

• La section est partiellement comprimée/tendue à l'ELU lorsque :

- Le centre de pression est à l'extérieure de segment formée par les armatures et l'effort normal est un effort de compression/traction.
- Le centre de pression se trouve entre les armatures et l'effort normal est un effort de compression et la condition suivante est vérifiée :

$$N(d - C') - M_1 \leq \left(0.337 - \frac{0.81C'}{h}\right) bh^2 \bar{\sigma}_b$$

➤ Dans ce cas le calcul se fait à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif (M_1) qui égale à :

$$M_1 = M_u \pm N_u \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$\text{Et : } \mu = \frac{M_1}{bd^2 f_{bc}}$$

On constate trois cas :

a) Si $\mu < \mu_l$ donc la section sera armée par des armatures tendues :

$$A_s = \beta_u bd \frac{f_{bc}}{\sigma_{su}}$$

➤ En flexion composée les armatures réelles sont :

$$A_1 = 0$$

$$A_2 = A_s \pm \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

b) Si $\mu_l < \mu < 0.667$ donc la section sera armée par des armatures comprimées et des armatures tendues :

$$A_s = \beta_u bd \frac{f_{bc}}{\sigma_{su}}$$

$$A'_s = \beta'_u bd \frac{f_{bc}}{\sigma_{su}}$$

➤ En flexion composée les armatures réelles sont :

$$A_1 = A'_s$$

$$A_2 = A_s \pm \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

c) Si $\mu > 0.667$ donc on redimensionne la section.

➤ La condition de non fragilité :

$$A_{CNF} \geq \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e}$$

V.2.4. Exemple de calcul :

Tableau V.1 : Exemple de calcul (ferraillage de poteau 60X60)

Section	M [KN.m]	N [KN]	d [cm]	C [cm]
60X60	55	3003.99	54	3

• Vérification de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{55 \times 10^2}{3003.99} = 1.81 \text{ cm} < \frac{b}{12} = \frac{60}{12} = 5 \text{ cm}$$

La condition est vérifiée donc on fait le ferraillage de poteau à la compression centré

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{h} = \frac{0.7 \times 408 \times \sqrt{12}}{60} = 16.49$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{16.49}{35}\right)^2} = 0.78$$

$$\beta_r = (h - 2)(b - 2) = (60 - 2)^2 = 3364 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq \left[\frac{3003.99}{0.78} - 3364 \frac{25}{0.9 \times 1.15} \right] \frac{1}{400} = -193.51 \text{ cm}^2 < 0$$

Donc on prend pour la section d'armature la section minimale imposée par le BAEL :

$$A_{min} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 4 \times \text{périmètre} = 9.6 \text{ cm}^2 \\ \frac{0.2B}{100} = 7.2 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} = 9.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = \frac{5B}{100} = 180 \text{ cm}^2$$

• Section minimale selon l'RPA :

$$A_{min} = 0.8\%B = 28.80 \text{ cm}$$

• Section maximal selon l'RPA :

$$A_{max} = 3\%B = 108 \text{ cm}^2 \text{ en zone courante}$$

$$A_{max} = 6\%B = 216 \text{ cm}^2 \text{ en zone de recouvrement}$$

V.2.5. Calcul des armatures longitudinales :

Les résultats de calcul de ferrailage des autres poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.2 : Ferrailage des poteaux

	Poteau	Combinaison	N[KN]	M[KN.m]	Nature	A _s [cm ²]	A _s '[cm ²]
Zone 01	Poteau carré 60X60	GQEY MIN	3003.99	55	EC	00.00	00.00
		08GEYMAX	-1584.83	53.94	ET	22.31	17.31
		GQEY MIN	905.11	199.74	EC	00.00	00.00
	Poteau circulaire 70∅	ELU	2809.35	38.78	EC	00.00	
		08GEXMAX	-1714.81	77.03	PT	49.28	
		08GEXMAX	156.19	117.64	EC	5.75	
Zone 02	50X50	ELU	2149.27	80.46	EC	00.00	00.00
		08GEYMAX	-684.23	23.27	ET	9.88	7.23
		GQEX MAX	536.07	192.99	EC	4.50	00.00
Zone03	40X40	ELU	1195.67	71.87	EC	00.00	00.00
		08GEYMAX	-122.12	10.18	ET	2.28	0.78
		GQEX MAX	434.81	121.45	EC	3.78	00.00
Zone04	30X30	ELU	857.98	51.73	EC	00.00	2.07
		08GEYMAX	-46.18	4.67	ET	1.06	0.09
		ELU	572.68	75.87	EC	4.20	2.83

Tableau V.3 : Armatures maximales et minimales pour chaque zone

		BAEL 91		RPA99/V2003		
Zones	Section [cm ²]	A _{min} [cm ²]	A _{max} [cm ²]	A _{min} [cm ²]	A _{max} (cm ²) Zone courante	A _{max} (cm ²) zone de recouvrement
Zone 1	60X60	9.20	180	28.20	108	216
Zone 2	50X50	13.13	125	20	75	150
Zone 3	40X40	6.40	80	18.20	48	96
Zone 4	30X30	4.80	45	7.20	27	54
Poteaux circulaire	70∅	20.19	192.33	30.77	115.40	230.8

Tableau V.4 : Choix de ferrailage longitudinal pour les poteaux

poteaux	A _{calcul} [cm ²]	Choi des barres Par un seul coté	A _{adopté} [cm ²]	A _{minBAEL} [cm ²]	A _{min(RPA)} [cm ²]	Observation
60X60	22.31	6HA20+2HA16	66.32	9.20	28.20	A _{adopté} > A _{min}
70Ø	49.28	16HA20 Pour toute la section	50.27	20.19	30.77	A _{adopté} > A _{min}
50X50	9.88	2HA20+2HA16	28.65	13.30	20	A _{adopté} > A _{min}
40X40	3.78	2HA20+2HA16	28.65	6.40	18.20	A _{adopté} > A _{min}
30X30	4.20	3HA14	12.32	4.80	7.20	A _{adopté} > A _{min}

V.2.6. Calcul des armatures transversales :

- Le rôle des armatures transversales consiste à :
 - Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
 - Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
 - Maintenir les armatures longitudinales.

Zone1 :(RDC et 1^{ere} étage)

Ces calculs pour les poteaux de RDC

➤ **Zone courante:**

✓ **Poteau carré :**

$$t' \leq 15\phi = 15 \times 1.6 = 24 \text{ en prendre } t' = 12\text{cm}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7 \times 4.08}{0.60} = 4.76 < 5 \text{ donc } \rho_a = 3.75$$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \times t' = \frac{3.75 \times 116.94 \times 1000 \times 12}{60 \times 40000} = 2.19\text{cm}^2$$

✓ **Poteau circulaire :**

$$t' \leq 15\phi = 15 \times 2 = 30 \text{ en prendre } t' = 12\text{cm}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7 \times 4.08}{0.70} = 4.08 < 5 \text{ donc } \rho_a = 3.75$$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \times t' = \frac{3.75 \times 59.03 \times 1000 \times 12}{70 \times 40000} = 0.95 \text{ cm}^2$$

On opte pour les deux poteaux : $4\phi 10 = 3.14 \text{ cm}^2$

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t.b_1}$ en % est donnée

comme suit :

- $3 < \lambda_g = 4.76 < 5$: interpoler entre les valeurs limites.

$$\lambda_g = 4.76 \text{ d'après interpolation on a trouvée } \Rightarrow \frac{A_t}{t.b_1} \geq 0.36\% = \frac{3.14}{12 \times 60} = 0.43\% \Rightarrow \text{Vérfiée.}$$

- $3 < \lambda_g = 4.08 < 5$: interpoler entre les valeurs limites.

$$\lambda_g = 4.08 \Rightarrow \frac{A_t}{t.b_1} \geq 0.53\% = \frac{3.14}{12 \times 70} = 0.37\% \Rightarrow \text{Non Vérifiée.}$$

On prend pour les Poteaux circulaire $A_t = 6\phi 10 = 4.71 \text{ cm}^2$

$$\frac{A_t}{t.b_1} = \frac{4.71}{12 \times 70} = 0.56\% \Rightarrow (\text{RPA99/V2003}). \Rightarrow \text{Vérfiée.}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochés à 135° ayant une longueur de $10\phi_t = 10c$

➤ **Zone nodale:**

✓ **Poteau carré :**

$$t \leq \min(10\phi, 15\text{cm}) = \min(10 \times 1.6, 15\text{cm}) \Rightarrow t \leq \min(16, 15) = 10\text{cm}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7 \times 4.08}{0.60} = 4.76 < 5 \text{ donc } \rho_a = 3.75$$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \times t = \frac{3.75 \times 116.94 \times 1000 \times 10}{60 \times 40000} = 1.83 \text{ cm}^2$$

✓ **Poteau circulaire :**

$$t \leq \min(10\phi, 15\text{cm}) = \min(10 \times 2, 15\text{cm}) \Rightarrow t \leq \min(20, 15) = 10\text{cm}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7 \times 4.08}{0.70} = 4.08 < 5 \text{ donc } \rho_a = 3.75$$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \times t = \frac{3.75 \times 59.03 \times 1000 \times 10}{70 \times 40000} = 0.79 \text{ cm}^2$$

En opte pour les deux poteaux : $4\phi 10 = 3.14 \text{ cm}^2$

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t.b_1}$ en % est donnée

comme suit :

- $3 < \lambda_g = 4.76 < 5$: interpoler entre les valeurs limites.

$$\lambda_g = 4.76 \Rightarrow \frac{A_t}{t.b_1} \geq 0.36\% = \frac{3.14}{10 \times 60} = 0.52\% \Rightarrow (\text{RPA99/V2003}). \Rightarrow \text{Vérfiée.}$$

- $3 < \lambda_g = 4.08 < 5$: interpoler entre les valeurs limites.

$$\lambda_g = 4.08 \Rightarrow \frac{A_t}{t.b_1} \geq 0.53 = \frac{3.14}{10 \times 70} = 0.49 \% \Rightarrow \text{Non Vérifiée.}$$

On prend pour les poteaux circulaire $A_t = 6\phi 10 = 4.71 \text{ cm}^2$

$$\frac{A_t}{t.b_1} = \frac{4.71}{10 \times 70} = 0.67\% \Rightarrow (\text{RPA99/V2003}). \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochés à 135° ayant une longueur de $10\phi_t = 10 \text{ cm}$.

Exemple sur la méthode d'interpolation :

$$\text{les donnees } \begin{cases} x_1 \rightarrow y_1 \\ x \rightarrow y \\ x_2 \rightarrow y_2 \end{cases}$$

Equation d'interpolation :

$$x = x_1 + \left[(x_2 - x_1) \times \left(\frac{y - y_1}{y_2 - y_1} \right) \right]$$

$$\text{les donnees } \begin{cases} x_1 = 3 \rightarrow y_1 = 0.8\% \\ x = \lambda_g = 4.76 \rightarrow y = ? \\ x_2 = 5 \rightarrow y_2 = 0.3\% \end{cases}$$

$$y = 0.8\% + \left[(0.3\% - 0.8\%) \times \left(\frac{4.76 - 3}{5 - 3} \right) \right] = 0.36$$

Tableau V.5 : Armatures transversales des poteaux

Section [cm ²]	V _U [KN]	λ _g	ρ _a	La zone	S _t [cm]	A _t [cm ²]	choix	A _{adopté} [cm ²]	A _t /b.t%	verification
60X60	116.94	4.76	3.75	Nodale	10	1.83	4Ø10	3.14	0.52	> 0.36 CV
				courante	12	2.19	4Ø10	3.14	0.43	> 0.36 CV
70Ø	59.03	4.08	3.75	Nodale	10	0.79	6Ø10	4.71	0.67	> 0.53 CV
				courante	12	0.95	6Ø10	4.71	0.56	> 0.53 CV
50X50	119.13	4.76	3.75	Nodale	10	2.23	4Ø10	3.14	0.63	> 0.36 CV
				courante	12	2.26	4Ø10	3.14	0.52	> 0.36 CV
40X40	85.33	5.95	2.50	Nodale	10	1.33	4Ø8	2.01	0.50	> 0.30 CV
				courante	12	1.59	4Ø8	2.01	0.42	> 0.30 CV
30X30	62.67	7.93	2.50	Nodale	10	1.30	4Ø8	2.01	0.67	> 0.30 CV
				courante	12	1.56	4Ø8	2.01	0.57	> 0.30 CV

V.2.7. Vérifications diverses :

➤ **Vérification à l'ELU :**

1) Vérification de la contrainte de cisaillement :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau} = \rho_d \cdot f_{ct28}$$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \dots \dots \dots \text{dans le cas contraire} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Tableau V.6 : Vérification des poteaux aux contraintes de cisaillement

Zone	Section	Effort V_u [KN]	ρ_u	τ_u [Mpa]	$\bar{\tau}_u$ [Mpa]	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
Zone01	60X60	116.94	0.075	0.36	1.88	CV
	70Ø	59.03	0.075	0.13	1.88	CV
Zone02	50X50	119.13	0.075	0.53	1.88	CV
Zone03	40X40	85.33	0.040	0.59	1.00	CV
Zone04	30X30	62.27	0.040	0.76	1.00	CV

2) Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} < \bar{\tau}_{su}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_{su} = \bar{\Psi}_s f_{ct28}$$

Tableau V.7 : Vérification des poteaux à la contrainte d'adhérence

Zone	Section	$V_U [KN]$	$\sum U_i [mim]$	$\tau_{su} (MPa)$	$\bar{\tau}_{su} (MPa)$	Observation
Zone01	60X60	116.94	477.28	0.51	3.15	CV
	70Ø	59.03	1004.8	0.11	3.15	CV
Zone02	50X50	119.13	226.08	1.30	3.15	CV
Zone03	40X40	85.33	226.08	1.16	3.15	CV
Zone04	30X30	62.2	131.88	1.94	3.15	CV

➤ **Vérification des contraintes à L'ELS :**

○ **Vérification d'une section entièrement comprimée :**

Le calcul s'effectue comme suit :

- On calcule l'aire de la section homogène totale :

$$S = b \cdot h + (A_s + A'_s)$$

- La position du centre de gravité résistant qui est située à une distance X_G au-dessus du centre de gravité géométrique.

$$X_G = 15 \frac{A'_s \left(\frac{h}{2} - d'\right) - A_s \left(d - \frac{h}{2}\right)}{b \cdot h + 15 \cdot (A_s + A'_s)}$$

- L'inertie de la section homogène :

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

- Calcul des contraintes :

Les contraintes dans le béton valent σ_{sup} sur la fibre supérieure et σ_{inf} sur la fibre inférieure

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e_{ser} - X_G) \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e_{ser} - X_G) \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28}$$

○ **Vérification d'une section partiellement comprimée :**

On doit vérifier que $\sigma_{bc} = \frac{y \times N_{ser}}{I} y_{ser} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 F_{c28}$

Le calcul est relativement complexe et s'effectue comme suit :

$$c = \frac{h}{2} - e_{ser} \quad \Leftrightarrow \quad e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$$

$$p = -3c^3 - 90A'_s \frac{c-d'}{b} + 90A_s \frac{d-c}{b}$$

$$q = -2c^3 - 90A'_s \frac{(c-d')^2}{b} - 90A_s \frac{(c-d)^2}{b}$$

On résout l'équation du troisième degré : $y^3 + py + q = 0$

En l'absence de machine programmable pour effectuer cette résolution, on procède comme suit :

$$\text{En calcul } \Delta = q^2 + \frac{4P^3}{27}$$

$$\Delta \geq 0 \Rightarrow t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q) \Rightarrow u = \sqrt[3]{t} \Rightarrow y = u - \frac{p}{3u}$$

$$\Delta < 0 \Rightarrow \varphi = \text{Arccos}\left(\frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}}\right) \Rightarrow u = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$$

$$y_1 = \text{acos}\left(\frac{\varphi}{3}\right)$$

$$y_2 = \text{acos}\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right)$$

$$y_3 = \text{acos}\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right)$$

NB : φ en degré

Puis : $y_{ser} = y + c$ représente la distance de l'axe neutre à la fibre supérieure de la section.

Si le calcul de y s'est effectué dans le cas de $\Delta < 0$, On choisit parmi les trois solutions y_1, y_2 et y_3 celle qui donne : $0 \leq y_{ser} \leq d$.

- Calcul de la section homogène réduite :

$$I = \frac{by_{ser}^3}{12} + 15(A_S(d - y_{ser})^2 + A'_S(y_{ser} - d')^2)$$

En a trouvé $c = 20 - 7.18 = 12.82$, $\Delta > 0 \Rightarrow t = 61385.18 \Rightarrow u = 39.44 \Rightarrow y = 4.97 \text{ cm}$

$$y_{ser} = 4.97 + 12.82 = 17.79 \text{ cm}$$

Les résultats des vérifications des contraintes sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau V.8 : Vérification de contrainte de béton dans les poteaux

Section	I [cm ⁴]	S [cm ²]	X _G [cm]	M _{ser} [KN.m]	N _{ser} [KN]	e _{ser} [cm]	Y _{ser} [cm]	σ_{bc} [Mpa]	σ_{inf} [Mpa]	σ_{sup} [Mpa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [Mpa]	Obs
60X60	1189394.4	3645.74	0.48	93.04	1775.08	5.24			2.71	6.96	15	CV
70Ø	12296278.7	3896.77	4.58	44.54	2046.02	2.10			4.91	5.69	15	CV
50X50	678754.35	2520.6	0.27	95.09	1565.57	6.07			2.83	9.52	15	CV
40X40	118732.35			62.15	865.21	7.18	17.79	6.44			15	CV
30X30	92968.61	909.24	0.20	64.67	625.87	1.03			6.06	7.70	15	CV

NB : Les fissurations étant peu nuisible, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).

D'où le ferrailage choisit satisfait tous les vérifications, voici le schéma de ferrailage dans la figure suivante :

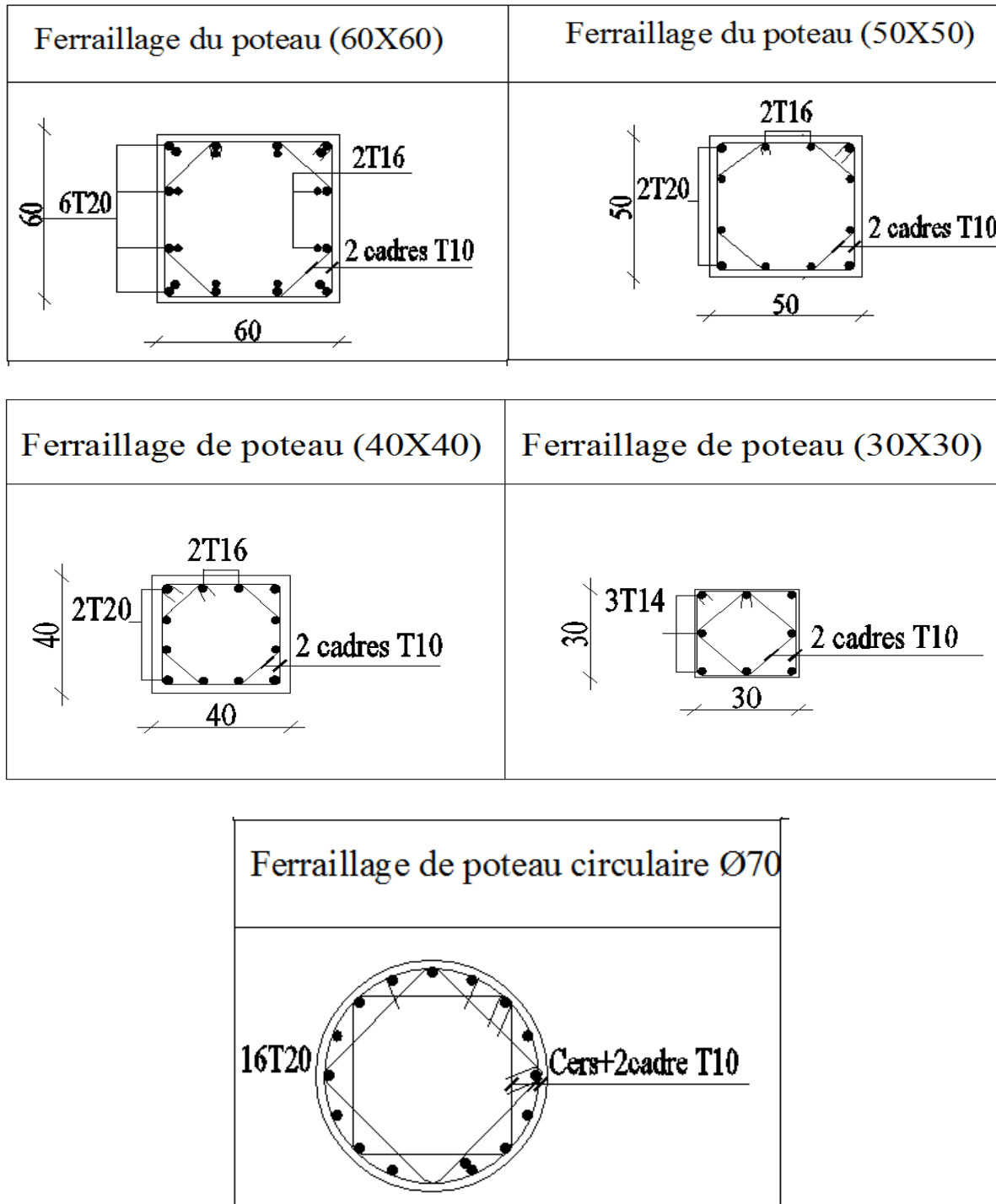


Figure V.2 : Schéma de ferrailage des poteaux

V.3. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts du plancher vers les poteaux. Elles sont sollicitées par un moment fléchissant et un effort tranchant. Leur ferrailage donc sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime (ELU), puis vérifiées à l'état limite de service (ELS), suivant les recommandations du RPA 99/version 2003.

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par l'ETABS 9.7, qui résultent des combinaisons les plus défavorables, présenté par le RPA et le BAEL 91 :

Selon BAEL 91		Selon RPA 99
ELU	1,35 G + 1,5 Q	G + Q ± E
ELS	G + Q	0,8 G ± E

V.3.1. Méthode de calcul :

- ✓ On calcule le moment réduit $\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$
- ✓ On compare μ et μ_{lim}
 - Si $\mu \leq \mu_{lim} = 0.391 \rightarrow A'_s = 0 ; A_s = \frac{\beta_u b d f_{bu}}{f_{su}}$ avec β_u donnée par le tableau 09-I (BAEL p122).
 - Si $\mu_{lim} < \mu \leq 0.667 \rightarrow A'_s = \frac{\beta'_u b d f_{bu}}{f_{su}} ; A_s = \frac{\beta_u b d f_{bu}}{f_{su}}$ avec β_u et β'_u données par le tableau 09-II (BAEL p123).
 - Si $\mu > \mu_{lim} \rightarrow$ on redimensionne la section.

V.3.2. Recommandation du RPA 99(V2003) :

a) Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- Le pourcentage totale maximum des aciers longitudinaux est de :
 - _ 4% de la section en Zone courante.
 - _ 6% de la section en Zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de :
 - _ 40φ: En zone I et IIa.
 - _ 50φ: En zone IIb et III.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appuis.

b) Armatures transversales :

- La quantité des armatures transversales minimales est de : $A_t \geq 0,003.S.b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires : minimum de $(h/4, 12\phi)$;
 - En dehors de la zone nodale : $s \leq h/2$.

La valeur du diamètre ϕ_1 des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.3.3. Recommandation du BAEL 91 :

a) Armatures longitudinales :

- ✓ Les armatures minimales longitudinales sont données par la condition de non fragilité suivante :

$$A_{t\min} = 0,23.b.d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- ✓ L'espacement S_t doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}). \text{ L'espacement max (Article.4.2.5)} \\ S_t \leq \frac{A_t.f_e}{0,4.b} \\ S_t \leq \frac{0,9.A_t.f_e}{b.\gamma_s(\tau_u - 0,3.f_{ij})} \end{array} \right.$$

b) Armatures transversales :

- ✓ $\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_{t28}^*}{0,9 \times \sigma_s}$

$$f_{t28}^* = \min(f_{t28}, 3.3\text{MPa})$$

b : largeur de la poutre

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales

- ✓ Espacement : $S_t = \text{Min}\{0.9d; 40\text{cm}\}$.
- ✓ Espacement maximale : $S_t \leq \frac{A_t f_e}{0,4b_0}$

V.3.4. Exemple de calcul :

Les poutres travaillent à la flexion simple sous le moment fléchissant. Les moments maximaux, en travées et en appuis sont obtenus par le logiciel de calcul ETABS.

Poutre principale	$M_{u \max}$ appuis(KN.m)	$M_{u \max}$ travée(KN.m)
Section (30x50)	250,50	198,16

a) Armatures longitudinales :

En travée :

$$M_{u \max} = 198,16 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{198,16 \times 10^6}{300 \times 450^2 \times 14,2} = 0,23$$

$\mu < \mu_l = 0.391 \implies A_s' = 0$ pas d'armature comprimé.

$$\beta_u = 0,265 \rightarrow A_s = \frac{\beta b d f_{bu}}{f_{su}} = \frac{0,265 \times 300 \times 450 \times 14,2}{400} = 12,70 \text{ cm}^2$$

On opte **3HA20 F+3HA14 CH** avec $A_s=14,04 \text{ cm}^2$

Aux appuis :

$$M_{u \max} = 250,50 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{250,50 \times 10^6}{300 \times 450^2 \times 14,2} = 0,29$$

$\mu < \mu_l = 0.391 \implies A_s' = 0$ pas d'armature comprimé

$$\beta_u = 0,3519 \rightarrow A_s = \frac{\beta b d f_{bu}}{f_{su}} = \frac{0,3519 \times 300 \times 450 \times 14,2}{400} = 16,86 \text{ cm}^2$$

On opte **3HA20F+3HA20 CH** avec $A_s=18,85 \text{ cm}^2$

❖ **Vérifications :**

• **Pourcentage exigé par PRA99/2003 :**

Pour les poutres principales (30X50).

$$A_{s \text{ RPA min}} = 0.005 \times 30 \times 50 = 7,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0.04 \times 30 \times 50 = 60 \text{ cm}^2 \text{ (Zone courante).}$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0.06 \times 30 \times 50 = 90 \text{ cm}^2 \text{ (Zone de recouvrement).}$$

Pour les poutres secondaires (30X45).

$$A_{s \text{ RPA min}} = 0.005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2 = A_s \text{ adoptée.}$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0.04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2 \text{ (Zone courante).}$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0.06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2 \text{ (Zone de recouvrement).}$$

b) Armatures transversales :

Poutre principale :

• **Selon BAEL 91 :**

La section minimale A_t doit vérifier :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28}^*}{0.9 \times \sigma_s}$$

$$f_{t28}^* = \min(f_{t28}, 3.3 \text{ MPa})$$

b : largeur de la poutre

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales

$$S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = \min(40,5; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

$$\text{donc : } A_t \geq \frac{2,53 - 0.3 \times 2,1}{0.9 \times 348} \times 30 \times 15 = 2,71 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0,4 b_0} = \frac{2,72 \times 100 \times 400}{0,4 \times 300} = 90,67 \text{ cm} \quad CV$$

• **Selon RPA :**

La section minimale A_t doit vérifier :

$$A_t \geq 0.003 \times S_t \times b$$

L'espace maximal :

* En zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t\right) \Rightarrow S_t \leq 12,5 \text{ cm.}$$

* En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq 25 \text{ cm.}$$

On opte pour les zones nodales $S_t=10 \text{ cm}$

Les zones courantes $S_t= 15 \text{ cm.}$

$$A_t \geq 0.003 \times 30 \times 15 = 1,35 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

$$S_t \text{ adopté} = \min(S_{tBAEL}, S_{tRPA})$$

- **Zone courante :** $S_t = 15 \text{ cm}$
- **Zone nodale :** $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t \text{ adopté} = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

Tableau V.9 : Armatures transversales des poutres

	Espacement		Armatures transversales		
	Zone courante	Zone nodale	A_t	Choix des barres	A_t adoptée
Poutre principale	15	10	2,71	4Ø10	3,14
Poutre secondaire	15	10	1,35	4Ø8	2,01

V.3.5. Calcul des armatures longitudinales :

On les calculs à l'aide de logiciel de calcul SOCOTEC.

Tableau V.10 : Ferrailage des poutres principales (30x50)

	M_u (KN)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{min} (RPA) (cm ²)	Choix des barres	A_s (cm ²) adoptée
Travée	198,16	13,84	1,63	7,5	3HA20F+3HA14CH	14,04
Appui liée au poteau	250,50	18,33	1,63	7,5	3HA20F+3HA20CH	18,85
Appui liée au voile	267,30	16,05	1,63	7,5	3HA20F+3HA20CH	18,85

On opte **3HA20F+3HA14CH** en travée et **3HA20F+3HA20CH** aux appuis

Tableau V.11 : Ferrailage des poutres secondaires (30x45)

	$M_u(KN)$	$A_s (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A_{min} (RPA) (cm^2)$	Choix des barres	A_s adoptée
Travée	83,04	5,15	1,46	6,75	3HA16F+3HA10CH	8,39
Appui liée au poteau	143,10	9,19	1,46	6,75	3HA14F+3HA14CH	9,24
Appui liée au voile	170,33	11,17	1,46	6,75	3HA16F+3HA16CH	12,06

On opte **3HA16F+3HA10CH** en travée et **3HA16F+3HA16CH** aux appuis.

V.3.6. Vérification diverses :

➤ **Condition de non fragilité :** Les sections d'armatures adoptées doivent satisfaire la

condition suivante : $A_t \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$\left. \begin{aligned} A_t &\geq \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} = 1.63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots(P-P) \\ A_t &\geq \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} = 1.47 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots(P-S) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots CV$$

➤ **Vérification du cisaillement du béton :**

- La contrainte tangente conventionnelle : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$; $\tau_u < \bar{\tau}$
- La contrainte tangente admissible : en fissuration peut préjudiciable avec des armatures droites ($\alpha=90^\circ$) on aura :

$$\bar{\tau} = \min(0.2 f_{c28} / \gamma_b, 5MPa) = 4.348MPa \dots\dots \text{situation - accidentel le}$$

$$\bar{\tau} = \min(0.2 f_{c28} / \gamma_b, 5MPa) = 3.33MPa \dots\dots \text{situation - durable}$$

TableauV.12 : Vérification de contrainte de cisaillement dans les poutres

Les poutres	Section (cm ²)	V _u (KN)	τ _u (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Poutres principale	30x50	342,24	2,53	4.348	CV
Poutres secondaire	30x45	177	1,46	4.348	CV

➤ **Contrainte de compression dans le béton :**

La fissuration est peu nuisible dans les sections des poutres donc la seule vérification à faire est la contrainte de compression du béton : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

$$\sigma_{bc} = KY = \frac{M_{ser}}{I} Y$$

$$Y = \frac{15(\hat{A}_s + A_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + \hat{d}\hat{A}_s)}{7.5(A_s + \hat{A}_s)^2}} - 1 \right]$$

$$I = \frac{bY^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + \hat{A}_s(y - d)^2]$$

Les résultats de cette vérification sont résumés dans le tableau suivant :

TableauV.13 : Vérification de contrainte de béton dans les poutres

Les poutres	Zone de vérification	A _s (cm ²)	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs σ _{bc} ≤ $\bar{\sigma}_{bc}$
Poutres principales	Sur appuis	18,85	180,58	21,19	255442,04	14,96	15	CV
	En travée	14,04	142,85	19,08	210950,90	12,92	15	CV
Poutres secondaires	Sur appuis	12,06	84,09	16,88	149021,83	9,52	15	CV
	En travée	8,39	62,85	14,71	115535,97	8	15	CV

➤ **Influence de l'effort tranchant :** $V_u \leq 0,4 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \times a \times b_0$

Avec : $a = \text{Min} \{ \hat{a} ; 0,9d \}$, $\hat{a} = b$ (largeur de l'appui)

$$V_u \leq 0,4 \times \frac{25}{1,15} \times 300 \times 300 = 782,61 \text{ KN}$$

$$V_u = 342,24 \text{ KN} \leq 782,61 \text{ KN} \rightarrow \text{CV}$$

➤ **Vérification de l'adhérence :**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} \leq \tau_{su} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

Les résultats de ces vérifications sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.14 : Vérifications de l'effort tranchant et d'adhérence des barres dans les poutres

Poutres	V _u (KN)	Influence de l'effort tranchant (KN)		Vérification d'adhérence (MPa)	
P.P	342,24	342,24 ≤ 782,61	CV	2,24 ≤ 3.15	CV
P.S	177	177 ≤ 782,61	CV	1,61 ≤ 3.15	CV

➤ **Etat limite de déformation :**

• **Nécessité de calcul de la flèche : (exemple P.P (30X50))**

✓ **Condition N°1 :** $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{50}{610} = 0.082 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \dots\dots\dots CV$

✓ **Condition N°2 :** $\frac{h}{l} \geq \frac{M_{ser}}{10M_{so}} \Rightarrow \frac{50}{610} = 0.082 \geq \frac{142,85}{10 \times 238,56} = 0,060 \dots\dots\dots CV$

✓ **Condition N°3 :** $\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4.2}{F_e} \Rightarrow \frac{14.04}{30 \times 45} = 0,0104 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots CV$

Les résultats de cette vérification sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.15 : Conditions de vérification de la flèche dans les poutres

Poutre	Condition N°1	Condition N°2	Condition N°3	Observation
P. P	0.082 > 0.062	0.082 > 0.060	0.0104 < 0.0105	CV
P. S	0.080 > 0.062	0.080 > 0.47	0.0069 < 0.0105	CNV

NB : une des conditions concernant les poutres secondaires n'est pas vérifiée donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Calcul de la flèche :

On va vérifier la formule suivante

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s^{max} l^4}{E_v I} \leq f^- = \frac{560}{500} = 1,12 \text{ cm}$$

Avec : I= moment d'inertie totale de la section homogène.

$$I = \frac{b}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + 15 \times A_t(y_2 - c)^2$$

$$Y_2 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{b \times \frac{h^2}{2} + 15A_t d}{bh + 15A_t} = \frac{30 \times \frac{45^2}{2} + 15 \times 8,39 \times 40,5}{30 \times 45 + 15 \times 8,39} = 24,03 \text{ cm}$$

$$Y_1 = 45 - 24,03 = 20,97 \text{ cm} \implies Y_1 = 20,97 \text{ cm}$$

$$I = \frac{30}{3} \times (20,97^3 + 24,03^3) + 15 \times 8,39 \times (24,03 - 3)^2 = 286631,25 \text{ cm}^4$$

$$I = 286631,25 \text{ cm}^4$$

$$E_v = 37000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 108188,65 \text{ Mpa} \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{62,85 \times 5,6^4 \times 10^6}{108188,65 \times 286631,25} = 0,025$$

$$f = 0,025 \text{ cm} \leq f^- = 1,12 \text{ cm} \implies \text{La flèche est vérifiée.}$$

Poutre principale(30X50)	
coupe 05--05 (au niveau d'appui)	coupe 06--06 (au niveau de travée)
Poutre secondaire(30X45)	
coupe 03--03 (au niveau d'appui)	coupe 04--04 (au niveau de travée)

Figure V.3 : Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaires

V.3.7. Les poutres de 8 eme étage :

Ce sont des poutres qui couvrent la grande baie du milieu de l'intérieur de Rectorat dont la longueur égale à 7,60 m.

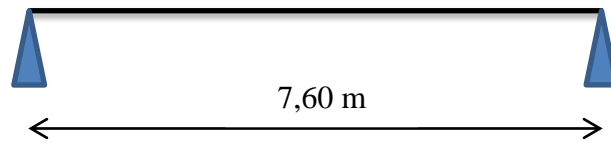


Figure V.4 : Schéma statique de la poutre (30X65)

Selon BAEL91 $\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \\ 0,3 h < b < 0,8 h \end{array} \right.$ avec $\begin{array}{l} L : \text{travée de la poutre.} \\ h : \text{Hauteur de la poutre.} \\ b : \text{Largeur de la poutre.} \end{array}$

$$\frac{760}{15} < h < \frac{760}{10} \rightarrow 50,67 < h < 76 \rightarrow h = 65 \text{ cm}$$

$$0,3 \times 65 < b < 0,8 \times 65 \rightarrow 19,5 < b < 52 \rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

Donc on opte des poutres de (30X65).

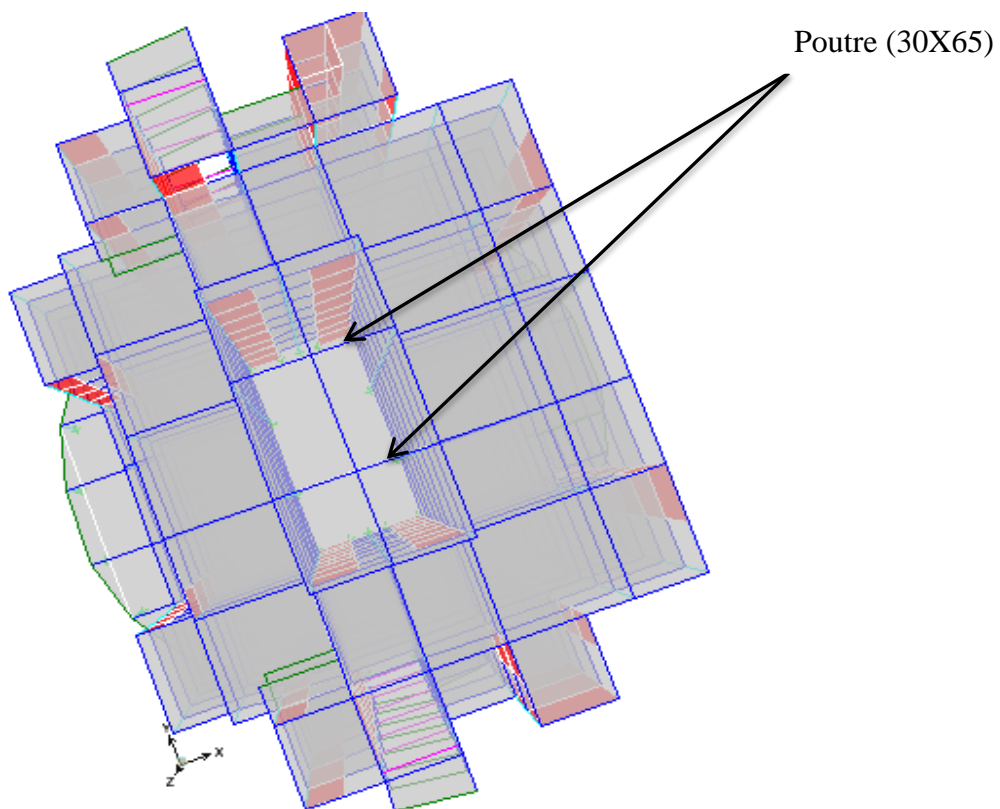


Figure V.5 : Les poutres (30X65) de 8 eme étage

Tableau V.16 : Ferrailage de la poutre (30X65)

	M_u (KN.m)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{min} (RPA) (cm ²)	Choix des barres	A_s adoptée
En travée	297,69	17,20	2,12	9	3HA20F+ 3HA20CH	18,85
Aux appuis	134,28	7,15	2,12	9	3HA20F	9,42

• **Selon BAEL 91 :**

La section minimale A_t doit vérifier :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28}^*}{0.9 \times \sigma_s}$$

$$S_t \leq \min(0.9d, 40cm) = \min(52,65; 40cm).$$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

$$\text{donc : } A_t \geq \frac{1,42 - 0.3 \times 2,1}{0.9 \times 348} \times 30 \times 15 = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0,4 b_0} = \frac{1,13 \times 100 \times 400}{0,4 \times 300} = 37,67 \text{ cm} \quad CV$$

• **Selon RPA :**

La section minimale A_t doit vérifier :

$$A_t \geq 0.003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximal :

* En zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l\right) \Rightarrow S_t \leq 16,25 \text{ cm.}$$

* En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq 32 \text{ cm.}$$

On opte pour les zones nodales $S_t = 10 \text{ cm}$

Les zones courantes $S_t = 15 \text{ cm}$.

$$A_t \geq 0.003 \times 30 \times 15 = 1,35 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

$$S_t \text{ adopté} = \min(S_{tBAEL}, S_{tRPA})$$

- **Zone courante :** $S_t = 15 \text{ cm}$
- **Zone nodale :** $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t \text{ adopté} = 4\emptyset 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Puisque on a une grande hauteur de la poutre, il est indispensable de calculé les armatures de peau :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 \times \text{périmètre de la retombée en mètre} = 3 \times [(0,65 - 0,25) \times 2 + 0,3]$$

$$A_p = 3,30 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend } 4\text{HA14} = 6,16 \text{ cm}^2.$$

➤ **Vérification diverses :**

1) **Condition de non fragilité :** Les sections d'armatures adoptées doivent satisfaire la

$$\text{condition suivante : } A_t \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_t \geq 2,12 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

2) **Vérification du cisaillement du béton :**

- La contrainte tangente conventionnelle : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$; $\tau_u < \bar{\tau}$

$$\tau_u = \frac{248,58 \times 10^3}{300 \times 585} = 1,42 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

3) **Contrainte de compression dans le béton :**

La fissuration est peu nuisible dans les sections des poutres donc la seule vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

Tableau V.17 : Vérification de contrainte de béton dans la poutre (30X65)

	A_s adoptée	$M_{ser}(\text{KN.m})$	$y (\text{cm}^2)$	$I (\text{cm}^2)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	Obs
En travée	18,85	218,39	25,09	473557,08	11,54	15	CV
Aux appuis	9,42	98,40	19,23	289014,55	6,55	15	CV

4) Influence de l'effort tranchant : $V_u \leq 0.4 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \times a \times b_0$

Avec : $a = \text{Min} \{ \grave{a} ; 0.9d \}$, $\grave{a} = b$ (largeur de l'appui)

$$248,58 \text{ KN} < 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 300 \times 300 = 600 \text{ KN}$$

5) Vérification de l'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} \leq \tau_{su} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} \frac{248,58 \times 10^3}{0,9 \times 585 \times 1884} = 0,25 \text{ MPa} \leq 3,15 \text{ MPa}$$

6) Etat limite de déformation :

• Nécessité de calcul de la flèche :

➤ Condition N°1 : $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{65}{760} = 0.085 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \dots\dots\dots \text{CV}$

➤ Condition N°2 : $\frac{h}{l} \geq \frac{M_{ser}}{10M_{so}} \Rightarrow \frac{65}{760} = 0.085 \leq \frac{218,39}{10 \times 377,53} = 0,058 \dots\dots\dots \text{CV}$

➤ Condition N°3 : $\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4.2}{F_e} \Rightarrow \frac{18,85}{30 \times 58,5} = 0,0107 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{CNV}$

Calcul de la flèche :

On va vérifier la formule suivante

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s^{max} l^4}{E_v I} \leq f^- = \frac{670}{500} = 1,34 \text{ cm}$$

Avec : I= moment d'inertie totale de la section homogène.

$$I = \frac{b}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + 15 \times A_t (y_2 - c)^2$$

$$Y_2 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{b \times \frac{h^2}{2} + 15A_t d}{bh + 15A_t} = \frac{30 \times \frac{65^2}{2} + 15 \times 18,85 \times 58,5}{30 \times 65 + 15 \times 18,85} = 35,79 \text{ cm}$$

$$Y_1 = 65 - 35,79 = 29,21 \text{ cm} \quad \implies \quad Y_1 = 29,21 \text{ cm}$$

$$I = \frac{30}{3} \times (35,79^3 + 29,21^3) + 15 \times 18,85 \times (29,21 - 3)^2 = 901908,59 \text{ cm}^4$$

$$I = 901908,59 \text{ cm}^4$$

$$E_v = 37000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 108188.65 \text{ Mpa} \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{218,39 \times 6,7^4 \times 10^6}{108188,65 \times 901908,59} = 0,059$$

$f = 0,059 \text{ cm} \leq f^- = 1,34 \text{ cm} \implies$ La flèche est vérifiée.

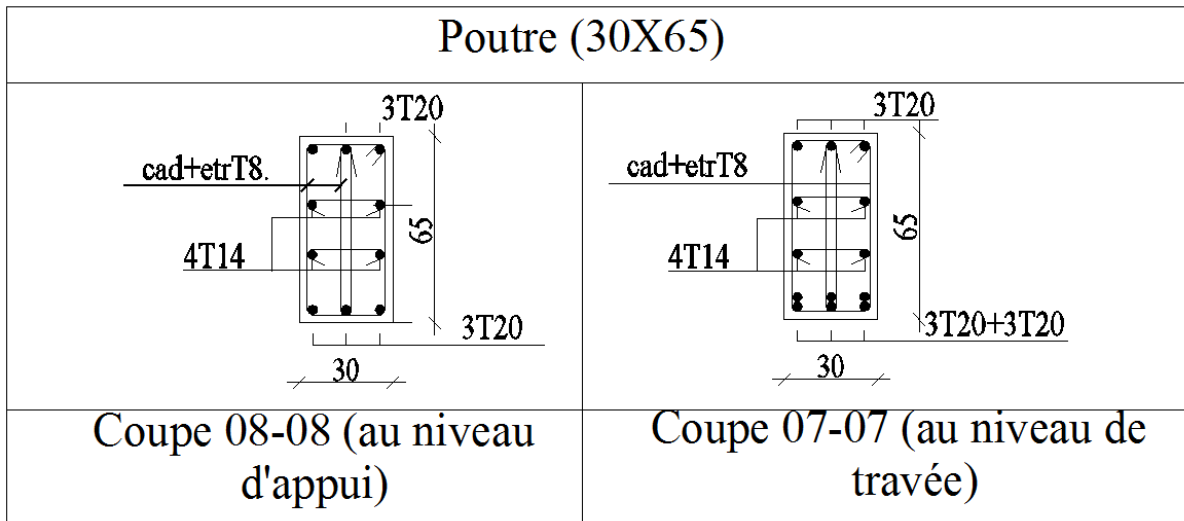


Figure V.6 : Schéma de ferrailage des poutres (30X65)

V.4. Ferrailage des voiles :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à sa base soumise à une charge verticale due à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation et une charge horizontale due à une action accidentelle.

Donc le voile est sollicité par un effort normal N, un effort tranchant V et un moment fléchissant qui est maximum dans la section d'encastrement. Ce qui implique que les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement, leurs ferrailage est composé d'armatures verticales et d'armatures horizontales.

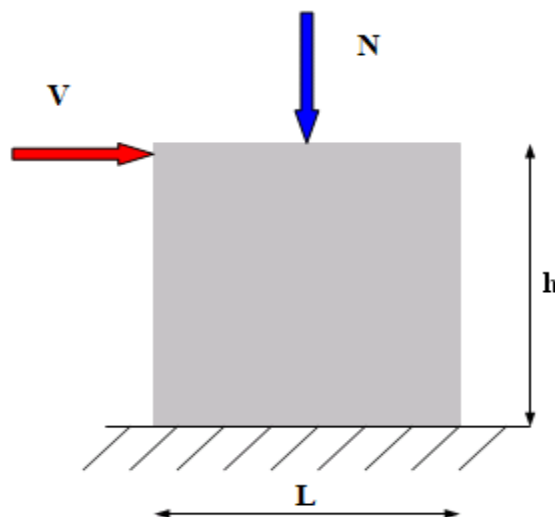


Figure V.7 : Sollicitations des voiles

V.4.1. Recommandations de RPA :**a) Armatures verticales :**

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/2003 :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) du largueur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

b) Armatures horizontales :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munie de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

Ces armatures reprennent les sollicitations de l'effort tranchant.

c) Armatures transversales :

Les armatures transversales doivent respecter les dispositions suivantes :

- L'espacement des barres verticales et horizontales doivent être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes :

- $S \leq 1.5 e$
- $S \leq 30 \text{ cm}$

e : épaisseur du voile

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.

- **20Φ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

d) Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures

Dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{\bar{V}}{f_e} \quad \text{avec } T = 1.4V_u$$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer, les efforts de traction dus au moment de renversement.

Dans notre cas on n'ajoute pas les armatures de coutures avec les armatures verticales donc

$$A_{sv} = \max(A_v; A_{min})$$

e) Armatures de potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité libre du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

V.4.2. Combinaisons et sollicitations de calcul :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

Selon le BAEL91/99 $\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{cases}$

Selon le RPA99/2003 $\begin{cases} G + Q + E \\ 0.8G + E \end{cases}$

Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes et vérifiée, selon RPA99/2003 sous les sollicitations suivantes :

1. N_{max}, M_{corr}
2. N_{min}, M_{corr}
3. M_{max}, N_{corr}

V.4.3. Présentation de la méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M.)

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} \quad \text{et} \quad \sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{MV}{I}$$

Avec:

N : effort normal appliqué,

M : moment fléchissant appliqué.

B : section du voile,

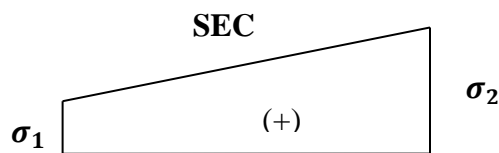
V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée = L/2.

I : moment d'inertie = el³/12.

On distingue 3 cas :

1er cas :

Si (σ₁ et σ₂) > 0 : la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".



$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L_c e$$

L_c: longueur de la section comprimée

$$A_v = \frac{F - B f_{bc}}{f_e}$$

F : volume de contrainte

Dans ce cas la section d'armature est négative donc on prend la section d'armature minimale de l'RPA.

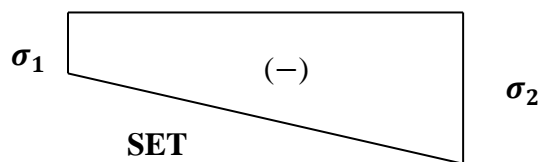
2ème cas :

Si (σ₁ et σ₂) < 0 : la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée "

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L_T \times e$$

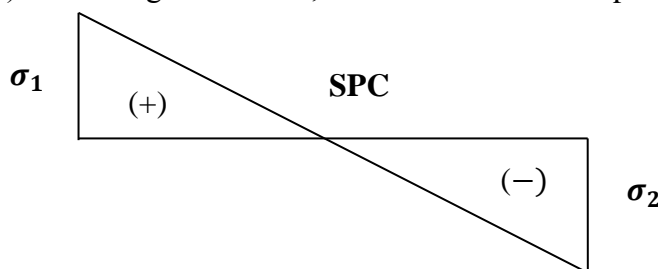
L_T : longueur de la section tendue.

$$L_T = L, \quad A_v = \frac{F}{F_e}$$



3ème cas :

Si (σ₁ et σ₂) sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée.



$$F = \frac{\sigma_1}{2} \times e \times L_T, \quad L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} L, \quad A_{min} = \max\left(0.2\% e L_T, \frac{B f_{t28}}{f_e}\right)$$

On compare A_v Avec A_{min}

- Si $A_v < A_{\min}$, on ferraille avec la section minimale.
- Si $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

➤ **Espacement :**

En zone courante : $S_t \leq \min(1.5e; 30)$

En zone d'about : $S_{ta} = \frac{S_t}{2}$

➤ **Armatures horizontales :**

D'après le BAEL91/99 : $A_H = \frac{A_v}{4}$

D'après le RPA : $A_H = 0.15\%B$

$$A_H = \max\left(\frac{A_v}{4}; 0.15\%B\right)$$

➤ **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré.

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

Selon le R.P.A99 :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b = \frac{1.4V}{e.d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28}$$

Selon le BAEL :

$$\tau_u = \frac{1.4V}{e.d}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{Mpa}\right)$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15A_s} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

V.4.4. Exemple de calcul :

Nous prendrons comme exemple de calcul les voiles de longueur $L=1,50\text{m}$.

➤ **Détermination des sollicitations :**

$$M_{max} = 611,97 \text{ KN.m}$$

$$N_{corr} = 1084,17 \text{ KN}$$

$$B = e \times L = 0,2 \times 1,50 = 0,3 \text{ m}$$

$$V = \frac{L}{2} = 0,75 \text{ m}$$

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0,2 \times 1,5^3}{12} = 0,05625 \text{ mm}^4$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} = \frac{1084,17}{0,3} + \frac{611,97 \times 0,75}{0,05625} = 11773,5 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{MV}{I} = \frac{1084,17}{0,3} - \frac{611,97 \times 0,75}{0,05625} = -4545,70 \text{ KN/m}^2$$

⇒ La section est partiellement comprimée.

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} \times L = 1,19 \text{ m}$$

$$F = \frac{\sigma_2}{2} \times e \times L_T = 540,94 \text{ KN}$$

$$A_V = \frac{F}{f_e} = \frac{540,94 \times 10^3}{400} = 13,52 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures minimales :**

$$A_{min} = \max\left(0,2\%eL_T, \frac{Bf_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{min} = \max(4,76; 12,49) \rightarrow A_{min} = 12,49 \text{ cm}^2$$

On a $A_v > A_{min}$ donc on ferraille avec A_v

$$\frac{A_v}{1,19} = \frac{13,52}{1,19} = 11,36 \text{ cm}^2/\text{ml}, \text{ cette valeur en deux nappes } \frac{11,36}{2} = 5,68 \text{ cm}^2 \text{ par nappe.}$$

➤ **Espacement :**

La longueur minimale d'après l'article 7.7.4.3 du **RPA99V2003** :

➤ Longueur de la zone d'about : $(150/10) = 15 \text{ cm}$ Avec **St=10cm**

➤ Longueur de la zone courante 1,20 m. Avec **St= 20cm**

Conclusion :

On adopte comme ferrailage verticale **16HA12** sur toute la section du voile.

$$\rightarrow A_{V \text{ totale}} = 18,10 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures horizontales :**

$$\text{D'après le BAEL91/99 : } A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{18,10}{4} = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'après le RPA : } A_H = 0,15\%B = 4,50 \text{ cm}^2$$

$$A_H = \max\left(\frac{A_v}{4}; 0,15\%B\right)$$

$$A_H = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$\frac{4,52}{3,40} = 1,32 \text{ cm}^2$$

Soit donc : soit 5Ø8/m d'hauteur pour chaque nappe avec $S_t=20\text{cm}$

➤ **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre (4) épingles au mètre carré, soit : 4Ø8.

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

Selon le R.P.A99 :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b = \frac{1.4V}{e.d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4V}{e.d} = \frac{1,4 \times 209,25 \times 10^3}{200 \times (0,9 \times 1500)} = 1,08 \text{ MPa}$$

$$\tau_b < \bar{\tau}_b \rightarrow CV$$

Selon le BAEL :

$$\tau_u = \frac{V_u}{e.d} = \frac{209,25 \times 10^3}{200 \times (0,9 \times 1500)} = 0,775 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = \min(3,26; 4 \text{ MPa}) \rightarrow \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow CV$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15A_s} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec $N_s = 867,99 \text{ KN}$

$$\sigma_{bc} = \frac{867,99 \times 10^3}{0,3 \times 10^6 + 15 \times 18,10 \times 10^2} = 2,70 \text{ MPa}$$

$$2,70 < 15 \rightarrow CV.$$

V.4.5. Ferrailage et vérification des voiles :

Les sollicitations et le ferrailage de tous les voiles sera résumé dans les tableaux suivants :

Tableau V.18 : Sollicitations et contraintes des voiles

Type	N,M	Long [m]	N [KN]	M [KN.m]	σ_1 [KN/m ²]	σ_2 [KN/m ²]	section	L _T [m]	F[KN]	A _v [cm ²]
Type 01	Nmax Mcorr	1.50	1303,21	84,10	5465,37	3222,70	EC	/	1303,21	-138,56
	Nmin Mcorr		-202,03	134,02	1113,50	-2460,37	PC	1,03	253,41	6,33
	Mmax Ncorr		1084,17	611,97	11773,5	-4545,70	PC	1,19	540,94	13,52
Type 02	Nmax Mcorr	1.65	1333,44	614,96	10817,03	-2732,60	PC	0,33	90,17	2,25
	Nmin Mcorr		/	/	/	/	/	/	/	/
	Mmax Ncorr		622,68	617,42	8690,32	-4916,50	PC	0,60	294,99	7,37
Type 03	Nmax Mcorr	1.90	1365,43	212,13	5356,04	-1762,80	PC	0,47	82,85	2,07
	Nmin Mcorr		-28,85	63,28	449,94	-601,78	PC	1,09	65,59	1,63
	Mmax Ncorr		903,82	1020,65	10860,08	-6103,14	PC	0,68	415,01	10,37
Type 04	Nmax Mcorr	2.15	2786,15	282,85	8315,10	4643,72	EC	/	2786,15	< 0
	Nmin Mcorr		-641,83	246,15	104,88	-3090,14	PC	2,08	642,75	16,06
	Mmax Ncorr		2121,10	1064,18	11839,29	-1973,71	PC	0,31	61,18	1,52

Type	N,M	Long [m]	N [KN]	M [KN.m]	σ_1 [KN/m ²]	σ_2 [KN/m ²]	section	L _T [m]	F[KN]	A _v [cm ²]
Type 05	Nmax Mcorr	2.35	2299,23	66,88	5255,29	4528,67	EC	/	2299,23	< 0
	Nmin Mcorr		/	/	/	/	/	/	/	/
	Mmax Ncorr		1888,94	1420,69	11732,84	-3698,55	PC	0,56	207,12	5,18
Type 06	Nmax Mcorr	3.00	2434,84	2104,80	11074,07	-2957,93	PC	0,63	186,35	4,66
	Nmin Mcorr		-255,28	2049,58	6406,47	-7257,40	PC	2,77	2010,30	50,25
	Mmax Ncorr		2428,11	2243,33	11524,62	-3430,92	PC	0,69	236,73	5,92
Type 07	Nmax Mcorr	3.80	3549,79	806,06	6345,42	2996,13	EC	/	3549,78	< 0
	Nmin Mmax		-1202,62	937,90	366,16	-3530,90	PC	3,44	1214,63	30,36
	Mmax Ncorr		1467,95	4707,35	11709,97	-7849,73	PC	1,52	1193,16	29,83
Type 08	Nmax Mcorr	4.22	3369,48	622,86	5041,56	2942,98	EC	/	3369,47	< 0
	Nmin Mcorr		-688,26	590,18	178,76	-1809,70	PC	3,84	694,92	17,37
	Mmax Ncorr		1550,37	4742,87	9825,45	-6153,05	PC	1.62	996,79	24,92

Tableau V.19 : Ferrailage et vérification des voiles

	Type	Type1	Type2	Type3	Type4	
Caractéristiques géométriques	L [m]	1,50	1,65	1,90	2,15	
	e [m]	0,20	0,20	0,20	0,20	
	B [m ²]	0,30	0,33	0,38	0,43	
Sollicitation de calcul	V _U [KN]	209,25	195,96	305,67	338,21	
	L _T [m]	1,19	0,60	0,68	2,08	
	L _c [m]	0,31	1,05	1,22	0,07	
Ferrailages	A _{v max} [cm ²]	13,52	7,37	10,37	16,06	
	A _{min} [cm ²]	12,49	6,30	3,40	10,40	
	Choix par nappe	6HA12	6HA12	6HA14	6HA14	
	A _{adopté} [cm ²]	13,58	13,58	18,48	18,48	
	A _{v,totale}	18,10	20,37	30,80	36,94	
	S _t [cm]	courante	20	20	20	20
		d'about	10	10	10	10
	A _H [cm ²]	(BAEL)	4,52	5,09	7,70	9,23
		(RPA)	4,5	4,95	5,70	6,45
	Choix par nappe/mh	5HA8	5HA8	5HA8	5HA10	
	S _t [cm]	20	20	20	20	
A _t [cm ²]/m ²	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8		
Vérification	Contrainte de cisaillement	τ _u [MPa]	0,775	0,66	0,89	0,87
		τ _b [MPa]	3,26	3,26	3,26	3,26
		τ̄ _u [MPa]	1,08	0,92	1,25	1,22
		τ̄ _b [MPa]	5	5	5	5
	Effort normale à ELS	N _s [KN]	867,99	967,53	825,95	1239,32
		σ _b [MPa]	2,70	2,92	1,93	2,88
		σ̄ _b [MPa]	15	15	15	15

Type		Type5	Type6	Type7	Type8	
Caractéristiques géométriques	L [m]	2,35	3	3,80	4,22	
	e [m]	0,20	0,20	0,20	0,20	
	B [m ²]	0,47	0,6	0,76	0,844	
Sollicitation de calcul	V _U [KN]	406,40	460,29	1103,02	1093,65	
	L _T [m]	0,56	2,77	3,44	1,62	
	L _c [m]	1,79	0,23	0,36	2,6	
Ferrailages	A _{v max} [cm ²]	5,18	50,25	30,36	24,92	
	A _{min} [cm ²]	5,88	29,08	36,12	17,01	
	Choix par nappe	6HA12	6HA14	5HA14	5HA14	
	A _{adopté} [cm ²]	13,58	18,48	15,4	15,4	
	A _{v,totale}	29,41	49,27	58,50	64,66	
	S _t [cm]	courante	20	20	20	20
		d'about	10	10		
	A _H [cm ²]	(BAEL)	7,35	12,32	14,62	16,16
		(RPA)	7,05	9	11,40	12,66
	Choix par nappe/mh	5HA8	5HA10	6HA10	6HA12	
	S _t [cm]	20	20	15	15	
A _t [cm ²]/m ²	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8		
Vérification	Contrainte de cisaillement	τ _u [MPa]	0,96	0,85	1,61	1,44
		τ _b [MPa]	3,26	3,26	3,26	3,26
		$\bar{\tau}_u$ [MPa]	1,34	1,19	2,25	2,06
		$\bar{\tau}_b$ [MPa]	5	5	5	5
	Effort normale à ELS	N _s [KN]	1673,61	1289,46	1358,68	2414,08
		σ _b [MPa]	3,25	1,91	1,16	2,56
		$\bar{\sigma}_b$ [MPa]	15	15	15	15

V.5. Calcul des éléments de sous-sol (poteaux, voiles):

V.5.1. Calcul des poteaux :

Les résultats de calcul de ferrailage poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.20: Ferrailage des poteaux de sous-sol

	Poteau	combinaison	N [KN]	M [KN.m]	Nature	A _s [cm ²]	A _s ' [cm ²]
Poteaux de sous-sol	Poteaux 60X60	ELU	3343.43	30.65	EC	00.00	00.00
		08GEY MAX	-1768.87	17.91	ET	22.94	21.28
		GQEX MAX	1199.44	109.78	EC	00.00	00.00
	Poteau 70Ø	GQEX MIN	3246.22	97.22	EC	00.00	
		08GEX MAX	-2012.8	97.09	PT	58.42	
		GQEX MIN	2271.54	104.36	EC	00.00	

Tableau V.21 : Armatures maximales et minimales des poteaux de sous-sol

Section [cm ²]	BAEL 91		RPA99/V2003		
	A _{min} [cm ²]	A _{max} [cm ²]	A _{min} [cm ²]	A _{max} (cm ²) Zone courante	A _{max} (cm ²) zone de recouvrement
60X60	9.20	180	28.20	108	216
70Ø	7.69	192.33	30.77	115.40	230.8

Tableau V.22 : Armatures longitudinales des poteaux de sous-sol

poteaux	A _{calculé} [cm ²]	Choi des barres	A _{adopté} [cm ²]	A _{min} BAEL [cm ²]	A _{min} (RPA) [cm ²]	Observation
60X60	22.94	4HA20+4HA20	75.40	9.20	28.20	A _{adopté} > A _{min}
70Ø	58.42	16HA20+4HA20	62.84	20.19	30.77	A _{adopté} > A _{min}

Tableau V.23 : Armatures transversales des poteaux de sous-sol

Section [cm ²]	V _U [KN]	λ _g	ρ _a	La zone	S _t [cm]	A _t [cm ²]	choix	A _{adopté} [cm ²]	A _t /b.t%	verification
60X60	77.67	2.94	2.5	nodale	10	0.81	4Ø10	3.14	0.52	> 0.3CV
				courante	12	0.97	4Ø10	3.14	0.43	> 0.3CV
70Ø	70.82	2.52	2.5	nodale	10	0.63	4Ø10	3.14	0.52	> 0.3CV
				courante	12	0.76	4Ø10	3.14	0.43	> 0.3CV

➤ **Vérifications diverses :**

- **Vérification a ELU :**

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Tableau V.24 : Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux de sous-sol

Section	Effort V _u [KN]	ρ _u	τ _u [Mpa]	τ̄ _u [Mpa]
60X60	77.67	0.04	0.24	1
70Ø	70.82	0.04	0.16	1

- **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

Tableau V.25 : Vérification de contrainte d'adhérence dans les poteaux de sous-sol

Section	V _U [KN]	Σ U _i [mim]	τ _{su} (MPa)	τ̄ _{su} (MPa)	Observation
60X60	77.67	477.28	0.33	3.15	CV
70Ø	70.82	1205.76	0.10	3.15	CV

- **Vérification des contraintes à L'ELS :**

Tableau V.26 : Vérification de contrainte de béton dans les poteaux de sous-sol

Section	I [cm ⁴]	S [cm ²]	X _G [cm]	M _{ser} [KN.m]	N _{ser} [KN]	e _{ser} [cm]	σ _{inf} [Mpa]	σ _{sup} [Mpa]	σ̄ _{bc} [Mpa]	Obs
60X60	1103001.4	3650.3	0.52	28.55	2425.3	1.17	6.22	7.06	15	CV
70Ø	1842100.47	3917.32	7.59	31.20	2288.28	1.36	2.08	10.57	15	CV

V.5.2. Calcul des voiles :

Tableau V.27 : Sollicitations et contraintes des voiles du sous-sol

type	N,M	Long [m]	N [KN]	M [KN.m]	σ_1 [KN/m ²]	σ_2 [KN/m ²]	section	L _T [m]	F[KN]	A _v [cm ²]
Type01	Nmax Mcorr	1.50	1318.33	14.25	4584.26	1204.6	EC		868.33	< 0
	Nmin Mcorr									
	Mmax Ncorr		1102.82	227.19	6702.57	649.57	EC		1102.82	< 0
Type02	Nmax Mcorr	1.65	1516.86	11.38	4722.61	4470.44	EC		1516.85	< 0
	Nmin Mcorr									
	Mmax Ncorr		902.79	241.55	5412.45	59.01	EC		902.79	< 0
Type03	Nmax Mcorr	1.90	1291.03	8.68	3469.78	3325.12	EC		1291.03	< 0
	Nmin Mcorr									
	Mmax Ncorr		987.31	400.78	6113.79	-917.43	PC	0.25	22.94	0.60
Type04	Nmax Mcorr	2.15	2156.31	103.224	5686.25	4343.09	EC		2156.31	< 0
	Nmin Mcorr									
	Mmax Ncorr		1141.05	386.19	5166.16	141.04	EC		1141.05	< 0

type	N,M	Long [m]	N [KN]	M [KN.m]	σ_1 [KN/m ²]	σ_2 [KN/m ²]	section	L _T [m]	F[KN]	A _v [cm ²]
Type05	Nmax Mcorr	2.35	2569.19	7.26	7474.05	7378.67	EC		3490.38	< 0
	Nmin Mcorr									
	Mmax Ncorr		1973.69	558.65	7251.22	1147.46	EC		1973.69	< 0
Type06	Nmax Mcorr	3.00	2116.81	978.00	6788.02	268.02	EC		2116.81	< 0
	Nmin Mcorr									
	Mmax Ncorr									
Type07	Nmax Mcorr	3.80	2269.62	348.06	3709.08	2263.6	EC		2269.62	< 0
	Nmin Mmax									
	Mmax Ncorr		2061.21	1619.48	6074.97	-650.73	PC	0.37	24.10	0.60
Type08	Nmax Mcorr	4.22	3490.39	8.73	4169.96	4140.48	EC		3507.01	< 0
	Nmin Mcorr									
	Mmax Ncorr		2377.99	2011.02	6225.54	-563.66	PC	0.06	3.95	0.10

Tableau V.28 : Ferrailages et vérification des voiles du sous-sol

Type		Type1	Type2	Type3	Type4	
Caractéristiques géométriques	L [m]	1.50	1.65	1.90	2.15	
	e [m]	0.20	0.20	0.20	0.20	
	B [m ²]	0.30	0.33	0.38	0.43	
Sollicitation de calcul	V _U [KN]	95.98	94.19	132.08	147.40	
	L _t [m]	0.00	0.00	0.25	0.00	
	L _c [m]	1.50	1.65	1.65	2.15	
Ferrailages	A _{v max} [cm ²]	0.00	0.00	0.60	0.00	
	A _{min} [cm ²]	15.75	17.33	2.75	22.60	
	Choix par nappe	6HA12	6HA12	6HA14	6HA14	
	A _{adopté} [cm ²]	13.58	13.58	18.48	18.48	
	A _{v,totale}	18.10	20.37	30.80	36.94	
	S _t [cm]	courante	20.00	20.00	20.00	20.00
		d'about	10.00	10.00	10.00	10.00
	A _H [cm ²]	(BAEL)	4.52	5.09	7.70	9.23
		(RPA)	4.50	4.95	5.70	6.45
	Choix par nappe/mh	5HA8	5HA8	5HA10	5HA10	
	S _t [cm]	20	20	20	20	
A _t [cm ²]/m ²	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8		
Vérification	Contrainte de cisaillement	τ _u [MPa]	0.36	0.32	0.39	0.38
		τ _b [MPa]	0.50	0.44	0.54	0.53
		τ̄ _u [MPa]	3.26	3.26	3.26	3.26
		τ̄ _b [MPa]	5.00	5.00	5.00	5.00
	Effort normale à ELS	N _s [KN]	944.14	1102.96	946.73	1365.50
		σ _b [MPa]	2.89	3.06	2.22	2.81
		σ̄ _b [MPa]	15	15	15	15

Type		Type5	Type6	Type7	Type8	
Caractéristiques géométriques	L [m]	2.35	3.00	3.80	4.22	
	e [m]	0.20	0.20	0.20	0.20	
	B [m ²]	0.47	0.60	0.76	0.85	
Sollicitation de calcul	V _U [KN]	184.69	206.27	445.97	403.21	
	L _t [m]	0.00	0.00	0.37	0.06	
	L _c [m]	2.35	3.00	3.43	4.15	
Ferrillages	A _{v max} [cm ²]	0.00	0.00	0.60	0.10	
	A _{min} [cm ²]	24.68	31.50	3.89	0.74	
	Choix par nappe	6HA12	6HA14	5HA14	5HA14	
	A _{adopté} [cm ²]	6.79	9.24	7.70	7.70	
	A _{v.totale}	29.41	49.27	58.50	64.66	
	S _t [cm]	courante	20.00	20.00	20.00	20.00
		d'about	10.00	10.00		
	A _H [cm ²]	(BAEL)	7.35	12.32	14.62	16.16
		(RPA)	7.05	9.00	11.40	12.66
	Choix par nappe/mh	6HA8	6HA12	6HA12	6HA12	
	S _t [cm]	15	15	15	15	
A _t [cm ²]/m ²	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8		
Vérification	Contrainte de cisaillement	τ _u [MPa]	0.45	0.38	0.65	0.53
		τ _b [MPa]	0.61	0.53	0.91	0.74
		$\bar{\tau}_u$ [MPa]	3.26	3.26	3.26	3.26
		$\bar{\tau}_b$ [MPa]	5.00	5.00	5.00	5.00
	Effort normale à ELS	N _s [KN]	1870.27	1509.30	1548.17	2562.68
		σ _b [MPa]	3.64	2.24	1.83	2.72
		$\bar{\sigma}_b$ [MPa]	15	15	15	15

Remarque :

On observe que le ferrailage obtenue dans l'étude des éléments de sous-sol est identique avec celui des éléments de la superstructure donc les schémas de ferrailage sont les mêmes.

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auxquelles elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage grâce à leur bonne conception et réalisation découle 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 d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

VI.2. Stabilités des fondations :

Les massifs des fondations doivent être en équilibre sous l'action :

- des sollicitations dues à la superstructure qui sont :

Des forces verticales ascendantes ou descendantes, des forces obliques, des forces horizontales et des moments de la flexion ou de torsion.

- des sollicitations dues au sol qui sont :

Des forces verticales ascendantes ou descendantes, des forces obliques (adhérences, remblais).

Les massifs de fondation doivent être stables c'est-à-dire qu'ils ne doivent donner lieu à des tassements que si ceux-ci permettant la tenue de l'ouvrage, des tassements uniformes sont admissibles dans certaines limites mais des tassements différentiels sont rarement compatibles avec la tenue de l'ouvrage.

Il est nécessaire d'adopter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage, l'étude géologique et géotechnique a pour le but de préciser le type, le nombre et la dimension des fondations nécessaires pour fonder un ouvrage donné sur un sol donné.

VI.3. Différents types des fondations :

Il existe trois catégories de fondations :

- ✓ **Les fondations superficielles :** lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage, sont à faible profondeur (semelles isolées sous poteau, semelles filantes sous mur ou voiles et radier).
- ✓ **Les fondations profondes :** lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage, sont à une grande profondeur (puits, pieux).

➤ **Types de radiers :**

Il existe trois types de radiers :

- Le radier dalle pleine (le plus courant).
- Le radier nervuré.
- Le radier champignon sous poteau.

L'emploi d'un radier se justifie lorsque :

- La contrainte admissible à la compression du sol est faible.
- Les autres types de fondations transmettraient au sol des contraintes trop élevées.
- L'aire totale des semelles est supérieure à la moitié de l'aire occupée par le bâtiment.
- Les charges apportées par l'ensemble du bâtiment ne risquent pas d'entraîner des tassements différentiels incompatibles.

VI.4. Choix de type de fondation :

L'étude géologique du site a donné une contrainte admissible de $\bar{\sigma}_{sol} = 1,5 \text{ bars}$ et le bâtiment étudié est une structure contreventée par des voiles, donc le choix de semelles isolées est à écarter.

On aura le choix entre les semelles filantes et le radier général.

➤ **Semelles filantes :**

La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition :

$$\frac{N_{ser}}{S_{semelles}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow S_{semelles} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec :

N_{ser} : L'effort normal total à l'ELS qui est égale à 106308,10 KN

$\bar{\sigma}_{sol}$: La contrainte admissible qui est égale à 150 KN/m²

$$\Rightarrow S_{semelles} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{106308,10}{150} = 708,72 \text{ m}^2$$

$$S_{bâtiment} = 1107,21 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{semelles}}{S_{bâtiment}} = \frac{708,72}{1107,21} \times 100 = 64 \% > 50\%$$

Conclusion :

La surface totale des semelles filantes occupe plus de 50 % de la surface d'emprise de l'ouvrage, on est donc amené à opter le radier général.

VI.5. Calcul de radier général :**VI.5.1. Pré dimensionnement du radier général :****➤ Condition forfaitaire:**

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{max}}{5}$$

$L_{max} = 6,10m$: la plus grande distance entre deux files successifs.

D'où : $76,25cm \leq h_r \leq 122 cm$

➤ Condition de rigidité :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \text{ avec } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$$

Avec :

L_{max} : plus grande distance entre deux points d'appuis.

L_e : longueur élastique.

E : Module d'élasticité du béton $E = 32164,2 \text{ MPa}$

b : largeur du radier (bande de 1 mètre).

K : coefficient de raideur du sol rapporté à l'unité de surface.

Pour un sol moyen: $K=40 \text{ MN/m}^3$

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{max}^4}{E\pi^4}} \rightarrow h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40000 \times 6,10^4}{32164,20 \times 10^3 \times 3,14^4}} = 95 \text{ cm}$$

➤ Condition de résistance au cisaillement :

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier. D'après le règlement CBA93 (Article.5.1).

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left(\frac{0,15 \times f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU.

$$\gamma_b = 1.5 \quad ; \quad d = 0.9 h \quad ; \quad b = 1m.$$

$$V_u = \frac{qL}{2}$$

q : la charge sur le radier uniformément répartie pour une bande de 1 mètre.

$$q = \frac{N_u \times 1ml}{S_{rad}} = \frac{145716,51}{1107,21} = 131,61 \text{ KN/ml}$$

Donc :

$$V_u = \frac{131,61 \times 6,10}{2} = 401,40 \text{ KN}$$

$$D'où : \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{V_u}{b \times 0,9 \times h} \rightarrow h \geq \frac{V_u}{0,9 \times b \times \bar{\tau}_u} = \frac{401,40 \times 10^3}{0,9 \times 1000 \times 2,5} = 17,84 \text{ cm}$$

➤ **Condition de non poinçonnement :**

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°, la vérification se fait par la formule suivante :

$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

avec μ_c : périmètre du contour.

$$d'après la formule précédente on obtient : h \geq \frac{N_u \times \gamma_b}{0,045 \times f_{c28}} \times \frac{1}{\mu_c}$$

On va vérifier le poinçonnement dans deux cas :

Sous voile :

$N_{u,voile} = 3490,39 \text{ KN}$ C'est l'effort normal ultime de voile le plus sollicité.

$$\mu_c = 2 \times (e + b + 2h) = 2 \times (0,2 + 3,8 + 2h)$$

$$\mu_c = 8 + 4h$$

$$h \geq \frac{N_u \times \gamma_b}{0,045 \times f_{c28}} \times \frac{1}{\mu_c} = \frac{3490,39 \times 10^3 \times 1,5}{0,045 \times 25} \times \frac{1}{\mu_c}$$

$$\rightarrow h \geq 4653853,33 \times \frac{1}{\mu_c}$$

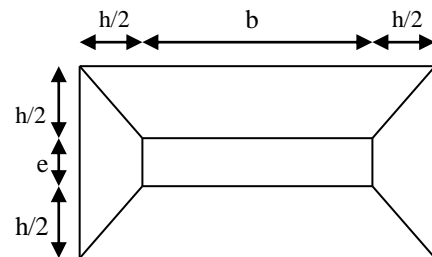


Figure VI.1 : Schéma de transmission des charges sous voile

$$on \text{ obtient } h \times (8 + 4h) = 4,65 \Leftrightarrow 4h^2 + 8h - 4,65 = 0 \Leftrightarrow h = 0,4705 \text{ m} = 47,05 \text{ cm}$$

$$h \geq 47,05 \text{ cm.}$$

Sous poteau :

$N_{u,pot} = 3443,43 \text{ KN}$ C'est l'effort normal ultime de poteau le plus sollicité.

$$\mu_c = 4 \times (a + h) = 4 \times (0,6 + h)$$

$$\mu_c = 2,4 + 4h$$

$$on \text{ obtient } 2,4h + 4h^2 - 4,59 = 0$$

$$\Leftrightarrow h = 0,8124 \text{ m} = 81,24 \text{ cm}$$

$$h \geq 81,24 \text{ cm}$$

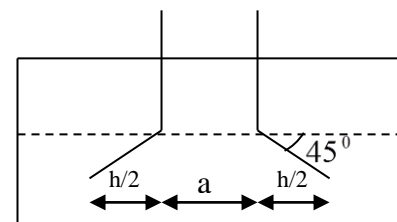


Figure VI.2 : Schéma de transmission des charges sous poteau

Conclusion :

Pour satisfaire à toutes les conditions précédentes on prend comme hauteur de radier général :

$h = 1.00 \text{ m}$.

Vu que la hauteur du radier général est importante on opte pour un radier nervuré.

VI.6. Pré dimensionnement du radier nervuré :**➤ Pour les nervures :**

La hauteur de la poutre et donnée par la formule suivante :

$$h_p \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{610}{10} = 61 \text{ cm}$$

Soit : **$h_p = 100 \text{ cm}$**

$$b_p \geq \frac{h_p}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}$$

Soit : **$b_p = 75 \text{ cm}$**

➤ Pour la dalle :

La hauteur de la dalle et donnée par la formule suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{610}{20} = 30,5 \text{ cm}$$

Soit : **$h_d = 40 \text{ cm}$**

➤ Calcul de débordement :

$$D \geq \max \left(\frac{h}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = \max \left(\frac{100}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = 50 \text{ cm} \quad \text{On prend : } \mathbf{D = 100 \text{ cm}}$$

➤ La surface du radier :

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bâtiment}} + S_{\text{débord}} = 1107,21 + 132,49 = 1239,70 \text{ m}^2$$

$$\mathbf{S_{\text{radier}} = 1239,70 \text{ m}^2}$$

VI.6.1. Détermination des efforts :**➤ Détermination des charges et des surcharges :**

Superstructure : $G = 91637,24 \text{ KN}$

$$Q = 14670,88 \text{ KN}$$

Infrastructure :

- Poids de voile périphérique d'épaisseur 20cm sur une longueur de 119,07 m avec une hauteur de 2,27 m :

$$G_{vp} = e \times h \times l \times 25 = 0,2 \times 2,27 \times 119,07 \times 25 = 1351,44 \text{ KN}$$

$$\mathbf{G_{vp} = 1351.44 \text{ KN}}$$

- Poids du radier :

$$G_{rad} = 1239.70 \times 0,4 \times 25 + 4483,50 = 18445,79 \text{ KN}$$

$$\mathbf{G_{rad} = 18445,79 \text{ KN}}$$

$$Q_{rad} = 2,5 \times 1239.70 = 3099,25 \text{ KN}$$

Donc : $\mathbf{G_{totale} = 110083,03 + 1351,44 = 111434,47 \text{ KN}}$

$$\mathbf{Q_{totale} = 14670,88 + 3099,25 = 17770,13 \text{ KN}}$$

➤ **Sollicitations :**

$$\text{ELU : } N_U = 1,35N_G + 1,5N_Q \quad \Leftrightarrow \quad \mathbf{N_U = 177091,73 \text{ KN}}$$

$$\text{ELS : } N_S = N_G + N_Q \quad \Leftrightarrow \quad \mathbf{N_S = 129204,60 \text{ KN}}$$

VI.6.2. La surface minimale du radier :

La surface du radier doit être telle qu'elle puisse vérifier la condition suivante :

$$\text{à l'ELU : } S_{rad} = 1239.70 \text{ m}^2 > \frac{N_U}{1,33 \times \bar{\sigma}_{sol}} = \frac{177091,73}{1,33 \times 150} = 887,68 \text{ m}^2$$

$$\text{à l'ELS : } S_{rad} = 1239.70 \text{ m}^2 > \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{129204,60}{150} = 861,36 \text{ m}^2$$

Les deux conditions sont vérifiées.

VI.6.3. Caractéristiques géométriques:

➤ **Centre de gravité :**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suit :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i}$$

Avec :

Si : Aire du panneau considéré ;

(Xi , Yi) : Centre de gravité du panneau considéré.

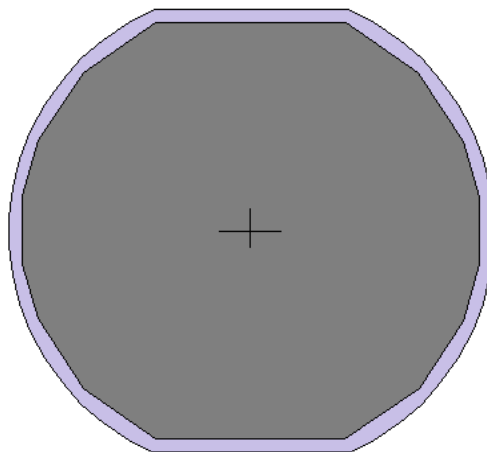


Figure VI.3 : Contour de radier avec débord

- Les coordonnées du centre de gravité du radier sont :

$$X_{G \text{ rad}} = 20,37 \text{ m}$$

$$Y_{G \text{ rad}} = 18,41 \text{ m}$$

- Les coordonnées du centre d'application des charges du bâtiment sont :

$$X_{G \text{ bat}} = 20,16 \text{ m}$$

$$Y_{G \text{ bat}} = 18,99 \text{ m}$$

➤ **Calcul de l'excentricité :**

$$e_x = |20,37 - 20,16| = 0,20 \text{ m}$$

$$e_y = |18,41 - 18,99| = 0,58 \text{ m}$$

➤ **Moment d'inertie :**

Le moment d'inertie est donné par :

$$I = \sum (I_i + S_i d_i^2)$$

Avec :

I_i : moment d'inertie du panneau (i).

S_i : aire du panneau considéré (i).

d_i : distance entre le CDG du panneau (i) et le CDG du radier.

- Les moments d'inertie du radier suivant les deux directions sont :

$$I_{xx} = 115390,99 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 130043,52 \text{ m}^4$$

VI.6.4. Vérification de la stabilité au renversement du radier :

Pour la stabilité au renversement du radier il faut vérifier que :

$$\frac{M_{stab}}{M_{renv}} \geq 1,5$$

M_{stab} : moment stabilisateur sous l'effet du poids propre.

M_{renv} : moment de renversement a la base de radier.

$$M_{renv} = M_0 + V \times h \quad \text{avec :}$$

M_0 : moment de renversement obtenu par l'étude sismique (chapitre 04).

V : l'effort tranchant a la base(chapitre 04).

h : la profondeur de l'infrastructure. $h = 3,52 \text{ m}$

Suivant XX :

$$M_{stab} = 0,8 \times W \times X_G = 0,8 \times 111434,47 \times 20,37 = 1815936,12 \text{ KN.m}$$

$$M_{renv} = M_0 + V \times h = 109861,91 + 5643,42 \times 3,52 = 129726,75 \text{ KN.m}$$

Suivant YY :

$$M_{stab} = 0,8 \times W \times Y_G = 0,8 \times 111434,47 \times 18,41 = 1641206,87 \text{ KN.m}$$

$$M_{renv} = M_0 + V \times h = 103032,41 + 5292,60 \times 3,52 = 121662,36 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$\frac{M_{stab}}{M_{renv}} = \frac{1815936,12}{129726,75} = 13,99 \geq 1,5$$

$$\frac{M_{stab}}{M_{renv}} = \frac{1641206,87}{121662,36} = 13,48 \geq 1,5$$

Conclusion:

Notre structure est stable au renversement dans les deux sens.

VI.6.5. Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en

vérifiant que : $W \geq F_s \gamma Z S$

Avec :

W : Poids totale de radier qui est égale à 109869,18 KN

F_s : Coefficient de sécurité du renversement.

γ : Poids volumique de l'eau.

Z : Profondeur de l'infrastructure.

S : Surface de radier.

$$W = 111434,47 \text{ KN} \geq F_s \gamma Z S = 1,50 \times 10 \times 3,52 \times 1239,70 = 65456,16 \text{ KN}$$

$$W = 111434,47 \text{ KN} \geq 65456,16 \text{ KN} \rightarrow CV$$

VI.6.6. Vérification de la stabilité au renversement du radier selon l'RPA:

Il faut vérifier la condition suivante :

$$e = \frac{M_{rad}}{N} < \frac{l}{4}$$

Avec :

e : C'est l'excentricité de la force résultante suivant x et y :

$$e_x = 0,20 \text{ m}$$

$$e_y = 0,58 \text{ m}$$

M_{rad} : C'est le moment global de la structure.

$$M_{rad} = (N \times e_{x,y}) + M_{stru}$$

N : C'est l'effort normal global de la structure.

l : C'est les dimensions de radier suivant x et y.

Tableau VI.1 : Vérification de stabilité au renversement du radier

	0,8G + E		0,8G - E		G + Q + E	
	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY
<i>N</i> (KN)	73309,78	73309,78	73309,78	73309,78	106308,09	106308,09
<i>M_{stru}</i> (KN.m)	97174,53	119157,053	-151725,89	-111663,29	82617,74	114308,93
<i>M_{rad}</i> (KN.m)	111836,49	161676,72	-137063,93	-69143,62	103879,36	175967,62
<i>e</i> (m)	1,52	2,20	1,87	0,94	0,97	1,65
<i>l/4</i> (m)	10,11	9,21	10,11	9,21	10,11	9,21
Vérification	$e < l/4$	$e < l/4$	$e < l/4$	$e < l/4$	$e < l/4$	$e < l/4$

VI.6.7. Evaluation et vérification des contraintes sous le radier :

Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), Les contraintes transmises au sol par le radier devront être compatibles avec le risque de rupture du sol situé sous le radier.

Il faut vérifier que : $\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < \sigma_{adm}$

Avec : $\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I}$ et $\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{MV}{I}$

Le radier est sollicité par les efforts suivants :

N : effort normal appliqué à la surface de radier.

M : moment fléchissant appliqué à la surface de radier.

B : surface total du radier.

V : distance entre le centre de gravité du radier et l'extrémité de la structure.

I : moment d'inertie du radier.

A cet effet les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison $0.8G \pm E$.
- Aux contraintes de compression (tassement) avec la combinaison $G + Q + E$.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2 : Vérification des contraintes de sol sous le radier

	0,8G + E		0,8G - E		G + Q + E	
	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY
$N(KN)$	73309,78	73309,78	73309,78	73309,78	106308,09	106308,09
$M_{rad}(KN.m)$	111836,49	161676,72	137063,93	69143,62	103879,36	175967,62
$V(M)$	20,37	18,41	20,37	18,41	20,37	18,41
$I(m^4)$	130043.52	115390.99	130043.52	115390.99	130043.52	115390.99
$S(m^2)$	1239.70	1239.70	1239.70	1239.70	1239.70	1239.70
$\sigma_1(KN/m^2)$	76,65	84,93	80,60	70,17	102,02	113,82
$\sigma_2(KN/m^2)$	41,62	33,34	37,66	48,10	69,48	57,68
$\sigma_{moy}(KN/m^2)$	67,89	72,03	69,86	64,65	93,88	99,78
$\sigma_{adm}(KN/m^2)$	150	150	150	150	150	150
Vérification	CV	CV	CV	CV	CV	CV

VI.7. Ferrailage du radier nervuré :

Le calcul de radier ce fait comme un plancher renversé chargé par la réaction du sol ; les nervure et la dalle de radier travaille à la flexion simple donc on va les ferrailer à partir des sollicitations plus défavorable.

VI.7.1. Ferrailage du la dalle :

➤ Calcul des sollicitations :

- Calcul du α : $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$

On prend le panneau le plus défavorable :

$$\begin{cases} L_x = 5.60m \\ L_y = 6.10m \end{cases} \Rightarrow \alpha = \frac{5.60}{6.10} = 0.92 \text{ donc le panneau porte dans les deux sens.}$$

- Calcul des moments :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q L_x^2 \\ M_y = \mu_y M_x \end{cases}$$

μ_x et μ_y en fonction de l'élancement α (voir tableau BAEL).

On a un panneau courant (continu sur ses quatre bords) :

✓ Dans le sens de la petite portée :

$$\begin{cases} \text{en travée: } M_{t,x} = 0.75M_{x,u} \\ \text{aux appuis : } M_{a,y} = -0.5M_{x,u} \end{cases}$$

✓ Dans le sens de la grande portée :

$$\begin{cases} \text{en travée: } M_{t,y} = 0.75M_{y,u} \\ \text{aux appuis : } M_{a,y} = -0.5M_{y,u} \end{cases}$$

➤ **Evaluation des charges et surcharges :**

$$\begin{cases} q_u = \frac{N_U}{S_{radié}} = \frac{177091.73}{1239.40} = 142.88KN \\ q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{radié}} = \frac{129204.60}{1239.40} = 104.25KN \end{cases}$$

- Moment à l'ELU :

$$\begin{cases} u_x = 0.0437 \\ u_y = 0.8251 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = 0.0437 \times 142.88 \times 5.6^2 = 195.81KN.m \\ M_y = 0.8251 \times 195.81 = 161.56KN.m \end{cases}$$

- Moment à l'ELS :

$$\begin{cases} u_x = 0.0509 \\ u_y = 0.8729 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = 0.0509 \times 104.25 \times 5.6^2 = 166.40KN.m \\ M_y = 0.8729 \times 166.40 = 145.50KN.m \end{cases}$$

Les moments en travée et aux appuis sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau VI.3 : Les moment du la dalle de radier

	Petite portée			Grande portée		
	M _x [KN.m]	M _{t,x} [KN.m]	M _{a,x} [KN.m]	M _y [KN.m]	M _{t,y} [KN.m]	M _{a,y} [KN.m]
ELU	195.81	146.86	97.91	161.56	121.20	80.78
ELS	166.40	124.80	83.20	145.50	109.13	72.75

Le calcul de ferrailage se fait en flexion simple pour 1 mètre linéaire dans les deux sens avec : $b = 100cm$, $h = 40cm$, $d = 0.9h = 36cm$.

➤ **Ferrailage dans le sens X-X :**

En travée :

✓ **moment ultime réduit :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{146.86 \times 10^6}{1000 \times 360^2 \times 14.2} = 0.08$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{146.86}{124.80} = 1.17$$

$$\mu_{lu} = [3440(1.17) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.22 \quad \square$$

$$\mu_{bu} = 0,08 < \mu_{lu} = 0,22 \Rightarrow A' = 0 \quad \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d[1 - 0,6\mu_{bu}] = 0,36[1 - 0,6(0,08)] = 0,343\text{m}$$

$$A_t = \frac{M_u}{Z_B \times f_{ed}} = \frac{146.86 \times 10^6}{343 \times 348} = 1230.35\text{mm}^2 = 12.30\text{cm}^2$$

$$A_s = 12.30\text{cm}^2 \quad \text{on adopte : } 5\text{HA}20 = 15.71\text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{97.91 \times 10^6}{1000 \times 360^2 \times 14.2} = 0.06$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{97.91}{83.20} = 1.17$$

$$\mu_{lu} = [3440(1.17) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.22$$

$$\mu_{bu} = 0,06 < \mu_{lu} = 0,22 \Rightarrow A' = 0 \quad \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d[1 - 0,6\mu_{bu}] = 0,36[1 - 0,6(0,06)] = 0,347\text{m}$$

$$A_t = \frac{M_u}{Z_B \times f_{ed}} = \frac{97.91 \times 10^6}{347 \times 384} = 810.80\text{mm}^2 = 8.10\text{cm}^2$$

$$A_s = 8.10\text{ cm}^2 \quad \text{on adopte : } 5\text{HA}16 = 10.05\text{cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité :** (Article B.7.4) BAEL91/99

La section minimale pour les dalles dans le sens xx est :

$$A_{min} \geq \rho_0 b h \frac{\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)}{2} = 0.0008 \times 100 \times 40 \times \frac{\left(3 - \frac{5.6}{6.1}\right)}{2} = 3.33\text{cm}^2$$

Et dans le sens yy est :

$$A_{min} \geq \rho_0 b h \quad \text{Avec} \quad \rho_0 = 0.0008 \text{ pour } f_e E400$$

$$A_{min} \geq \rho_0 b h = 0.0008 \times 100 \times 40 = 3.2\text{cm}^2$$

Tableau VI.4 : Ferrailage de la dalle du radier

Position		M _u [KN.m]	μ _{bu}	μ _{lu}	A _s [cm ²]	A _{min} [cm ²]	choix	A _s adopté
Sens x-x	Travée	146.86	0.08	0.22	12.16	3.33	5HA20+5HA14	23.41
	Appuis	97.91	0.06	0.22	8.01	3.33	5HA20	15.71
Sens y-y	Travée	121.20	0.07	0.20	9.96	3.20	5HA20+5HA14	23.41
	Appuis	80.79	0.04	0.20	6.28	3.20	5HA20	15.71

➤ **Verification à l'ELS :**

Il faut vérifier les deux conditions suivantes :

La contrainte de béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ avec } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

La contrainte d'acier :

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) < \bar{\sigma}_{st} = 201.6 \text{ MPa} ; \text{ fissuration préjudiciable}$$

Position de l'axe neutre y : est la solution de cette équation :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A'_s(y - d') - 15A_s(d - y) = 0$$

La solution de cette équation est donnée par la formule suivante :

$$y = \frac{15(\acute{A}_s + A_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + \acute{d}\acute{A}_s)}{7.5(A_s + \acute{A}_s)^2}} - 1 \right]$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - d')^2$$

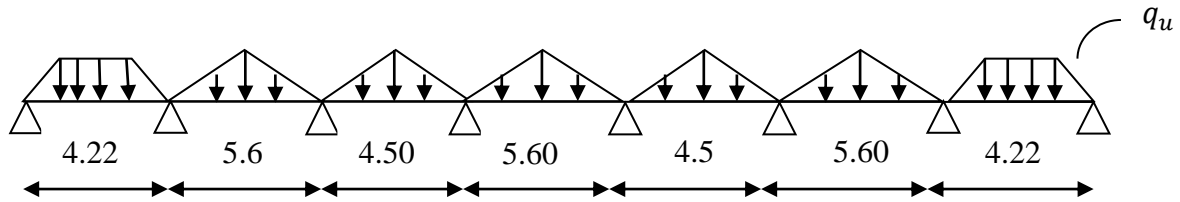
Tableau VI.5 : Les vérifications des contraintes dans la dalle du radier

	Sens	M _{ser} [KN.m]	Y[cm]	I[cm ⁴]	σ _{bc} [MPa]	σ _{st} [MPa]	σ̄ _{bc} [MPa]	σ̄ _{st} [MPa]	obc
Appuis	X-X	83.20	10.89	277823.26	3.26	112.79	15	201.60	CV
	Y-Y	72.75	10.89	277823.26	2.85	98.62	15	201.60	CV
Travées	X-X	124.8	12.78	258906.88	6.08	167.89	15	201.60	CV
	Y-Y	109.13	12.78	258906.88	6.16	146.81	15	201.60	CV

VI.7.2. Ferrailage des nervures :

Les nervures sont calculées comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

Schéma statique de nervure la plus sollicité :



➤ **Evaluation des charges et surcharges :**

$$\begin{cases} \text{à l'ELU : } q_u = 1.35Q + 1.5G = 142.88\text{KN/m}^2 \\ \text{à l'ELS : } q_s = G + Q = 104.25\text{KN/m}^2 \end{cases}$$

➤ **Calcul des sollicitations de la nervure :**

- Une charge trapézoïdale :

$$p = \frac{L_x \times Q}{4} \left(1 + \frac{L_x}{2 \times L_y} \right)$$

- Une charge triangulaire :

$$p = \frac{L_x^2 \times Q}{4}$$

L_y : la grande portée de panneau.

L_x : la petite portée de panneau.

Tableau VI.6 : Les charges uniformément répartie de la nervure

	Travée 01	Travée 02	Travée 03	Travée 04	Travée 05	Travée 06	Travée 07
q_u [KN/m]	420.07	489.36	489.36	489.36	489.36	489.36	420.07
q_s [KN/m]	306.97	356.44	356.99	356.44	356.99	356.44	306.97

A partir de logiciel RDM6 on tire les valeurs suivant :

Tableau VI.7 : Moment max en travée aux appuis des nervures

	M_t [KN.m]	M_a [KN.m]	T[KN]
ELU	835.10	1199	1398
ELS	607.80	874	1018

➤ **Calcul des armatures longitudinales :**

Ce sont des poutres disposées le long de radier de section $(100 \times 75) \text{cm}^2$,

Les calculs se feront en flexion simple avec les moments maximaux en travée ainsi qu'aux appuis.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.8 : Ferrailage des nervures

	$M_u[\text{KN.m}]$	μ_{bu}	μ_{iu}	$A_s[\text{cm}^2]$	$A_{\min}[\text{cm}^2]$	Choix des barres	A_s adopté
Appuis	1199	0.14	0.24	41.81	8.15	8HA25F+8HA20CH	64.4
Travée	874	0.12	0.24	28.40	8.15	8HA25	39.27

Puisque on a une grande hauteur de la nervure, il est indispensable de calculé les armatures de peau :

$$A_p = 3 \text{cm}^2 \times \text{périmètre de la retombée en mètre} = 3 \times (0.6 \times 2 + 0.75) = 5.85 \text{cm}^2$$

On prend 4HA14=6.16cm².

➤ **Calcul des armatures transversales dans les nervures :**

• **Selon BAEL 91 :**

La section minimale A_t doit vérifier :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28}^*}{0.9 \times \sigma_s}$$

$$f_{t28}^* = \min(f_{t28}, 3.3 \text{MPa})$$

b : largeur de la nervure

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales

$$S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{cm}) = \min(81; 40 \text{cm}) = 40 \text{cm}$$

Soit $S_t = 15 \text{cm}$

$$\text{donc : } A_t \geq \frac{1.51 - 0.3 \times 2.1}{0.9 \times 348} \times 75 \times 10 = 2.11 \text{cm}^2$$

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0.4 b_0} = \frac{2.11 \times 100 \times 400}{0.4 \times 300} = 70.33 \text{cm} \quad CV$$

• Selon RPA :

La section minimale A_t doit vérifier :

$$A_t \geq 0.003 \times S_t \times b$$

L'espace maximal :

* En zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l\right) \Rightarrow S_t \leq 25 \text{ cm.}$$

* En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq 50 \text{ cm.}$$

On opte pour les zones nodales : $S_t=10 \text{ cm}$

Les zones courantes : $S_t= 15\text{cm.}$

$$A_t \geq 0.003 \times 75 \times 15 = 3,37 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

$$S_t \text{ adopté} = \min(S_{tBAEL}, S_{tRPA})$$

- Zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$
- Zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t \text{ adopté} = 4\phi 12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.9 : Les armatures transversales des nervures

	Espace				Armatures transversales		
	Zone courante	Zone nodale	Espace adopté		At	Choix des barres	At adoptée
RPA	10	15	$Z_{courante}$	Z_{nodale}	2,25	4φ12	4.52
BAEL	20	20	10	15	3,37		

➤ Vérification à l'ELU :

Tableau VI.10 : Vérification des nervures à l'ELU

	Contrainte de cisaillement				Contrainte d'adhérence			
	V_u [KN]	τ_u [MPa]	$\bar{\tau}_u$ [MPa]	OBS	$\sum U_i$ [mm]	τ_{su} [MPa]	$\bar{\tau}_{su}$ [MPa]	OBS
Appuis	1018	1.51	3.33	CV	1130.4	1.25	3.15	CV
Travée	0	0	3.33	CV	628	0	3.15	CV

➤ **Vérification a ELS :**

Il faut vérifier les deux conditions suivantes :

La contrainte de béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ avec } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

La contrainte d'acier :

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) < \bar{\sigma}_{st} = 201.6 \text{ MPa ; fissuration préjudiciable}$$

Position de l'axe neutre y : est la solution de cette équation :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A'_s(y - d') - 15A_s(d - y) = 0$$

La solution de cette équation est donnée par la formule suivante :

$$y = \frac{15(\hat{A}_s + A_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d'\hat{A}_s)}{7.5(A_s + \hat{A}_s)^2}} - 1 \right]$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - d')^2$$

Tableau VI.11 : Vérification des nervures a ELS

	M_{ser} [KN.m]	Y [cm]	I [cm ⁴]	σ_{bc} [MPa]	σ_{st} [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_{st}$ [MPa]	OBS
Appuis	874.00	36.97	3979814.0	8.12	174.69	15	201.6	CV
Travée	607.80	13.22	3518757.7	2.28	198.93	15	201.6	CV

➤ **Vérification de la flèche :**

- **Condition N°1 :** $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{100}{560} = 0.179 \geq \frac{1}{16} = 0.062$
- **Condition N°2 :** $\frac{h}{L} \geq \frac{M_{ser}}{10M_{so}} \Rightarrow \frac{100}{560} = 0.179 \geq \frac{608.7}{10 \times 1397.24} = 0,044$
- **Condition N°3 :** $\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4.2}{F_e} \Rightarrow \frac{39.27}{75 \times 90} = 0,006 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105$

Les trois conditions sont vérifiées donc pas de vérification de la flèche.

VI.7.3. Ferrailage de débord :

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur $L= 1$ m, le calcul de Ferrailage sera pour une bande de largeur égale à un mètre.

$h=0.4$ m, $b=1$ m, $d=0,9h= 0.36$ m

Le ferrailage sera fait en flexion simple et en Fissuration préjudiciable.

$$M_U = \frac{q_u \times L^2}{2} = \frac{142.88 \times 1^2}{2} = 71.44 \text{KN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times L^2}{2} = \frac{104.25 \times 1^2}{2} = 52.125 \text{KN.m}$$

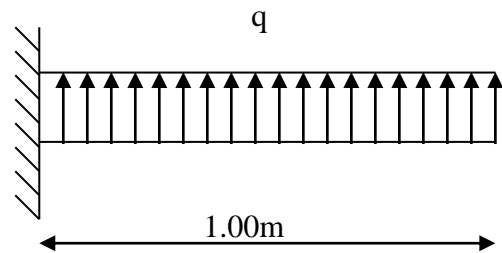


Figure VI.4 : Schéma statique de débord

Tableau VI.12 : Ferrailage de débord

M_u [KN.m]	μ_{bu}	μ_{lu}	A_s [cm ²]	A_{min} [cm ²]	Choix des barres	A_s adopté
71.44	0.039	0.29	0.58	4.35	5HA16	10.25

➤ **Vérification à l'ELS :**

Tableau VI.13 : Vérification des contraintes dans le débord

	M_{ser} [KN.m]	Y [cm]	I [cm ⁴]	σ_{bc} [MPa]	σ_{st} [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_{st}$ [MPa]	OBS
Travée	52.125	9.01	134196.45	3.50	157.25	15	201.6	CV

VI.8. Etude de voile périphérique :

Le voile périphérique est une paroi verticale en béton armé, rectiligne effectué sur une profondeur de 2.27 m pour permettre la réalisation d'un sous-sol, il assure à la fois un bon encastrement et bonne stabilité de l'ouvrage ainsi qu'il limite les tassements différentielle a une valeur acceptable.

VI.8.1. Recommandation du RPA 99 :

D'après **RPA2003**, le voile périphérique doit avoir la caractéristique minimale ci-dessous :

- L'épaisseur du voile doit être supérieur ou égale 15 cm.

- Les armatures sont constituées de 2 nappes
- Le pourcentage minimum est de 0,1 % dans les deux sens
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.8.2. Dimensionnement du voile :

Le voile périphérique de notre structure a les dimensions suivantes :

- Épaisseur de 20 cm
- Hauteur de 2.27 m
- Longueur de 119,07 m

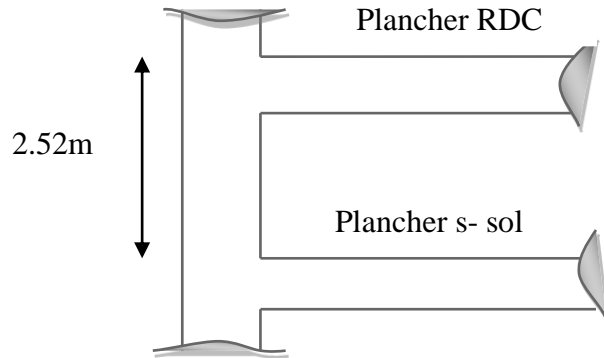


Figure VI.5 : Le voile périphérique

VI.8.3. Détermination des sollicitations :

Dans notre cas, le voile n'est plus un élément porteur, donc on est en présence d'un voile écran travaillant comme étant une dalle pleine dont les charges qui lui sont appliquées sont les poussées des terres. Le voile périphérique est conçu de telle façon à retenir la totalité des poussés des terres.

a) Données :

- Surcharges éventuelle : $q=5KN /m^2$
- poids volumique : $\gamma_h =18KN /m^3$.
- Angle de frottement interne : entre 15.64 et 19.24 en prend $\varphi=19^\circ$
- Cohérence : $C=0$.

b) Poussée due aux terres :

$$\sigma_h = K_0 \times \gamma_h \times H$$

Avec : K_0 : coefficient de poussée des terres au repos.

$$K_0 = \text{tg}^2 \left[45 - \frac{\varphi}{2} \right] = 0.51$$

$$\begin{cases} H = 0 & \Leftrightarrow \sigma_h = 0 \\ H = 2.52 & \Leftrightarrow \sigma_h = 23.13 \text{ KN}/m^2 \end{cases}$$

c) Poussée due aux surcharges :

$$\sigma_q = K_q \times q$$

$$K_q = \frac{K_0}{\cos(\beta - \gamma)}$$

On prend $\beta = \gamma = 0$

$$K_q = K_0 = 0.51$$

Une contrainte éventuelle d'exploitation $q = 5 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma_q = K_q \times q = 0.51 \times 5 = 2.55$$

VI.8.4. Méthode de calcul :

Le ferrailage des voiles périphériques, sera calculé comme étant une dalle appuyée sur quatre côtes.

❖ **Contrainte totale :**

➤ **ELU :**

$$\sigma_u = 1.35 \times \sigma_{h(0)} + 1.5\sigma_q = 3.83 \text{ KN/m}^2 \Leftrightarrow \sigma_{min}$$

$$\sigma_u = 1.35 \times \sigma_{h(2.52)} + 1.5\sigma_q = 35.05 \text{ KN/m}^2 \Leftrightarrow \sigma_{max}$$

$$\sigma_{moy} = 19.44 \text{ KN/m}^2$$

➤ **ELS :**

$$\sigma_{ser} = \sigma_{h(0)} + \sigma_q = 2.55 \text{ KN/m}^2 \Leftrightarrow \sigma_{min}$$

$$\sigma_{ser} = \sigma_{h(2.52)} + \sigma_q = 25.68 \text{ KN/m}^2 \Leftrightarrow \sigma_{max}$$

$$\sigma_{moy} = 14.12 \text{ KN/m}^2$$

VI.8.5. Ferrailage du voile :

Le ferrailage sera calculé pour le panneau le plus sollicité en flexion simple avec une fissuration préjudiciable, le calcul se fait pour une bande de 1 m.

$$l_x = 2.27 \text{ m} \quad l_y = 4.22 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.27}{4.22} = 0.54 \Leftrightarrow 0.4 \leq \alpha \leq 1 \text{ Le panneau porte sur les deux sens.}$$

$$M_{0x} = U_x \times \sigma_{moy} \times L^2_x \text{ Dans le sens de la petite portée.}$$

$$M_{0y} = U_y \times M_{0x} \text{ Dans le sens de la grande portée.}$$

Les valeurs de μ_x , μ_y sont données par le BAEL.

$$\text{Ventilation des moments} \begin{cases} M_t = 0.75 \times M_0 \\ M_{app} = 0.5 \times M_0 \end{cases}$$

VI.8.5.1. Ferrailage minimal :

- Selon le **RPA2003 (Article 10.1.2)** ; le pourcentage minimal des armatures et de 0.1% dans les deux sens et en deux nappes ce qui nous donne :

$$A_{RPA} = 0,1.b.h / 100 = 0,1.20.100/100 = 2\text{cm}^2/\text{ml}.$$

- Selon le **BAEL 91** ; le ferrailage minimal est de :

$$A_{\min} = 0,0008.b.h = 1,6\text{ cm}^2/\text{ml}.$$

VI.8.5.2. Evaluation des moments :

Tableau VI.14 : Moments longitudinaux et transversaux du voile

	L_x [m]	L_y [m]	α	U_x	U_y	σ [KN/m ²]	M_x [KN.m]	M_y [KN.m]
ELU	2.27	4.22	0.54	0.0905	0.25	19.44	9.07	2.27
ELS	2.27	4.22	0.54	0.0918	0.405	14.12	6.68	2.71

VI.8.5.3. Calcul des armatures :

- à l'ELU :

Tableau VI.15 : Ferrailage du voile à l'ELU

	Sens XX (vertical)		Sens YY (horizontal)	
	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
M_u [KN.m]	4.54	6.80	1.14	1.70
A_s [cm ² /ml]	0.72	1.10	0.20	0.30
$A_{s\min}$ [cm ² /ml]	2	2	2	2
Choix de Φ	5HA12	5HA12	5HA10	5HA10
A_s adopté [cm ²]	5.65	5.65	3.93	3.93

➤ à l'ELS :

Tableau VI.16 : Ferrailage du voile à l'ELS

	Sens XX (vertical)		Sens YY (horizontal)	
	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
M_s [KN.m]	3.34	5.01	1.36	2.03
A_s [cm ² /ml]	0.54	0.80	0.22	0.32
$A_{s\min}$ [cm ² /ml]	2	2	2	2
Choix de Φ	5HA12	5HA12	5HA10	5HA10
A_s adopté [cm ²]	5.65	5.65	3.93	3.93

VI.8.5.4. Armatures transversales :

Aucune armature transversale n'est requise parce que la dalle est coulée sans reprise de bétonnage.

VI.8.6. Vérification des contraintes tangentielles à l'ELU :

➤ Calcul de l'effort tranchant :

$$\begin{cases} V_x = q_u \times \frac{L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \Rightarrow V_x = 4.47KN \\ V_y = q_u \times \frac{L_x}{3} \leq V_x \Rightarrow V_y = 3.78KN \end{cases}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33MPa \\ 5MPa \end{array} \right.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{3.78 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.021MPa$$

La contrainte de cisaillement conventionnelle vérifiée la condition suivante :

$$\tau_u < 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17MPa$$

VI.8.7. Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VI.17 : Vérification des contraintes à l'ELS dans le voile

	position	M_{ser} [KN.m]	A [cm ²]	Y [cm]	I [cm ⁴]	σ_b [MPa]	$\bar{\sigma}_b$ [MPa]	σ_s [MPa]	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]
Sens XX	Appuis	3.34	5.65	4.75	18461.95	0.86	15	35.96	201.6
	Travée	5.01	5.65	4.75	18461.95	1.29	15	53.93	201.6
Sens YY	Appuis	1.36	3.93	1.54	4094.41	0.51	15	82.01	201.6
	Travée	2.03	3.93	1.54	4094.41	0.76	15	122.41	201.6

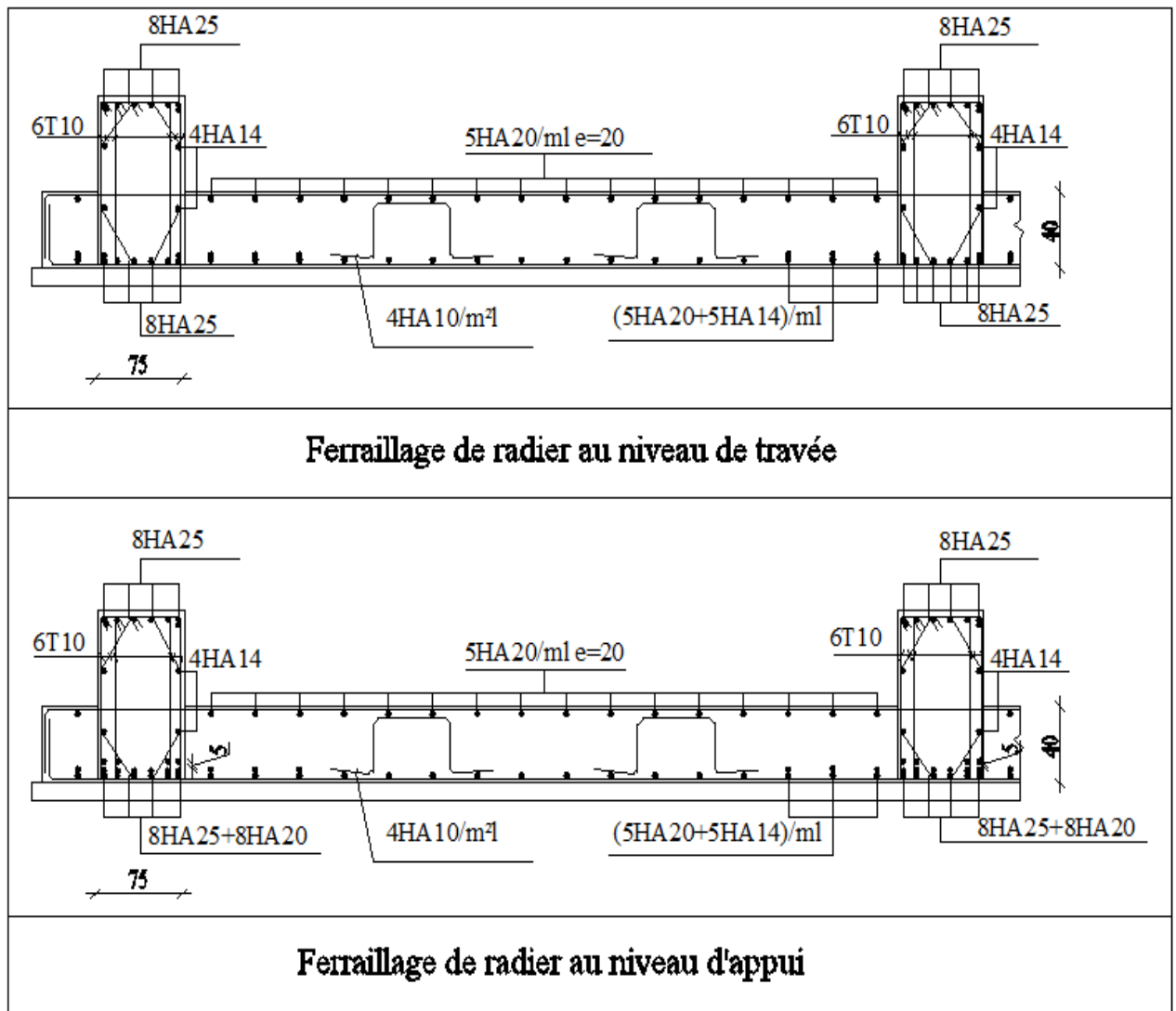


Figure VI.6 : Schéma de ferrailage de radier aux appuis et en travées

Conclusion générale

CONCLUSION GENERALE

En plus de toutes les connaissances que nous a apporté cette formation en génie civil, ce mémoire nous a permis d'améliorer nos connaissances en terme de calcul et pratique.

On a constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul théorique mais surtout sur sa concordance avec le côté pratique d'où la nécessité d'une bonne critique des résultats.

Cette expérience nous a aidé à mieux connaître les étapes nécessaires dans l'étude d'un bâtiment en béton armé et de bien comprendre le comportement des différents éléments de l'ouvrage afin de pouvoir appliquer les règlements indispensables, ainsi d'affranchir la vie professionnel avec un bagage nécessaire pour assurer une bonne fonction.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail pourra être utile aux prochaines promotions.

Bibliographie

BIBLIOGRAPHIES

➤ **Règlements :**

- Béton Armé (BAEL 91/ Modifier 99).
- Charges Et Surcharges.
- Règles De Conception Et De Calcul Des Structures En Béton Armé (CBA93).
- Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A99/2003).

➤ **Livres :**

- Belazougui. M, Calcul Des Ouvrages En Béton Armé, office des publications universitaires, Alger 2004.
- Henry. Thonier, Conception Et Calcul Des Structures De Bâtiment (Tome 1), Editions Presses De l'école Nationale Des Ponts Et Chaussées, PARIS 1992.
- Henry. Thonier, Conception Et Calcul Des Structures De Bâtiment (Tome 2), Editions Presses De l'école Nationale Des Ponts Et Chaussées, PARIS 1993.
- Henry. Thonier, Conception Et Calcul Des Structures De Bâtiment (Tome 3), Editions Presses De l'école Nationale Des Ponts Et Chaussées, PARIS 1995.
- Henry. Thonier, Conception Et Calcul Des Structures De Bâtiment (Tome 4), Editions Presses De l'école Nationale Des Ponts Et Chaussées, PARIS 1996.

➤ **Mémoires de fin d'étude.**

ANNEXE
