

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



N° Réf :

Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf-Mila

Institut des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Projet de fin d'étude préparé en vue de l'obtention du diplôme de

MASTER

Filière: Génie civil

Spécialité: Structures

Thème

Etude technique et analyse linéaire d'une structure multi-étagée

Présenté par :

- **Bendjazia Amani**
- **Boulamaize Oumaima**

Devant le jury composé de :

Président : **BELGHIAT Choayb** (MCA)

Examineur : **LECHEHEB Mostefa** (MCA)

Promoteur : **DJEGHADER Djamel** (MCA)

Centre universitaire de Mila.

Centre universitaire de Mila.

Centre universitaire de Mila.

Année Universitaire : 2023/2024



Remerciement

Nous tenons tout d'abord à remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui nous a donnés la force et la patience d'accomplir ce modeste travail. En seconde lieu nous voudrions présenter nos remerciements à notre promoteur «DJEGHADER Djamel» Nous voudrions également lui témoigner notre gratitude pour sa patience et son soutien qui nous a été précieux afin de mener notre travail à bon port. Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre recherche en acceptant d'examiner notre travail et de l'enrichir par leurs propositions. Nos parents, Nous remercions également Ben Zebouchi Abd errezak, qui nous a aidé dans notre travail, grâce à son expérience dans ce domaine. Enfin, nous tenons également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Merci

Dédicace

J'ai toujours pensé faire ou offrir quelque chose à mes parents en signe de reconnaissance pour tout ce qu'ils ont consenti d'efforts rien que pour me voir réussir, et voilà l'occasion est venue. A ceux qui m'ont donné la vie, symbole de beauté, de fierté, de sagesse et de patience. A ceux qui sont la source de mon inspiration et de mon courage, à qui je dois de l'amour et de la reconnaissance.

A mon cher père : Nour Eddine.

A ma chère mère : Samia.

A mon cher frère : Abd Essamed.

A mes chères sœurs : Safa et Marwa.

A toute ma famille sans exception.

A tous mes amis et proches : Nihad ; Rayane ; Hanane ; Dounia ; Rima et Rania qui m'ont soutenu.

A ma très cher binôme Amani.

A toute la promotion de GC Structure 2024. Je dédie ce modeste travail.

Oumaima

Dédicace

Le voyage n'était pas court et n'aurait pas dû être, le rêve n'était pas près, la route était pleine d'installations, mais je l'ai fait, Dieu merci, qui a facilité les débuts et atteint les extrémités.

Je suis fier de pleurer pour le droit d'être fier, chaque fil de la robe de succès que j'ai payé pour certains d'entre moi, mon succès est trop cher à faire. Je dédie le fruit de mon humble effort au précieux, qui était mon espoir pour le cœur tendre et la bougie qui était ma lumière dans les nuits sombres qui m'ont soutenu depuis mon voyage et fait le chemin, même si ce n'est pas le destin d'avoir avec moi en ce jour l'esprit pur de ma mère, que Dieu a pitié d'elle et habite dans les jardins de la taupe.

À celui que je porte fièrement son nom, qui m'a soutenu et m'a appris que la vie est une lutte et que son arme est la science, qui m'a appris la patience et la persévérance malgré les difficultés À mon noble père « Samir »

A ceux qui m'ont appris à gravir l'échelle de la vie avec sagesse et patience et m'ont donné la vie et l'espérance à ceux que Dieu m'a donné la grâce de les avoir dans ma vie, mes sœurs exemplaires « Nehla, Khaoula », ma petite princesse « ilhem » et ma fierté « Salah Eddine », sans oublier mes amoureuse nièces « Nada El Rayane , Chams Meca , Djenna Nadine » et mon unique neveu : « Fadi » .

Aux amis des années et des adversités, et d'inspirer mon succès à ceux qui m'ont tendu la main quand mes chers amis ont besoin de moi « Makarim, Dounyazed et Oumyma ».

A mon plus cher cousin « Oussama » qui m'a soutenu tout au long de ce modeste travail et qui m'a beaucoup aidé grâce à son expérience en tant que architecte.

Je dédie également cette expérience à toute la promotion génie civil 2024 notamment Mr « Benzbouchi Abd Rezak » qui nous a vraiment servi dans ce modeste travail, avec une grande patience.

Enfin, je dédie ce travail aussi à ma respectueuse binôme « Oumima ».

Amani

Résumé :

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial constitué d'un Rez de chaussée plus cinq (5) étages ; implanté à la wilaya de Mila à Tadjant. Cette région est classée en zone de sismicité moyenne (IIa) selon les règles parasismiques algériennes RPA99 version 2003. La résistance du bâtiment est assurée par un système de contreventement mixte (portiques voiles) L'objectif étant le dimensionnement des différents constitutifs du bâtiment pour déterminer le ferrailage approprié pour la résistance de ce dernier aux différentes actions auxquelles il peut être soumis, nous avons dû faire appel aux règlements en vigueur notamment le CBA93, le RPA99 /2003 et le BAEL91 /99. L'étude dynamique de la structure faite par le logiciel de calcul ROBOT afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charge permanentes, d'exploitation et charge sismique). Enfin, dans la dernière partie du mémoire on a fait l'étude et le calcul des fondations.

Abstract

This project presents a detailed study of a building for residential and commercial use consisting of a ground floor plus five (5) floors; implanted in the wilaya of Mila in Tadjnant. This region is classified as a zone of average seismicity (IIa) according to the Algerian seismic rules RPA99 version 2003. The resistance of the building is ensured by a mixed bracing system (sail frames) The objective being the dimensioning of the various constituents of the building to determine the appropriate reinforcement for the resistance of the latter to the various actions to which it can be subjected, we had to appeal to the regulations in force in particular the CBA93, the RPA99 /2003 and BAEL91/99. The dynamic study of the structure made by the calculation software ROBOT in order to determine the various stresses due to the loads (permanent loads, operating and seismic load). Finally, in the last part of the thesis we studied and calculated the foundations.

ملخص:

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لمبنى سكني و تجاري يتألف من الطابق الأرضي و 5 طوابق و يقع في ولاية ميله، تاجنانت.

تصنف هذه المنطقة على أنها منطقة زلزالية (2 أ) وفقاً للقواعد الزلزالية الجزائرية RPA99 الإصدار 2003. ويتم ضمان مقاومة المبنى من خلال دعامة مختلط (أعمدة و جدران)

يهدف هذا المشروع لتحديد أبعاد المكونات المختلفة للمبنى و حساب التسليح المناسب لضمان مقاومته للأحمال المختلفة التي يمكن أن يتعرض لها، و قد تم الإستعان بالتشريعات النافذة بما في ذلك CBA 93 BAEL91 / RPA992003

وقد تم إجراء دراسة ديناميكية للهيكل بإستخدام برنامج ROBOT لتحديد الأحمال المختلفة الناجمة عن الأحمال الثابتة و التشغيلية والزلزالية. و في الفصل الأخير، تم إجراء دراسة و حساب الأساسات.

Sommaire

**CHAPITRE I : PRESENTATION DE PROJET ET CARACTERISTIQUE DES
MATERIAUX**

I.1 Introduction.....	4
I.2 Présentation de l'ouvrage.....	4
I.2.1 Caractéristiques géométriques	10
I.2.2 Ossature et système constructif adopté.....	10
I.2.3 Données du site.....	11
I.3 Hypothèses de calcul et caractéristiques des matériaux	11
I.3.1 Hypothèses de calcul.....	11
I.3.2 Caractéristiques mécaniques des matériaux	11
I.3.2.1 principales caractéristiques et avantages du béton armé.....	11
I.4 Conclusion :	20

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGES

II-1- Introduction :	22
II-2- Pré dimensionnement des planchers :	22
II-3- Prédimensionnement des poutres:	24
II-4- Prédimensionnement des voiles :	26
II-4-1- Disposition des voiles.....	27
II-5- Prédimensionnement des escaliers :	28
II-6- Descente des charges :	30
II-7- Prédimensionnement des poteaux :	37
II-7-1- Etapes de Prédimensionnement:	37
II-7-2- Prédimensionnement des poteaux centraux:	37
II-7-3- Prédimensionnement des poteaux de rive et d'angle :	43
II-8-Conclusion :	44

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTSSECONDAIRE

III.Introduction:	46
Etude de l'acrotère	46

III-2-1- Evaluation des charges :	46
III-2-2- Ferrailage de l'acrotère :	47
III-3- Etude des escaliers :	49
III-3-1- Définition :	50
III-3-2- Etude de l'escalier :	50
III-3-3- Les différents types des escaliers:	Error! Bookmark not defined.
1.Charges et sur charges sur l'escalier :	51
2.Calcul des sollicitations :	52
3.Effort tranchant et moment fléchissant :	52
III.3 Calcul du Ferrailage :	54
III.4 Calcul de la flèche par la méthode d'inertie fissurée :	57
4.Calcul du Ferrailage :	Error! Bookmark not defined.
III.Etude de la poutre palière :	Error! Bookmark not defined.
III.1 RDC :	Error! Bookmark not defined.
III.2Dimensionnement :	Error! Bookmark not defined.
III.4 Calcul de la poutre palière :	59
III.4.Vérification à l'ELS :	63
III.4 Vérification de la flèche (BAEL 91Article B.6.5.1) [2]:	63
III.4.Poutre palier :	Error! Bookmark not defined.
1.Ferrailage longitudinal à l'ELU :	Error! Bookmark not defined.
3.Vérification de la flèche (BAEL 91Article B.6.5.1)[3] :	Error! Bookmark not defined.
III.5 ETUDE des dalles pleines (balcon) :	64
III.5.1 Méthode de calcul :	65
VI.5.Vérification de la flèche (BAEL) :	68
III.4. Etude des planchers :	74
III.4. 1 Introduction :	74
III.4. 2 Présentation des différents plans de coffrages :	74
III.4. 3 Evaluation des charges appliquées à chaque nervure :	75
III.4. 4 Les combinaisons d'action :	76
III.4. 5 Méthodes de calculs :	76
III.4. 6 Calcul des sollicitations des poutrelles :	78
III.4.6.1 Vérifications des Conditions d'application de la méthode forfaitaire :	78
III.4.6.2 Détermination des sollicitations :	79
III.4. 7 Ferrailage des poutrelles :	83

III.4.7.1	Les poutrelles dans la terrasse :	83
III.4.7.2	Les poutrelles dans l'étage courant :	90

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

IV.1.	Introduction :	108
IV.2.	Objective de l'étude sismique :	108
IV.3.	Présentation des différentes méthodes de calcul de la force sismique :	108
IV.3.1.	Méthode statique équivalente :	109
IV.3.1.1.	Définition :	109
IV.3.1.2.	Principe de la méthode :	109
IV.3.1.3.	Modélisation :	109
IV.3.1.4.	Conditions d'application de la méthode statique équivalente :	109
IV.3.2.	Méthode d'analyse modale spectrale :	110
IV.3.2.1.	Principe de la méthode :	110
IV.3.2.2.	Modélisation :	110
IV.3.2.3.	Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale :	111
IV.3.3.	Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :	111
IV.3.3.1.	Principe de la méthode :	111
IV.3.3.2.	Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique :	112
IV.4.	Classification de l'ouvrageselon leur importance :	112
IV.5.	Choix de la méthode de calcul :	112
IV.6.	Méthode statique équivalente :	113
IV.6.1.	Calcul de la Force Sismique Totale :	113
IV.6.1.1.	Coefficient d'Accélération de Zone « A » :	114
IV.6.1.2.	facteur d'amplification dynamique moyen « D » :	114
IV.6.1.3.	Coefficient de Comportement Global de la Structure « R » :	116
IV.6.1.4.	Facteur de qualité « Q » :	117
IV.6.1.5.	Poids totale de la structure « W » :	118
IV.7.	Vérification de l'effort tranchant à la base :	119
IV.8.	L'effort tranchant de chaque niveau :	121
IV.9.	Vérification des déplacements :	121
IV.10.	Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ :	122
IV.11.	Vérification de l'effort normal réduit :	123
IV.12.	Vérification denombre de modes à considérer :	124

IV.13.Vérification de la période :	124
IV.14.Les caractéristiques géométriques du bâtiment :	126
IV.15.Vérification au renversement :	128
IV.16.Conclusion :	130

CHAPITRE V : FERRAILLAGES DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1. Introduction:	131
V.2. FERRAILLAGE DES POTEAUX :	131
V.2.1. Les recommandations du RPA 99/2003 :	131
V.2.2. Sollicitation de calcul :	134
V.2.3. Vérifications :	138
V.3. FERRAILLAGE DES POUTRES :	141
V.3.1. Recommandation du RPA 99/2003 :	141
V.3.2. Ferrailage des poutres :	142
V.3.2.1. Poutre principale :	142
V.3.2.2. Poutre secondaire :	144
V.3.3. Vérifications :	146
V.3.3.1. Poutres principales :	146
V.3.3.2. Poutre secondaire :	148
V.4. FERRAILLAGE DES VOILES :	149
V.4.1. Recommandations de la RPA99 V 2003 :	150
V.4.2. Méthode de calcul des voiles :	152
V.4.3. Exemple de calcul :	153
V.4.3.1 Détermination des sollicitations :	154
V.4.3.2 Armatures verticales :	154
v.4.3.3 vérification :	158
V.4.3.Détermination des sollicitations :	158
V.4.3.5 Vérification.....	160
V.4.4. Schémadu Ferrailage des voiles :	161
V.5 CONCLUSION :	161

CHAPITRE VI: ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1.Introduction :	163
VI.2.Les Fondations :	163

VI.2.1.Introduction :	163
VI.3. Rôle de fondations	163
VI.4. Contrainte admissible du sol	164
VI.5. Stabilité des fondations	165
VI.6. Type des fondations	165
VI.7. Choix du type des fondations	166
VI.8 Calcul des fondations	166
VI.9 Calcul les semelles isolées	168
VI.9 Ferrailage des semelles isolées	172
VI.10.Conclusion	174

LISTES DES FIGURES

Figure I 1: Vue En Plan Du Rezde-Chaussé	4
Figure I 2: Vue En Plan Des Etages Courants.	5
Figure I 3: Vue de la coupe longitudinale du bâtiment.	6
Figure I 4: Vue en plan du plancher terrasse.....	7
Figure I 5: coupe AA.	8
Figure I 6: façade principale du bâtiment.	9
Figure I 7: Diagramme parabole-rectangle des contraintesDéformations du béton	14
Figure I 8: Diagramme rectangulaire simplifié.....	15
Figure I 9: Diagramme contrainte déformation d'acier	17
Figure I 10: Diagramme des déformations limites de la section (règle des trois pivots).....	19
Figure II. 1: coupe verticale du plancher à corps creux.	23
Figure II. 2: Section de la poutrelle.	24
Figure II. 3: Section réduite du voile.	27
Figure II. 4: schéma d'escalier.....	28
Figure II. 5: Composants d'un plancher terrasse en corps creux.	31
Figure II. 6: Coupe plancher étage courant.	32
Figure II. 7: Composants d'un plancher terrasse en dalle pleine.....	32
Figure II. 8: Mur simple cloison.	34
Figure II. 9: Représentation du poteau central le plus sollicité.....	39
Figure III. 1: Schéma de l'acrotère.	46
Figure III. 2: Schéma de ferrailage de l'acrotère.	49
Figure III. 3: Schéma d'escalier.	50
Figure III. 4: shéma statique d'escalier 1	51
Figure III. 5: Schéma statique de l'escalier type 1.	52
Figure III. 6: Diagramme des moments et des efforts tranchants.....	54
Figure III. 7: Schéma ferrailage d'escalier 1.....	58
Figure III. 8: Schéma statique d'escaliers type 2	Error! Bookmark not defined.
Figure III. 9: Schéma statique de l'escalier.	Error! Bookmark not defined.
Figure III. 10: Diagramme des moments et des efforts tranchants.....	Error! Bookmark not defined.
Figure III. 11: Schéma ferrailage d'escalier type 2.	Error! Bookmark not defined.
Figure III. 12: Schéma statique de la poutre palière.....	Error! Bookmark not defined.
Figure III. 13: Schéma de ferrailage de la poutre palière.(RDC)	64
Figure III. 14: Schéma de ferrailage de la poutre palière.(EC)	Error! Bookmark not defined.
Figure III. 15: Schéma de ferrailage de la poutre palière.(etage courant)	Error! Bookmark not defined.
Figure III. 16: Schéma de ferrailage de balcon.	69
Figure III. 17: Schéma de ferrailage de balcon sur deux appuis.	74
Figure III. 18: plans de coffrages de RDC.....	74

Figure III. 19: plans de coffrages de EC.....	75
Figure III. 20: plans de coffrages de Terrasse.....	75
Figure III. 21: Evaluation des efforts tranchants.	78
Figure III. 22: Evaluation des moments et efforts tranchants type 01.....	81
Figure III. 23: Evaluation des moments et efforts tranchants.	82
Figure III. 24: Evaluation des moments et efforts tranchants.....	83
Figure III. 25: Schéma de ferrailage des planchers.	96
Figure III. 26: Schéma de ferrailage des poutrelles.....	97
FigureIV. 1 : Résultat d'action sismique à la base trouvée par le ROBOT (sens xx).....	120
FigureIV. 2: La Résultat d'action sismique à la base trouvée par le ROBOT (sensyy).	120
FigureIV. 3: translation de bâtiment selon l'axe Y.....	125
FigureIV. 4: translation de bâtiment selon l'axe X.....	125
FigureIV. 5: translation de bâtiment selon l'axe Z.	126
Figure V. 1: Schéma de ferrailage des poutres principales.....	149
Figure V. 2: Schéma de ferrailage des poutres secondaires.....	149
Figure V. 3: Disposition des armatures verticales dans les voiles.	151
Figure V. 4: Section entièrement comprimée.	152
Figure V. 5: Section entièrement tendue.....	153
Figure V. 6: Section partiellement comprimée	153
Figure V. 7: Les dimensions du voile étudié.....	154
Figure V. 8: Diagramme des contraintes d'une section entièrement tendue.....	155
Figure V. 9: Shéma de férrailage du voile.	161
FigureVI. 1 : Déférent type des semelles superficielles.	165
FigureVI. 2: Vu en plan d'une semelle isolée.	168
FigureVI. 3: Dimensions de la semelle isolée.	169
FigureVI. 4: Diagramme des contraintes du sol agissant sur la semelle isolée.	171
FigureVI. 5: Schéma de ferrailage d'une semelle isolée.	174

LISTES DES TABLEAUX

Tableau I. 1 : Caractéristique des nuance.....	17
Tableau II. 1 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en corps creux.....	30
Tableau II. 2: Evaluation des charges permanentes du plancher courant.	31
Tableau II. 3: Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en dalle pleine.....	32
Tableau II. 4: Evaluation des charges permanentes dues au mur extérieur.	33
Tableau II. 5: Charge permanente du mur double cloison.....	34
Tableau II. 6: Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon.	35
Tableau II. 7: Evaluation des charges permanentes de palier.	35
Tableau II. 8: Evaluation des charges permanentes de Paillasse niveau RDC.	36

Tableau II. 9: Evaluation des charges permanentes de paillasse niveau étage courant.	36
Tableau II. 10: Calcul de l'effort admissible des poteaux	40
Tableau II. 11: Dégression des charges d'exploitation.	41
Tableau II. 12: Détermination des charges d'exploitations.	41
Tableau II. 13: Vérifications de l'effort normal des poteaux	42
Tableau II. 14: vérification de la contrainte du béton (Nu/B) des poteaux.....	43
Tableau II. 15: 1ère Vérification selon le RPA 99 / version 2003 des dimensions des poteaux.	43
Tableau II. 16: Prédimensionnement des poteaux.	44
Tableau III. 1: Charges sur les éléments de l'escalier 1ère types.....	51
Tableau III. 2: Sollicitations dans l'escalier type I.....	54
Tableau III. 3: Ferrailage longitudinal d'escalier type 1	55
Tableau III. 4: Vérification à l'ELS (escalier type 1)	57
Tableau III. 5: Charges sur les éléments de l'escalier 2ème types.	Error! Bookmark not defined.
Tableau III. 6: Charges sur les éléments de l'escalier 2ème types.	Error! Bookmark not defined.
Tableau III. 7: Sollicitations dans l'escalier type 2	Error! Bookmark not defined.
Tableau III. 8 : Ferrailage longitudinal d'escalier type 1.	Error! Bookmark not defined.
Tableau III. 9: Vérification à l'ELS.	Error! Bookmark not defined.
Tableau III. 10: Ferrailage longitudinal de la poutre palière.....	61
Tableau III. 11: Vérification à l'ELS.....	63
Tableau III. 12: Ferrailage longitudinal de la poutre palière.....	Error! Bookmark not defined.
Tableau III. 13: Vérification à l'ELS.	Error! Bookmark not defined.
Tableau III. 14: Ferrailage de la dalle	66
Tableau III. 15: Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS.....	68
Tableau III. 16: Ferrailage de la dalle.	70
Tableau III. 17: Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS.....	73
Tableau III. 18: Les combinaisons d'action.	76
Tableau III. 19: Tableau récapitulatif des résultats.	84
Tableau III. 20 : Vérification des contraintes à l'ELS.	86
Tableau III. 21: Vérification des contraintes à l'ELS.....	92
Tableau IV. 1 : Valeurs de* (%).	114
Tableau IV. 2: Les poids des différents niveaux.	118
Tableau IV. 3: Vérification de l'effort tranchant à la base.....	120
Tableau IV. 4: La force sismique de chaque niveau.....	121
Tableau IV. 5: Vérification des déplacements.....	122
Tableau IV. 6: Justification vis-à-vis De l'effet P-Δ Sens xx.....	123
Tableau IV. 7: Justification Vis-à-vis de l'effet P-Δ Sens yy.....	123
Tableau IV. 8: Vérification de l'effort normal réduit des poteaux.	124
Tableau IV. 9: Les valeurs de Centre de masse et de torsion.	127
Tableau IV. 10: Les résultats de l'excentricité.....	127
Tableau IV. 11: Les résultats de Vérification au renversement (sens xx).	128
Tableau IV. 12: Les résultats de Vérification au renversement (sens yy).	129
Tableau IV. 13: Vérification au renversement (sens xx).	129
Tableau IV. 14: Vérification au renversement (sens yy).	129

Tableau. V. 1: Armatures longitudinales minimales et maximales selon le RPA dans les poteaux.	133
Tableau. V. 2: Sollicitations dans les poteaux.	134
Tableau. V. 3: Sections des armatures longitudinales.	136
Tableau. V. 4: Sections des armatures longitudinales adoptées.	137
Tableau. V. 5: Sections des armatures transversales.	138
Tableau. V. 6: Vérification aux sollicitations tangentielles.	140
Tableau. V. 7: Sollicitations de la poutre principale.	142
Tableau. V. 8: Ferrailage de la poutre secondaire.	144
Tableau. V. 9: Tableau récapitulatif des poutres	146
Tableau. V. 10: Vérification des contraintes à l'ELS.	147
Tableau. V. 11: Vérification de la compression du béton.	147
Tableau. V. 12: Vérification des contraintes à l'ELS.	148
Tableau. V. 13: Vérification de la compression du béton.	149
Tableau. V. 14: Les sollicitations du voile $V_{(1y-y)}$.	154
Tableau. V. 15: Les sollicitations et les sections de calcul du voile $V_{(1y-y)}$.	156
Tableau. V. 16: Les sollicitations du voile $V_{(1x-x)}$.	158
Tableau. V. 17: Les sollicitations du voile $V_{(1x-x)}$.	159
TableauVI. 1: Vérification de la semelle S1 à l'ELS.	171
TableauVI. 2: Vérification de la semelle S1 à l'ELU.	171
TableauVI. 3: Vérification de la semelle S1 à G+Q+E.	172
TableauVI. 4: Vérification de la semelle SA à $0.8G \pm E$.	172

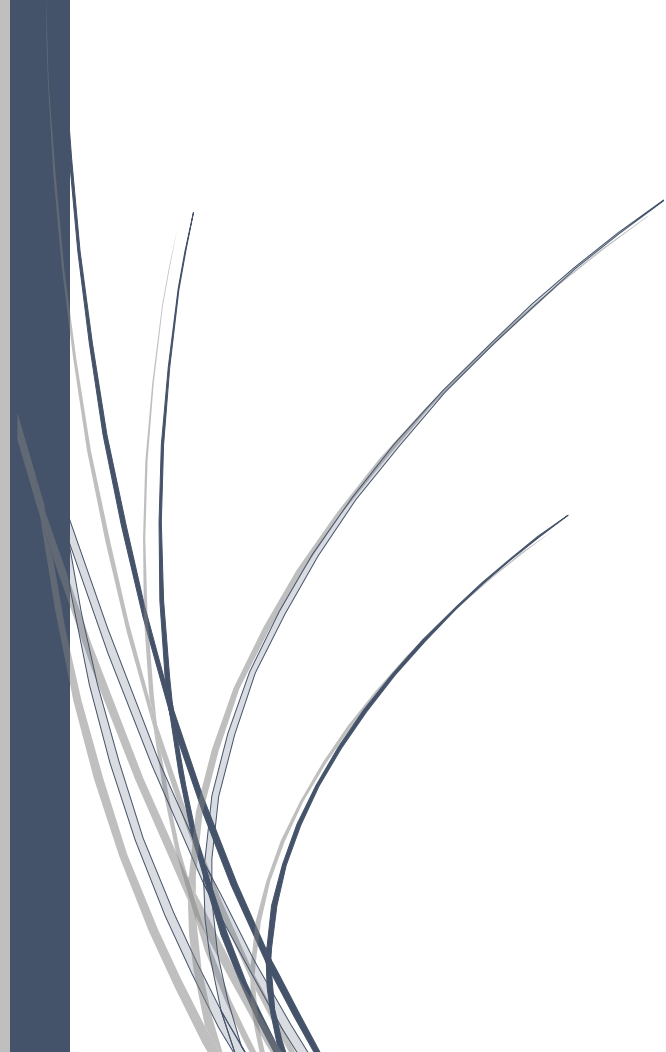
Liste des abréviation et symboles

A	Coefficient d'accélération de zone, Aire d'une section.
A_n	Coefficient de minoration
B	Facteur de comportement de la structure, aire d'une section de béton.
BAEL	Béton armé à l'état limite.
Br	Section réduite du béton.
C	Centre de flexion, Amortissement.
C_d	Coefficient de pression dynamique.
C_{pe}	Coefficient de pression extérieur.
C_{pi}	Coefficient de pression intérieur.
C_{frj}	Coefficient de frottement de l'élément de surface « j ».
D	Facteur d'amplification dynamique moyen.
D_i	Facteur d'amplification dynamique.
E	Module d'élasticité longitudinale (module de YOUNG).
E_{ij}	Module de déformation instantanée du béton.
E_{vj}	Module de déformation différée du béton.
E_s	Module d'élasticité de l'acier.
ELS	Etat limite de service.
ELU	Etat limite ultime.
e	Epaisseur, excentricité
FP	Fissuration préjudiciable.
FPN	Fissuration peu nuisible.
FTP	Fissuration très préjudiciables.
G	Charge permanente, module d'élasticité transversale, Module de cisaillement.
G₀	Module initial de cisaillement.
g	Largeur de la marche.
H	Hauteur totale du bâtiment.

I	Moment d'inertie.
I_e	Inertie équivalente.
i	Inertie du linteau
I_l	Inertie des voiles longitudinaux.
I_t	Inertie des voiles transversaux.
j₀	Inertie polaire.
K	Rigidité.
K_s	Coefficient du site.
L	Portée.
M	Moment, masse
M_t	Moment en travée de la poutre considérée.
M_{ap}	Moment sur appuis.
M_u	Moment ultime.
N_G	Effort normal développé par les charges permanentes.
N_Q	Effort normal développé par les charges d'exploitation.
N_u	Effort normal ultime.
N	Nombre de niveaux.
P, W	Poids
Q	Charge d'exploitation, facteur de qualité.
Q	Densité de charge répartie.
R	Réaction.
RPA	Règlement parasismique Algérien.
S	Surface de l'élément considéré, force sismique, moment statique.
S_t	Espacement entre armatures.
SSI	Interaction Sol-Structure
T	Effort tranchant, période.
V	Effort tranchant, vitesse, action sismique à la base
Z	Bras de levier entre les aciers et le béton.
d'	Distance du barycentre des aciers comprimés à la fibre extrême la plus comprimée
d	Distance du barycentre des aciers tendus à la fibre extrême la plus comprimée.

a	Côte du poteau carré.
b	Largeur de la poutre .
f_{bu}	Contrainte admissible de flambement.
f_{ej}	Résistance à la compression .
f_{tj}	Résistance à la traction.
f_e	Limite élastique de l'acier.
l_f	Longueur du flambement.
α	Coefficient de sécurité ou flambement, angle, coefficient de participation.
γ	Poids volumique,
β	Coefficient de majoration dynamique.
γ_b	Coefficient de sécurité à prendre pour le béton .
γ_s	Coefficient de sécurité à prendre pour l'acier.
δ	Coefficient de dimension, déplacement.
ε	Déformation relative du béton comprimé
ε_b	Déformation relative de l'acier tendu .
η	Coefficient de fissuration, Facture de correction d'amortissement critique fonction du matériau constitutif
λ	Coefficient d'élancement.
μ_r	Moment résistant.
σ	Contrainte normale.
σ_{bc}	Contrainte de compression de béton.
σ̄_{bc}	Contrainte limite de service du béton
σ_s	Contrainte dans l'acier.
σ̄_s	Contrainte limite de service de l'acier.
σ_{s10}	Contrainte dans l'acier correspondant à un allongement relatif de 10‰.
τ	Contrainte de cisaillement.
ν	Coefficient de poisson.
Φ_l	Diamètre des armatures longitudinales.
Φ_t	Diamètre des armatures transversales.

Introduction générale



L'étude et la conception des structures de génie civil sont des étapes clé et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir. Les spécialistes du domaine (ingénieurs et techniciens) doivent veiller sur l'application des codes et des règlements en vigueur afin d'assurer la stabilité, la sécurité et le confort des occupants avec une bonne démarche économique.

Notre travail de fin d'étude, vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation MASTER à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation, implanté dans une zone de sismicité moyenne, il y a lieu donc de déterminer le comportement dynamique de la structure afin d'assurer une bonne résistance de l'ouvrage à long terme et assurer le confort et la sécurité.

La construction dans une zone sismique nécessite des normes spéciales pour assurer la stabilité et la durabilité de bâtiment, pour cela il faut appliquer des règles parasismiques spécifiques pour chaque zone sismique.

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR).

Après une introduction générale, le travail de cette étude est structuré sur six (6) chapitres. Le **1^{er} chapitre** : concerne les caractéristiques de la structure ainsi que celles des matériaux

utilisés (béton et acier)

Le **2^{ème} chapitre** : concerne le pré dimensionnement des éléments de notre structure.

Le **3^{ème} chapitre** : concerne le calcul des éléments secondaires : les poutrelles, balcons, escaliers et l'acrotère.

Le **4^{ème} chapitre** : concerne l'étude dynamique de notre structure.

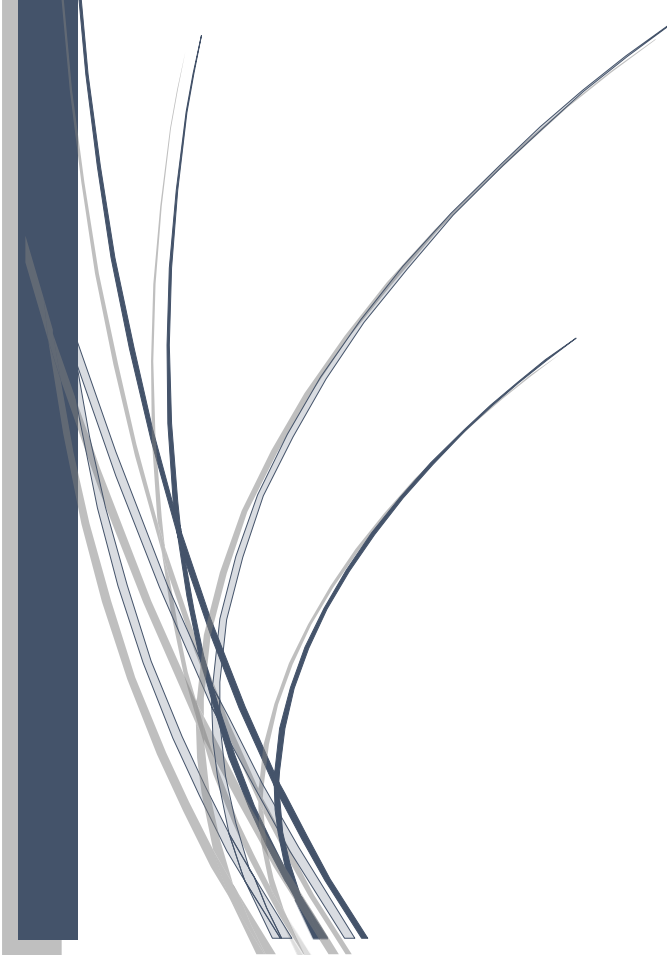
Le **5^{ème} chapitre** : concerne le calcul des éléments principaux : les poutres, les poteaux et les voiles.

Le **6^{ème} chapitre** : concerne l'étude de l'infrastructure.

A dark blue vertical bar runs down the left side of the page. A blue arrow points to the right, overlapping the bar, with the text 'Chapitre I' written inside it in white.

Chapitre I

présentation du projet et caractéristique des matériaux



I.1 Introduction

Le projet qui nous a été confié en vue de l'obtention du diplôme de master en « génie civil » consiste à l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation qui sera implanté à «MILA », région correspondant à la zone (IIa), zone moyenne sismicité selon le RPA2003 [1].

I.2 Présentation de l'ouvrage

Notre étude consiste à étudier l'ensemble des éléments d'un bâtiment en R+5. Selon les plans établis par l'architecte, on peut constater que la terrasse est inaccessible sauf pour les travaux d'entretien régulier. Le contreventement sera assuré par une structure mixte en béton armé: portique auto stable +voiles porteurs. L'ouvrage est conçu pour que le RDC soit destiné à un usage commercial et les autres étages sont à usage d'habitation, chaque étage comporte deux appartements de types «F4».

Les vues en plan des étages ainsi que les coupes de l'ouvrage sont représentées sur les figures suivantes :

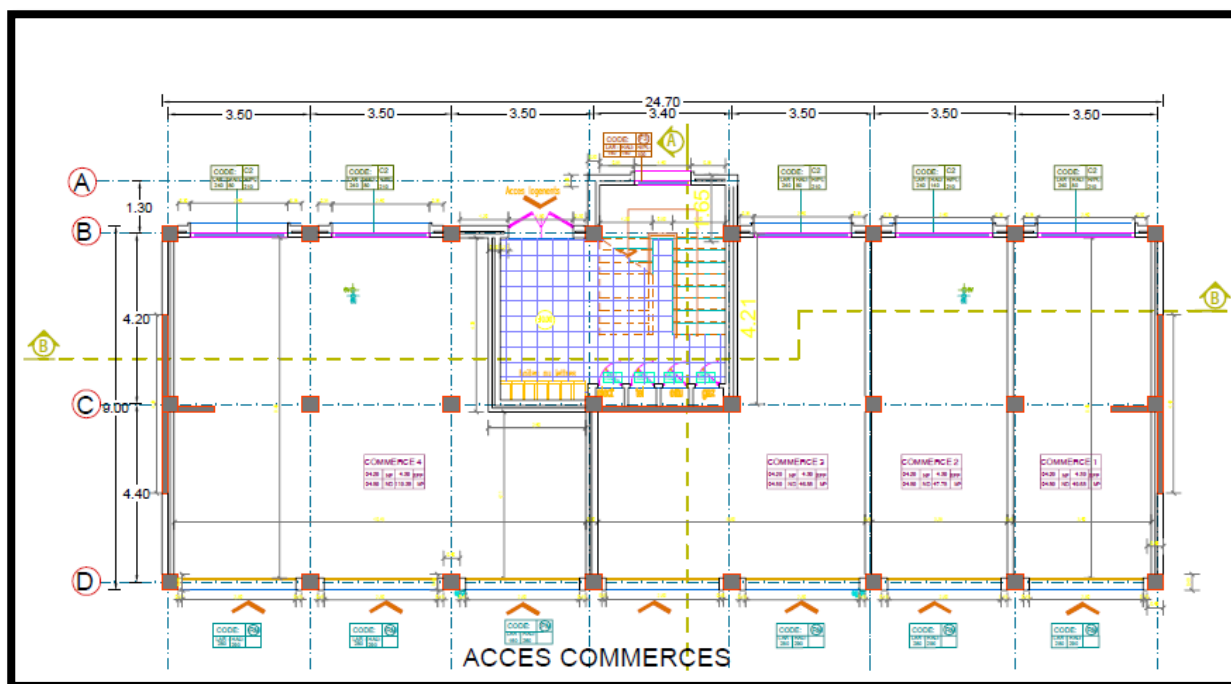


Figure I 1: Vue En Plan Du Rezde-Chaussé

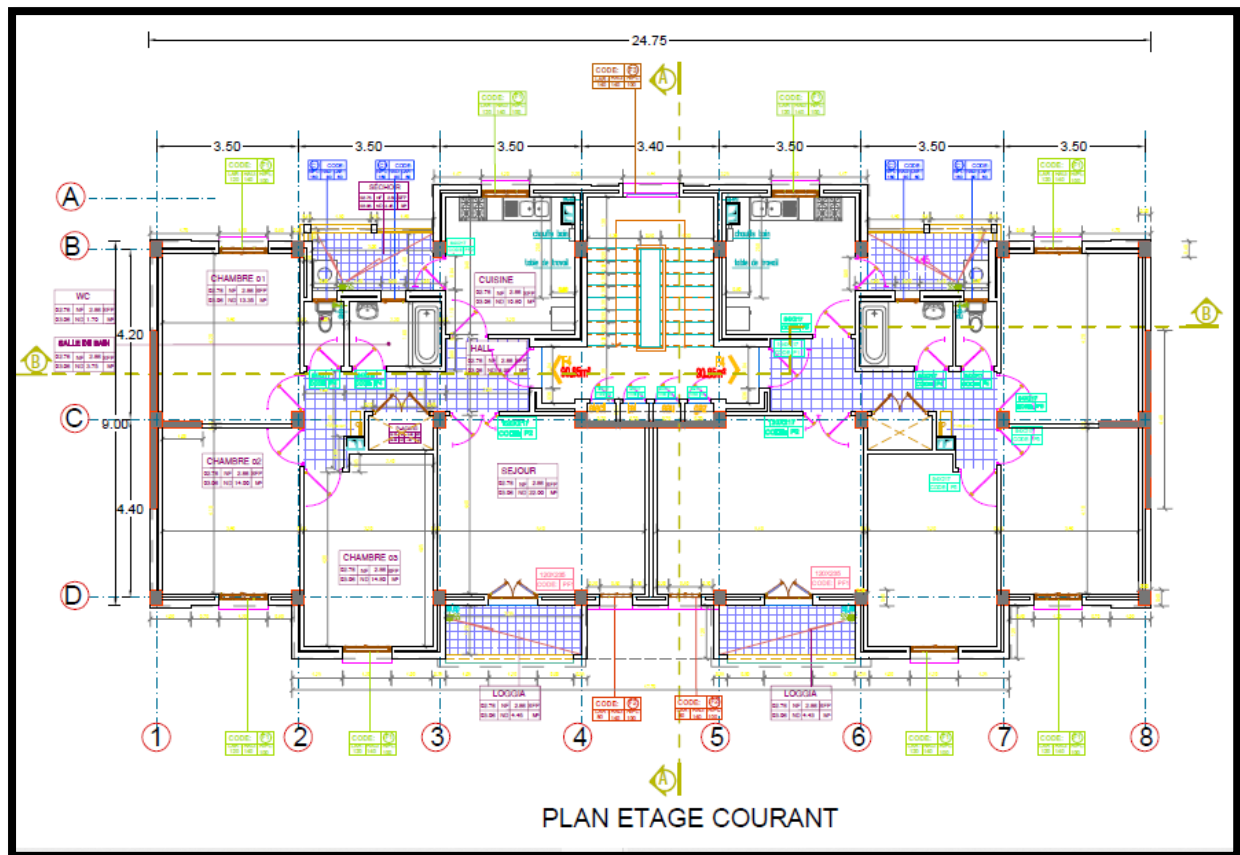


Figure I 2: Vue En Plan Des Etages Courants.

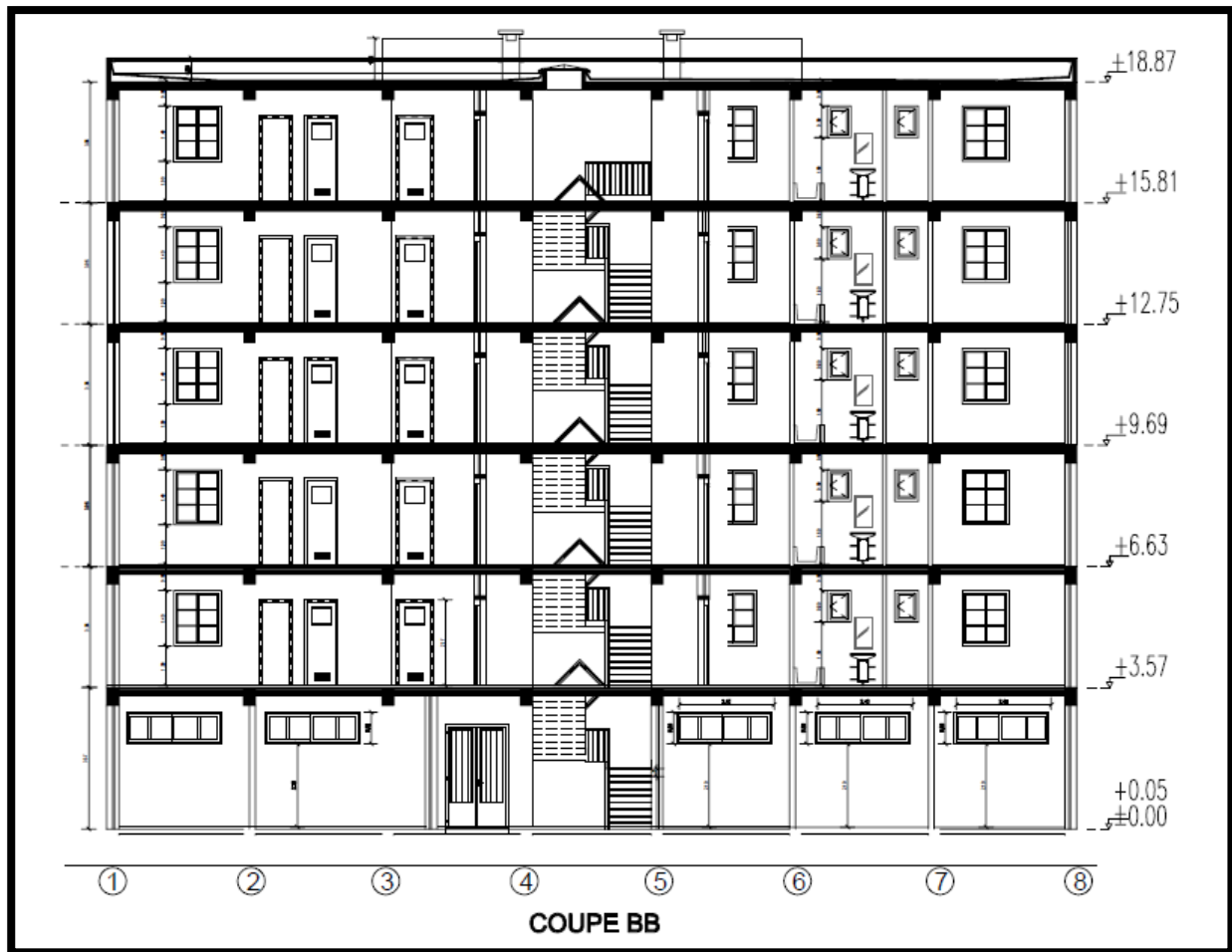


Figure I 3:Vue de la coupe longitudinale du bâtiment.



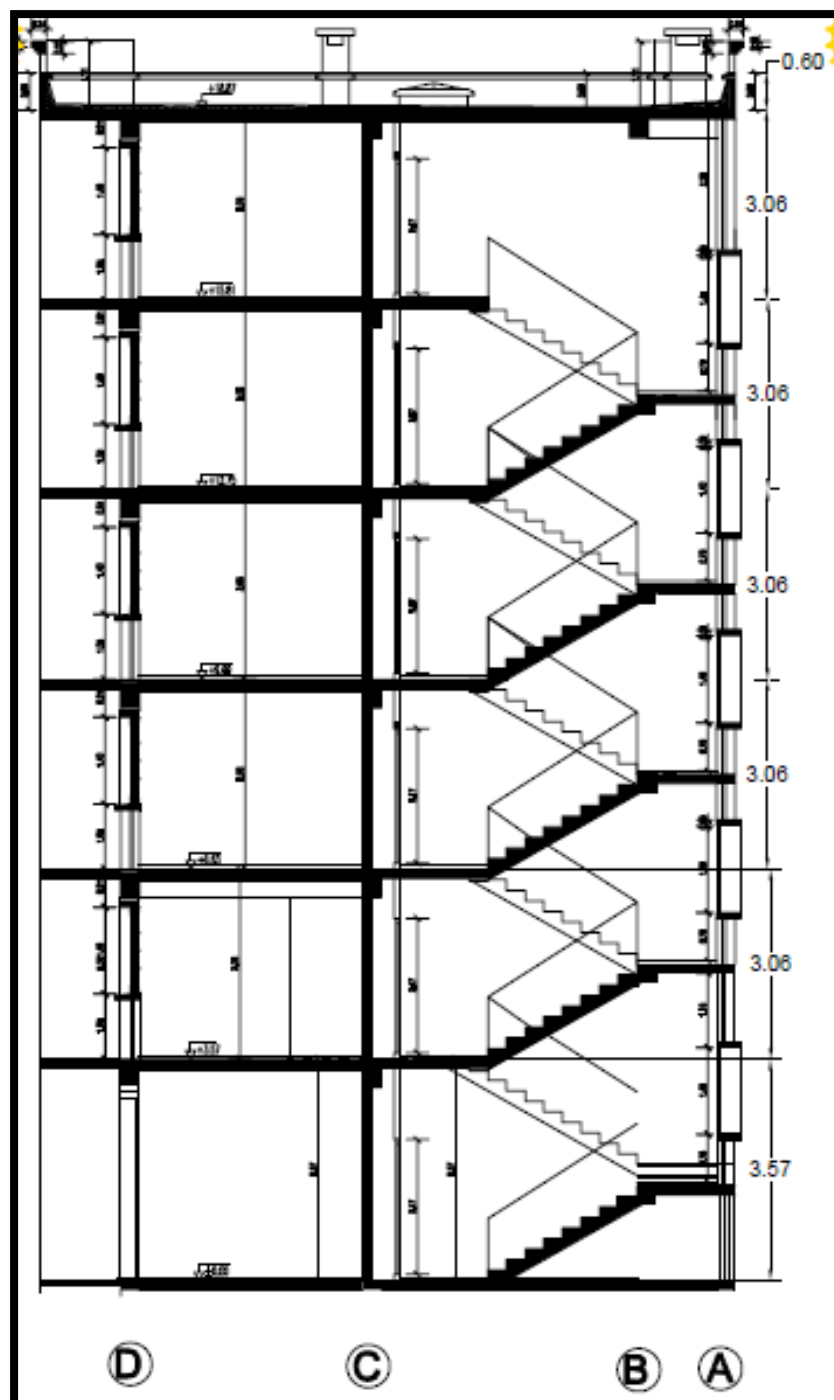


Figure I 5: coupe AA.

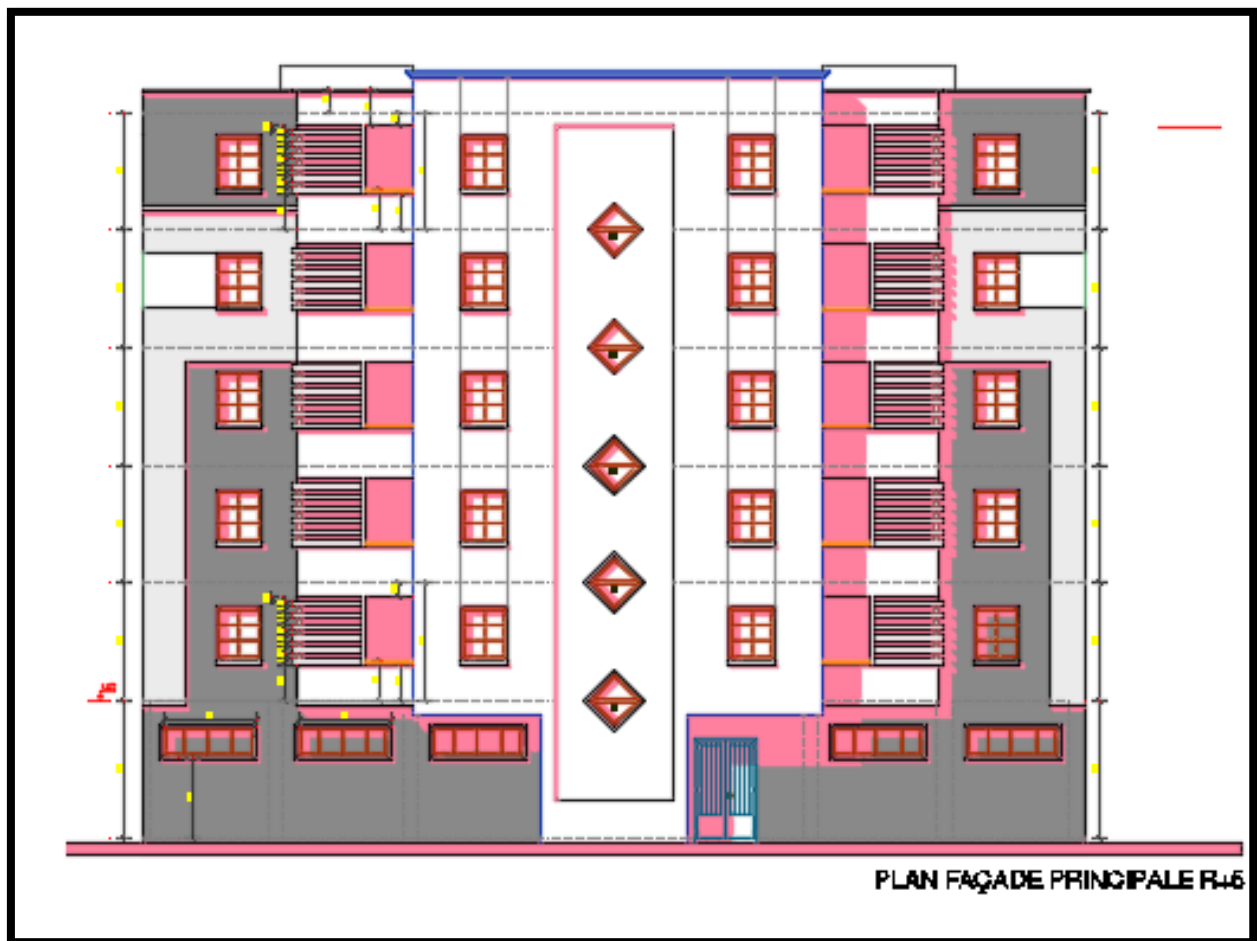


Figure I 6: façade principale du bâtiment.

I.2.1 Caractéristiques géométriques

Suivant la vue en plan, les dimensions de la structure sont:

- Largeur en plan 11.70m.
- La longueur en plan 24.7m.
- Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) 18.87m.
- Hauteur de RDC 3.57m
- Hauteur d'étage courant 3,06 m

I.2.2 Ossature et système constructif adopté**➤ Ossature**

Le contreventement de la structure est assuré par des portiques et renforcé par des voiles exigés par le **RPA 99 / version 2003**, pour assurer la stabilité de la structure sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

➤ Planchers

Tous les planchers sont réalisés en corps creux et une dalle de compression type (16+4) cm

➤ Escaliers

L'accès aux niveaux supérieurs est assuré par deux types d'escaliers : à paillasse adjacentes (un seul palier de repos), et à paillasse orthogonales (deux paliers de repos).

➤ Maçonnerie

Les murs extérieurs sont réalisés en doubles parois en briques creuses de (15 cm ; 10 cm) séparées par un vide de 5 cm.

Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

➤ Revêtement

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

➤ Isolation

L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher, par contre au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui composent ce dernier, et par la minimisation des ponts thermiques en cours de réalisation.

A noter que l'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.

I.2.3 Données du site

Le projet en question est un bâtiment, implantée à plateau wilaya Mila dont le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité zone IIa.

- ✓ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- ✓ Le site est considéré comme meuble (S3).
- ✓ Contrainte admissible du sol $Q_{bc} = 2.4$ bars

I.3 Hypothèses de calcul et caractéristiques des matériaux

I.3.1 Hypothèses de calcul

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- ✓ La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 25$ MPa.
- ✓ La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2,1$ MPa.
- ✓ Le module d'élasticité différé est : $E_{vj} = 10818,865$ MPa.
- ✓ Le module d'élasticité instantané est : $E_{ij} = 32456,595$ MPa.
- ✓ La limite élastique de l'acier à haute adhérence est : $f_e = 400$ MPa.

I.3.2 Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

I.3.2.1 principales caractéristiques et avantages du béton armé

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé comporte les 4 opérations :

- a) Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- b) La mise en place des armatures dans le coffrage.
- c) Mise en place et « serrage » du béton dans le coffrage.
- d) Décoffrage « ou démoulage » après durcissement suffisant du béton.

Les principaux avantages du béton armé sont :

- **Economie** : le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction
- **Souplesse des formes** : elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.
- **Résistance aux agents atmosphériques** : elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.
- **Résistance au feu** : le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.
- **Fini des parements** : sous réserve de prendre certaines précautions dans la réalisation des coffrages et dans les choix des granulats

A) Le béton

Le béton est le matériau de construction le plus utilisé en génie civil, notons qu'il est principalement constitué de granulats naturels (sables, gravillons), de liants normalisés (ciments artificiels), d'adjuvants éventuels et d'eau de mouillage.

1- Dosage du béton

Le dosage du béton est lié au poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Pour mener cette étude, le béton est dosé à 350 Kg de ciment par m^3 . Ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance escomptées et à présenter une protection efficace de l'armature.

Dans un mètre cube de béton, on a les proportions suivantes :

Ciment (CPA 325)	dosé à 350 kg / m^3
Sable grossier	$0 < D_g < 5mm$ kg 400/L
Gravier	$15 < D_g < 25mm$ kg 800/L
Eau de gâchage	175 L

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2200 Kg/ m^3 et 2400Kg / m^3 .

2- Résistances mécaniques du béton

- **Résistance à la compression [3] (A.2.1.1.1)**

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dit résistance caractéristique spécifiée celle-ci, noté f_{c28} pour les sollicitations qui s'exercent sur un béton âgé de moins de 28 jours, on se réfère à la résistance caractéristique f_{cj} les règles BAEL donnent pour un âge $j < 28$ jours et pour un béton non traité thermiquement : Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette résistance est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur elle est évaluée par la formule f_{cj} :

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

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} \quad \text{Si: } j < 60 \text{ jours.}$$

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{Si: } j > 60 \text{ jours.}$$

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

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} \times f_{c28} \quad \text{Si: } j < 28 \text{ jours.}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{Si: } j > 28 \text{ jours.}$$

➤ Résistance à la traction [3] (A.2.1.1.2)

La résistance caractéristique à la traction, à l'âge de j jour notée f_{tj} est conventionnellement définie par la formule :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{Si: } f_{c28} \leq 60\text{Mpa.}$$

$$f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} \quad \text{Si: } f_{c28} > 60\text{Mpa.}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa.}$$

➤ Méthode de calcul

La connaissance plus précise du comportement du matériau béton armé acquise à la suite de nombreux essais effectués dans les différents pays a permis une modification profonde des principes des méthodes de calcul et a conduit à la méthode de calcul aux états limites.

1) Définition des états limite

Un état limite est un état particulier dans lequel une condition requise pour une construction (ou l'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

En d'autres termes, c'est un état qui satisfait strictement ces conditions par l'effet des actions revues sur la construction ou l'un de ces éléments.

2) Déformation et contrainte de calcul

a. Etat limite ultime de résistance :

Pour les calculs à ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi Parabolerectangle sur un diagramme contraintes-déformations donné sur la figure suivante :

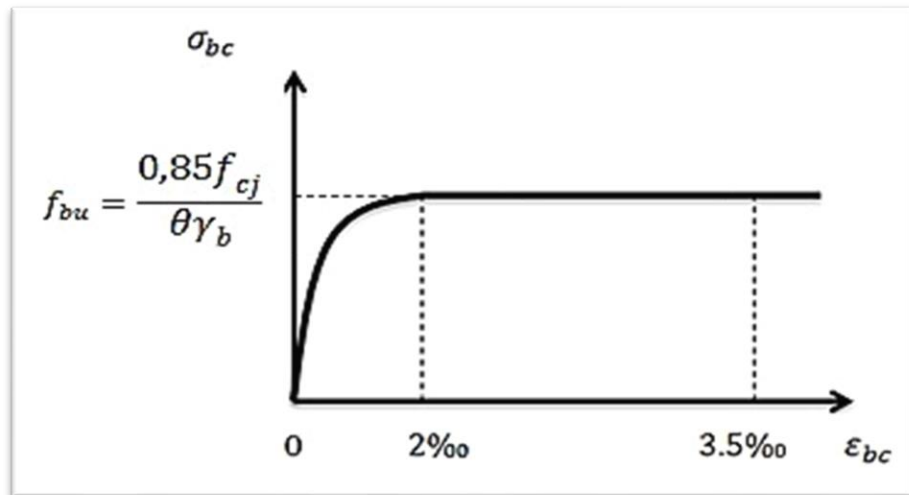


Figure I 7: Diagramme parabole-rectangle des contraintesDéformations du béton

$$\varepsilon_{bc1} = 2\text{‰}$$

$$\varepsilon_{bc2} = 3,5\text{‰}$$

$$\text{Si: } f_{cj} \leq 40\text{MPa}$$

$$\varepsilon_{bc1} = (4,5 - 0,025f_{cj})\text{‰} \quad \text{Si: } f_{cj} > 40\text{ MPa}$$

La valeur de calcul de la résistance en compression de béton f_{bu} est donné par :

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

ε_{bc} : Déformation du béton en compression.

f_{bc} : contrainte de calcul pour $2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$ f_{cj} : résistance

caractéristique à la compression du béton à « j » jours. γ_b : coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$ cas général. $\gamma_b =$

1,15 cas accidentel.

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

$\theta = 1$ si la durée est supérieure à 24h $\theta = 0,9$ si la
durée est comprise entre 1h et 24h et $\theta = 0,85$ si
la durée est inférieure à 1 h.

D'où la contrainte σ_{bc} est en fonction de son raccourcissement.

$$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \sigma_{bc}$$

b. Etat limite service de résistance

La contrainte de compression du béton a l'ELS (symbole σ_{bc}) est limitée à :

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

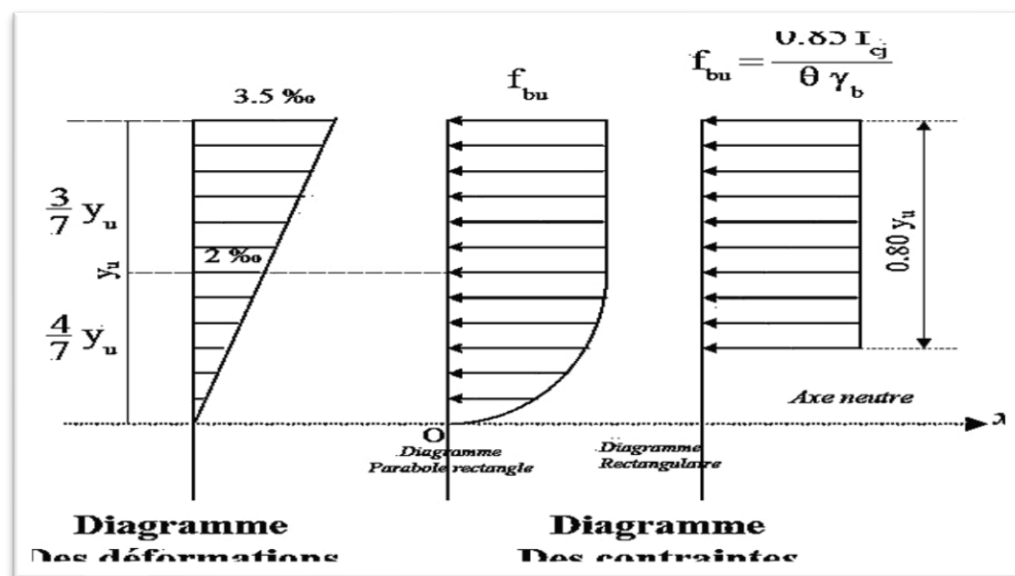


Figure I 8: Diagramme rectangulaire simplifié.

Sur une distance de $0,2 y$ compté à partir de l'axe neutre la contrainte est nulle. Sur la distance restante $0,8 y$ la contrainte a pour valeur $\frac{0.85xf_cj}{(\theta x \gamma b)}$ pour les zones comprimées dont la largeur est croissante ou constante vers les fibres les plus comprimées.

$\frac{0.80xf_cj}{(\theta x \gamma b)}$ Pour les zones comprimées dont la largeur est décroissante ou constante vers ces mêmes fibres.

c. Contrainte ultime de cisaillement .

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \bar{\tau}$

$$\bar{\tau} = \min (0,13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa} \text{ Cas normal (fissuration peu nuisible)}$$

$$\bar{\tau} = \min (0,10 f_{c28}, 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa} \text{ Cas où la fissuration est préjudiciable.}$$

d. Module de déformation longitudinale Module de déformation différée

Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale différée du béton E_{vj} est donné par la formule:

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ Avec } E_{vj} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa}$$

e. Module de déformation instantanée

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11100 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ Avec } E_{ij} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa ou bien } E_{ij} = 3 \times E_{vj}.$$

f. Module de déformation transversale

Coefficient de poisson

L'allongement d'un objet quand il est soumis à une force de traction s'accompagne d'un rétrécissement de sa section. Le coefficient de poisson est le rapport entre le rétrécissement dans une direction perpendiculaire à l'effort subi et l'allongement dans la direction de l'effort

$$\nu = (\Delta d / d) / (\Delta L / L)$$

Avec $(\Delta d / d)$: déformation relative transversale.

$(\Delta L / L)$: déformation relative longitudinale. Il

est pris égale à :

$\nu = 0,2$ pour ELS (béton non fissuré).

$\nu = 0,0$ pour ELU (béton fissuré).

B) L'acier

L'acier peut être défini comme un matériau composé essentiellement de fer et présentant tous ces éléments d'alliage, le carbone a l'effet le plus prononcé sur les propriétés de l'acier. Si l'on ajoute plus de 0,5 % d'éléments d'alliage à l'acier, on parle d'acier allié. Si la proportion d'éléments d'alliage est inférieure à ce chiffre, on parle d'acier non allié.

1- Caractéristiques mécaniques

Les caractéristiques mécaniques des différentes nuances d'acier sont les suivantes :

- ✓ Limite élastique f_y (MPa) en fonction de l'épaisseur nominale
- ✓ La résistance à la traction : $f_u = 360$ MPa

- ✓ La limite élastique : $f_y = 235$ MPa.
- ✓ Le module de Young : $E = 210\,000$ MPa.
- ✓ Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$.
- ✓ Module de cisaillement : $G = E/(2(1+\nu)) = 81\,000$ MPa

Type	Nuance	f_e (MPa)	Emploi
Ronds lisses	F _e E22	215	Emploi courant.
	F _e E24	235	Epingles de levage des pièces préfabriquées
Barres HA Type 1 et 2	F _e E40	400	Emploi courant.
	F _e E50	500	
Fils 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	TL50 $\Phi > 6$ mm	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL50 $\Phi \leq 6$ mm	520	

Tableau I. 1 : Caractéristique des nuance

Diagramme déformation contrainte de calcul $\sigma_s = f(\epsilon\%)$

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes : $\gamma_s = 1,15$ cas général. $\gamma_s = 1,00$ cas des combinaisons accidentelles.

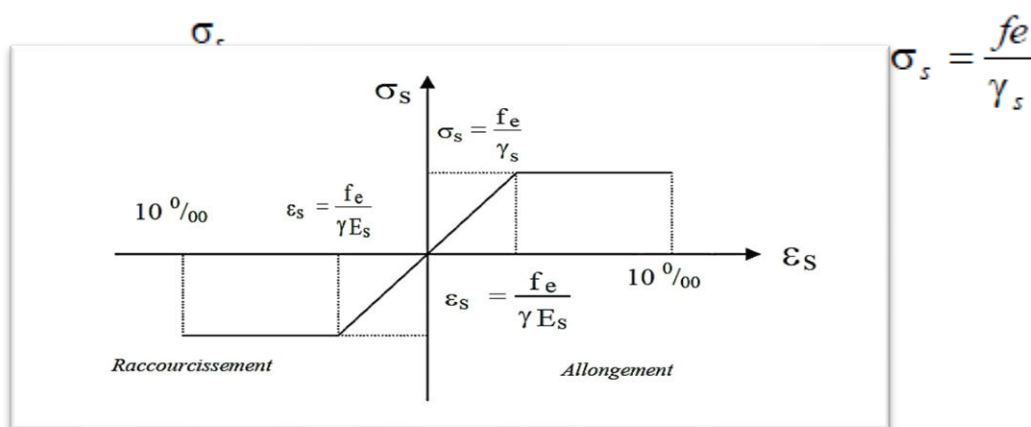


Figure I 9: Diagramme contrainte déformation d'acier

Pour notre cas on utilise des aciers Fe E400.

2- Contrainte limite de traction des armatures [2] (Article A.4.5.32)

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

✓ Fissuration peu nuisible : pas de limitation.

✓ Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_{et} \quad 110 \sqrt{\eta f_{ct}}).$$

✓ Fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min (1/2 f_{et} \quad 90 \sqrt{\eta f_{ct}}).$$

η : coefficient de fissuration (=1 pour les **Ronds Lisses (RL)**, =1,6 pour les Hautes

Adhérences (HA).

Poids volumique

Béton armé $\gamma_b = 25 \text{ KN / m}^3$

Béton non armé $\gamma_b = 22 \text{ KN / m}^3$

Acier $\gamma_b = 78,5 \text{ KN / m}^3$

3- Etats limites

Suivant les règles **BAEL** on distingue deux états limites de calcul :

- Etats limite ultime de résistance **ELU**.
- Etats limite de service **ELS**.

a) ELU

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'action majorées et les résistances calculées en supposant que les matériaux atteignent les limites de rupture minorées ce qui correspond aussi aux règlements parasismiques algérienne **RPA 99 / version 2003**. On doit par ailleurs vérifier que l'**ELU** n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

Hypothèse de calcul

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance du béton à la traction est négligée.

- Les diagrammes déformations- contraintes sont définis pour.
- Le béton en compression.
- L'acier en traction et en compression.

Règle des trois pivots [3] (Article A.4.3.3)

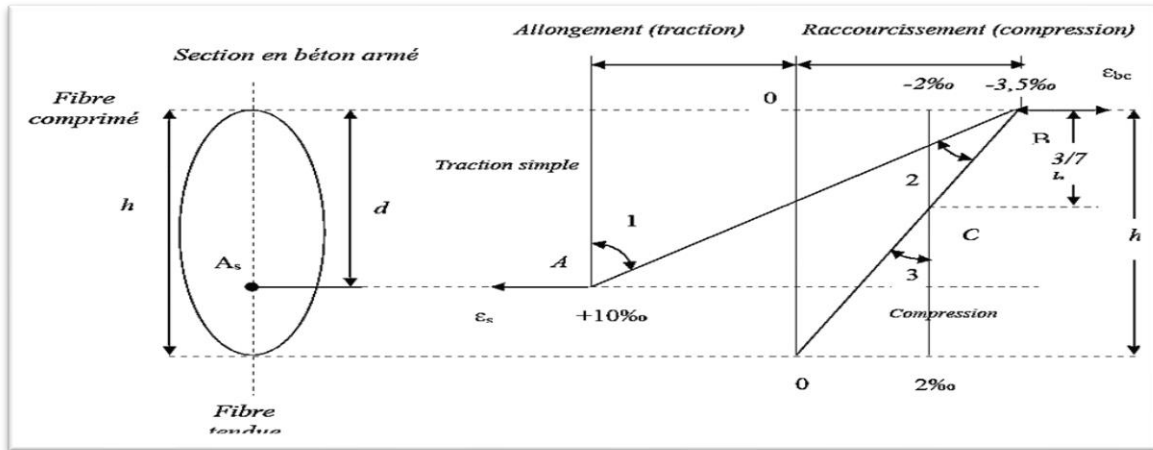


Figure I 10: Diagramme des déformations limites de la section (règle des trois pivots).

En résumé

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

Pivot B : flexion avec état limite ultime atteint dans béton.

Pivot C : compression simple ou composée.

b) ELS

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'action réelles (non majorées) et les sollicitations résistances calculées sans dépassement des contraintes limites. Les calculs ne se font qu'en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

Hypothèse de calcul

Les sections droites restent planes.

➤ Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton. - Le béton tendu est négligé.

➤ Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

Par convention n correspond au rapport du module d'élasticité longitudinal de l'acier à celui du béton. $n = E_s / E_b = 15$ « coefficient d'équivalence ».

Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites

✓ Etat limite ultime

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante

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

✓ Etat limite de service

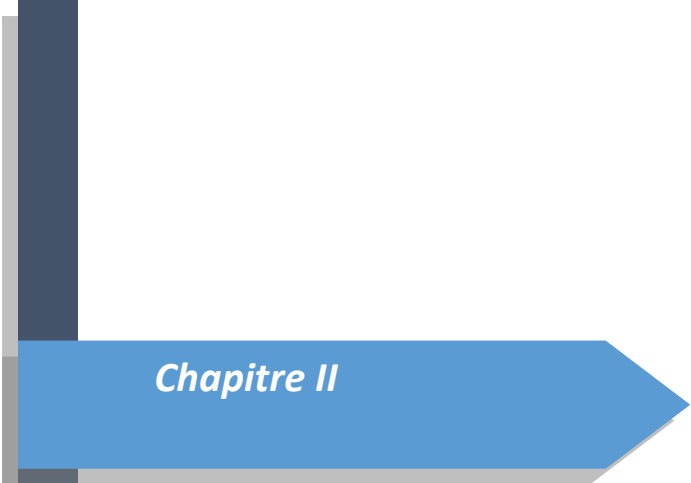
Combinaison d'action suivante : $G + Q$

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ G + Q \pm 1,2 \times E \\ 0,8G \pm E_y \quad 0,8G \pm E_x \end{array} \right. \quad \text{Avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} G : \text{charge permanente.} \\ Q : \text{charge d'exploitation.} \\ E : \text{effort dus au séisme} \end{array} \right.$$

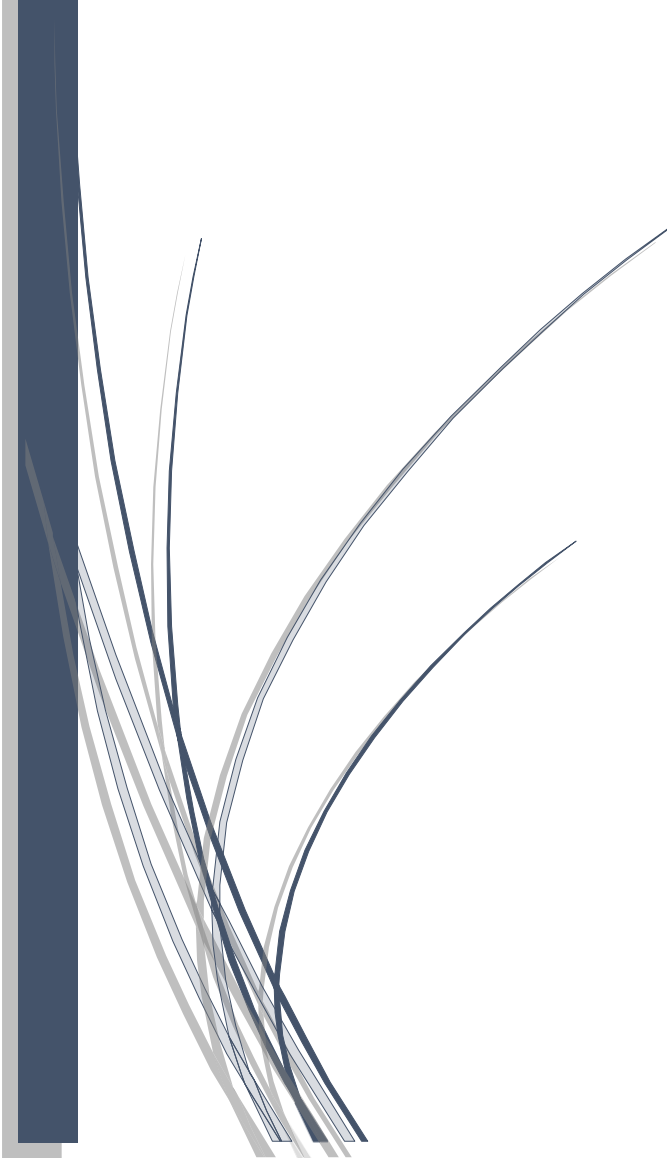
I.4 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons présenté notre ouvrage qui est un bâtiment mixte (portique voiles) en R+5 à usage d'habitation, situé dans la zone IIa sismique d'Algérie (Ville de Mila). Ses différentes dimensions, son ossature, les caractéristiques de ses matériaux ont été discutées. Enfin, nous avons définies hypothèses de calcul selon les règlements BAEL91 [1].et (RPA99, 2003)[2].Utilisant le logiciel d'Autocad pour le coffrage est ferrailage et le logiciel ROBOT pour le calcul. Dans le chapitre suivant, nous allons présenter le pré dimensionnement des éléments afin d'éviter un sur plus d'acier et béton.

A thick dark blue vertical bar runs down the left side of the page. A blue arrow points to the right, overlapping the bar, with the text 'Chapitre II' inside it.

Chapitre II

Pré-Dimensionnement et descente de charges



II-1- Introduction :

Le prédimensionnement est une étape primordiale dans la conception et l'étude des ouvrages en béton armé, il a pour but de pré-calculer les sections des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, planchers, escaliers, voiles...). Le calcul sera effectué conformément aux recommandations et prescriptions exigées par les règlements en vigueur (CBA 93[2], RPA 99 / version 2003[1], BAEL 91/révisé 99[3] et le DTR B.C.2.2[4]) afin de déterminer les dimensions économiques de pour éviter les surcouts des matériaux de construction (acier, béton).

II-2- Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan. Ils sont des éléments de séparation horizontale entre les différents étages, ils assurent la transmission des charges vers les éléments porteurs (poutres, poteaux, voiles) et aussi une isolation thermique et phonique.

a)Plancher à corps creux :

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

- ✓ La facilité de réalisation.
- ✓ Les portées de l'ouvrage sont importantes (max 4.40 m).
- ✓ Diminuer le poids de la structure et par conséquent la valeur de la force sismique.

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance.

➤ Résistance au feu**◆ D'après le BEAL 91**

- $e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu.
- $e = 17,5$ pour un coupe-feu de quatre heures.

On admet que : $e = 18 \text{ cm}$

➤Condition de flèche

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux. Pour le Pré dimensionnement de la hauteur des poutrelles en utilisera la formule empirique suivante :

$L_{\max}$: (longueur max d'une travée de la poutrelle entre nus des appuis).

$$H_t \geq \frac{l_{max}}{22,5}$$

$$L_{max} = 350 - 30 = 320 \text{ cm}$$

$$H_t \geq \frac{l_{max}}{22,5} = \frac{320}{22,5} = 14,22 \text{ cm.}$$

Donc : $h_t = 20 \text{ cm}$ (4 cm de la dalle de compression et 16 cm de corps creux).

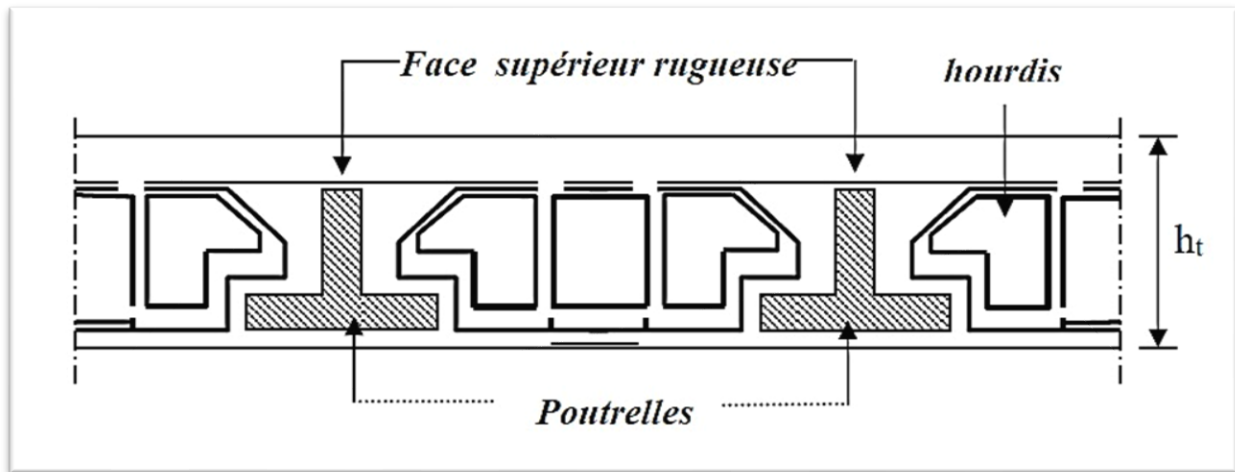


Figure II. 1: coupe verticale du plancher à corps creux.

➤ Isolation phonique :

Selon les règles techniques «CBA93» en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation phonique. On limite donc notre épaisseur à: $e=16\text{cm}$ $h_t = \max \{18, 20, 16\} \text{ (cm)}$. $h_t = (16 + 4) \text{ cm}$ donc $h_t = 20\text{cm}$.

a)-1- Dimensions des poutrelles :(Figure II-2)

Les poutrelles sont des sections en T, en béton armé servant à transmettre les charges vers les poutres principales.

a disposition des poutrelles se fait selon deux critères

- Sont disposées parallèlement à la plus petite portée (sens porteur, le plancher travaillant dans un seul sens).
- Si les poutres dans les deux sens sont égales alors on choisit le sens ou on a plus d'appuis (critère de continuité), car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.

$b_1 = \min (l_n/2; l_{\max} /10; 6h_0);$ L_n : distance entre axes des nervures et $h_0=4$ cm.

$50\text{cm} \geq l_n \geq 80\text{cm}$; donc $l_n=65$ cm.

$b_1 = \min (65/2 ; 440/10 ; 6*4) = \min (32,5 ; 44;24) = 24$ cm.

Donc on adopte $b_1=25$ cm.

$b \geq \frac{h_t}{2} = \frac{20}{2} = 10\text{cm}$ donc $b_0 \geq 10$ cm.

$b = l_n - 50 = 15$ cm.

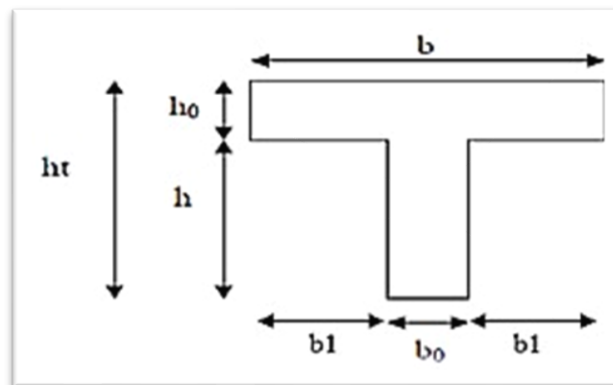


Figure II. 2: Section de la poutrelle.

a) Plancher en dalle pleine

Résistance à la flexion

- Dalles reposant sur deux côtés : $L_x / 35 \leq e \leq L_x / 30$.
- Dalles reposant sur trois ou quatre cotés : $e \geq (L_x / 20) + 7$

Avec ; L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas défavorable).

Pour notre bâtiment la dalle pleine (balcon) est reposent sur trois côtés et $L_x = 1,5$ m.

$$e \geq \left(\frac{150}{20}\right) + 7$$

Donc On prend: $e = 15$ cm.

II-3- Prédimensionnement des poutres:

Les poutres sont des éléments en béton armé de section rectangulaire, leur rôle est de transmettre les charges aux poteaux qui les supportent. Le prédimensionnement de ces dernières se fera selon le **CBA 93 [3]** et le **RPA 99 version 2003[1]**.

Selon le **CBA 93[2]**:

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}; \quad \Rightarrow \quad 0.3 h \leq b \leq 0.8 h$$

Avec ; $L_{\max}$: portée entre nus des appuis.

h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

a. Poutres principales:

La hauteur de la poutre est donnée comme suit :

$$\frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10} \Rightarrow 26.66 \text{ cm} \leq h \leq 40 \text{ cm}$$

On adopte: **$h = 40 \text{ cm}$**

La largeur de la poutre sera comme suit :

$$0.3 \cdot 40 \leq h \leq 0.8 \cdot 40 \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq h \leq 44 \text{ cm}$$

On adopte: **$b = 30 \text{ cm}$**

Vérifications selon **le RPA 99 versions 2003** (art7.5.1).

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

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

$$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow 40/30 = 1.33 < 4$$

Les poutres principales sont d'une section **(30X40) cm²**.

b. Poutres secondaires (chainages):

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles et leurs dimensions sont déterminées comme suit :

La hauteur par la condition de flèche :

$$\frac{320}{15} \leq h \leq \frac{320}{10}$$

$$21,33 \text{ cm} \leq h \leq 32 \text{ cm.}$$

On adopte: **$h = 35 \text{ cm}$**

La largeur de la poutre sera :

$$\left. \begin{array}{l} 0,3.h \leq b \leq 0,8.h \\ 12 \text{ cm} \leq b \leq 32 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

On adopte : **$b = 30 \text{ cm}$** .

Vérifications selon le **RPA 99 versions 2003** (art7.5.1).

$$h \geq 30\text{cm} \quad 35 > 30\text{cm} \dots\dots\dots$$

$$b \geq 20\text{cm} \quad 30 > 20\text{cm} \dots\dots\dots$$

$$h/b \leq 4 \quad 35/30 = 1.17 < 4 \dots\dots\dots$$

Donc on prendra pour la poutre secondaire (chainage) la section **(30× 40) cm²**.

c. Poutre palière:

$$L_{\max} = 310 \text{ cm}$$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad 20.33 \leq h \leq 31 \text{ On prend ; } h = 35\text{cm}$$

La largeur de poutre : $0,3.h \leq b \leq 0,8.h$

Donc: $10.5\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm}$.

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

Alors la section de la poutre palière sera **(30X35) cm²**.

Vérifications selon le **RPA 99 versions 2003** (art7.5.1).

$$h \geq 30\text{cm} \quad 35 > 30\text{cm} \dots\dots\dots \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$b \geq 20\text{cm} \quad 30 > 20\text{cm} \dots\dots\dots \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$h/b \leq 4 \quad 35/30 = 1.17 < 4 \dots\dots\dots \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

II-4- Prédimensionnement des voiles :

Les voiles ou murs de contreventement peuvent être généralement définis comme des éléments verticaux à deux dimensions. Ils présentent une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leur plan, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques.

Les voiles sont dimensionnés en respectant les conditions du règlement parasismique algérien :

D'après le RPA 99 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.

L'article (7.7.1 RPA99 /V2003) [1] nous dit que « l'épaisseur minimale d'un voile est de

15 cm » ; de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique la figure ci-dessous ; c'est-à-dire :

$$e \geq \max\left(\frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20}\right) \text{ selon le cas qui se présente}$$

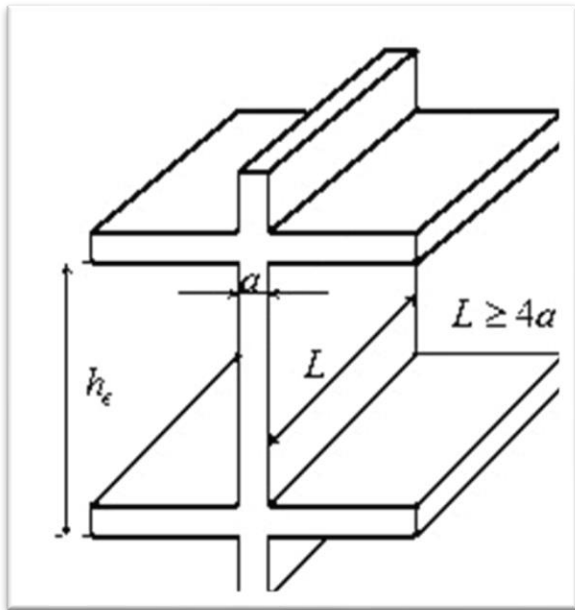
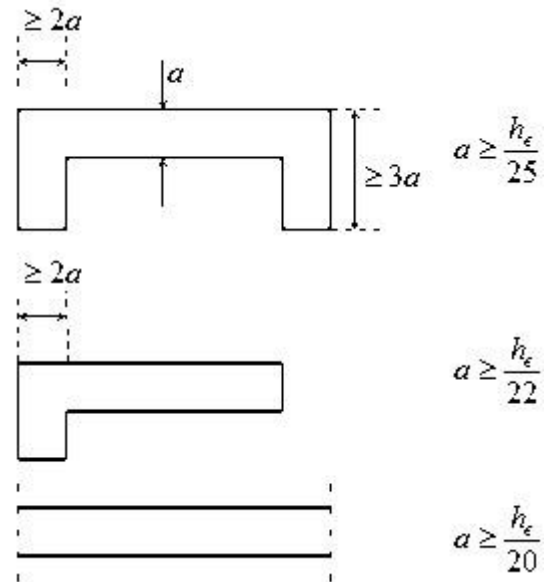


Figure II. 3: Section réduite du voile.



➤ **Niveau RDC:**

A partir de la hauteur d'étage $h_e=3.06\text{m}$ et de la condition de rigidité aux extrémités suivante:

$$e \geq \frac{357}{20} = 17.85\text{cm} \Rightarrow e \geq 17.85\text{cm}.$$

On adopte que : $e=20\text{ cm}$

➤ **Niveau étage courant:**

A partir de la hauteur d'étage $h_e= 3.23\text{ m}$ et de condition de rigidité aux extrémités suivante :

$$e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3\text{ cm} \Rightarrow e \geq 15.3\text{cm}.$$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur : $e=20\text{ cm}$.

II-4-1- Disposition des voiles

Pour notre structure le système de contreventement est assuré conjointement par des voiles et des portiques dans les deux directions en plan. Pour assurer une meilleure résistance au séisme,

nous devant de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

II-5- Prédimensionnement des escaliers :

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers. Les escaliers sont constitués par des volées préfabriquées en béton armé reposant sur des paliers coulés en place.

Le choix de ce type d'escalier a été retenu pour les avantages suivants:

- Rapidité d'exécution.
- Utilisation immédiate de l'escalier.

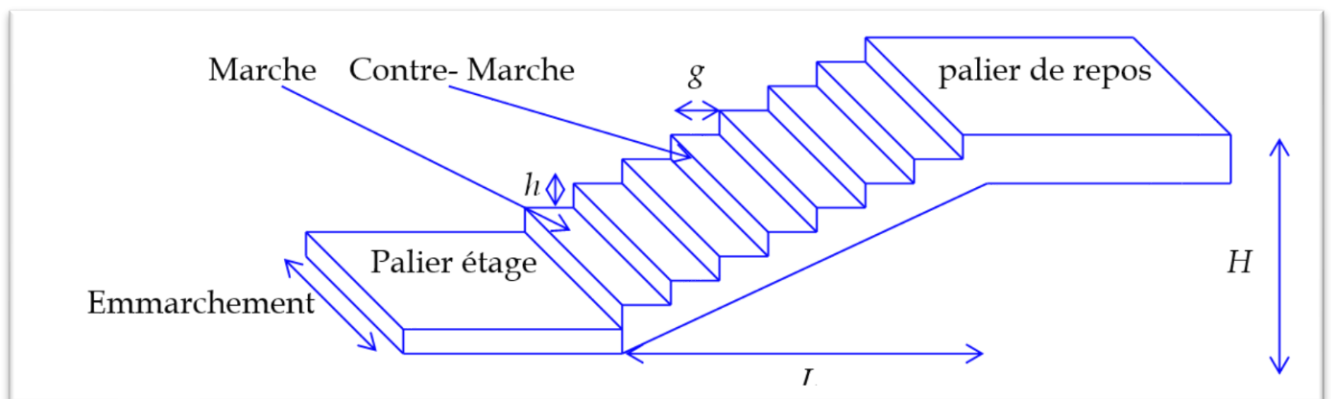


Figure II. 4: schéma d'escalier.

Dans notre projet on a un seul type d'escalier :

escalier a deux volées pour : **RDC**

escalier a deux volées pour : **EC**

➤ **Caractéristiques techniques:**

Hauteur: $H=3.57\text{m}$ (RDC)

Hauteur: $H=3.06\text{ m}$ (Etages)

Choisissons une hauteur de marche de 17 cm (valeur moyenne pour une marche).

Pour déterminer le giron, appliquons la formule de **Blondel**:

En pratique, nous avons :

• la hauteur h : $14 \leq h \leq 18$

• la largeur g : $25 \leq h \leq 32$

On prend : $h = 17 \text{ cm}$, $g = 30 \text{ cm}$

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \Rightarrow 2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm}$$

(c.v).

a) Escalier type (1) RDC :

✓ Nombre de contre marches :

$$n = \frac{H_e}{h} = \frac{1785}{17} = 11 \text{ contre Marche} \Rightarrow nt = 11 \text{ contre marche}$$

Avec :

n : nombre de contre marche.

H : hauteur d'étage.

h : hauteur de la contre marche.

✓ Deux volées :

$$h_1 = h_2 = 1785 \text{ cm.}$$

Nombre des contre marches par volée :

Volée 1 et 2 : = 11 contre marche. Donc : 10 marches.

✓ Angle de raccordement :

$$\text{Tg } \alpha = \frac{1.785}{2.7} = 0.66$$

$$\alpha = 33.45$$

✓ Epaisseur de la paillasse (ep) :

La paillasse est une dalle appuyée sur deux côtés :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow e = 15 \text{ pour deux heures de coup de feu}$$

b) . Escalier type (2) EC :

✓ Nombre de contre marches :

$$n = \frac{H_e}{h} = \frac{153}{17} = 10 \text{ contre Marche} \Rightarrow nt = 10 \text{ contre marche}$$

avec :

n : nombre de contre marche.

Epaisseur de la paillasse (ep) :

H : hauteur d'étage.

h : hauteur de la contre marche.

✓ Deux volées :

$$h_1 = h_2 = 153 \text{ cm.}$$

✓ Nombre des contre marches par volée :

Volée 1 et 2 : = 9 contre marche . Donc : 8 marches.

✓ Angle de raccordement :

$$\text{Tg } \alpha = 0.64$$

$$\alpha = 32.61$$

✓ Epaisseur de la paillasse (ep) :

La paillasse est une dalle appuyée sur deux côtés :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

II-6- Descente des charges :

Introduction :

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher, et ce jusqu'à la fondation. Les charges réglementaires sont :

Les charges permanentes qui présentent le poids propre (G).

Les charges d'exploitation ou surcharges (Q).

1) Les planchers

a. Plancher terrasse

La terrasse est à une zone accessible et une zone inaccessible et réalisée en plancher a corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

Tableau II. 1 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en corps creux.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (kg/m ³)	G (kg/m ²)
1-protection en gravillon	5	1600	80
2-Etanchéité multicouche	5	200	10
3-Forme de pente 1%	10	2200	220
4-Isolation thermique	4	400	16
5-Dalle en corps creux	16+4	1360	280
6-Enduit plâtre	2	1000	20

7-Couche de papier kraft	/	/	1
8-couche de par vapeur	0,8	1200	10

La charge permanente $G = 634 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation (terrasse inaccessible) $Q = 100 \text{ Kg/m}^2$.

La charge d'exploitation (terrasse accessible) $Q = 150 \text{ Kg/m}^2$.

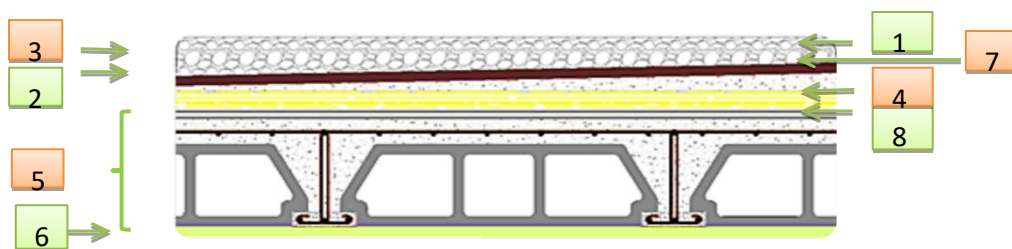


Figure II. 5: Composants d'un plancher terrasse en corps creux.

b. Plancher étages courants

Les plancher des étages courants sont en corps creux.

Tableau II. 2: Evaluation des charges permanentes du plancher courant.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m^3)	G (Kg/m^2)
1-Carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	2	2000	40
3-Lite de sable	3	1800	54
4-Dalle en corps creux	16+4	1360	280
5-Enduit plâtre	2	1000	20
6-Cloison de séparation	10	1000	100

La charge permanente $G = 530 \text{ Kg/m}^2$.

La charge d'exploitation (chambres) $Q = 150 \text{ Kg/m}^2$.

La charge d'exploitation (hall de circulation) $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$.

La charge d'exploitation (balcon) $Q = 350 \text{ Kg/m}^2$.

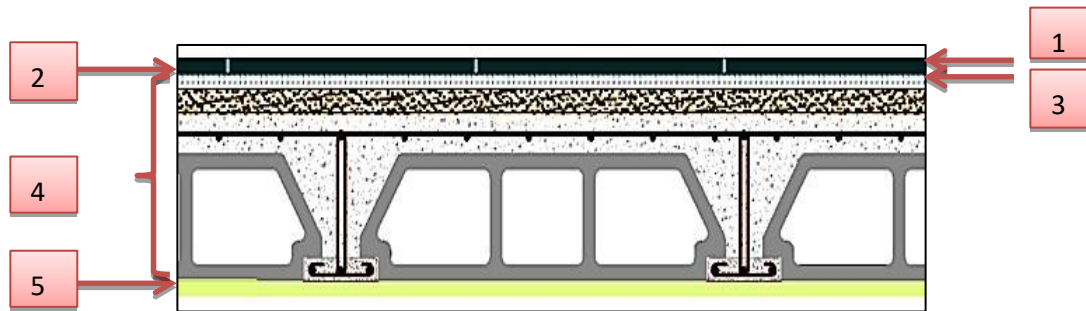


Figure II. 6: Coupe plancher étage courant.

Tableau II. 3: Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en dalle pleine.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (kg/m^3)	G (kg/m^2)
1-protection en gravillon	5	1600	80
2-Etanchéité multicouche	5	200	10
3-Forme de pente 1%	10	2200	220
4-Isolation thermique	4	400	16
5-Dalle pleine	15	2500	375
6-Enduit plâtre	2	1000	20

La charge permanente $G = 721 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation (terrasse inaccessible) $Q = 100 \text{ Kg/m}^2$.

La charge d'exploitation (terrasse accessible) $Q = 150 \text{ Kg/m}^2$.

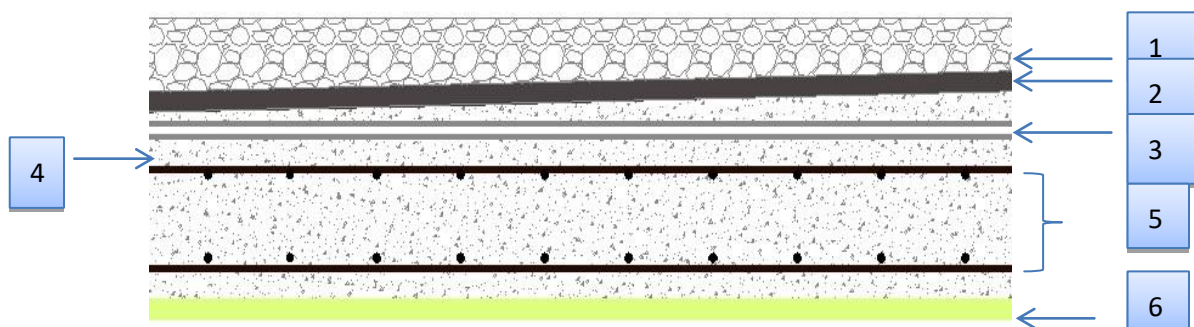


Figure II. 7: Composants d'un plancher terrasse en dalle pleine.

Tableau II. 4: Evaluation des charges permanentes dues au mur extérieur.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1-Brique creuse	25	900	225
2-Enduit plâtre	2	1000	20
3-Enduit-ciment	2	2000	40
Total			G=285

La charge permanente (niveau RDC) $G=285 \times (3.57-0.40) = 903.45 \text{ Kg/ml}$.

La charge permanente (niveau étage courant) $G = 285 \times (3.06 - 0.40) = 785.1 \text{ Kg/ml}$.

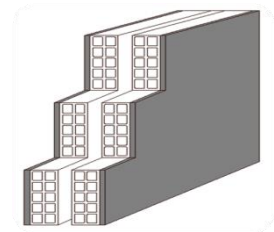
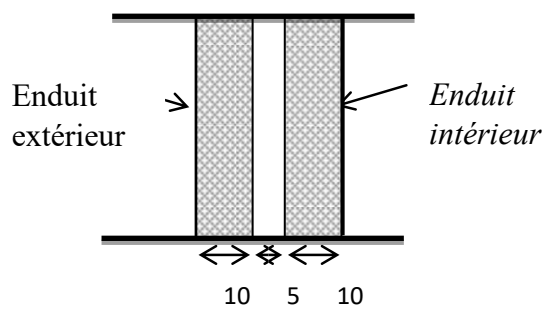


Figure II-9 : Remplissage en double paroi.

3) Murs intérieurs (simple cloison)

Tableau II. 5: Charge permanente du mur double cloison.

N°	Composants	Épaisseur(m)	Poids volumique	Poids surfacique
1	Enduit en ciment	0.02	2000	40
2	Brique creuse	0,10	900	90
3	Enduit en ciment	0,02	1000	20
intérieur			Total	150

La charge permanente (niveau RDC) $G = 150 \times (3.57 - 0.40) = 475.5 \text{ Kg/ml}$.

La charge permanente (niveau étage courant) $G = 150 \times (3.06 - 0.40) = 399 \text{ Kg/ml}$.

La charge permanente (niveau étage courant : balcon) $G = 150 \times 1,50 = 225 \text{ Kg/ml}$.

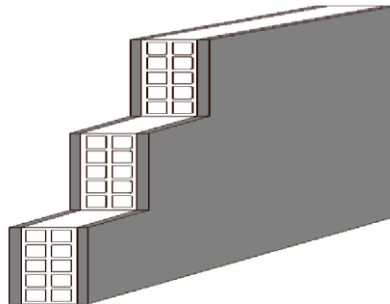


Figure II. 8: Mur simple cloison.

4) L'acrotère

$$S = (0.1 \times 0.05) / (2) + (0.05 \times 0.1) + (0.1 \times 0.1) + (0.10 \times 0.50) = 0.0675 \text{ m}^2$$

$$P = (0.0675 \times 2500) = 168.75 \text{ Kg/ml}$$

Charge permanente $G = 168.75 \text{ Kg/ml}$ Charge

d'exploitation $Q = 100 \text{ Kg/ml}$

5) Les balcons : Nos balcons sont en dalle pleine

Tableau II. 6: Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon.

Matériaux	Epaisseur	D (Kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1-Carrelage	2 (cm)	2200	44
2-Mortier de pose	2	2000	40
3-Lit de sable	3	1800	54
4-Dalle en BA	15	2500	375
5-Enduit-ciment	2	2000	40

La charge permanente $G = 553 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation $Q = 350 \text{ Kg/m}^2$

6) L'escalier

- **Palier**

Tableau II. 7: Evaluation des charges permanentes de palier.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1-Carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	2	2000	40
3-Lit de sable	3	1800	54
4-Dalle en BA	15	2500	375
5-Enduit-ciment	2	2000	40

La charge permanente $G = 553 \text{ Kg/m}^2$, La charge d'exploitation $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$.

- **Paillasse 1 (RDC) :**

Tableau II. 8: Evaluation des charges permanentes de Paillasse niveau RDC.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1-Carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	2	2000	40
3-Lit de sable	2	1800	36
4-Marche	17	2200	$(0,17/2) \times 2200 = 187$
5-Paillasse(1)	15	2500	$(2500 \times 0.15) / \cos 33.45 = 449.44$
6-Enduit-ciment	2	2000	40
7-Garde-corps	/	/	20

La charge permanente $G = 816.44 \text{ Kg/m}^2$.

La charge d'exploitation $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$.

▪ **Paillasse2 :**

Tableau II. 9: Evaluation des charges permanentes de paillasse niveau étage courant.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1-Carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	2	2000	40
3-Lit de sable	2	1800	36
4-Marche	17	2200	$(0,17/2) \times 2200 = 187$
5-Paillasse	15	2500	$(2500 \times 0,15) / \cos 32.61 = 446.43$
6-Enduit-ciment	2	2000	40
7-Garde-corps	/	/	20

La charge permanente $G = 813.43 \text{ Kg/m}^2$.

La charge d'exploitation $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$.

II-7- Prédimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis, pour transmettre les charges aux fondations.

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges d'exploitation à l'état limite ultime ($N_u = 1,35G + 1,5Q$).

II-7-1- Etapes de Prédimensionnement:

- Dimensionnements des poteaux.
- Choix du poteau le plus sollicité.
- Calcul de la longueur de flambement L_f .
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau.
- vérification de l'effort normal du poteau.
- vérification de la contrainte du béton.
- Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du **RPA 99 / version 2003**.

II-7-2- Prédimensionnement des poteaux centraux:**1- Dimensions des poteaux :**

Les dimensions de la section transversale des poteaux rectangulaires doivent répondre aux conditions du RPA 99 / version 2003.

Pour la **zone IIa**, les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99, doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$\begin{cases} \text{Min}(b; h) \geq 30\text{cm} \\ \text{Min}(b; h) \geq \frac{h_e}{20}\text{cm} \\ 0.25 \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{cases}$$

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99/version 2003 citées ci-dessus.

Les dimensions des poteaux proposées sont :

- RDC : Poteaux **(30, 40) cm.**
- 1er, 2ème, 3ème, 4ème 5ème : Poteaux **(30, 40) cm**

2- Calcul de la longueur de flambement L_f :

Selon les règles BAEL 91 (Art B.8.4.1)

L'élanement λ d'une pièce comprimée, de section constante, il est dépend par rapport à la

Longueur de flambement (L_f) et le rayon de girant i :

$\lambda = L_f / i$ Elancement géométrique

$L_f = 0.7 L_0$ Longueur du flambement (BAEL Art-B.8.3.3.1)

$I = \sqrt{\frac{i_{min}}{B}}$ Rayon de giration

L_0 : hauteur d'étage.

I_{min} : Moment d'inertie minimale de la section du poteau considéré.

B : Surface de la section transversale du poteau.

RDC: $L_f = 0.7 \times 3.57 = 2.499\text{m}$

Etage courant : $L_f = 0.7 \times 3.06 = 2.142\text{ m}$

$$I_{min} = \frac{0.4 \times (0.3)^3}{12} = 0.0009\text{ m}^4$$

$$B = 0.3 \times 0.4 = 0.12\text{ m}^2$$

$$I = \sqrt{\frac{0.0009}{0.12}} = 0.0866\text{ m}$$

$$\text{RDC: } \lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{2.499}{0.0866} = 28.856 < 50 \dots \dots \dots (\text{c.v})$$

$$\text{Etages courant : } \lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{2.142}{0.0866} = 24.734 < 50 \dots \dots \dots (\text{c.v})$$

3- Choix du poteau le plus sollicité :

Dans notre structure, le poteau le plus sollicité est le poteau «C-3».

La surface reprise par le poteau :

$$S_p = (2.00+1.90) \times (1.6+1.6) = 12.48 \text{ m}^2$$

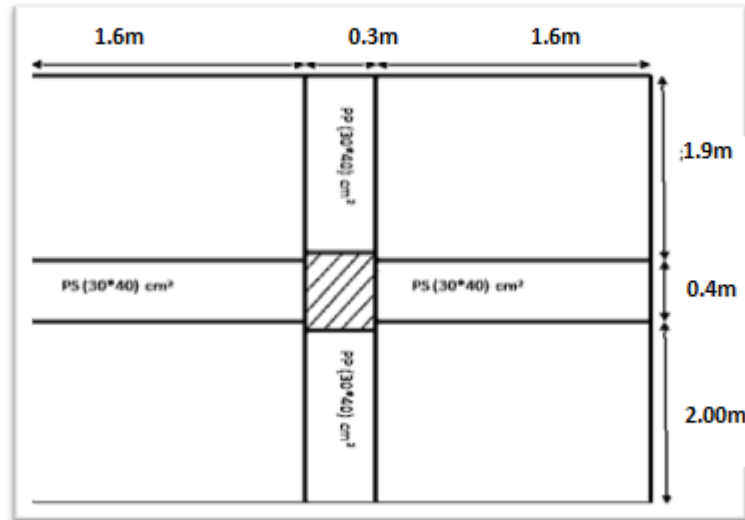


Figure II. 9: Représentation du poteau central le plus sollicité.

4- Calcul de normal admissible l'effort $\bar{N}_u$:

L'effort normal admissible est :

$$\bar{N}_u = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

$\bar{N}_u$: Effort normal admissible à l'ELU.

Br: Section réduite du poteau obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie

RDC : $B_r = (a - 2) \times (b - 2) = (30 - 2) \times (40 - 2) = 1064 \text{ cm}^2$

Etage courant : $B_r = (a - 2) \times (b - 2) = (30 - 2) \times (40 - 2) = 1064 \text{ cm}^2$ γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que:

$\gamma_b = 1,5$ situation durable ou transitoire.

$\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle.

γ_s : Coefficient de sécurité d'acier tel que:

$\gamma_s = 1,15$ situation durable ou transitoire.

$\gamma_s = 1$ situation accidentelle.

$f_{c28} = 25$ MPa et $f_e = 400$ MPa : Résistances caractéristiques du béton et de l'acier.

A_s : Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,2% de la section réelle du poteau (section estimée).

α : Coefficient en fonction de l'élancement du poteau : Selon le BAEL 91 révisée 99 (Art B.8.4.1).

$$\lambda < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

Tableau II. 10: Calcul de l'effort admissible des poteaux .

Niveaux	Dimension (cm ²)	Br (cm ²)	L _r (m)	λ	α	A _s (mm ²)	$\overline{N_u}$ (kN)
5 ^{ème} étage	30*40	1064	2.142	24.734	0.772	851.2	17496.91
4 ^{ème} étage	30*40	1064	2.142	24.734	0.772	851.2	17496.91
3 ^{ème} étage	30*40	1064	2.142	24.734	0.772	851.2	17496.91
2 ^{ème} étage	30*40	1064	2.142	24.734	0.772	851.2	17496.91
1 ^{ère} étage	30*40	1064	2.142	24.734	0.772	851.2	17496.91
RDC	30*40	1064	2.499	28.856	0.748	851.2	16952.97

5-Descente de charges:

La descente de charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) ainsi que les fondations.

A) Charges d'exploitation :

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

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

Avec **n**: Nombre d'étages on démarre de haut en bas (le premier étage est "0").

Q₀: La charge d'exploitation sur la terrasse.

Q₁, Q₂, ..., Q_n : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

Tableau II. 11: Dégression des charges d'exploitation.

5 ^{ème} étage	$Q_{cum}=Q_0$
4 ^{ème} étage	$Q_{cum}=Q_0+Q_1$
3 ^{ème} étage	$Q_{cum}=Q_0+ 0,95 (Q_1 + Q_2)$
2 ^{ème} étage	$Q_{cum}= Q_0+ 0,9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
1 ^{ère} étage	$Q_{cum}= Q_0+0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3+Q_4)$
RDC	$Q_{cum}= Q_0+ 0,8 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 +Q_5)$

Tableau II. 12: Détermination des charges d'exploitations.

Niveaux	q (kN/m ²)	S (m ²)	Q = qx S		$\frac{3+n}{2n}$	Q _{cum} (kN)
5 ^{ème} étage	1	12.48	Q ₀ =	12.48	1	12.48
4 ^{ème} étage	1.5	12.48	Q ₁ =	18.72	1	31.2
3 ^{ème} étage	1.5	12.48	Q ₂ =	18.72	0.95	48.048
2 ^{ème} étage	1.5	12.48	Q ₃ =	18.72	0.9	63.024
1 ^{ère} étage	1.5	12.48	Q ₄ =	18.72	0.85	76.128
RDC	1.5	12.48	Q ₅ =	18.72	0.8	87.36

B) Charges permanentes et l'effort normal «Nu» :**5^{ème} étage:**

$$G \text{ plancher terrasse} = G \times S_p = 6.34 \times 12.48 = 79.123 \text{ KN}$$

$$G \text{ poutre. P} = [(0.30 \times 0.40) (1.9 + 2.0)] \times 25 = 11.7 \text{ KN}$$

$$G \text{ poutre. S} = [(0.30 \times 0.40) (1.6 + 1.6)] \times 25 = 9.6 \text{ KN}$$

$$G \text{ poteau} = 0.4 \times 0.3 \times 3.06 \times 25 = 9.18 \text{ KN} \quad \mathbf{G = 109.603 \text{ KN.}}$$

4^{ème} étage & 3^{ème} étage & 2^{ème} étage & 1^{ère} étage:

$$G \text{ plancher} = G \times S_p = 5.30 \times 12.48 = 66.144 \text{ KN}$$

G poutre. P = $[(0.30 \times 0.40) (1.9+2.0)] \times 25 = 11.7 \text{ KN}$

G poutre. S = $[(0.30 \times 0.40) (1.6+1.6)] \times 25 = 9.6 \text{ KN}$

G poteau = $0.4 \times 0.3 \times 3.06 \times 25 = 9.18 \text{ KN}$

G=96.624KN.

RDC:

G plancher = $G \times S_p = 5.30 \times 12.48 = 66.144 \text{ KN}$

G poutre. P = $[(0.30 \times 0.40) (1.9+2.0)] \times 25 = 11.7 \text{ KN}$

G poutre. S = $[(0.30 \times 0.40) (1.6+1.6)] \times 25 = 9.6 \text{ KN}$

G poteau = $0.3 \times 0.4 \times 3.57 \times 25 = 10.71 \text{ KN}$

G=98.154KN.

6-Vérification selon le BAEL91 révisé 99 :

➤ Vérifications de l'effort normal des poteaux $Nu \leq \overline{N_u}$.

Tableau II. 13: Vérifications de l'effort normal des poteaux .

Niveaux	G(kN)	Gcum(kN)	Qcum(kN)	Nu(kN)	$\overline{N_u}$ (kN)	
5 ^{ème} étage	109.603	109.603	12.48	191.686	17496.91	C.V
4 ^{ème} étage	96.624	206.227	31.2	373.987	17496.91	C.V
3 ^{ème} étage	96.624	302.851	48.048	553.058	17496.91	C.V
2 ^{ème} étage	96.624	496.099	63.024	878.910	17496.91	C.V
1 ^{ère} étage	96.624	592.723	76.128	1051.523	17496.91	C.V
RDC	98.154	690.877	87.36	1223.28	16952.97	C.V

➤ Vérification de la contrainte du béton $(Nu/B) \leq \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b}$

Tableau II. 14: vérification de la contrainte du béton (Nu/B) des poteaux.

Niveaux	B (cm ²)	Nu (kN)	Nu/B(MPa)		$(Nu/B) \leq \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b}$
				(MPa)	
5 ^{ème} étage	30*40	191.686	1.59	14,17	C.V
4 ^{ème} étage	30*40	373.987	3.11	14,17	C.V
3 ^{ème} étage	30*40	553.058	4.60	14,17	C.V
2 ^{ème} étage	30*40	878.910	7.32	14,17	C.V
1 ^{ère} étage	30*40	1051.523	8.76	14,17	C.V
RDC	30*40	1223.28	10.19	14,17	C.V

Vérification selon le RPA 99 version 2003:

D'après le RPA 99 / version 2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

- Coffrage

Tableau II. 15: 1^{ère} Vérification selon le RPA 99 / version 2003 des dimensions des poteaux.

condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 25cm	Min (b, h)=30 cm ≥ 25cm	Oui
Min (b, h) ≥ he/20	Min(b, h) = 30cm ≥ (he/20) = (3,42)/20 = 17,1 cm	Oui
0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	0,25 ≤ (30/40) = 0,7 ≤ 4	Oui

II-7-3- Prédimensionnement des poteaux de rive et d'angle :

1. Dimensions des poteaux :

Les dimensions de la section transversale des poteaux rectangulaires doivent répondre aux conditions du RPA 99 / version 2003 : min (a,b) ≥ 25 cm en zone IIa.

Tableau II. 16: Prédimensionnement des poteaux.

Niveau d'étage		5eme	4eme	3eme	2eme	1ere	RDC
Dimension du poteau	a (cm)	30	30	30	30	30	30
	b (cm)	40	40	40	40	40	40

II-8-Conclusion :

Après que nous ayons finie prédimensionnement des éléments structuraux et que nous ayons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons opté pour les sections suivantes:

➤ Les Poutres:

- Poutres principales : $(30 \times 40) \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires: $(30 \times 35) \text{ cm}^2$
- Poutre palière : $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

➤ Poteaux intermédiaires:

- RDC : $(30 \times 40) \text{ cm}^2$
- 1^{er} et 2^{ème} 3^{ème} 4^{ème} et 5^{ème} étages: $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

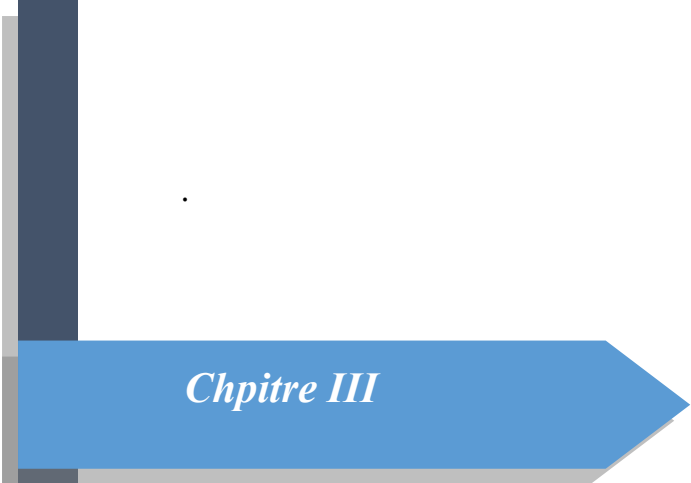
➤ Les voiles d'épaisseur $a = 20 \text{ cm}$

➤ Dalles pleines $e = 15 \text{ cm}$

➤ Plancher à corps creux $e = 20 \text{ cm}$

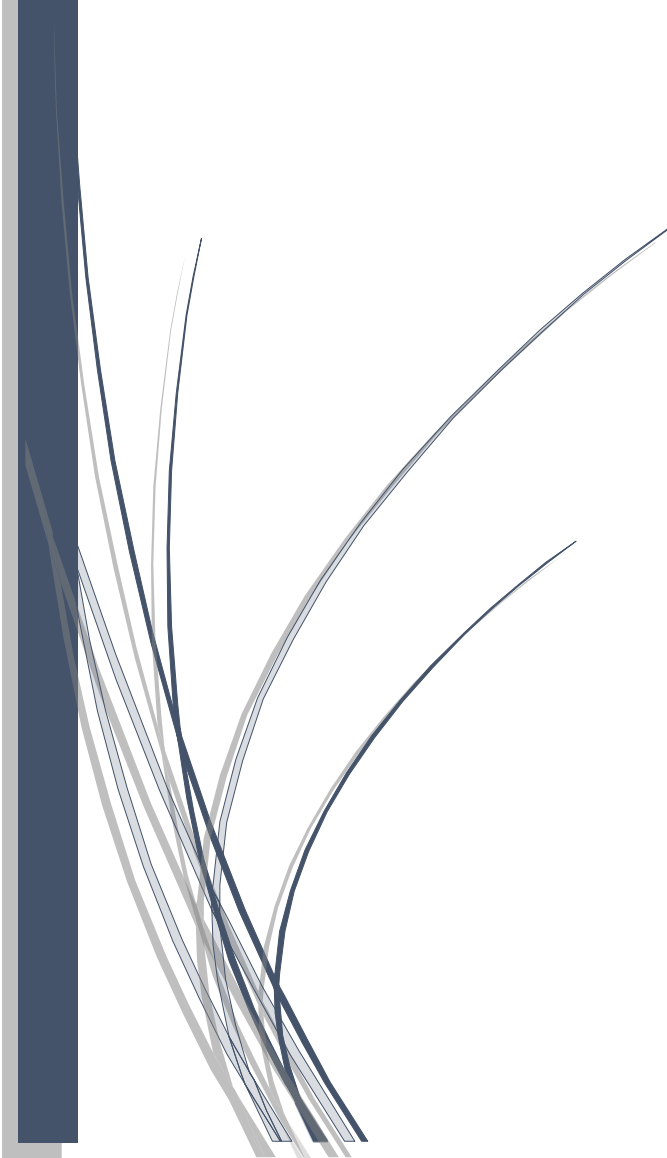
➤ Les escaliers:

- L'épaisseur de palière = 15 cm
- L'épaisseur de palière = 15 cm

A dark blue vertical bar is positioned on the left side of the page. A blue arrow points to the right, overlapping the bar, and contains the text 'Chpitre III'.

Chpitre III

Calcul des éléments secondaires



III.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.

Dans ce chapitre nous considérons à l'étude des éléments qui compose notre bâtiment. Nous citons l'acrotère, les escaliers, les balcons. Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement B.A.E.L[4] en respectant le Règlement Parasismique Algérien RPA99/version 2003. [1]

Etude de l'acrotère

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher-terrasse, cet élément est assimilé à une console encastrée dans le plancher, son rôle est la sécurité et la protection contre les infiltrations des eaux pluviales. Il forme une paroi protégeant contre tout risque de chute.

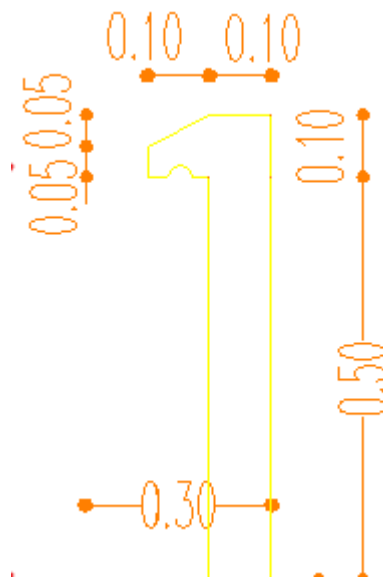


Figure III. 1:Schéma de l'acrotère.

III-2-1- Evaluation des charges :

➤ Calcul du poids de l'acrotère :

il sera évalué à partir des volumes de béton mis en place pour une bande de largeur: 1ml.

$$S = (0,1 \times 0,05) / (2) + (0,05 \times 0,1) + (0,1 \times 0,1) + (0,10 \times 0,50) = 0,0675 \text{ m}^2$$

$$P = (0,0675 \times 2500) = 168,75 \text{ Kg/ml}$$

➤ **Effort sismique au sommet de l'acrotère :**

L'action sismique sur les éléments non structuraux est donnée par l'article (6.3.2) des règles **RPA99/2003; [1]**

selon ces règles, les forces horizontales de calcul sur les éléments non structuraux (tels que les acrotères) sont calculées suivant la formule suivante:

$$F_P = 4 * A * C_p * W_p$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau 4.1 du **RPA99/2003**.

Pour la zone **IIa** , et le groupe d'usage 2 **IIA = 0,15**.

C_p : Facteur de force horizontale donné par le tableau 6.1 du **RPA99/2003**..

Pour les éléments en consol **C_p = 0.8**.

W_p : Poids propre de l'acrotère.

$$W_p = 168.75 \text{ kg.}$$

$$F_P = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 168.75 = 81 \text{ Kg/m}$$

Valeur de la main courante: $F = 100 \text{ kg/m}$

$$\text{A l'état limite ultime: } F_{ELU} = 1,5 \times 100 = 150 \text{ kg} > F_P = 82,8 \text{ kg}$$

Ainsi, le cas le plus défavorable correspond à la main courante qui servira au ferraillage de l'acrotère.

III-2-2- Ferraillage de l'acrotère :

Le travail consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple avec une largeur de 1m: $h = 10 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = h - c = 8 \text{ cm}$. $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $\sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$.

Fissuration préjudiciable.

➤ **Etat limite ultime:**

$$M_u = F_{ELU} \times h_{acrotère} = 150 \times 0,5 = 75 \text{ kg.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}}$$

$$\text{Avec: } f_{bu} = 14,17 \text{ MPa;}$$

$$\mu = \frac{75 \times 10^4}{1000 \times 80^2 \times 14.17} = 0.0083 < \mu_l = 0.392.$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0104$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,0104) = 0,996$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{75 \times 10^4}{0,996 \times 80 \times 348} = 27,04 \text{ mm}^2$$

➤ **Etat limite de service**

$$M_{ELS} = F \times h_{acrotère} = 100 \times 0,5 = 50 \text{ kg.m}$$

Bornage de la contrainte dans les aciers:

Puisque la fissuration est considérée comme préjudiciable alors:

~

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right\} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = 201,6 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{30 M_{ser}}{b_0 (h - c)^2 \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{30 \times 50 \times 10^4}{1000 \times 80^2 \times 201,6} = 0,0116.$$

$\alpha = f(\mu)$, est déterminé d'après un abaque.

$$\mu = 0,0116 \Rightarrow \alpha = 0,105$$

D'où une section à l'état limite de service de :

$$A_s = \frac{b \times d \times \alpha^2}{30 \times (1 - \alpha)} = \frac{1000 \times 80 \times (0,105)^2}{30 \times (1 - 0,105)} = 32,84 \text{ mm}^2.$$

La contrainte dans le béton sera de:

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s \cdot \alpha}{n(1 - \alpha)} = \frac{201,6 \times 0,105}{15(1 - 0,105)} = 1,57 \text{ MPa} < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

➤ **Condition de non-fragilité :**

$$A_{min} = 0,23(bd) \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23(1000 \times 80) \times \frac{2,1}{400} = 96,6 \text{ mm}^2$$

➤ **Section minimale:**

$$A = 0,5 \times (B/100) = 0,5 \times [(10 \times 50)/100] = 2,5 \text{ cm}^2.$$

➤ **Choix de la section des armatures:**

$$A = \max(A_u; A_{ELS}; A_{min}, A) = 2,5 \text{ cm}^2$$

On adoptera une section d'armatures longitudinales constituée de **6HA8/ml**, de section **3,02 cm²**

➤ **Armatures de répartition (A_r):**

$$A_r \geq \frac{A}{4} = \frac{3,02}{4} = 0,76 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8/ml, de section **2,01 cm²**.

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

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ (τ_u : contrainte de cisaillement maximale)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} ; \quad V_u = 1,5F = 1,5 \times 100 = 150 \text{ kg}$$

$$\tau_u = \frac{150 \times 10}{10^3 \times 80} = 0,019 \text{ MPa}$$

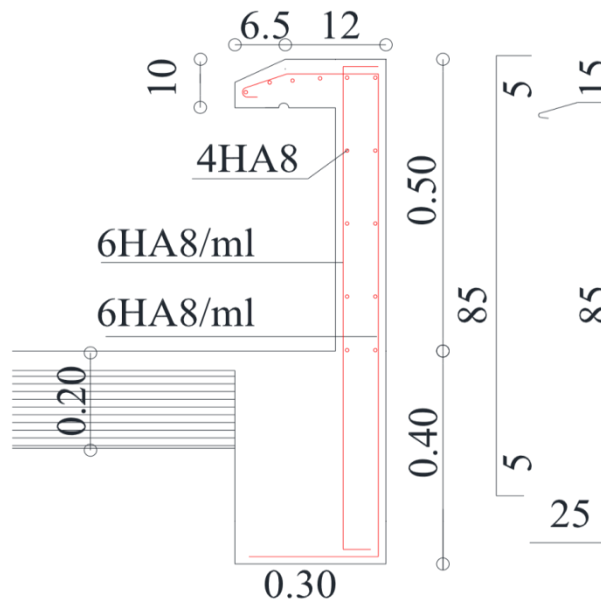
La console est un élément assimilé à une dalle, par conséquent la vérification vis-à-vis du cisaillement se fera avec:

$$\bar{\tau}_u = \frac{0,075}{\gamma_b} \times f_{c28} = \frac{0,075}{1,5} \times 25 = 1,25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,019 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa}$, la condition étant vérifiée, on peut donc se dispenser des aciers transversaux.

➤ **Disposition des armatures:**

Étant donné le sens aléatoire du séisme et du vent, on placera des armatures longitudinales symétriques sur les 2 faces de l'acrotère. Le schéma du ferrailage est illustré à travers la figure suivante:



III-3- Etude des escaliers :

III-3-1- Définition :

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

Dans notre structure on a 2 types d'escaliers.

III-3-2- Etude de l'escalier

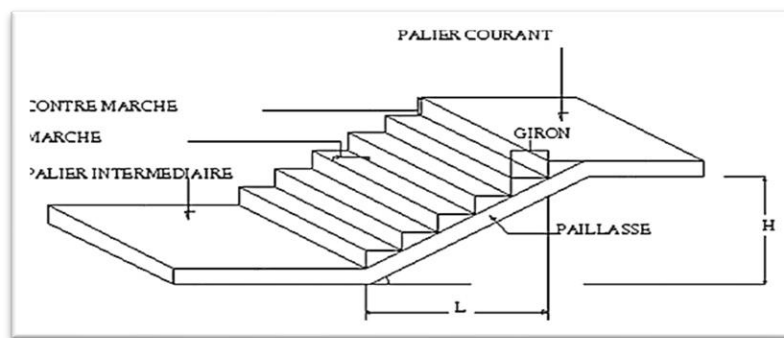
Ce type d'escalier est composé de :

- Deux paliers d'épaisseur 15cm.
- Deux volées parallèles d'épaisseur 15cm.
- Giron de 30cm.
- Contre marche de 17cm.

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre sur deux appuis uniformément chargée.

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes :

- La méthode des charges équivalentes.
- La méthode R.D.M.

**III-3 les différents types d'escaliers :****A- Niveau RDC :**

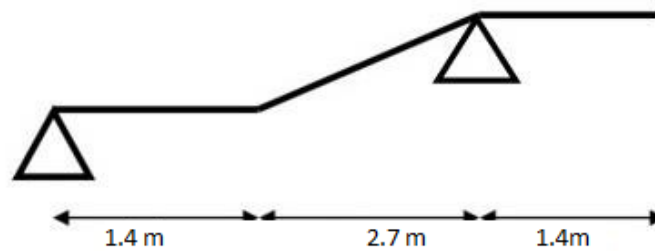


Figure III. 2: schéma statique d'escalier

- Etude la première des escaliers au niveau RDC (exemple de calcul):

1.Charges et sur charges sur l'escalier :

Charge sur le palier de repos:

La charge permanente $G = 5.53 \text{ KN/m}^2$

La charge d'exploitation $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

Charges sur le palier de repos:

La charge permanente $G = 8.16 \text{ KN/m}^2$

La charge d'exploitation $Q = 250 \text{ KN/m}^2$

Les combinaisons d'actions à considérer dans les calculs sont:

Etat limite ultime: $1,35G + 1,5Q$

Etat limite de service: $G + Q$

Le tableau suivant présente les charges de calcul des escaliers à l'état limite ultime et de service.

Tableau III. 1: Charges sur les éléments de l'escalier 1ere types.

section	G (Kg/m ²)	Q (Kg/m ²)	ELU 1,35G + 1,5Q	ELSG + Q
Paillasse	8.16	2.5	14.76	10.66
Palier	5.53	2.5	11.22	8.03

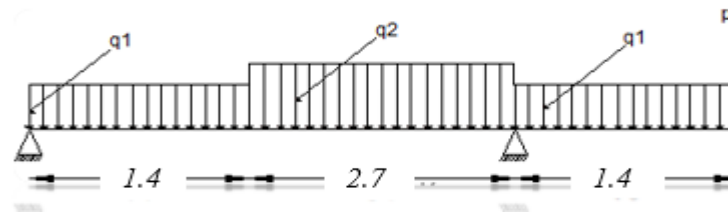


Figure III. 3: Schéma statique de l'escalier .

2. Calcul des sollicitations :

$$\sum F_v = 0 \rightarrow R_A + R_B = 1.4q_1 + 2.7q_2 + 1.4q_1 + 12.754$$

$$\rightarrow R_A + R_B = 83.752 \text{ KN}$$

$$\sum M_B = 0 \rightarrow R_A = \left[\left(\frac{1.4}{2} \right) + (2.7)q_2 + \left(\frac{2.7}{2} \right)q_2 - \frac{1.4}{2}q_1 - (1.4 \times 12.75) \right].$$

$$\rightarrow R_B = 64.91 \text{ KN}$$

$$\rightarrow R_A = 19.1 \text{ KN}$$

3. Effort tranchant et moment fléchissant :

a. Calcul des moments et efforts tranchants :

ELU :

- Pour : $0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$

Effort tranchant

$$\sum F_v = 0 \rightarrow T(x) = 19.1 - 11.22x$$

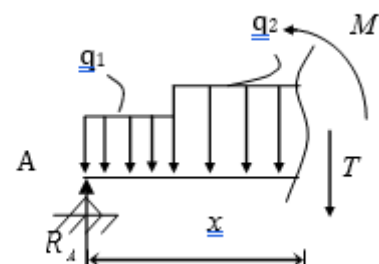
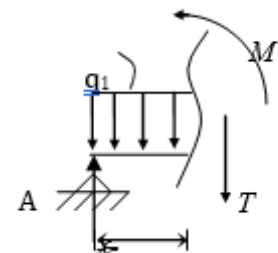
$$\begin{cases} x = 0 & \rightarrow T(x) = 19.1 \text{ KN} \\ x = 1.4 & \rightarrow T(x) = 3.39 \text{ KN} \end{cases}$$

Moment fléchissant :

$$\sum M_A = 0 \rightarrow M(x) = 19.1x - 11.22 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 & \rightarrow M(x) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.4 & \rightarrow M(x) = 15.74 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Pour : $1.4 \leq x \leq 4.1 \text{ m}$



Effort tranchant

$$\sum F_V = 0 \rightarrow T(x) = 19.1 - 1.4 \cdot 11.22 - 14.76 \cdot (x - 1.4)$$

$$\begin{cases} x = 1.4 \rightarrow T(x) = 3.39 \text{ KN} \\ x = 4.1 \rightarrow T(x) = -36.46 \text{ KN} \end{cases}$$

Moment fléchissant :

$$M(x) = 19.1x - 11.22(x - \frac{1.4}{2})1.4 - 14.76(\frac{(x - 1.4)^2}{2})$$

$$\begin{cases} x = 1.4 \rightarrow M(x) = 15.74 \text{ KN.m} \\ x = 4.1 \rightarrow M(x) = -28.89 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Pour : $0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$
- Effort tranchant
- $\sum F_V = 0 \rightarrow T(x) = 12.75 + 11.22x$
- $\begin{cases} x = 0 \rightarrow T(x) = 12.75 \text{ KN} \\ x = 1.4 \rightarrow T(x) = 28.46 \text{ KN} \end{cases}$
- Moment fléchissant :

$$M(x) = 12.75x + 11.22 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow M(x) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.4 \rightarrow M(x) = 28.85 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{On a : } M_{\max} \Rightarrow T = 0$$

Donc :

$$T(x) = 0 \Rightarrow \frac{19.1 - (11.22 \times 1.4) + 14.76 \times (1.4)}{14.76}$$

$$x = 1.63 \text{ m} \Rightarrow M_{\max} = 16.13 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} \text{en travée: } M_t^{\max} = 0.85 \times M_0^{\max} \\ \text{en appuis: } M_a^{\max} = -0.3 \times M_0^{\max} \end{cases}$$

La poutre étudiée est supposée isostatique, donc le calcul des sollicitations se fera par la méthode des sections (RDM). Les résultats obtenus sont présentés ci-dessous :

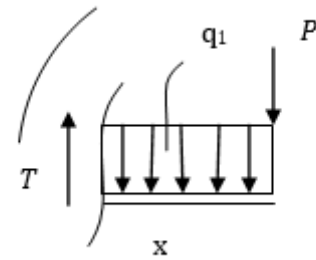


Tableau III. 2: Sollicitations dans l'escalier .

	Réaction d'appuis(KN)		$M_{0max}(KN.m)$	Moments (KN.m)		$V_{max}(KN)$
	A	B		Travée	Appui	
ELU	18.82	65.65	16.13	13.71	4.84	28.46
ELS	13.76	59.25	11.57	9.83	3.47	

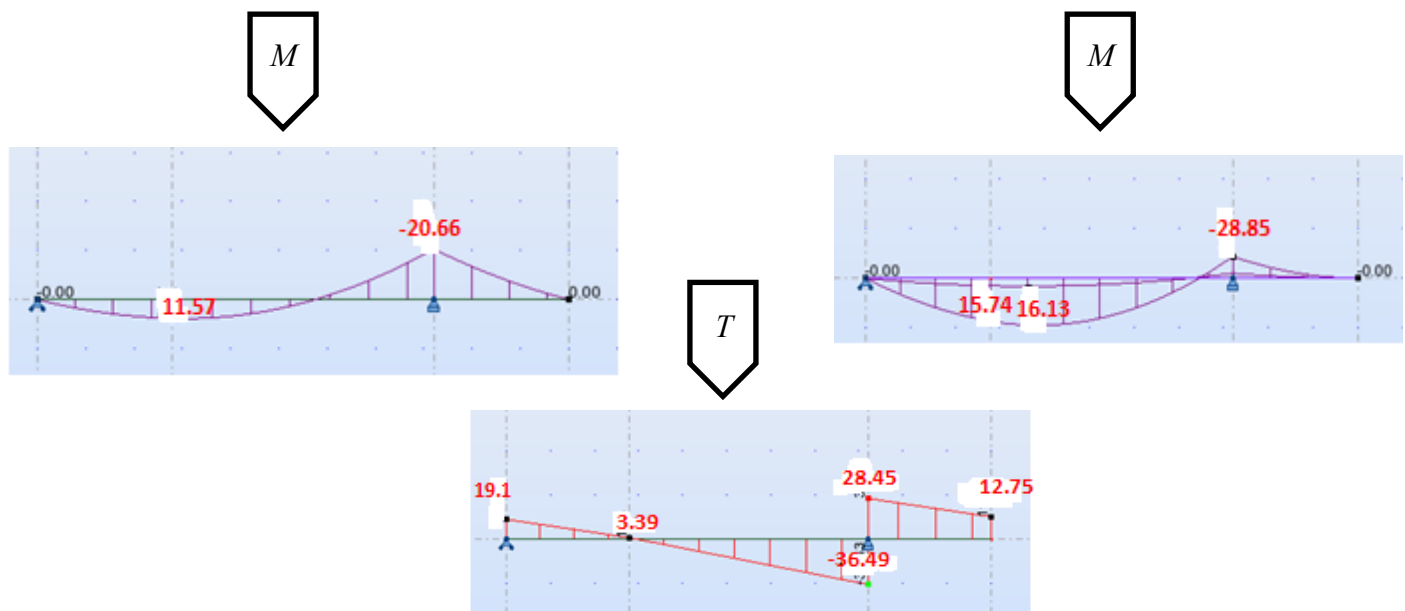
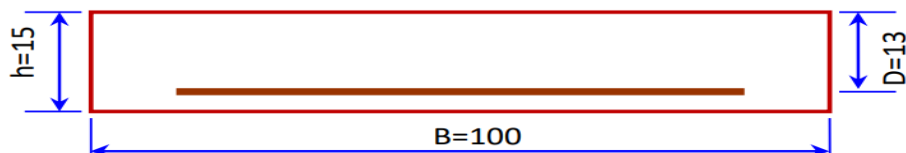


Figure III. 4: Diagramme des moments et des efforts tranchants

III.3 Calcul du Ferrailage :

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple, le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m de largeur.

Pour simplifier les calculs, on prend $e = 15$ cm.



a. Armatures longitudinales :

ELU :

$$f_e = 400 \text{ Mpa}, \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}, \quad f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}, \quad \mu = 0.392; b = 1 \text{ m}.$$

$$b. \quad d = 0.9h = 0.9 \times 15 = 13.5 \text{ cm}.$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow \dot{A} = 0$$

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2}$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha), \quad \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\Rightarrow A = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z}$$

$$A_{min} = \max \left\{ 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}; 0.001 \times 100 \times 15 \right\}$$

b. Armatures secondaires :

Sur travée :

$$A_{tr} = \frac{A_{lt}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{on choisit : } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Sur Appuis :

$$A_{ar} = \frac{A_{lt}}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{on choisit : } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Tableau III. 3: Ferrailage longitudinal d'escalier type 1

c. Espacement entre les armatures : (BAEL A.8.2 ,42)[3]

❖ Armatures longitudinales :

	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adop}(\text{cm}^2)$
En travée	13.71	0.053	0.07	0.131	3	1.63	5 HA12=5.65
En appui	4.84	0.018	0.02	0.133	1.04	1.63	5HA10=3.93

$$St \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} \text{travée: } St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \dots \dots \dots CV \\ \text{Appuis: } St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \dots \dots \dots CV \end{cases}$$

❖ Armatures de répartition:

$$\diamond St \leq \min (4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} \text{travée: } St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ \text{Appuis: } St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \end{cases}$$

➤ **Vérification à l'ELU :**

Vérification de l'effort tranchant :

Vérification peu nuisible :

$$\tau_u \leq \tau_u = \min(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA}) = 3.33 \text{ MPA.}$$

$$\tau_u = \frac{V}{bd} = \frac{28.46 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.21 \text{ MPA} < \tau_u \quad \text{C'est vérifié, pas de risque de cisaillement.}$$

Remarque :

Pas de risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification à l'ELS :**

La fissuration est peu nuisible, car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

a. Etat limite d'ouverture de fissure

L'état de fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire

b. Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times \gamma}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

La position de l'axe neutre

$$\frac{1}{2} b y^2 + n(y - d) A'_s - n A_{st} (d - y) = 0$$

Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + n A'_s (d - y)^2 + n A_{st} (d - y)^2$$

Y: distance de l'axe neutre a la fibre la plus comprimée

I: moment d'inertie

$$n = 15$$

Tableau III. 4: Vérification à l'ELS (escalier type 1)

	M_{ser} (KN.m)	y (m)	$I \times 10^{-5}$ (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_c$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_c$
Entravée	9.83	4.01	7665.92	5.14	15	vérifiée
Enappure	3.47	3.44	7322.87	1.63	15	vérifiée

n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

➤ **Vérification de l'état limite de déformation :**

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1: \frac{h}{L} = 0.03 \geq \max \left[\frac{M_t}{10M_0} \frac{1}{16} \right] = 0.08 \dots \dots \dots CNV \\ 2: \rho = \frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{F_e} \rightarrow 0.015 < 0.015 \dots \dots \dots CV \\ 3: L = 5.5 < 8m \dots \dots \dots CV \end{array} \right.$$

Avec,

h_t : Hauteur totale d'escalier = 15cm ;

M_{tser} : Moment maximum en travée à l'ELS $M_{tser} = 9.83 \text{ KN.m}$;

$A_{travée}$: Section d'armature en travée $A_t = 5.65 \text{ cm}^2$

L: longueur de la travée considérée $L = 5.5 \text{ m}$.

M_0 : Moment isostatique à l'ELS $M_{0ser} = 11.57 \text{ KN.m}$

Remarque : La condition (1) n'est pas vérifiée, donc on est ramenée à effectuer un calcul de la flèche.

III.4 Calcul de la flèche par la méthode d'inertie fissurée :

$$f = \frac{M_t \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} \text{ (BAEL B.6.5.2) .}$$

I_{fi} : L'inertie fissurée.

E_i : Module instantané de béton ($E_i = 32164.2 \text{ MPa}$) .

- Calcul des moments d'inertie fissurés I_f :

$$I_f = \frac{1.01 \times I_0}{1 + \lambda \times u}$$

- Calcul des coefficients λ :

Les coefficients λ et μ sont définis par le BAEL (article B.6.5.2) pour prendre en considération la fissuration du béton.

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 f_{c28}}{\rho(2+3)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation instantanée} \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i \dots \dots \dots \text{Pour la déformation différée} \end{cases}$$

Le pourcentage d'armature tendue ρ :

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{5.65}{100 \times 13.5} = 4.18 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow \lambda = \begin{cases} \lambda_i = 5.02 \\ \lambda_v = 2 \end{cases}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \left[\frac{0}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \right] \right\}$$

σ_s : La contrainte de traction effective de l'armature :

$$\sigma_s = \frac{15 M_{st} (d - y)}{I_0} = \frac{15 \times 9.83 \times 10^6 (135 - 50.0)}{3844.81 \times 10^4} = 325.97 \text{ MPa.}$$

$$\mu = 0.19$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i} = \frac{1.1 \times 7665.92}{1 + 5.02 \times 0.19} \Rightarrow I_{fi} = 4315.95 \text{ cm}^4.$$

$$f = \frac{13.79 \times (5.5^2)}{10 \times 32164.2 \times 4315.95 \times 10^{-4}} = 3 \times 10^{-3} \text{ cm} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{550}{500} = 1.1 \text{ cm.}$$

$$f = 3 \times 10^{-3} \text{ cm} < \bar{f} = 1.1 \text{ cm.} \quad \Rightarrow \text{Donc la flèche est vérifiée.}$$

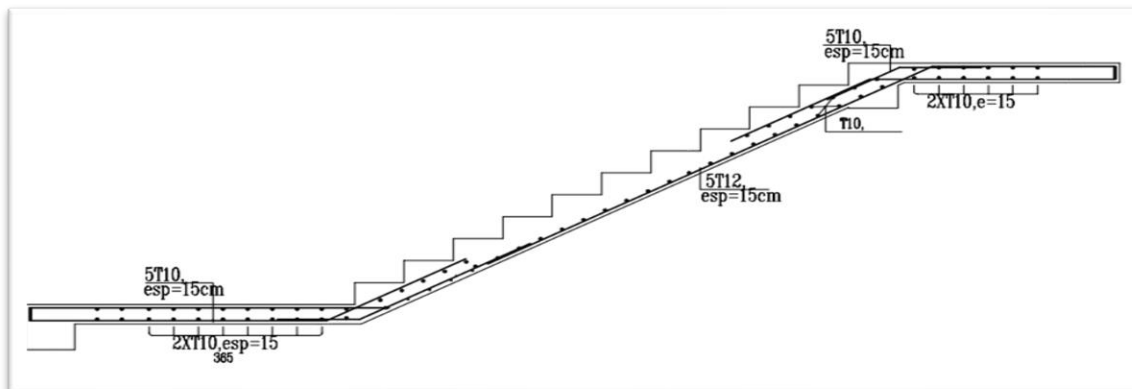


Figure III. 5: Schéma ferrailage d'escalier.

III.4 Calcul de la poutre palière

L'étude de la poutre palière se fera en flexion simple et à la torsion.

a. Calcul à la flexion simple

Calcul des charges

La poutre palière est soumise à :

- Son poids propre de la poutre palière : $g_0 = (b \times h) \times \rho = 0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.63 \text{ KN/m}$
- La charge transmise de la paillasse : $\begin{cases} R_B^U = 64.91 \text{ KN} \\ R_B^S = 59.25 \text{ KN à vérifier} \end{cases}$
- Moment de torsion : $M_{tor} = M_B \times \frac{L}{2}$ provoqué par la flexion de la paillasse.

Détermination des sollicitations :

- **Charges et surcharges :**

La poutre palière est sollicitée par :

Son poids propre :

$$g_0 = (b \times h) \times \rho = 0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.63 \text{ KN/m}$$

- **La charge transmise par l'escalier**

ELU : $RA_u = 64.91 \text{ KN}$

ELS : $RA_s = 59.25 \text{ KN}$

ELU :

$$q_u = 1.35g_0 + RA_u$$

$$q_u = 1.35g_0 + RA_u$$

$$q_u = 68.46 \text{ KN/m}$$

$$M_t^u = \frac{qL^2}{24} = \frac{68.46 \times 3.1^2}{24}$$

$$M_t^u = 27.41 \text{ KN.m}$$

$$M_a^u = \frac{qL^2}{12} = \frac{68.46 \times 3.1^2}{12}$$

$$M_a^u = 54.52 \text{ KN.m}$$

$$T_u = \frac{q_u \times L}{2}$$

$$T_u = 106.11 \text{ KN}$$

ELS:

$$q_s = g_0 + RB_s$$

$$q_s = 3.75 + 52.25$$

$$q_u = 62.8 \text{ KN/m}$$

$$M_t^s = \frac{qL^2}{24} = \frac{62.8 \times 3.1^2}{24}$$

$$M_t^s = 25.15 \text{ KN.m}$$

$$M_a^s = \frac{qL^2}{12} = \frac{62.8 \times 3.1^2}{12}$$

$$M_a^s = 50.29 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de la section d'armature à la flexion simple :**

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \\ h = 35 \text{ cm} \\ d = 35 - 2 = 33 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ **En travée**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{27.14 \times 10^6}{300 \times 330^2 \times 14.2}$$

$$\mu = 0.059 \leq 0.186 \Rightarrow \text{Pivot } A$$

$$\mu = 0.059 \leq 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.076$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 32 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M}{Z \times \sigma_s} = \frac{27.41 \times 10^6}{320 \times 348}$$

$$A_s = 2.46 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

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

$$A_{min} \geq 1.19 \text{ cm}^2$$

➤ **Sur appuis**

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{54.82 \times 10^6}{300 \times 330^2 \times 14.2}$$

$$\mu = 0.118 \leq 0.186 \Rightarrow \text{Pivot } A$$

$$\mu = 0.118 \leq 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.157$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 31 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M}{Z \times \sigma_s} = \frac{54.82 \times 10^6}{31 \times 348}$$

$$A_s = 5.08 \text{ cm}^2$$

III.4. Ferrailage longitudinal à l'ELU :

On a: b=30cm, h=35cm, d=32 cm

On résume les calculs de ferrailage dans le tableau ci-après :

Tableau III. 5: Ferrailage longitudinal de la poutre palière

	M(KN.m)	μ	α	z (cm)	$A_s(\text{cm}^2)$	Amin (cm ²)	$A_{\text{adopté}}(\text{cm}^2)$
Travée	27.41	0.059	0.076	32	2.46	1.19	3HA12=3.39
Appui	54.82	0.118	0.157	31	5.08	1.19	3HA16=6.03

1. Contrainte de cisaillement en flexion simple :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{106.11}{300 \times 330} = 1.07 \text{ Mpa}.$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$$

$$\tau_u = 1.08 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \quad (\text{c.v})$$

Commentaire : Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Armatures transversales :** On fixe $St = 15 \text{ cm}$ en travée et, et on calcul A_{trans} :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times st}{f_e} = 0.45 \text{ cm} \\ A_{trans} \geq \frac{b \times st (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.55 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \Rightarrow$$

$$A_t = \max (0.45 \text{ cm}^2 ; 0.55 \text{ cm}^2) \text{ donc on prend } A_{trans} = 0.55 \text{ cm}^2$$

2. Calcul à la torsion

Moment de torsion

Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée et le palier.

$$M_{tor} = -M_{aB} \times \frac{L}{2} = \text{KN.m} .$$

Avec :

M_{aB} : Moment en appui B obtenu lors du calcul de la partie (A-B) de l'escalier (Type 1).

$$\text{Donc } M_{A/B} = 8.65 \text{ KN.m} .$$

D'après le BAEL 91, dans le cas de la torsion, la section réelle ($b \times h$) est remplacée par une section creuse équivalente Ω d'épaisseur ($e = \emptyset 6$), car des expériences ont montré que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion.

$\emptyset = \text{Min} (b ; h)$: Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section ($b \times h$).

3. Contrainte de cisaillement en torsion (BAEL A.5.4.22) : [3]

$$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2\Omega e}$$

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

Ω : air du contour tracé à mi-hauteur

$$\left\{ \begin{array}{l} \Omega = [(b - e) \times (h - e)] = 750 \text{ cm}^2 \\ U = 2[(b - e) + (h - e)] = 110 \text{ cm} \\ U : \text{périmètre de la section} \\ \tau^{tor} = 2.24 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$\overline{\tau u} = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) \text{ (FPN)} . \quad \Longrightarrow \quad \overline{\tau u} = 3.33 \text{ MPa} .$$

$$\tau^{tor} = 2.24 \text{ MPA} < \overline{\tau u} = 3.33 \quad (\text{cv}).$$

4. Ferrailage a la torsion :(BAEL A.5.4.4) :

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times U \times \gamma_s}{2\Omega \times f_e} = \frac{8.54 \times 110 \times 1.15}{2 \times 750 \times 400} = 1.8 \text{ cm}^2$$

❖ **Ferrailage transversal :**

On fixe $S_t = 15 \text{ cm}$.

$$\text{Entravée: } A_t^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}} \times S_t \times \gamma_s}{2\Omega \times f_e} = \frac{8.54 \times 15 \times 1.15}{2 \times 750 \times 400} = 0.24 \text{ cm}^2$$

a. Ferrailage global :

❖ **Ferrailage longitudinal :**

❖ **En travée :**

$$\text{❖ } A_{\text{tot}} = \begin{cases} A_t^{\text{flexion}} + \frac{A_t^{\text{torsion}}}{2} = 2.36 + \frac{1.8}{2} = 3.26 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2 \\ A_c = \frac{A_t^{\text{torsion}_l}}{2} = \frac{1.8}{2} = 0.9 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3T10 = 2.36 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

❖ **En appui :**

$$\text{❖ } A_{\text{tot}} = \begin{cases} A_t^{\text{flexion}} + \frac{A_t^{\text{torsion}}}{2} = 6.03 + \frac{1.8}{2} = 7.44 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4T16 = 8.04 \text{ cm}^2 \\ A_c = \frac{A_t^{\text{torsion}_l}}{2} = \frac{1.8}{2} = 0.9 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3T10 = 2.36 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

❖ **Ferrailage transversal :**

$$\text{❖ } A_t^{\text{tor}} = A_t^{\text{flex}} + A_t^{\text{tor}}$$

$$\text{❖ } A_t^{\text{tor}} = 0.55 + 0.24 = 0.79 \text{ cm}^2 \Rightarrow 1 \text{ cadre } \phi 8 + 1 \text{ étrier } \phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

III.4. Vérification à l'ELS :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

On résume les calculs dans le tableau ci-après :

Tableau III. 6: Vérification à l'ELS.

	M (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	Observation
Travée	25.15	9.01	36579.52	6.19	15	C.V
Appui	50.29	11.4	56875.82	10.07	15	C.V

III.4 Vérification de la flèche (BAEL 91 Article B.6.5.1) [2]:

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

Avec :

$$h = 0.35 \text{ m}$$

$$l = 3.1 \text{ m.}$$

$$A_{st} = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.35}{3.1} = 0.112 \geq 0.062 \dots \dots \dots CV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_T}{M_0} \Rightarrow 0.112 \geq 0.085 \dots \dots \dots CV \\ \frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0003 \leq 0.0105 \dots \dots \dots CV \end{array} \right.$$

Donc pas de risque de la flèche de la poutre palière.

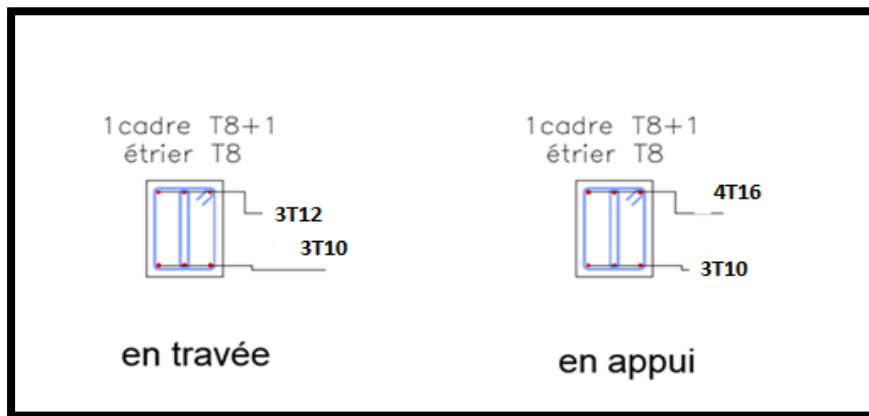


Figure III. 6: Schéma de ferrailage de la poutre palière. (RDC)

III.5 ETUDE des dalles pleines (balcon) :

Les dalles sont des pièces minces (une dimension nettement inférieure aux deux autres dimensions) et plane. Elles reposent sans ou avec continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, poutrelles ou voiles. On appelle panneau de dalle dans un plancher les parties de dalles bordées par des appuis.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

l_x : la plus petite dimension du panneau.

l_y : la plus grande dimension du panneau.

Si : $\rho \leq 0,4$ la dalle travaille suivant un seul sens (flexion principale suivant l_x).

Si : $\rho > 0,4$ la dalle travaille suivant les deux

III.5.1 Méthode de calcul :

Type 1: dalle sur trois appuis (balcon)

Dès qu'on sort du domaine des dalles sur quatre appuis avec ou sans continuité aux dalles sur trois appuis, le recours le plus logique pour le calcul est fait avec la théorie des lignes de rupture

$$1) l_x \leq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_y = \frac{P \times l_x^3}{6} \\ M_x = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \end{cases}$$

$$2) l_x > \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \frac{P \times l_y^3}{24} \\ M_y = \frac{P \times l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48} \end{cases}$$

• Evaluation des charges :

$$G = 5.13 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$e = 15 \text{ cm}$$

ELU

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \times 1 \text{ ml} = 12.17 \text{ KN/m}^2$$

ELS

$$\rho = \frac{1.35}{3.2} = 0.42 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans deux sens.}$$

$$\frac{L_y}{2} = \frac{3.2}{2} = 1.6 \Rightarrow l_x \leq \frac{l_y}{2}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_y = p \times \frac{L_x^3}{6} \\ M_x = p \times \frac{L_x^2}{2} \times L_y - \frac{2}{3} \times p \times L_x^3 \end{cases}$$

Tableau III. 7: Ferrailage de la dalle

- **Calcul des moments :**

- **Moments en travées:**

$$M_{tx} = 0.85M_x = 0.85 \times \dots = \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85M_x =$$

Moments sur appuis:

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5M_x = 1. \quad \text{appuis intermédiaires.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.3M_x = 0.6$$

VI.5.2 Ferrailage du balcon :

$$b=100\text{cm} ; h=15\text{ cm} ; d=0.9h=13.5\text{cm} ; f_e=400\text{MPa} ; f_{c28}=25\text{MPa} ; f_{t28}=2.1\text{MPa} ; \sigma_s=348\text{Mpa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

a) Espacement :**Travée :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens x-x : } St = \frac{100}{3} = 33\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \\ \text{Sens y-y : } St = \frac{100}{3} = 25\text{cm} < \text{Min}(4h; 45\text{cm}) \end{array} \right.$$

Appuis :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens x-x : } St = \frac{100}{3} = 25\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \\ \text{Sens y-y : } St = \frac{100}{3} = 25\text{cm} < \text{Min}(4h; 45\text{cm}) \end{array} \right.$$

a) Condition de non-fragilité :

$$\text{On a: } 12\text{cm} \leq e \leq 30\text{cm}$$

	sens	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adop}(\text{cm}^2)$
En travée	Selon x	11.78	0.054	0.07	0.132	3	1.39	3.14
	Selon y	4.44	0.017	0.026	0.133	0.96	1.08	2.36
En appui intermédiaire	Selon x	8.12	0.031	0.043	0.133	1.75	1.12	2.51
En appui de rive	Selon x	4.87	0.019	0.024	0.134	1.04	1.08	2.01

$$h = e = 15\text{cm} \quad b=100\text{cm}$$

$$A_x \geq \rho_0 \frac{(3 - \rho)}{2} bh = 1.53 \text{ cm}^2$$

$$A_y \geq \rho_0 bh = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_0 \geq 0.8\% \text{ pour les b\AA res HA} \\ \rho = \frac{Lx}{Ly} = 0.44 \end{cases}$$

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = 0.44$$

✓ Travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens x-x : } A_x = 1 > A_{\min} = 1.39 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV \\ \text{Sens y-y : } A_y = 1.51 > A_{\min} = 1.08 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

✓ Appuis :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens x-x : } A_x = 1.51 > A_{\min} = 1.12 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV \\ \text{Sens y-y : } A_y = 1.51 > A_{\min} = 1.08 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

c) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL A.5.1, 1) [3]

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 f_{c28} = 1.75 \text{ Mpa}$$

$$T_x = \frac{q_u Lx Ly}{2Lx + Ly} = 8.32 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = 8.32 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{8.32 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.062 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 1.75 \text{ Mpa} \dots\dots\dots CV$$

➤ Vérification à l'ELS :

a) Evaluation des sollicitations à l'ELS :

b) Vérification des contraintes :

$$\sigma_b = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$q_s = 8.63 \text{ KN/ml}$$

✓ Détermination de la valeur de « y » :

La position de l'axe neutre

$$\frac{1}{2} y^2 + n(y - d) A_s' - n A_s (d - y) = 0$$

Détermination du moment d'inertie

$$I = b y^3 + n A_s' (d - y)^2 + n A_s (d - y)^2$$

y : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée

I : Moment d'inertie

$$n = 15$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st}$$

Tableau récapitulatif des résultats :

Tableau III. 8: Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS.

Sens	M ^{ser}	y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (Mpa)	σ _{bc} (Mpa)	σ _{bc} ≤ σ _{bc}	σ _s	σ _s ≤ σ _{st}
Sens X-X	8.35	2.92	4713.1283	5.17	15	Vérifiée	201.63	Vérifiée
Sens y-y	3.15	3.06	4815.08	2	15	Vérifiée	201.63	Vérifiée
Appui inter	5.76	2.57	4167.69	2.2	15	Vérifiée	201.63	Vérifiée
Appui rive	3.46	2.83	5041.92	2	15	Vérifiée	201.63	Vérifiée

VI.5. Vérification de la flèche (BAEL) :

Pour les dalles rectangulaires appuyées sur un, deux ou trois cotés l'article B6.5.1 relatif aux poutres est applicable. Toutefois, dans le cas des dalles rectangulaires appuyées sur leurs quatre côtés on peut appliquer l'article B.7.5. La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} = \frac{0.15}{1.35} = 0.111 > \max \left[\frac{M}{10 M_0} \frac{1}{16} \right] = 0.084 \dots \dots \dots (\text{c.v})$
- $= \frac{A}{b_0 \cdot d} < \frac{.2}{f_e} \frac{3.14}{100 \times 13.5} = 0.0023 \leq 0.005 \dots \dots \dots (\text{c.v})$

Donc la flèche est vérifiée.

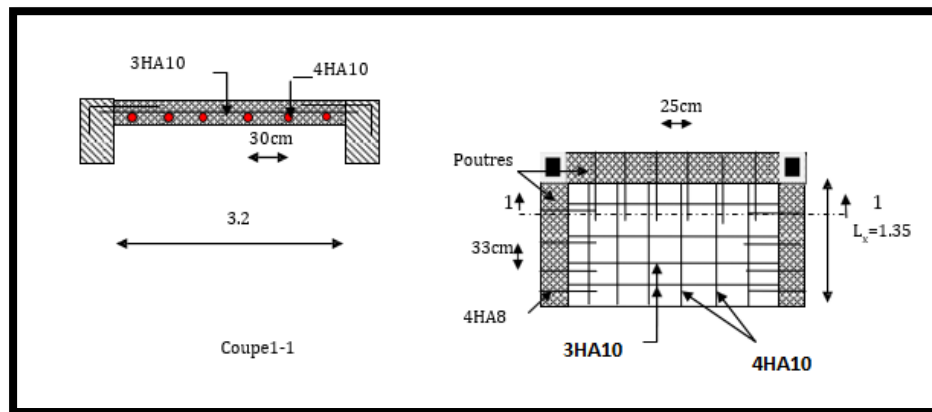


Figure III. 7: Schéma de ferrailage de balcon.

Type 2 : dalle sur trois appuis (balcon)

1. Evaluation des charges :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = \text{KN/m}^2 \quad Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 \\ e = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \times 1\text{ml} = \text{KN/m}^2$$

ELS:

$$q_s = G + Q \times 1\text{ml} = \text{KN/ml}$$

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{1.2}{3.5} = 0.38 < 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaillée dans les deux sens}$$

Dans ce cas les moments sont déterminés suivant les deux directions L_x et L_y

2. Calcul des moments :

Pour le calcul des moments, on utilise les dispositions indiquées à l'annexe E3 (méthode de Pigeaud $0.4 < \alpha < 1$) : des règles **BAEL91 mod 99 [1]** :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u l_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de :

- $\rho = \frac{l_x}{l_y}$ et de ν .

- ν : Coefficient de Poisson $\begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0.2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque (Pigeaud) de calcul des dalles rectangulaires [7]

$$\rho = 0.38 \begin{cases} \mu_x = 0.110 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$M_x = M_y = \mu_x q_u l_x^2 = 2.01 \text{ N.m/ml}$$

➤ Moments en travées:

Notre balcon est une dalle de rive donc :

$$M_{tx} = M_{ty} = 0.85 M_x = 0.85 \times 2.01 = 1.7 \text{ KN.m}$$

➤ Moments sur appuis:

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_x = 1.$$

Appuis intermédiaires .

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.3 M_x = 0.6$$

Appuis de rive.

3. Ferrailage du balcon :

$$b=100\text{cm} ; h=15\text{ cm} ; d=0.9h=13.5\text{cm} ; f_e=400\text{MPa} ; f_{c28}=25\text{MPa} ; f_{t28}=2.1\text{MPa} ; \sigma_s=348\text{Mpa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III. 9: Ferrailage de la dalle.

	sens	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$
En travée	Selon x_y	2.01	0.065	0.084	0.130	0.37	1.08	1.51
En appui intermédiaire	Selon x	1	0.003	0.004	0.134	0.21	1.08	1.51
En appui de rive	Selon x	0.6	0.002	0.025	0.133	0.12	1.08	1.51

a) Espacement :**Travée :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens x-x : } St = \frac{100}{3} = 33cm < \text{Min}(3h; 33cm) \\ \text{Sens y-y : } St = \frac{100}{3} = 25cm < \text{Min}(4h; 45cm) \end{array} \right.$$

Appuis :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens x-x : } St = \frac{100}{3} = 25cm < \text{Min}(3h; 33cm) \\ \text{Sens y-y : } St = \frac{100}{3} = 25cm < \text{Min}(4h; 45cm) \end{array} \right.$$

b) Condition de non-fragilité :On a: $12cm \leq e \leq 30cm$ $h = e = 15cm \quad b = 100cm$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1.5cm^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1.2cm^2 \end{array} \right.$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_0 \geq 0.8\%_0 \text{ pour les barres HA} \\ \rho = \frac{Lx}{Ly} = 0.38 \end{array} \right.$$

✓ Travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens x-x : } A_x = 1.51 > A_{min} = 1.35cm^2 \dots \dots CV \end{array} \right.$$

$$\text{Sens y-y : } A_y = 1.51 > A_{\min} = 1.2 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{CV}$$

✓ Appuis :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens x-x : } A_x = 1.51 > A_{\min} = 1.5 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{CV} \\ \text{Sens y-y : } A_y = 1.51 > A_{\min} = 1.2 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{CV} \end{array} \right.$$

c) Vérification de l'effort tranchant :(BAEL)

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 f_{c28} = 1.75 \text{ Mpa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 7.48 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = 7.48 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{7.48 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.05 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 1.75 \text{ Mpa} \dots \dots \text{CV}$$

➤ Vérification à L'ELS :

➤ Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_x}{L_y} = 0.38 \text{ alors } u_x = 0.112 \\ u_y = 0.293 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = u_x q_s L^2_x = 1.45 \text{ KN.m} \quad M_{tx} = 0.85 M_x = 1.23 \text{ KN.m} \\ M_y = u_y M_x = 0.42 \text{ KN.m} \quad M_{ty} = 0.85 M_y = 0.38 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_x = 0.44 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

➤ Vérification des contraintes :

$$\sigma_b = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

✓ Détermination de la valeur de « y » :

La position de l'axe neutre

$$\frac{1}{2} y^2 + n (y - d) A_s' - n A_s t (d - y) = 0$$

Détermination du moment d'inertie

$$I = b y^3 + n A_s' (d - y)^2 + n A_s t (d - y)^2$$

y : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée

I : Moment d'inertie

$$n = 15$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st}$$

Tableau récapitulatif des résultats :

Tableau III. 10: Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS.

Sens	M_{ser}^x	y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc} \leq \sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_s$	$\bar{\sigma}_s \leq \sigma_{st}$
SensX-X	1.23	2.25	3246.33	8.52	15	Vérifiée	201.63	Vérifiée
SensY-Y	0.38	2.25	3246.33	2.63	15	Vérifiée	201.63	Vérifiée
Appui inter	0.73	2.25	3246.33	5.05	15	Vérifiée	201.63	Vérifiée
Appui d'extrémité	0.44	2.25	3246.33	3.04	15	Vérifiée	201.63	Vérifiée

3. vérification de la flèche (BAEL) [3]

Pour les dalles rectangulaires appuyées sur un, deux ou trois cotés l'article B6.5.1 relatif aux poutres est applicable. Toutefois, dans le cas des dalles rectangulaires appuyées sur leurs quatre côtés on peut appliquer l'article B.7.5. La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} = \frac{0.15}{1.20} = 0.125 > \max \left[\frac{M}{10 M_0}, \frac{1}{16} \right] = 0.084 \dots \dots \dots \text{(c.v.)}$

$$\bullet \quad = \frac{A}{b_0 \cdot d} < \frac{2}{f_e} \frac{1.51}{100 \times 13.5} = 0.0011 \leq 0.005 \dots\dots\dots(c.v)$$

Donc la flèche est vérifiée.

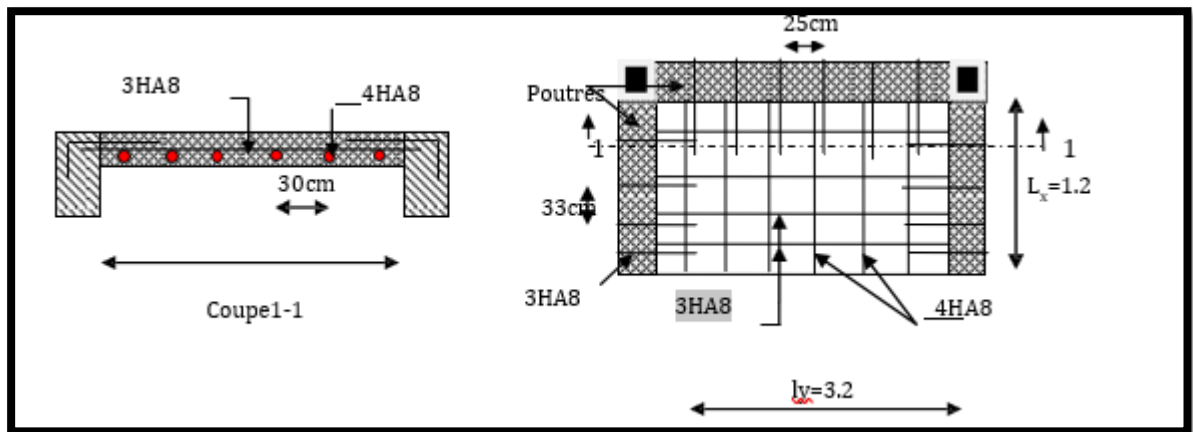


Figure III. 8: Schéma de ferrailage de balcon sur deux appuis.

III.4. Etude des planchers :

III.4.1 Introduction :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales, et les transmettent aux éléments porteurs et ils isolent aussi les différents étages du point de vue thermique et acoustique ;

On distingue :

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

Plancher à corps creux constitué d'éléments porteurs (poutrelle) et éléments de remplissage (corps creux), le tout surmonté d'une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

III.4.2 Présentation des différents plans de coffrages :

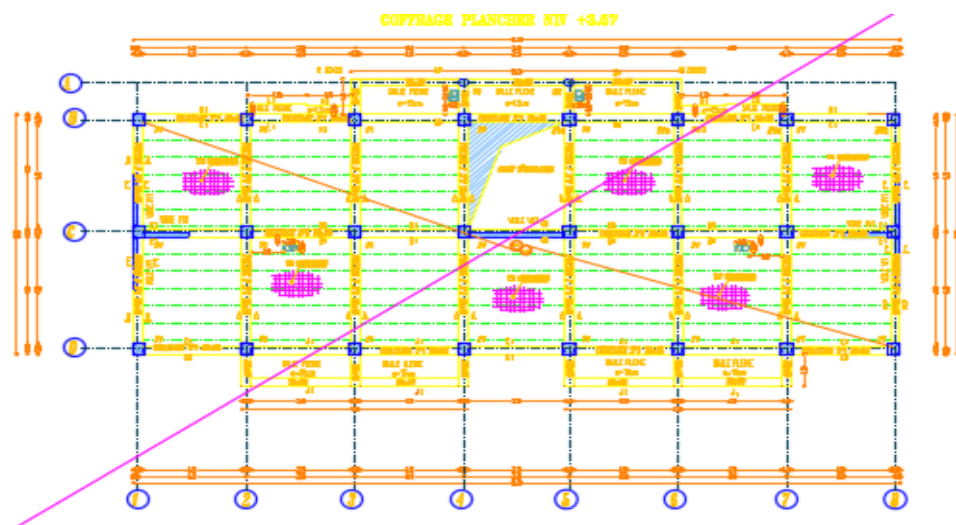


Figure III. 9: plans de coffrages de RDC.

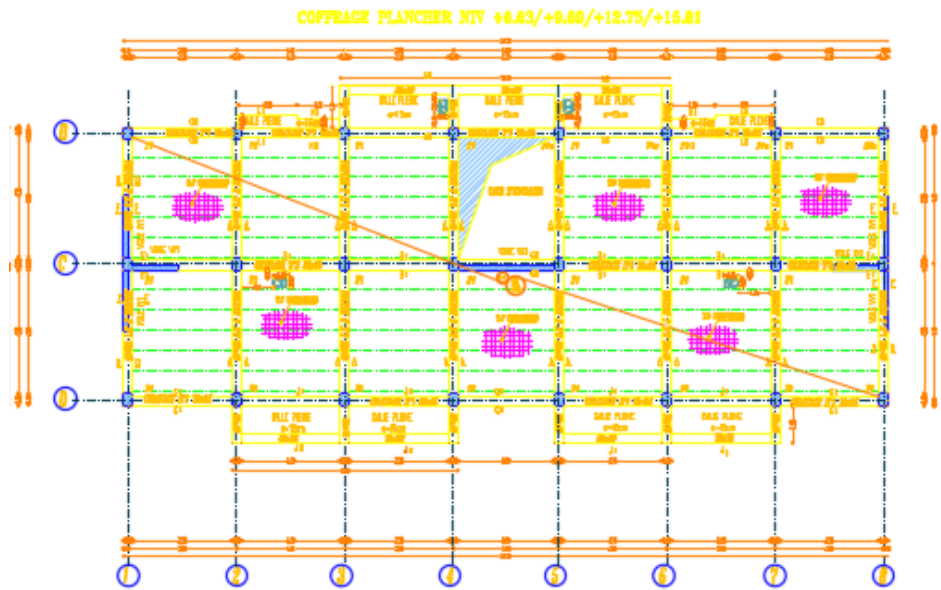


Figure III. 10: plans de coffrages de EC.

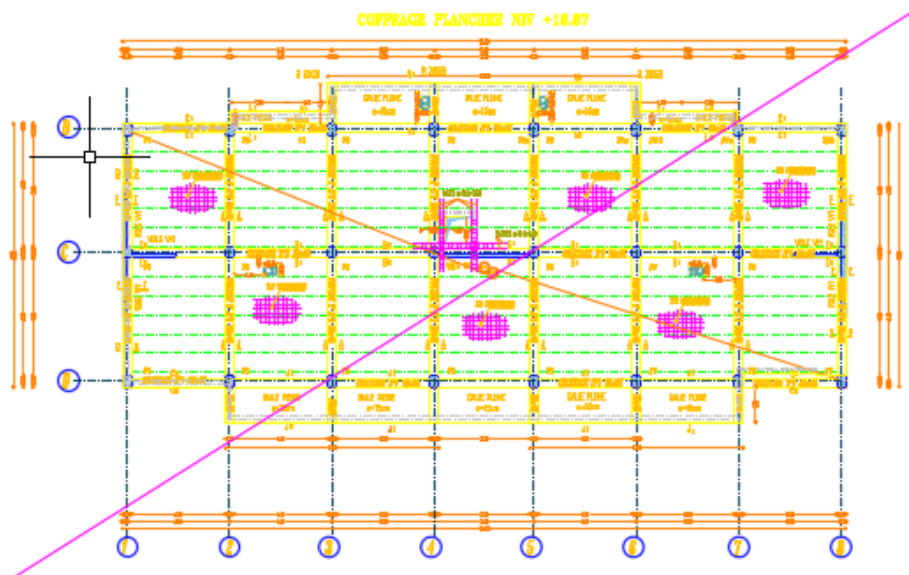


Figure III. 11: plans de coffrages de Terrasse.

III.4.3 Evaluation des charges appliquées à chaque nervure :

a) Plancher terrasse : (terrasse inaccessible) :

$$G_{\text{terrasse}} = 634 \text{ Kg/m}^2.$$

Q terrasse = 100 Kg/m².

$$g = G \cdot 0.65 = 6340 \times 0.65 = 4121 \text{ N/ml.}$$

$$q = Q \cdot 0.65 = 1000 \times 0.65 = 650 \text{ N/ml.}$$

b) Plancher étage courant :

G étage courant = 5300 N/m².

Q étage courant = 1500 N/m².

$g = G \cdot 0.65 = 5300 \times 0.65 = 3445$ N/ml.

$q = Q \cdot 0.65 = 1500 \times 0.65 = 975$ N/ml.

III.4. 4 Les combinaisons d'action :

❖ E.L.U : $P_u = 1,35g + 1,5q$

❖ E.L.S : $P_{ser} = g + q$

Tableau III. 11: Les combinaisons d'action.

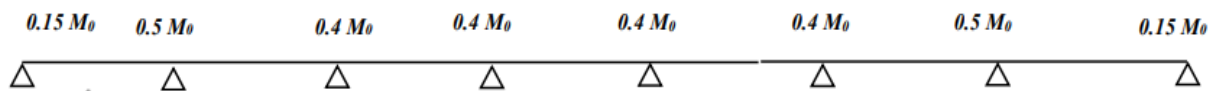
Désignation	Terrasse inaccessible	Étage courant
ELU	6538.35	6113.25
ELS	4771	4420

a) Différents types de poutrelles :

Dans le cas de notre projet on plusieurs types de poutrelles a étudiées :

➤ **Plancher étage courant :** on a deux types de poutrelles :

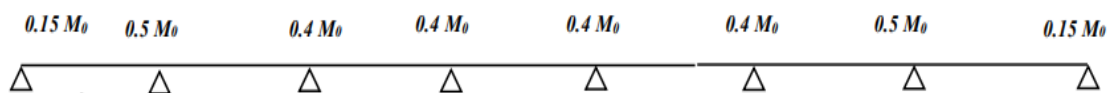
Type 1 : poutrelle sur 8 appuis à 7 travées :



Type 2 : poutrelle sur 4 appuis à 3 travées :



➤ **Plancher terrasse inaccessible :** on a un type de poutrelles :



III.4. 5 Méthodes de calculs :

Calcul des sollicitations on applique la Méthode forfaitaire :

a) Conditions d'application : BAEL (Annexe E1) [3]

- ✓ C'est une méthode qui s'applique pour les poutres (poutrelles) continues et pour Les dalles portant dans un seul sens $\frac{Lx}{Ly} \leq 0.4$.
- ✓ Le plancher soit à surcharge modérée c'est-à-dire : $Q \leq \min(2 ; 5 \text{ KN/m}^2)$.
- ✓ Le moment d'inertie soit constant sur toutes les travées.
- ✓ Que le rapport : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$.
- ✓ La fissuration est peu nuisible.

b) Exposée de la méthode :

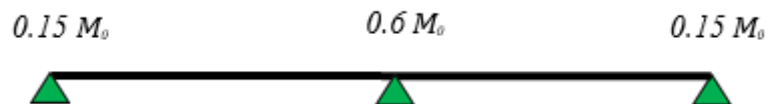
Soit une poutre continue soumise à une charge q .

Et Soit : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ avec α : Coefficient traduit l'importance.

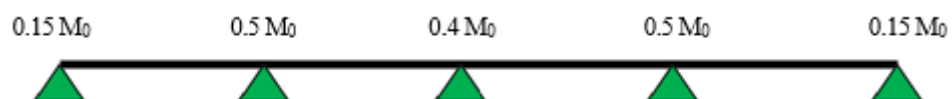
➤ Moment appuis :

- ✓ **Sur les Appuis de rive** : les moments sont nuls cependant on les ferraille (aciers de fissuration) avec une quantité d'acier équilibrant un moment égale : $(-0.15M_0)$.
- ✓ **Appuis intermédiaires** :

Poutres à deux travées : Les moments sont de l'ordre de $(-0.6M_0)$.



Poutres à plus de deux travées :



Ces moments sont de l'ordre de :

- $(-0.5M_0)$: Pour les appuis voisins de l'appui de rive.
- $(-0.4M_0)$: Pour les autres appuis intermédiaires.

Tel que :

M_0 : Le maximum des deux moments isostatique encadrant l'appui considéré.

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

➤ Moment en Travées :

Les moments en travée sont déterminés à partir des deux conditions suivantes :

$$1) \quad M_t + \frac{M_d + M_g}{2} \geq \max \left\{ \frac{1.05 M_0}{(1 + 0.3\alpha) M_0} \right\}$$

$$2) \quad \begin{cases} M_t \geq \frac{(1 + 0.3\alpha) M_0}{2} & \text{dans une travée de intermédiaire.} \\ M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha) M_0}{2} & \text{dans une travée de rive.} \end{cases}$$

M_t : Est le maximum entre (1) et (2).

M_0 : Moment isostatique de la travée considérée.

➤ **Evaluation des efforts tranchants :**

Les efforts tranchants sont évalués soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondues même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive)

✓ **L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :**

- 15 % s'il s'agit d'une poutre deux travées.
- 10 % s'il s'agit d'une poutre plus de deux travées.

✓ **Soit par la méthode RDM :**

Compte tenu de la continuité : $V_u = V_{u0} \text{ (isostatique) } + (M_i - M_{i-1}) / L_i$.

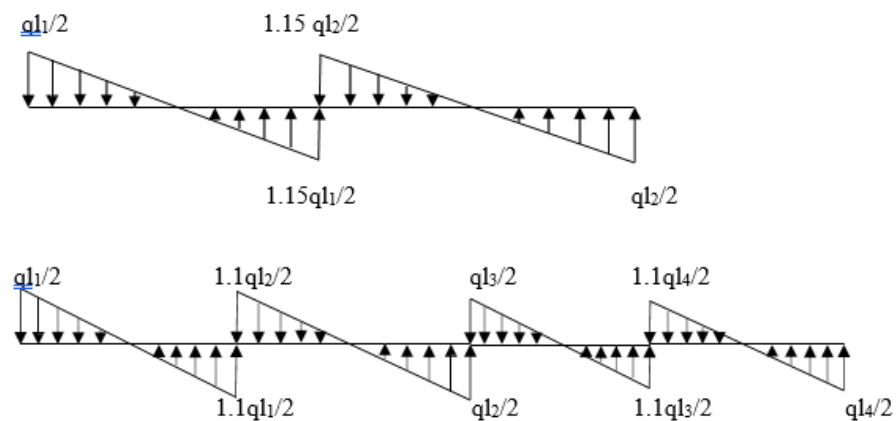


Figure III. 12: Evaluation des efforts tranchants.

III.4. 6 Calcul des sollicitations des poutrelles :

III.4.6.1 Vérifications des Conditions d'application de la méthode forfaitaire :

a) Plancher à surcharge modérée : $Q \leq \min (2 \times G ; 5) \text{ KN / m}^2$.

✓ Plancher terrasse inaccessible : $G = 6.34 \text{ KN / m}^2$

$Q = 1.5 \text{ KN / m}^2 \Rightarrow 1.5 \leq \min (2 \times 6.34 ; 5) \text{ KN / m}^2 \dots \dots \dots$ Vérifiée.

✓ Plancher étage courant : $G = 5.30 \text{ KN / m}^2$

$Q = 1.5 \text{ KN / m}^2 \Rightarrow 1.5 \leq \min (2 \times 5.30 ; 5) \text{ KN / m}^2 \dots \dots \dots$ Vérifiée.

- b) Fissuration peu préjudiciable..... Vérifiée.
 c) Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée..... Vérifiée.
 d) Le rapport $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$.

✓ **Type 1 :**

- $0.8 \leq \frac{3.5}{3.5} = 1 \leq 1.25$ vérifier
- $0.8 \leq \frac{3.5}{3.5} = 1 \leq 1.25$vérifier
- $0.8 \leq \frac{3.5}{3.4} = 1.02 \leq 1.25$vérifier
- $0.8 \leq \frac{3.4}{3.5} = 0.97 \leq 1.25$vérifier
- $0.8 \leq \frac{3.5}{3.5} = 1 \leq 1.25$vérifier
- $0.8 \leq \frac{3.5}{3.5} = 1 \leq 1.25$vérifier

✓ **Type 2 :**

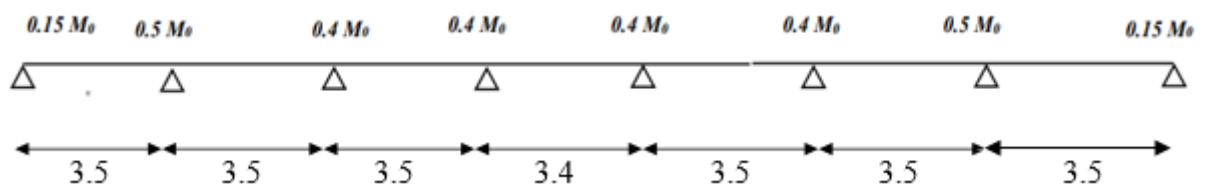
- $0.8 \leq \frac{3.5}{3.5} = 1 \leq 1.25$vérifier
- $0.8 \leq \frac{3.5}{3.5} = 1 \leq 1.25$vérifier
- $0.8 \leq \frac{3.5}{3.5} = 1 \leq 1.25$vérifier

Etant donné que les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont satisfaites, nous allons procéder aux calculs des sollicitations.

III.4.6.2 Détermination des sollicitations :

A) Plancher terrasse :

➤ **Type 1 :**



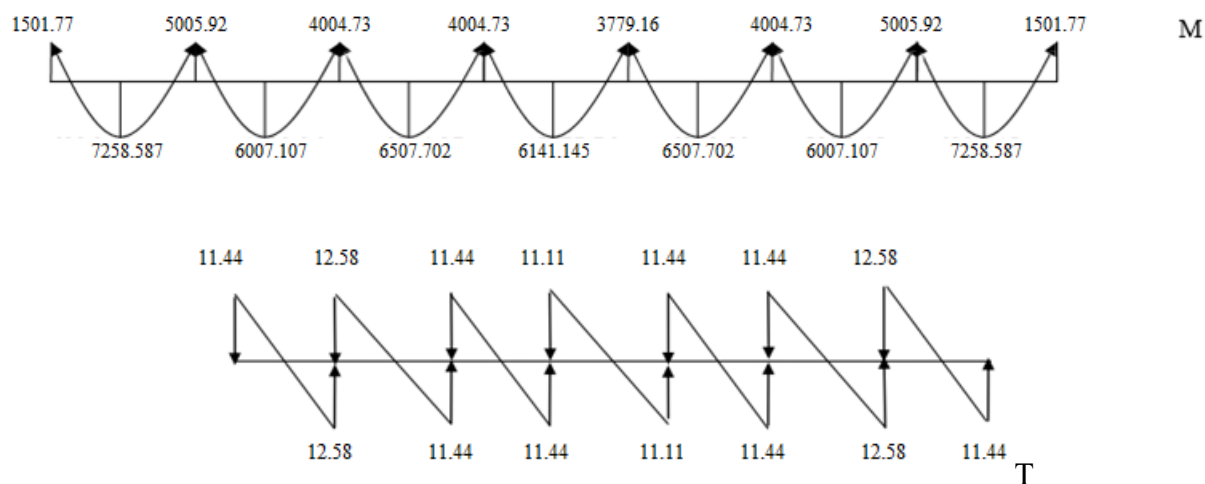
✓ E.L.U :

Travée	L (m)	P _u (N/ml)	M ₀ (N.m)	M _g (N.m)	M _d N.m)	M _t (N.m)	T _g (KN)	T _d (N)
Travée 1	3.5	6538.35	10011.84	1501.77	5005.92	7258.587	11.44	12.58
Travée 2	3.5	6538.35	10011.84	5005.92	4004.73	6007.107	12.58	11.44
Travée 3	3.5	6538.35	10011.84	4004.73	4004.73	6507.702	11.44	11.44
Travée 4	3.4	6538.35	9447.91	4004.73	3779.16	6141.145	11.11	11.11
Travée 5	3.5	6538.35	10011.84	3779.16	4004.73	6507.702	11.44	11.44
Travée 6	3.5	6538.35	10011.84	4004.73	5005.92	6007.107	11.44	12.58
Travée 7	3.5	6538.35	10011.84	5005.92	1501.77	7258.587	12.58	11.44

✓ E.L.S :

Travée	L (m)	P _u (N/ml)	M ₀ (N.m)	M _g (N.m)	M _d N.m)	M _t (N.m)
Travée 1	3.5	4771	7305.59	1095.83	3652.79	5296.55
Travée 2	3.5	4771	7305.59	3652.79	2922.23	4383.35
Travée 3	3.5	4771	7305.59	2922.23	2922.23	4748.63
Travée 4	3.4	4771	6894.09	2922.23	2757.63	4398.86
Travée 5	3.5	4771	7305.59	2757.63	2922.23	4830.93
Travée 6	3.5	4771	7305.59	2922.23	3652.79	4383.35
Travée 7	3.5	4771	7305.59	3652.79	1095.83	5296.55

E.L.U :



E.L.S :

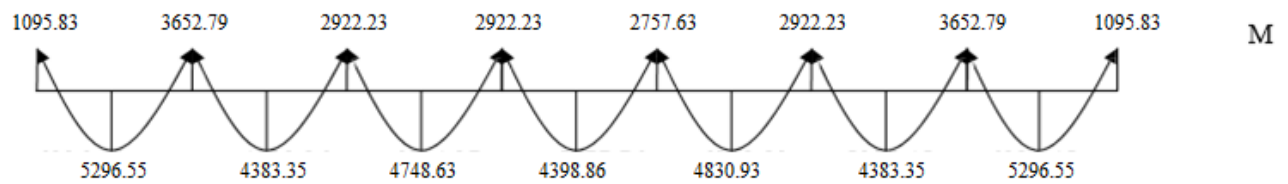
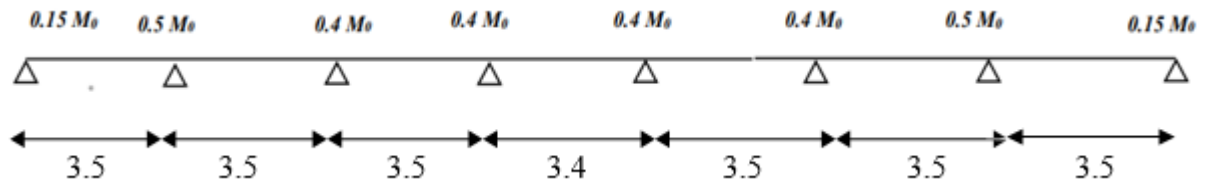


Figure III. 13: Evaluation des moments et efforts tranchants type 01

B) Plancher étage courant :

➤ Type 1 :



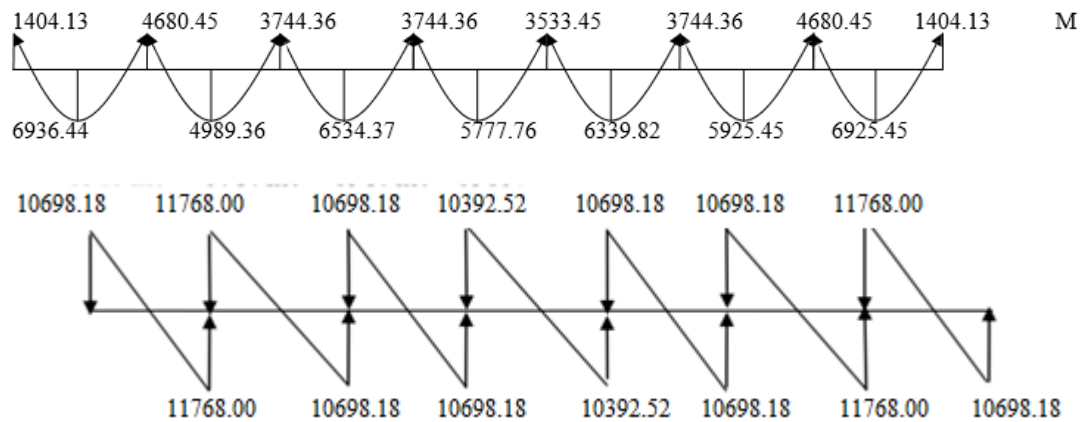
✓ E.L.U :

Travée	L (m)	Pu (N/ml)	M0 (N.m)	Mg (N.m)	Md N.m)	Mt (N.m)	Tg (N)	Td (N)
Travée 1	3.5	6113.25	9360.91	1404.13	4680.45	6936.44	10698.18	11768.00
Travée 2	3.5	6113.25	9360.91	4680.45	3744.36	4989.36	11768.00	10698.18
Travée 3	3.5	6113.25	9360.91	3744.36	3744.36	6234.37	10698.18	10698.18
Travée 4	3.4	6113.25	8833.64	3744.36	3533.45	5777.76	10392.52	10392.52
Travée 5	3.5	6113.25	9360.91	3533.45	3744.36	6339.82	10698.18	10698.18
Travée 6	3.5	6113.25	9360.91	3744.36	4680.45	5925.45	10698.18	11768.00
Travée 7	3.5	6113.25	9360.91	4680.45	1404.13	6925.45	11768.00	10698.18

✓ E.L.S :

Travée	L (m)	Pu (N/ml)	M0 (N.m)	Mg (N.m)	Md N.m)	Mt (N.m)
Travée 1	3.5	4420	6768.12	1015.21	3384.06	5015.18
Travée 2	3.5	4420	6768.12	3384.06	2707.24	4169.16
Travée 3	3.5	4420	6768.12	2707.24	2707.24	4507.57
Travée 4	3.4	4420	6386.90	2707.24	2554.76	4177.43
Travée 5	3.5	4420	6768.12	2554.76	2707.24	4583.81
Travée 6	3.5	4420	6768.12	2707.24	3384.06	4169.16
Travée 7	3.5	4420	6768.12	3384.06	1015.21	5015.18

E.L.U :



E.L.S :

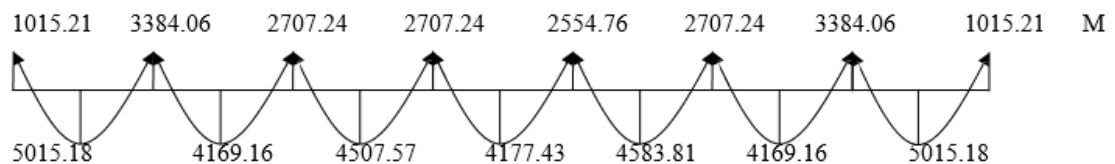


Figure III. 14: Evaluation des moments et efforts tranchants.

➤ Type 02 :



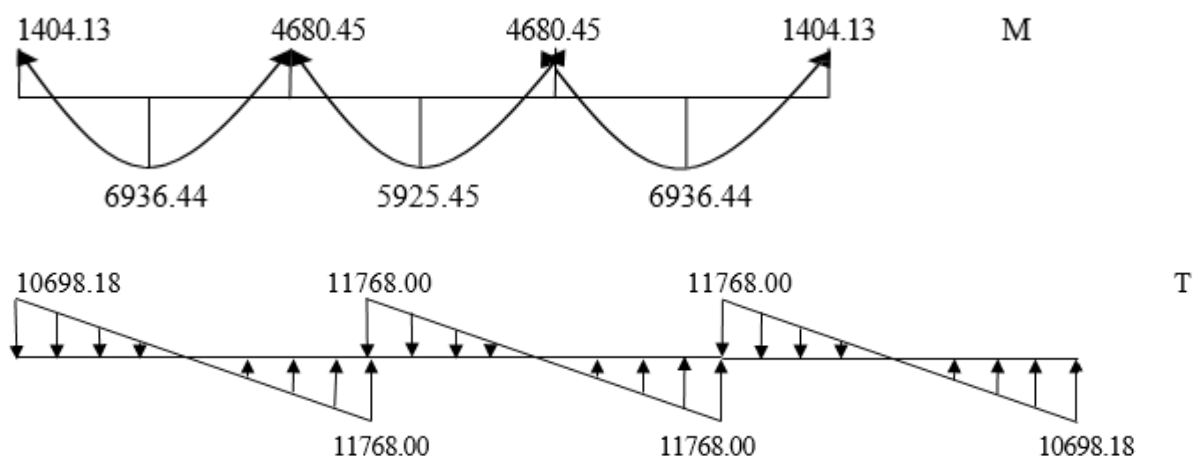
✓ E.L.U :

Travée	L (m)	P_u (N/ml)	M_0 (N.m)	M_g (N.m)	M_d (N.m)	M_t (N.m)	T_g (N)	T_d (N)
Travée 1	3.5	6113.25	9360.91	1404.13	4680.45	6936.44	10698.18	11768.00
Travée 2	3.5	6113.25	9360.91	4680.45	4680.45	5925.45	11768.00	11768.00
Travée 3	3.5	6113.25	9360.91	4680.45	1404.13	6936.44	11768.00	10698.18

✓ E.L.S :

Travée	L (m)	P_u (N/ml)	M_0 (N.m)	M_g (N.m)	M_d (N.m)	M_t (N.m)
Travée 1	3.5	4420	6768.12	1015.21	3384.06	5015.18
Travée 2	3.5	4420	6768.12	3384.06	3384.06	3830.75
Travée 3	3.5	4420	6768.12	3384.06	1015.21	5015.18

E.L.U :



E.L.S :

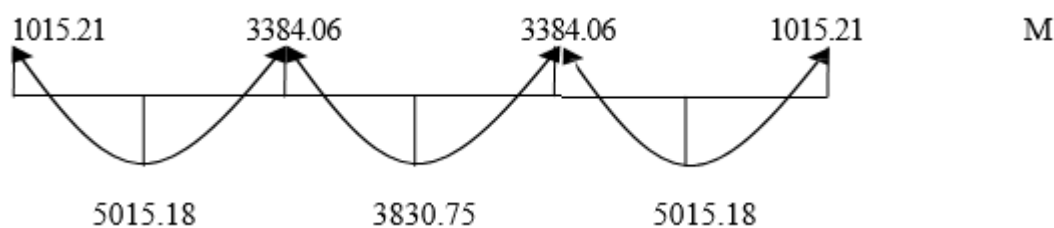


Figure III. 15: Evaluation des moments et efforts tranchants.

III.4. 7 Ferrailage des poutrelles

III.4.7.1 Les poutrelles dans la terrasse :

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables et le calcul est conduit pour une section en T soumise à la flexion simple.

	M_0 max	M_t max	M_a max	T max
E.L. U	10011.84	7258.587	5005.92	12.58
E.L. S	7305.59	5296.55	3652.79	

a) E.L.U:

➤ En travée :

Calcul du moment résistant de la section en Té :

$$M_0 = \bar{\alpha}_b \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \Rightarrow M_0 = 14.2 \times 65 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) = 59072 \text{ N.m}$$

$$M_{\max t} = 7258.58 \text{ N.m} < M_0 = 59072 \text{ N.m}$$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm}$ et de hauteur $d = 18 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} \rightarrow \mu = \frac{7258580}{14.2(650)(180)^2} = 0.0242$$

$$\mu = 0.0305 < \mu_l = 0.392$$

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

$$\alpha = 0.030$$

$$Z = 17.77 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{7258580}{348 \times 177.7} = 1.17 \text{ cm}^2.$$

➤ **En appui :**

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la zone tendue, alors nous considérons une section de largeur $b_0 = 10 \text{ cm}$.

$M_a \text{ (N.m)}$	μ	μ_l	α	$Z \text{ (cm}^2\text{)}$	$A \text{ (cm}^2\text{)}$
5005.92	0.108	0.392	0.144	16.96	0.84

➤ **Vérification de l'effort tranchant : (BAEL 91 A.5.1, 1)**

On prend la valeur maximale de T_u entre les deux parties

$$\tau_u = \frac{T_u}{d \cdot b^0} \rightarrow \tau_u = \frac{12.58 \times 10^3}{180 \times 100} = 0.698 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right\} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = 0.698 \leq 3.33 = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- Condition de fragilité :

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}; 0.23 b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Tableau III. 12: Tableau récapitulatif des résultats.

Désignation	A_c	$A_{\min}$	$A_{\max}$	A_d
Travée	1.17	1.41	1.41	1.57
Appuis	0.84	0.21	0.84	1.57

* Armature de répartition :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b^0}{10}; \phi_{lmin} \right)$$

$$\phi_t = 6 \text{ mm}$$

- Travée: $A_t = \frac{A_{max}}{4} = \frac{1.57}{4} = 0.39 \text{ cm}^2$.
- Appuis : $\frac{1.57}{4} = 0.39 \text{ cm}^2$. Donc : on adopte : 2HA6.

➤ **Vérification des armatures longitudinales en partie basse de l'appui :**

L'effort de traction dans ces aciers équilibre l'effort tranchant T_u , diminué de l'effet du moment qui vient les comprimer. Donc $F_{st} = |T_u| - \frac{Mu}{z}$ avec $z = 0.9d$

$$F_{st} = |T_u| - \frac{Mu}{0.9d} \text{ donc } \begin{cases} \text{si } |Mu| \geq 0.9d \times T_u \text{ (les efforts } T_u \text{ négligeable)} \\ \text{si } |Mu| < 0.9d \times T_u: A_s \geq \frac{\gamma_s \cdot (|T_u| - |Mu|) \cdot 0.9d}{f_e} \end{cases}$$

$7258.58 > 0.9 \times 0.18 \times 12580 = 2037.96$ donc les efforts T_u sont négligeables.

➤ **Vérification de la profondeur minimale d'appui :**

La bielle d'about a une largeur a qui vérifie $a \leq 0.9d \rightarrow a \leq 16.2$.

➤ **Vérification de la bielle de béton : (BAEL [3] A.5.1, 313)**

$$T_u \leq 0.26 \cdot b \cdot a \cdot f_{c28} \Rightarrow a \geq \frac{3.75 \cdot T_u}{b \cdot f_{c28}} = \frac{3.75 \times 12580}{100 \times 25}$$

$$a \geq 1.88 \text{ cm} \leq 16.2 \text{ cm} \dots \text{cv}$$

➤ **Condition de non fragilité : (BAEL [3] 91 A.4.2.1)**

$$v' = \frac{b_0 \cdot h + (b - b_0) \cdot h_0^2}{2(b_0 + (b - b_0) \cdot h_0)} = \frac{10(20)^2 + (65 - 10)(4)^2}{2(10 + (65 - 10) \cdot 4)} = 9.38 \text{ cm}$$

$$v = h - v'$$

$$v = 20 - 9.38 = 10.62 \text{ cm.}$$

$$\begin{aligned} I_G &= b_0 \cdot \frac{h^3}{3} + (b - b_0) \frac{h_0^3}{3} - [b_0 + (b - b_0) \times h_0] v^2 \\ &= 10 \frac{20^3}{3} + (65 - 10) \frac{4^3}{3} - [10 + (65 - 10) \times 4] 10.62^2 \\ I_G &= 1899.58 \text{ cm}^4. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{min} &= \frac{I_G}{\left(d - \frac{h_0}{3}\right) v} \times \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{1899.58 \times 10^4}{\left(180 - \frac{40}{3}\right) 106.2} \times \frac{2.1}{400} \\ &= 5.63 \text{ mm}^2 = 0.0563 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

b) E.L.S :**➤ Vérification des contraintes :**

$$\delta_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \overline{\delta_{bc}} = 15 \text{ Mpa} (0.6 \times f_{c28})$$

➤ Détermination de la valeur de « y » :**Travée :**

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + h \cdot A_s' (y - c') - \eta \cdot A_s (d - y) = 0$$

$$\frac{65}{2} y^2 - 15 \times 1.57 (18 - y) = 0$$

$$Y = 3.26$$

Appuis :

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + h \cdot A_s' (y - c') - \eta \cdot A_s (d - y) = 0$$

$$\frac{10}{2} y^2 - 15 \times 1.57 (18 - y) = 0$$

$$y = 7.14$$

➤ Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta \cdot A_s (d - y)^2$$

$$I_t = \frac{65 \times 3.26^3}{3} + 15 \times 1.57 (18 - 3.26)^2 = 5867.31 \text{ cm}^4$$

$$I_a = \frac{10 \times 7.14^3}{3} + 15 \times 1.57 (18 - 7.14)^2 = 3990.79 \text{ cm}^4$$

Tableau III. 13 : Vérification des contraintes à l'ELS.

	M_{ser}	A_s	y	I	δ_{bc}	$\delta_{bc} \leq \overline{\delta_{bc}}$
Travée	5296.55	1.57	3.26	5867.31	2.94	CV
Appuis	3652.79	1.57	7.14	3990.79	6.53	CV

➤ Ferrailage transversale :

$$\phi t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi l_{min} \right)$$

$$\phi t \leq \min \left(\frac{20}{35}; \frac{10}{10}; 10 \right)$$

$$\leq 0.57 \Rightarrow \phi t = \phi 6$$

➤ Vérification de la flèche : (BAEL [3] B.6.5, 1)

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M^0} \\ \frac{A_s}{b^0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.20}{3.5} = 0.057 \leq 0.062 \dots \dots \dots cnv \\ 0.057 \leq \frac{5296.55}{10(7305.59)} = 0.072 \dots \dots \dots cnv \\ \frac{1.57}{10 \times 18} = 0.0872 \leq \frac{4.2}{400} = 0.010 \dots \dots \dots cv \end{array} \right.$$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

➤ **Calcul de la flèche : BAEL [3] 91(article B.6.5.2)**

La flèche totale est donnée par :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

- f_{gi} et f_{gv} : Les flèches dues à l'ensemble des charges permanentes.

- f_{ji} : La flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

- f_{pi} : La flèche due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportée par l'élément considéré.

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \\ f \text{ admissible} = \begin{cases} \frac{L}{500} & \text{pour } L \leq 5m \\ 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{1000} & \text{pour } L \geq 5m \end{cases} \\ \Delta f_t \leq f \text{ admissible} \end{array} \right. \quad \text{BAEL91 [3] (Article B. 6. 5. 3)}$$

Avec : $y = 3.26 \text{ cm}$; $I = 5867.31 \text{ cm}^4$; $d = 18 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $A_s = 1.57 \text{ cm}^2$; $b = 65 \text{ cm}$; $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{1.57}{10 \times 18} = 0.0872 \Rightarrow \rho = 0.0872$$

Calcul le moment d'inertie de la section homogène « I_0 » :

$$I_0 = \frac{b_0 h^3}{3} + b_0 h \left(\frac{h}{2} - Y_G \right)^2 + (b - b_0) h_0 \left(Y_G - \frac{h_0}{2} \right)^2 + (b - b_0) \frac{h_0^3}{12} + 15 A (d - Y_G)^2$$

$$Y_G = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A d}{b_0 h + (b - b_0) h_0 + 15 A}$$

$$Y_G = \frac{10 \frac{20^2}{2} + (65 - 10) \frac{4^2}{2} + 15 \times 1.57 \times 18}{10 \times 20 + (65 - 10) \times 4 + 15 \times 1.57} = 6.45 \text{ m} \Rightarrow Y_G = 6.45 \text{ cm}.$$

$$I_0 = 36978.678 \text{ cm}^4.$$

Calcul des coefficients :

$$\lambda i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \times \rho} = \lambda i = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \frac{10}{65} \right) \times 0.0872} = 0.489 \Rightarrow \lambda i = 0.489$$

$$\lambda v = \frac{2}{5} \times \lambda i = \lambda v = \frac{2}{5} \times 0.489 = 0.195 \Rightarrow \lambda v = 0.195$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ Mpa} \Rightarrow E_i = 32164.2 \text{ Mpa}.$$

$$E_v = \frac{1}{3} \times E_i = \frac{1}{3} \times 32164.2 = 10721.4 \Rightarrow E_v = 10721.4 \text{ Mpa}.$$

Calcul de Contraintes σ_s :

σ_s : Contrainte de traction effective de l'armature pour le cas de charge considéré.

- q_j : Charges permanentes avant la mise en place des revêtements.

- q_g : Charges permanentes après la mise en place des cloisons des revêtements.

- q_p : Charges permanentes et d'exploitations.

$$q_{j\text{ ser}} = 0.65G = 0.65 \times 2.8 = 1.82 \Rightarrow q_{j\text{ ser}} = 1.82 \text{ KN/m.}$$

$$q_{g\text{ ser}} = 0.65G = 0.65 \times 6.34 = 4.12 \Rightarrow q_{g\text{ ser}} = 4.12 \text{ KN/m.}$$

$$q_{p\text{ ser}} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (6.34 + 1) = 4.77 \Rightarrow q_{p\text{ ser}} = 4.77 \text{ KN/m.}$$

$$M_{j\text{ ser}} = 0.75 \times \frac{q_{j\text{ ser}}(3.5)^2}{8} = 0.75 \times \frac{1.82(3.5)^2}{8} = 2.09 \Rightarrow M_{j\text{ ser}} = 2.09 \text{ KN.m}$$

$$M_{g\text{ ser}} = 0.75 \times \frac{q_{g\text{ ser}}(3.5)^2}{8} = 0.75 \times \frac{4.12(3.5)^2}{8} = 4.73 \Rightarrow M_{g\text{ ser}} = 4.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{p\text{ ser}} = 0.75 \times \frac{q_{p\text{ ser}}(3.5)^2}{8} = 0.75 \times \frac{4.77(3.5)^2}{8} = 5.47 \Rightarrow M_{p\text{ ser}} = 5.47 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{15M_{j\text{ ser}}(d - y)}{I} = \frac{15 \times 2.09 \times 10^6(180 - 32.6)}{5867.31 \times 10^4} = 78.75 \Rightarrow \sigma_{sj} = 78.75 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{15M_{g\text{ ser}}(d - y)}{I} = \frac{15 \times 4.73 \times 10^6(180 - 32.6)}{5867.31 \times 10^4} = 178.24 \Rightarrow \sigma_{sg} = 178.24 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{15M_{p\text{ ser}}(d - y)}{I} = \frac{15 \times 5.47 \times 10^6(180 - 32.6)}{5867.31 \times 10^4} = 206.12 \Rightarrow \sigma_{sp} = 206.12 \text{ Mpa}$$

Calcul de μ :

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times ft_{28}}{4(\rho \times \sigma_{sj}) + ft_{28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4(0.0872 \times 78.75) + 2.1} = 0.87 \Rightarrow \mu_j = 0.87$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times ft_{28}}{4(\rho \times \sigma_{sg}) + ft_{28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4(0.0872 \times 178.24) + 2.1} = 0.94 \Rightarrow \mu_g = 0.94$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times ft_{28}}{4(\rho \times \sigma_{sp}) + ft_{28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4(0.0872 \times 206.12) + 2.1} = 0.95 \Rightarrow \mu_p = 0.95$$

Calcul de l'inertie fictive (I_f) :

$$I_{fji} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 36978.678}{1 + 0.489 \times 0.87} = 28536.33 \Rightarrow I_{fji} = 28536.33 \text{ cm}^4$$

$$I_{fgi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 36978.678}{1 + 0.489 \times 0.94} = 27867.13 \Rightarrow I_{fgi} = 27867.13 \text{ cm}^4$$

$$I_{fpi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 36978.678}{1 + 0.489 \times 0.95} = 27774.09 \Rightarrow I_{fpi} = 27774.09 \text{ cm}^4$$

$$I_{fgv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 36978.678}{1 + 0.195 \times 0.94} = 34375.51 \Rightarrow I_{fgv} = 34375.51 \text{ cm}^4$$

Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = \frac{M_{j\text{ ser}} L^2}{10 E_i I_{fji}} = \frac{2.09 \times 10^6 (3.5 \times 10^3)^2}{10 \times 32164.2 \times 28536.33 \times 10^4} = 0.27 \Rightarrow f_{ji} = 0.27 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gsr} L^2}{10 E_i I_{f_{gi}}} = \frac{4.73 \times 10^6 (3.5 \times 10^3)^2}{10 \times 32164.2 \times 27867.13 \times 10^4} = \mathbf{0.64} \Rightarrow f_{gi} = 0.64 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{psr} L^2}{10 E_i I_{f_{pi}}} = \frac{5.47 \times 10^6 (3.5 \times 10^3)^2}{10 \times 32164.2 \times 27774.09 \times 10^4} = \mathbf{0.75} \Rightarrow f_{pi} = 0.75 \text{ mm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gsr} L^2}{10 E_v I_{f_{gv}}} = \frac{4.73 \times 10^6 (3.5 \times 10^3)^2}{10 \times 10721.4 \times 34375.51 \times 10^4} = \mathbf{1.57} \Rightarrow f_{gv} = 1.57 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 1.57 - 0.27 + 0.75 - 0.64 = \mathbf{1.41}$$

$$\Delta f_t = \mathbf{1.41 \text{ mm}}$$

$$F_{add} = \frac{L}{500} = \frac{3500}{500} = \mathbf{7 \text{ mm}}$$

$$\Delta f_t = 1.41 \leq f_{add} = 7 \text{ mm} \quad \text{.....condition vérifiée.}$$

III.4.7.2 Les poutrelles dans l'étage courant :

	M ₀ max	M _t max	M _a max	T _{max}
E.L. U	9360.91	6936.44	4680.45	11768.00
E.L. S	6768.12	5015.18	3384.06	

A) E.L.U:

➤ En travée :

Calcul du moment résistant de la section en Té :

$$M_0 = \bar{\alpha}_b \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \Rightarrow M_0 = 14.2 \times 65 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) = 59072 \text{ N.m}$$

$$M_t^{\max} = 6936.44 \text{ N.m} < M_0 = 59072 \text{ N.m}$$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm}$ et de hauteur $d = 18 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} \rightarrow \mu = \frac{6936440}{14.2(650)(180)^2} = 0.023$$

$$\mu = 0.023 < \mu_l = 0.392$$

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

$$\alpha = 0.029$$

$$Z = 17.78 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{6936440}{348 \times 177.8} = 1.12 \text{ cm}^2.$$

➤ En appui :

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la zone tendue, alors nous considérons une section de largeur $b_0 = 10 \text{ cm}$.

M _a (N.m)	μ	μ_l	α	Z	A (cm ²)
4680.45	0.101	0.392	0.134	17.03	0.78

➤ Vérification de l'effort tranchant : (BAEL [3] 91 A.5.1, 1)

On prend la valeur maximale de T_u entre les deux parties

$$\tau_u = \frac{T_u}{d \cdot b_0} \rightarrow \tau_u = \frac{11768.00}{180 \times 100} = 0.653 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{ct28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right\} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = 0.653 \leq 3.33 = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- Condition de fragilité :

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}; 0.23 b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Tableau III.4.4 : Tableau récapitulatif des résultats.

Désignation	Ac	A _{min}	A _{max}	Ad
Travée	1.12	1.41	1.41	1.57
Appuis	0.78	0.21	0.78	1.57

* Armature de répartition :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{lmin}\right)$$

$$\phi_t = 6\text{mm}$$

- Travée: $A_t = \frac{A_{max}}{4} = \frac{1.57}{4} = 0.39 \text{ cm}^2$.
- Appuis : $\frac{1.57}{4} = 0.39 \text{ cm}^2$. Donc : on adopte : 2HA6

➤ **Vérification des armatures longitudinales en partie basse de l'appui :**

L'effort de traction dans ces aciers équilibre l'effort tranchant T_u , diminué de l'effet du moment qui vient les comprimer. Donc : $F_{st} = |T_u| - \frac{Mu}{z}$ avec $z = 0.9d$

$$\begin{cases} F_{st} = |T_u| - \frac{Mu}{0.9d} \text{ donc si } |Mu| \geq 0.9d \times Tu \text{ (les efforts } T_u \text{ sont négligeables)} \\ \text{si } |Mu| < 0.9d \times Tu: A_s \geq \frac{\gamma_s \cdot (|T_u| - |Mu|) \cdot 0.9d}{f_e} \end{cases}$$

$6936.44 > 0.9 \times 0.18 \times 11768.00 = 1906.41$ donc les efforts T_u sont négligeables.

➤ **Vérification de la profondeur minimale d'appui :**

La bielle d'about a une largeur a qui vérifie $a \leq 0.9d \rightarrow a \leq 16.2$.

➤ **Vérification de la bielle de béton : (BAEL [3] A.5.1, 313)**

$$T_u \leq 0.26 \cdot b \cdot a \cdot f_{c28} \Rightarrow a \geq \frac{3.75 \cdot T_u}{b \cdot f_{c28}} = \frac{3.75 \times 11768.00}{100 \times 25}$$

$$a \geq 1.76 \text{ cm} \leq 16.2 \text{ cm} \dots \dots \text{cv}$$

➤ **Condition de non fragilité : (BAEL [3] 91 A.4.2.1)**

$$v' = \frac{b_0 \cdot h + (b - b_0) \cdot h_0^2}{2(b_0 + (b - b_0) \cdot h_0)} = \frac{10(20)^2 + (65 - 10)(4)^2}{2(10 + (65 - 10) \cdot 4)} = 9.38 \text{ cm}$$

$$v = h - v'$$

$$v = 20 - 9.38 = 10.62 \text{ cm.}$$

$$I_G = b_0 \cdot \frac{h^3}{3} + (b - b_0) \frac{h_0^3}{3} - [b_0 + (b - b_0) \times h_0] v^2$$

$$= 10 \frac{20^3}{3} + (65 - 10) \frac{4^3}{3} - [10 + (65 - 10) \times 4] 10.62^2$$

$$I_G = 1899.58 \text{ cm}^4.$$

$$A_{\min} = \frac{IG}{\left(d - \frac{h_0}{3}\right)v} \times \frac{ft_{28}}{fe} = \frac{1899.58 \times 10^4}{\left(180 - \frac{40}{3}\right) 106.2} \times \frac{2.1}{400}$$

$$= 5.63 \text{ mm}^2 = 0.0563 \text{ cm}^2$$

B) E.L.S :**➤ Vérification des contraintes :**

$$\delta_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \overline{\delta_{bc}} = 15 \text{ Mpa} (0.6 \times f_{c28})$$

➤ Détermination de la valeur de « y » :**Travée :**

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + h \cdot A_s' (y - c') - \eta \cdot A_s (d - y) = 0$$

$$\frac{65}{2} y^2 - 15 \times 1.57 (18 - y) = 0$$

$$Y = 3.26$$

Appuis :

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + h \cdot A_s' (y - c') - \eta \cdot A_s (d - y) = 0$$

$$\frac{10}{2} y^2 - 15 \times 1.57 (18 - y) = 0$$

$$y = 7.14$$

➤ Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta \cdot A_s (d - y)^2$$

$$I_t = \frac{65 \times 3.26^3}{3} + 15 \times 1.57 (18 - 3.26)^2 = 5867.31 \text{ cm}^4$$

$$I_a = \frac{10 \times 7.14^3}{3} + 15 \times 1.57 (18 - 7.14)^2 = 3990.79 \text{ cm}^4$$

Tableau III. 14: Vérification des contraintes à l'ELS.

	M _{ser}	A _s	y	I	δ _{bc}	δ _{bc} ≤ δ̄ _{bc}
Travée	5015.18	1.57	3.26	5867.31	2.78	CV
Appuis	3384.06	1.57	7.14	3990.79	6.05	CV

➤ Ferrailage transversale :

$$\varphi \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{lmin}\right)$$

$$\varphi \leq \min\left(\frac{20}{35}; \frac{10}{10}; 10\right)$$

$$\leq 0.57 \Rightarrow \varphi = 0.57$$

➤ **Vérification de la flèche : (BAEL [3] B.6.5, 1)**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10M^0} \\ \frac{A_s}{b^0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{0.20}{3.5} = 0.057 \leq 0.062 \dots \dots \dots \text{cnv} \\ 0.057 \leq \frac{5015.18}{10(6768.12)} = 0.074 \dots \dots \dots \text{cnv} \\ \frac{1.57}{10 \times 18} = 0.0872 \leq \frac{4.2}{400} = 0.010 \dots \dots \dots \text{cv} \end{cases}$$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

***Calcul de la flèche : BAEL [3] 91(article B.6.5.2)**

La flèche totale est donnée par :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

- f_{gi} et f_{gv} : Les flèches dues à l'ensemble des charges permanentes.

- f_{ji} : La flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

- f_{pi} : La flèche due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportée par l'élément considéré.

$$\begin{cases} \Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \\ f \text{ admissible} = \begin{cases} \frac{L}{500} & \text{pour } L \leq 5m \\ 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{1000} & \text{pour } L \geq 5m \end{cases} \\ \Delta f_t \leq f \text{ admissible} \end{cases} \quad \text{BAEL [3] 91(Article B. 6. 5. 3)}$$

Avec : $y = 3.91 \text{ cm}$; $I = 8323.04 \text{ cm}^4$; $d = 18 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $A_s = 2.36 \text{ cm}^2$; $b = 65 \text{ cm}$; $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{1.57}{10 \times 18} = 0.0872 \Rightarrow \rho = 0.0872$$

Calcul le moment d'inertie de la section homogène « I_0 » :

$$I_0 = \frac{b_0 h^3}{3} + b_0 h \left(\frac{h}{2} - Y_G \right)^2 + (b - b_0) h_0 \left(Y_G - \frac{h_0}{2} \right)^2 + (b - b_0) \frac{h_0^3}{12} + 15 A (d - Y_G)^2$$

$$Y_G = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A d}{b_0 h + (b - b_0) h_0 + 15 A}$$

$$Y_G = \frac{10 \frac{20^2}{2} + (65 - 10) \frac{4^2}{2} + 15 \times 1.57 \times 18}{10 \times 20 + (65 - 10) \times 4 + 15 \times 1.57} = 6.45 \text{ m} \Rightarrow Y_G = 6.45 \text{ cm}.$$

$$I_0 = 36978.678 \text{ cm}^4.$$

Calcul des coefficients :

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \times \rho} = \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \frac{10}{65}\right) \times 0.0872} = 0.489 \Rightarrow \lambda_i = 0.489$$

$$\lambda v = \frac{2}{5} \times \lambda i = \lambda v = \frac{2}{5} \times 0.489 = 0.195 \Rightarrow \lambda v = 0.195$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_c} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ Mpa} \Rightarrow E_i = 32164.2 \text{ Mpa.}$$

$$E_v = \frac{1}{3} \times E_i = \frac{1}{3} \times 32164.2 = 10721.4 \Rightarrow E_v = 10721.4 \text{ Mpa.}$$

Calcul de Contraintes σ_s :

σ_s : Contrainte de traction effective de l'armature pour le cas de charge considéré.

$-q_j$: Charges permanentes avant la mise en place des revêtements.

$-q_g$: Charges permanentes après la mise en place des cloisons des revêtements.

$-q_p$: Charges permanentes et d'exploitations.

$$q_{j \text{ ser}} = 0.65G = 0.65 \times 2.8 = 1.82 \Rightarrow q_{j \text{ ser}} = 1.82 \text{ KN/m.}$$

$$q_{g \text{ ser}} = 0.65G = 0.65G = 0.65 \times 5.30 = 3.44 \Rightarrow q_{g \text{ ser}} = 3.44 \text{ KN/m.}$$

$$q_{p \text{ ser}} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.30 + 1.5) = 4.42 \Rightarrow q_{p \text{ ser}} = 4.42 \text{ KN/m.}$$

$$M_{j \text{ ser}} = 0.75 \times \frac{q_{j \text{ ser}}(3.5)^2}{8} = 0.75 \times \frac{1.82(3.5)^2}{8} = 2.09 \Rightarrow M_{j \text{ ser}} = 2.09 \text{ KN.m}$$

$$M_{g \text{ ser}} = 0.75 \times \frac{q_{g \text{ ser}}(3.5)^2}{8} = 0.75 \times \frac{3.44(3.5)^2}{8} = 3.95 \Rightarrow M_{g \text{ ser}} = 3.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{p \text{ ser}} = 0.75 \times \frac{q_{p \text{ ser}}(3.5)^2}{8} = 0.75 \times \frac{4.42(3.5)^2}{8} = 5.07 \Rightarrow M_{p \text{ ser}} = 5.07 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{15M_{j \text{ ser}}(d - y)}{I} = \frac{15 \times 2.09 \times 10^6(180 - 32.6)}{5867.31 \times 10^4} = 78.75 \Rightarrow \sigma_{sj} = 78.75 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{15M_{g \text{ ser}}(d - y)}{I} = \frac{15 \times 3.95 \times 10^6(180 - 32.6)}{5867.31 \times 10^4} = 148.84 \Rightarrow \sigma_{sg} = 148.84 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{15M_{p \text{ ser}}(d - y)}{I} = \frac{15 \times 5.07 \times 10^6(180 - 32.6)}{5867.31 \times 10^4} = 191.05 \Rightarrow \sigma_{sp} = 191.05 \text{ Mpa}$$

Calcul de μ :

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times ft_{28}}{4(\rho \times \sigma_{sj}) + ft_{28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4(0.0872 \times 78.75) + 2.1} = 0.87 \Rightarrow \mu_j = 0.87$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times ft_{28}}{4(\rho \times \sigma_{sg}) + ft_{28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4(0.0872 \times 148.84) + 2.1} = 0.93 \Rightarrow \mu_g = 0.93$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times ft_{28}}{4(\rho \times \sigma_{sp}) + ft_{28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4(0.0872 \times 191.05) + 2.1} = 0.94 \Rightarrow \mu_p = 0.94$$

Calcul de l'inertie fictive (I_f) :

$$I_{fji} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 36978.678}{1 + 0.489 \times 0.87} = 28536.33 \Rightarrow I_{fji} = 28536.33 \text{ cm}^4$$

$$I_{fgi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 36978.678}{1 + 0.489 \times 0.93} = 27960.80 \Rightarrow I_{fgi} = 27960.80 \text{ cm}^4$$

$$I_{fpi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 36978.678}{1 + 0.489 \times 0.94} = 27867.13 \Rightarrow I_{fpi} = 27867.13 \text{ cm}^4$$

$$I_{fgv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda v \times \mu g} = \frac{1.1 \times 36978.678}{1 + 0.195 \times 0.93} = 34432.25 \Rightarrow I_{fgv} = 34432.25 \text{ cm}^4$$

Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = \frac{M_{jsr} L^2}{10 E_i I_{fji}} = \frac{2.09 \times 10^6 (3.5 \times 10^3)^2}{10 \times 32164.2 \times 28536.33 \times 10^4} = 0.27 \Rightarrow f_{ji} = 0.27 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gsr} L^2}{10 E_i I_{fgi}} = \frac{3.95 \times 10^6 (3.5 \times 10^3)^2}{10 \times 32164.2 \times 27960.80 \times 10^4} = 0.53 \Rightarrow f_{gi} = 0.53 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{psr} L^2}{10 E_i I_{fpi}} = \frac{5.07 \times 10^6 (3.5 \times 10^3)^2}{10 \times 32164.2 \times 27867.13 \times 10^4} = 0.69 \Rightarrow f_{pi} = 0.69 \text{ mm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gsr} L^2}{10 E_v I_{fgv}} = \frac{4.73 \times 10^6 (3.5 \times 10^3)^2}{10 \times 10721.4 \times 34432.25 \times 10^4} = 1.56 \Rightarrow f_{gv} = 1.56 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 1.56 - 0.27 + 0.69 - 0.53 = 1.45$$

$$\Delta f_t = 1.45 \text{ mm}$$

$$F_{add} = \frac{L}{500} = \frac{3500}{500} = 7 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = 1.45 \leq f_{add} = 7 \text{ mm} \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

➤ L'espacement S_t : (BAEL [3] A.5.1, 23)

$$S_t = \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$$

$$\square S_{t1} \leq \min 0.9 \times d; 40 \text{ cm} = \min 0.9 \times 18; 40 \text{ cm} = 16.20; 40 \text{ cm}$$

$$\square \Rightarrow S_{t1} = 16.20 \text{ cm}$$

$$\square S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_{t2} \leq \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 10} = 57 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_{t2} = 57 \text{ cm}$$

$$\square S_{t3} \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq \frac{(0.8 \times 0.57 \times 400)}{10 (0.653 - 0.3 \times 2.1)} = 793.04 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_{t3} = 793.04 \text{ cm}$$

$$s_t = \min(16.20; 57; 793.04)$$

On prend l'espacement de nos armatures transversales $S_t = 15 \text{ cm}$.

La dalle mince (table de compression) : (BAEL [3] B.6.8, 423)

La dalle doit avoir une épaisseur minimale de **4 cm**, elle est armée d'un quadrillage de barres, les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser :

20cm (5.par m) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.

33cm (3.par m) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

➤ **Section minimale des armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A^{\perp} \geq 200/fe \text{ (cm}^2/\text{ml) si } L \leq 50\text{cm ;}$$

$$A^{\perp} \geq 4L/fe \text{ (cm}^2/\text{ml) si } 50\text{cm} \leq L \leq 80\text{cm ; Avec (L : l'écartement entre axe des nervures).}$$

➤ **Section minimale des armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A// \geq A^{\perp}/2$$

$$L = 0,65 \text{ m}$$

$$Fe = 400 \text{ MPa}$$

$$50\text{cm} \leq L = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A^{\perp} \geq 4 \times 65 / 400 = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\text{On prend : } A^{\perp} = 5\phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A// \geq 1.41/2 = 0.70 \text{ cm}^2/\text{ml}$ on prend : $A// = 5\phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$; On prend un quadrillage de section $5\phi 6$. Pour un choix pratique, on va opter pour un treillis soudé $\phi 6$ (200/200)

- 33 cm (3 par mètre) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

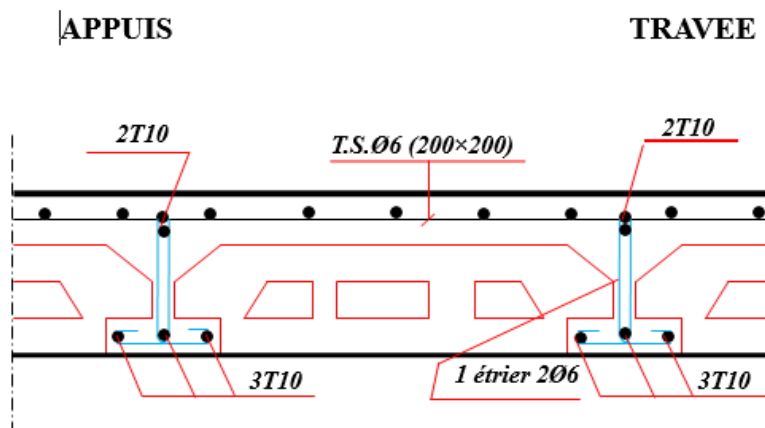


Figure III. 16: Schéma de ferrailage des planchers.

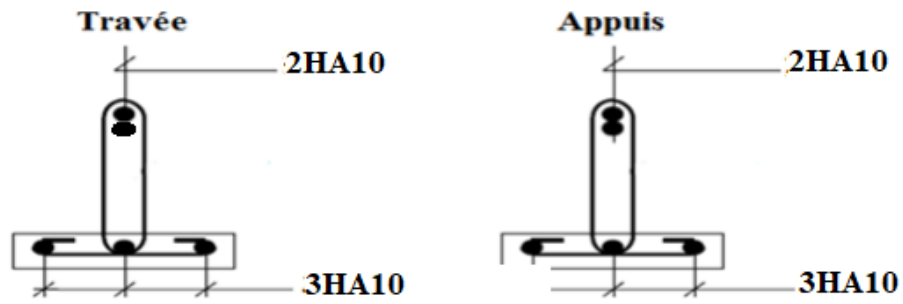
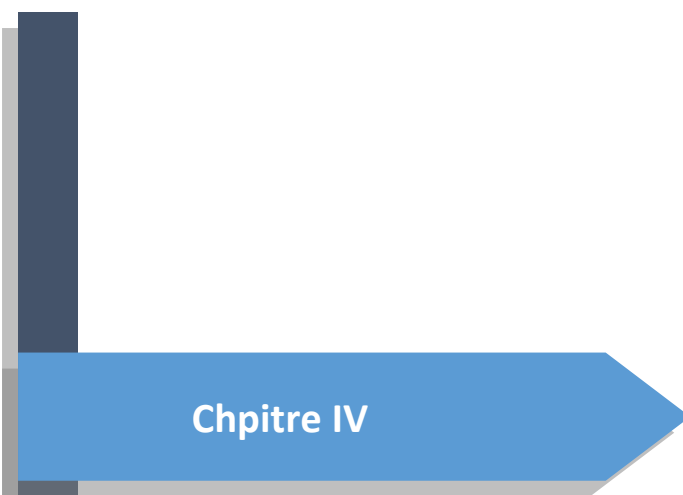
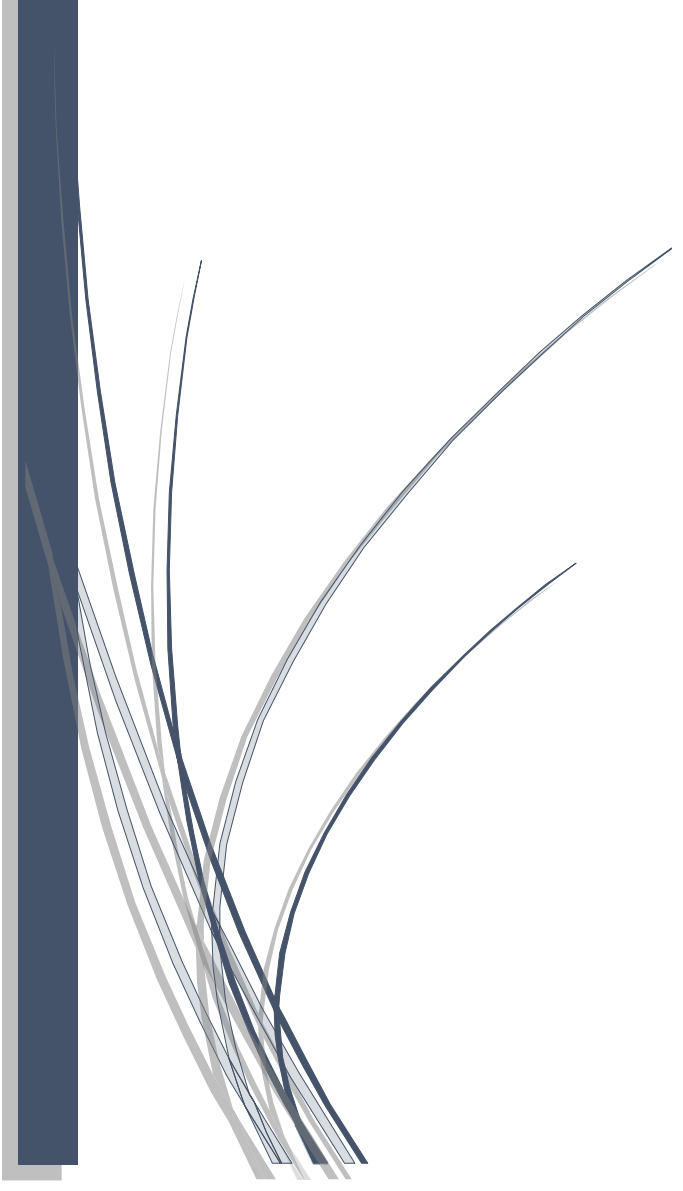


Figure III. 17: Schéma de ferrailage des poutrelles.



Chpitre IV

Etude sismique



IV.1. Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre.

Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure.

Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ceci nous oblige de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

IV.2.Objective de l'étude sismique :

L'étude parasismique nous permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des usages, l'exécution d'un ouvrage doit respecter la démarche globale de conception parasismique.

Elle doit s'appuyer sur trois points :

- Respect de la réglementation parasismique.
- Conception architecturale parasismique.
- Mise en œuvre soignée.

IV.3.Présentation des différentes méthodes de calcul de la force sismique :

Plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée, le calcul de ces efforts sismiques peut être mené par trois méthodes :

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

IV.3.1.Méthode statique équivalente :**IV.3.1.1.Définition :**

Cette méthode consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- ✓ une ductilité suffisante.
- ✓ une capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par par des secousses sismiques majeures.

IV.3.1.2.Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statique fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projecteur.

IV.3.1.3.Modélisation :

a) Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan, les masses sont supposées concentrées au centre de gravité des planchers présentant un seul degré de liberté translation horizontal par niveau.

b) La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.

c) Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

IV.3.1.4. Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

a) Le bâtiment ou le bloc étudié satisfaisaient aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, (RPA99/Version 2003) [1] avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.

b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration régulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : tous groupes

Zone II: Groupe d'usage 3.

Groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.

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.

IV.3.2.Méthode d'analyse modale spectrale :

IV.3.2.1.Principe de la méthode :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.3.2.2.Modélisation :

- a)** Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.
- b)** Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

- c) Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL par plancher.
- d) La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.
- e) Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).
- f) Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie, la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

IV.3.2.3. Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

IV.3.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :

IV.3.3.1. Principe de la méthode :

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

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

IV.3.3.2. Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié au paravent les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

IV.4. Classification de l'ouvrageselon leur importance :**a) Classification des zones sismiques :**

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

Zone 0: sismicité négligeable

Zone I : sismicité faible

Zone II : sismicité moyenne

Zone III : sismicité élevée

Notre ouvrage est implanté dans la wilaya MILA donc en **zone IIa**.

b) Classification de l'ouvrage selon son importance :

Notre bâtiment étudié à usage d'habitation collective selon (RPA 2003) **[1] article 3.2 :**

Le bâtiment d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas

48 m dans **le groupe 2**

c) Classification du site

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie S₃.

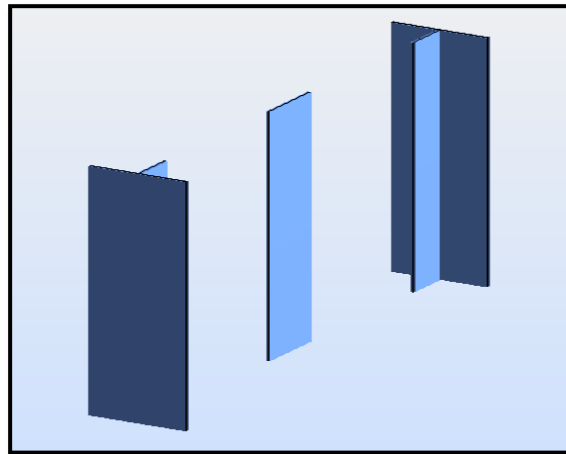
IV.5. Choix de la méthode de calcul :

Vu que les conditions d'application de la méthode statique équivalente dans le cas du bâtiment étudié sont vérifiées (car la structure est régulière en plan).

Cette méthode est applicable selon l'article 4.1.2.b du RPA99/2003 (Zone IIa, et groupe d'usage 2, $h=18.87 \text{ m} < 23\text{m}$), donc la méthode utilisable est la méthode statique équivalente pour l'analyse sismique.

IV.6.Choix de la méthode de calcul :

Disposition :



IV.7.Méthode statique équivalente :

IV.7.1.Calcul de la Force Sismique Totale :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \text{ Avec :}$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Coefficient d'amplification dynamique moyen.

Q : facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

W : poids total de la structure.

Ces valeurs sont obtenues après les classifications du projet d'après le tableau par RPA99 version 2003.

IV.7.1.1.Coefficient d'Accélération de Zone « A » :

Le coefficient d'accélération de zone « A » est donné par le Tableau 4.1 des(RPA 99/Version 2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment pour notre projet : groupe usage2 et Zone IIa.

Donc : A = 0.15

IV.7.1.2.facteur d'amplification dynamique moyen « D » :

Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement η et de la période fondamentale de la structure T.

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0 \leq T \leq T_2 \\ T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

η : Facteur de correction d'amortissement.

T : Période fondamentale.

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie de site.

Calcul de facteur de correction d'amortissement η :

Donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

D'abord on calcule Pourcentage d'Amortissement Critique ξ .

- **Pourcentage d'Amortissement Critique ξ :**

ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Tableau IV. 1 : Valeurs de* (%).

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

D'après le Tableau $\xi = 10 \%$

Donc : η : Facteur de correction d'amortissement = 0.76 .

Estimation de la période fondamentale de la structure :

La période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99 version 2003 [1].

$$T = T_{\min} \begin{cases} T = C_T h_N^{\frac{3}{4}} \\ T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \end{cases}$$

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

On a : $h_N = 18.87 \text{ m}$

C_T : coefficient fonction de système de contreventement du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 (dans notre cas on a Portiques auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie)

Donc : $C_T = 0.05$

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}} = 0.05 \times 18.87^{\frac{3}{4}}$$

Alors : $T = 0.45 \text{ sec}$

Dans les cas n° 3 et 4, on peut également utiliser aussi la formule :

$$T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}}$$

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

$$\text{Sens X : } D_X = 24.7 \text{ m} \Rightarrow T = 0.09 \times \frac{18.87}{\sqrt{24.7}} \Rightarrow T_X = 0.34 \text{ s}$$

Sens Y : $D_Y = 9 \text{ m}$

$$\Rightarrow T = 0.09 \times \frac{18.87}{\sqrt{9}} \Rightarrow T_Y = 0.56 \text{ s}$$

Donc :

Calcul facteur d'Amplification D :

T_1 et T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7).

$S_3 \Rightarrow T_1 = 0.15$ et $T_2 = 0.5$ on obtient :

Sens X :

$$T = \min(T ; T_X) \Rightarrow T = \min(0.45 \text{ s} ; 0.34 \text{ s})$$

Alors : $T_{\text{empériqueX}} = 0.34 \text{ s}$

Et on a : $T_{\text{analytiqueX}} = 0.31 \text{ s}$

$$1.3 T_{\text{empériqueX}} = 0.44$$

Donc : $T = 0.34 \text{ s}$

La condition : $0 \leq T \leq T_2 \Rightarrow 0 \leq 0.34 \leq 0.5 \dots \dots \dots$ condition vérifiée

$$\text{Donc : } D = 2.5\eta \Rightarrow D_X = 1.91$$

Sens Y:

$$T = \min(T ; T_Y) \Rightarrow T = \min(0.45 \text{ s} ; 0.56 \text{ s})$$

Alors : $T_{\text{empériqueY}} = 0.45 \text{ s}$

Et on a : $T_{\text{analytiqueY}} = 0.45 \text{ s}$

$$1.3 T_{\text{empériqueY}} = 0.58.$$

Donc : $T = 0.45 \text{ s}$

La condition : $0 \leq T \leq T_2 \Rightarrow 0 \leq 0.43 \leq 0.5 \dots \dots \dots$ condition vérifiée

$$\text{Donc : } D = 2.5\eta \Rightarrow D_Y = 1.91$$

IV.7.1.3.Coefficient de Comportement Global de la Structure « R » :

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 des RPA99/version 2003 en fonction du système de contreventement.

Dans notre cas : pour un système de contreventement Portiques contreventés par des voiles
Alors : $R = 3.5$

IV.6.1.4. Facteur de qualité « Q » :

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \gamma_1^5 P_q$

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

Sa valeur est donnée au tableau 4.4 des RPA99/version 2003.

- **Conditions minimales sur les files de contreventement :**

D'après le **RPA 99 / version 2003**, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins **trois travées** dont le rapport des portées est **< 1,5**.

Sens longitudinal :

Il'y a des portiques contient une seule travée → critère non observé $p_q = 0,05$

Sens transversal :

Il'y a des portiques contient une seule travée → critère observé $p_q = 0,00$

Redondance en plan :

Sens longitudinal

$$L_{\max} / L_{\min} = 4.4 / 4.2 = 1.04 < 1.5$$

Donc : le critère est observé alors : $P_q = 0.05$

Sens transversal

$$L_1 / L_2 = 3.5 / 3.4 = 1.02 < 1.5$$

Donc : le critère est observé alors : $P_q = 0.05$

- **Régularité en plan :**

le critère est observé alors : $P_q = 0$

- **Régularité en élévation :**

la structure est classée régulièrement en élévation : $P_q = 0$

- **Contrôle de la qualité des matériaux :**

le critère est non observé alors : $P_q = 0.05$

- **Contrôle de la qualité de l'exécution :**

Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux on considère que ce critère est observé : $P_q = 0$

- Sens longitudinal $\rightarrow Q = 1 + 0.15 = 1.15$
- Sens transversal $\rightarrow Q = 1 + 0.15 = 1.15$

IV.6.1.5. Poids totale de la structure « W » :

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. RPA99version2003

Dans notre cas : $\beta = 0.20$

On a des poids des différents niveaux donné par le logiciel ROBOT :

Tableau IV. 2: Les poids des différents niveaux.

N° d'étage	$W_G + 0.2 W_Q$

5	2712.96
4	1591.18
3	2686.66
2	2686.66
1	2686.66
RDC	2768.18

Donc : $\sum W_i = 15132.3 \text{ KN}$.

Calcul de l'effort sismique totale « V »:

Sens x :

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R} W \Rightarrow V_x = \frac{0.15 \times 1.91 \times 1.15}{3.5} \times 15132.3 \Rightarrow V_x = 1424.05 \text{ KN}$$

Sens Y:

$$V_y = \frac{A.D.Q}{R} W \Rightarrow V_y = \frac{0.15 \times 1.91 \times 1.15}{3.5} \times 15132.3 \Rightarrow V_y = 1424.05 \text{ KN}$$

IV.8.Vérification de l'effort tranchant à la base :

La résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$V_{\text{dynamique}} > 80\% V_{\text{statique}}$ Avec :

$V_{\text{dynamique}}$: la résultante des forces sismique à la base.

V_{statique} : la résultante des forces sismiques calculée par la méthode statique équivalente.

Si $V_{\text{dynamique}} < 0.80 V_{\text{statique}}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, Le Déplacement, moment..) Dans le rapport $0.8 V_{\text{statique}}/V_{\text{dynamique}}$.

- Les Résultats d'action sismique à la base trouvée par logiciel ROBOT dans les deux sens :

EX

Cas	5 - EX					
Mode CQC						
Somme totale	-1296,40	-2,25	-1,38	-8,71	-301,50	-0,45
Somme réactions	-1291,59	-6,41	2,08	73,10	-17312,96	6451,21
Somme efforts	1291,60	6,41	-2,04	-73,04	17313,22	-6451,32
Vérification	0,00	-0,00	0,04	0,07	0,26	-0,11
Précision	7,78550e-003	1,39451e-002				

FigureIV. 1 : Résultat d'action sismique à la base trouvée par le ROBOT (sens xx).

- $V_x = 1291.059\text{KN}$

EY :

Cas	6 - EY					
Mode CQC						
Somme totale	-2,24	-1294,38	0,66	303,19	-2,04	-0,57
Somme réactions	-6,41	-1281,39	13,70	17270,53	-210,15	-18408,02
Somme efforts	6,41	1281,38	-13,72	-17270,63	210,45	18408,04
Vérification	-0,01	-0,01	-0,02	-0,10	0,30	0,02
Précision	7,78445e-003	1,39451e-002				

FigureIV. 2: La Résultat d'action sismique à la base trouvée par le ROBOT (sensyy).

- $V_y = 1281.39\text{KN}$

la résultante des forces sismiques calculée par la méthode statique équivalente :

$$V_x = 1291.059 \text{ KN}$$

$$V_y = 1281.39 \text{ KN}$$

Tableau IV. 3: Vérification de l'effort tranchant à la base.

Les sens	$0.8V_{\text{statique}} \text{ (KN)}$	$V_{\text{dynamique}} \text{ (KN)}$	$V_{\text{dynamique}} > 80\% V_{\text{statique}}$
Suivant X	1139.24	1291.059	Condition vérifiée

Suivant Y	1139.24	1281.39	Condition vérifiée
-----------	---------	---------	--------------------

IV.8.L'effort tranchant de chaque niveau :

Les forces sismiques de chaque niveau sont données par la formule suivant :

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum W_j h_j} \dots\dots\dots (4-11 \text{ RPA99 version 2003}).$$

Avec :

La force F_i concentrée au sommet de la structure :

$$T < 0,7s \Rightarrow F_{tx} = F_{ty} = 0$$

Tableau IV. 4: La force sismique de chaque niveau

Niveau	Force F_x (KN)	Force F_y (KN)
5	413,38	409,55
4	170,28	165,8
3	214,23	208,77
2	166,03	165,37
1	117,02	120,59
RDC	52,65	56,98

IV.9.Vérification des déplacements :

On doit vérifier que : $\Delta_k \leq \bar{\Delta}$

Le RPA[3] (art 4-4-3) donne également le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » selon la formule suivant :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements horizontaux à chaque niveau « k » de la structure sont donnés par le RPA dans l'article 4.4.3 est calculés comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i .

R : Coefficient de comportement (R=3.5).

Tableau IV. 5: Vérification des déplacements.

Niveau	Hauteur (m)	Sens x-x			Sens y-y			$\bar{\Delta}$ (cm)	condition
		δ_{ek} (cm)	δ_k (cm))	Δ_k (cm)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)		
5	3.06	0.956	3,346	0,633	0.672	2,353	0,440	3.06	vérifiée
4	3.06	0.774	2,712	0,650	0.546	1,912	0,452	3.06	vérifiée
3	3.06	0.589	2,062	0,654	0.417	1,460	0,457	3.06	vérifiée
2	3.06	0.402	1,408	0,612	0.286	1,003	0,431	3.06	vérifiée
1	3.06	0.227	0,795	0,497	0.163	0,573	0,354	3.06	vérifiée
RDC	3.57	0.085	0,298	0,298	0.062	0,219	0,219	3.57	vérifiée

Ces déplacements relatifs ne doivent pas dépasser un centième de la hauteur d'étage (RPA art

$$5-10) \quad \bar{\Delta} = \frac{h_e}{100} = \frac{306}{100} = 3.06 \text{ cm}$$

Donc tous les déplacements relatifs sont inférieurs aux déplacements admissibles imposés par le « RPA99 /version 2003 » et qui est de l'ordre de 1% de la hauteur d'étage.

IV.10. Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ :

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10 \dots \dots \dots (\text{article 5.6.R.P.A 2003})$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k » calculé suivant la formule ci-après.

V_k : effort tranchant d'étage au niveau k.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1).

h_k : hauteur de l'étage k.

➤ Sens XX :

Tableau IV. 6: Justification vis-à-vis De l'effet P-Δ Sens xx.

Niveau	P _k (KN)	Δ _k (m)	V _{kx} (KN)	h _k (m)	θ	La condition
5	0	0.006	413.4	3.06	0.02022	vérifiée
4	1591.18	0.007	583.7	3.06	0.03344	vérifiée
3	4304.14	0.007	797.9	3.06	0.0367	vérifiée
2	6990.8	0.006	963.9	3.06	0.03473	vérifiée
1	9677.46	0.005	1081	3.06	0.03255	vérifiée
RDC	12369.12	0.003	1134	3.57	0.01934	vérifiée

➤ Sens YY :

Tableau IV. 7: Justification Vis-à-vis de l'effet P-Δ Sens yy

Donc : Les résultats de vérification montrent que les déplacements relatifs inter-étage sont

Niveau	P _k (KN)	Δ _k (m)	V _{ky} (KN)	h _k (m)	θ	La condition
5	0	0.004	409.55	3.06	0.0136	vérifiée
4	1591.18	0.005	575.35	3.06	0.02423	vérifiée
3	4304.14	0.005	784.12	3.06	0.02668	vérifiée
2	6990.8	0.004	949.49	3.06	0.0235	vérifiée
1	9677.46	0.004	1070.08	3.06	0.02631	vérifiée
RDC	12369.12	0.002	1127.06	3.57	0.01297	vérifiée

inférieurs à 1% de la hauteur d'étage, donc l'effet P-Δ est négligé.

IV.11.Vérification de l'effort normal réduit :

L'article (7-4-3-1) du RPA (version 2003) exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton.

La vérification s'effectue par la formule suivante :
$$N_{rd} = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30 [4]$$

Où : N : l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

F_{c28} : résistance caractéristique du béton.

Tableau IV. 8: Vérification de l'effort normal réduit des poteaux.

Niveau	poteaux	Section(mm ²)	N (N)	N _{rd}	La condition
RDC	22	300*400	791.57	0.26	vérifiée

IV.12.Vérification denombre de modes à considérer :

D'après le RPA99/version2003 (article 4.3.4 -a) :

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

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois dans chacune des directions considérées.

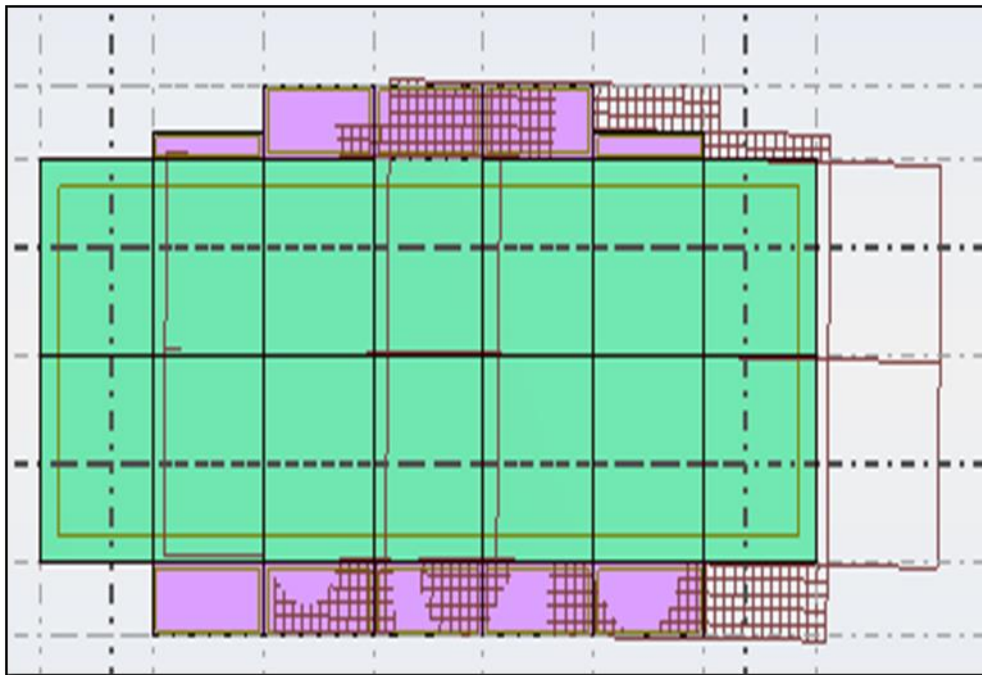
Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [t]	Tot.mas.UY [t]	Tot.mas.UZ [t]
4/ 1	2,09	0,48	69,87	0,00	0,00	69,87	0,00	0,00	1525,54	1525,54	1525,54
4/ 2	2,44	0,41	69,87	68,53	0,00	0,00	68,53	0,00	1525,54	1525,54	1525,54
4/ 3	3,43	0,29	69,90	70,30	0,00	0,03	1,78	0,00	1525,54	1525,54	1525,54
4/ 4	7,96	0,13	89,41	70,30	0,00	19,51	0,00	0,00	1525,54	1525,54	1525,54
4/ 5	9,07	0,11	89,42	89,33	0,00	0,00	19,03	0,00	1525,54	1525,54	1525,54
4/ 6	12,49	0,08	89,42	89,36	21,24	0,00	0,03	21,24	1525,54	1525,54	1525,54
4/ 7	12,65	0,08	89,42	89,40	21,92	0,00	0,04	0,68	1525,54	1525,54	1525,54
4/ 8	13,21	0,08	89,42	89,43	39,29	0,00	0,03	17,38	1525,54	1525,54	1525,54
4/ 9	13,46	0,07	89,43	89,70	44,47	0,01	0,27	5,18	1525,54	1525,54	1525,54
4/ 10	14,30	0,07	89,43	89,70	45,19	0,00	0,00	0,72	1525,54	1525,54	1525,54
4/ 11	14,38	0,07	89,44	89,71	45,20	0,00	0,01	0,01	1525,54	1525,54	1525,54
4/ 12	15,38	0,07	89,44	89,71	45,23	0,00	0,00	0,03	1525,54	1525,54	1525,54
4/ 13	15,40	0,06	89,44	89,71	52,29	0,00	0,00	7,06	1525,54	1525,54	1525,54
4/ 14	15,85	0,06	89,44	89,71	52,29	0,01	0,00	0,00	1525,54	1525,54	1525,54
4/ 15	16,03	0,06	89,44	89,71	53,05	0,00	0,00	0,76	1525,54	1525,54	1525,54

.On remarque qu'il n'y a pas de couplage entre les degrés de liberté de translation et de rotation, donc pas de torsion du bâtiment.

D'autre part, on constate que les 15 modes premières de Vibration doivent être incluses dans le calcul pour avoir un pourcentage de participation modale 90%.

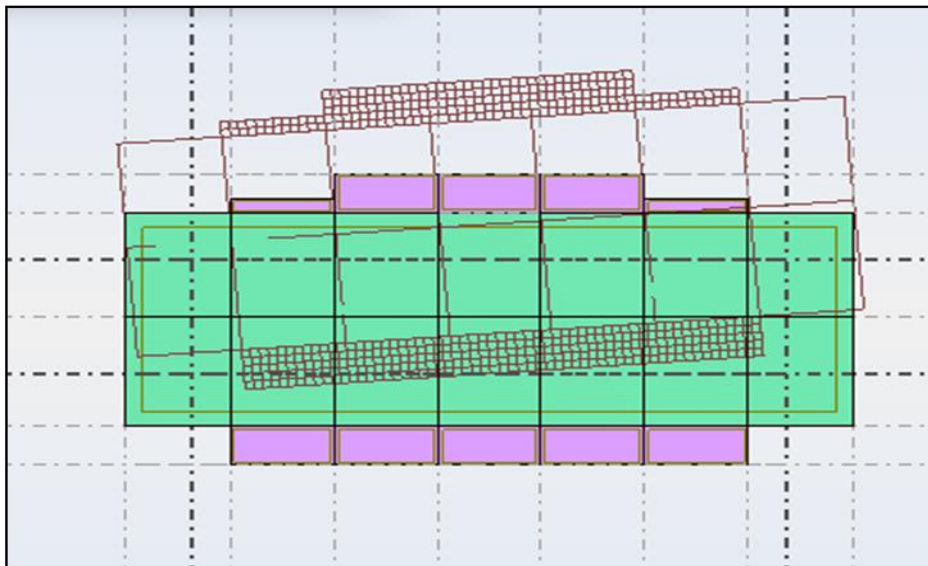
IV.13.Vérification de la période :

- Le mode 1 est un mode de translation selon l'axe Y ça période est de 0.48 s



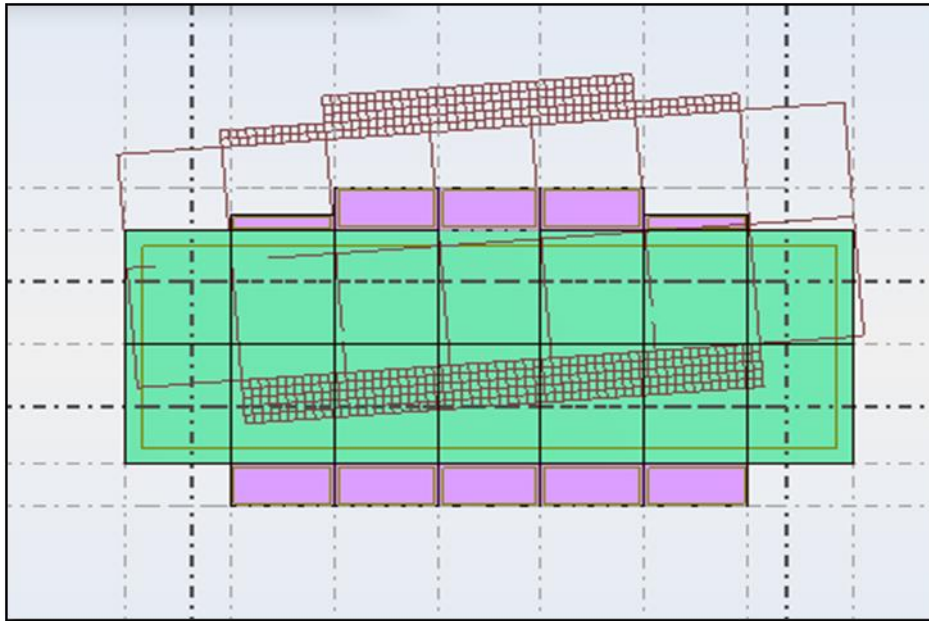
FigureIV. 3: translation de bâtiment selon l'axe Y.

- Le mode 2 est un mode de rotation selon l'axe X ça période est de 0.41 s



FigureIV. 4: translation de bâtiment selon l'axe X.

Le mode 3 est un mode de rotation autour de l'axe Z ça période est de 0.29 s



FigureIV. 5: rotation de bâtiment selon l'axe Z.

IV.14. Les caractéristiques géométriques du bâtiment :

Les caractéristiques géométriques (centre de masse et centre de torsion) de chaque niveau.

a) centre de masse

Le centre de masse est par définition le point d'application de la résultante de l'effort sismique.

Les coordonnées (X_G , Y_G) du centre de masse sont données par les formules de barycentre suivantes :

M_i : La masse de l'élément « i ».

$$Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

$\begin{cases} X_G \\ Y_G \end{cases}$: Les Coordonnées de l'élément « i »

b) Centre de torsion

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments dans le contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles, des poteaux. En général deux cas se présentent:

- Si le centre de masse et le centre de torsion sont confondus; les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) ne provoquent sur la structure qu'une translation.

- Si le centre de masse est excentré par rapport au centre de torsion, la structure subit une translation et une rotation en même temps.

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $\pm 0,05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Tableau IV. 9: Les valeurs de Centre de masse et de torsion.

Niveau	X_G (m)	Y_G (m)	X_t (m)	Y_t (m)
RDC	12.20	4.32	12.35	4.3
1	12.20	4.32	12.35	4.3
2	12.20	4.32	12.35	4.3
3	12.20	4.32	12.35	4.3
4	12.20	4.39	12.35	4.14
5	12.20	4.17	12.35	4.17

❖ **Calcul de l'excentricité:**

- Excentricité théorique :

$$e_x = |X_G - X_t| \quad ; \quad e_y = |Y_G - Y_t|$$

- Excentricité accidentelle: RPA99 (version 2003) Article (4.2.7) [3]

$$e_{acc} = 0.05L$$

Tableau IV. 10: Les résultats de l'excentricité.

Diaphragme	Excentricité théorique		Excentricité accidentelle		Excentricité	
	e_x (m)	e_y (m)	Sens-x	Sens-y	e_x (m)	e_y (m)
RDC	0	0,17	1,22	0,59	0.15	0.02
1	0	0,17	1,22	0,59	0.15	0.02

2	0	0,17	1,22	0,59	0.15	0.02
3	0	0,17	1,22	0,59	0.15	0.02
4	0	0,06	1,22	0,59	0.15	0.09
5	0	0,23	1,22	0,59	0.15	0.13

IV.15.Vérification au renversement :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de sol- fondation. Par ailleurs, le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction .Au poids des fondations et éventuellement au poids remblai.

Méthode de calcul :

$$\sum W_k b_i > \sum F_k h_k$$

Avec :

W_k : le poids calculé a chaque niveau (k)

b_i : Centre de gravité de la structure.

F_k : La somme des forces sismique à chaque étage (k).

h_k la hauteur de l'étage k.

➤ Dans le sens xx :

Tableau IV. 11: Les résultats de Vérification au renversement (sens xx).

Niveau	$W_k(KN)$	$b_{ix}(m)$	$W_k b_{ix}$	$F_k(KN)$	$h_k(m)$	$F_k h_k$
RDC	2786.18	12.20	33991.39	52,65	3.57	187,96
1	2686.66	12.20	32777.25	117,02	3.06	358,08
2	2686.66	12.20	32777.25	166,03	3.06	508,05
3	2686.66	12.20	32777.25	214,23	3.06	655,54
4	1591.18	12.20	19412.39	170,28	3.06	521,05
5	2717.95	12.20	33159.09	413,38	3.06	1264,94
$\sum$	$\sum W_k b_i = 184894.62$			$\sum F_k h_k = 3495.65$		

$$\sum W_k b_{ix} = 184894.62 > \sum F_k h_k = 3495.65 \Rightarrow \dots\dots\dots CV$$

➤ Dans le sens yy :

Tableau IV. 12: Les résultats de Vérification au renversement (sens yy).

Niveau	$W_k(KN)$	$b_{iy}(m)$	$W_k b_{ix}$	$F_k(KN)$	$h_k(m)$	$W_k b_{ix}$
RDC	2768.18	4.3	11980.57	56,98	3.57	203.42
1	2686.66	4.3	11552.63	120,59	3.06	369
2	2686.66	4.3	11552.63	165,37	3.06	506.03
3	2686.66	4.3	11552.63	208,77	3.06	638.83
4	1591.18	4.14	6587.48	165,8	3.06	507.35
5	2717.95	4.17	11333.85	409,55	3.06	1253.22
Σ	$\Sigma W_k b_i = 64559.79$			$\Sigma F_k h_k = 3477.85$		

$$\Sigma W_k b_{ix} = 64559.79 > \Sigma F_k h_k = 3477.85 \Rightarrow \dots\dots\dots cv$$

Pour que le bâtiment soit stable au renversement, il doit vérifier la relation suivante :

$$(M_s/M_r \geq 1.50)$$

M_s : moment stabilisateur dû aux charges verticales $M_s = \Sigma W_k b_{ix}$

M_r : moment de renversement dû à la charge horizontale $M_r = \Sigma W_k b$

Sens xx :

Tableau IV. 13: Vérification au renversement (sens xx).

M_{sx}	M_{rx}	M_s/M_r	$M_s/M_r \geq 1.50$	La condition
184894.62	3495.65	52.89	≥ 1.50	vérifie

Sens yy :

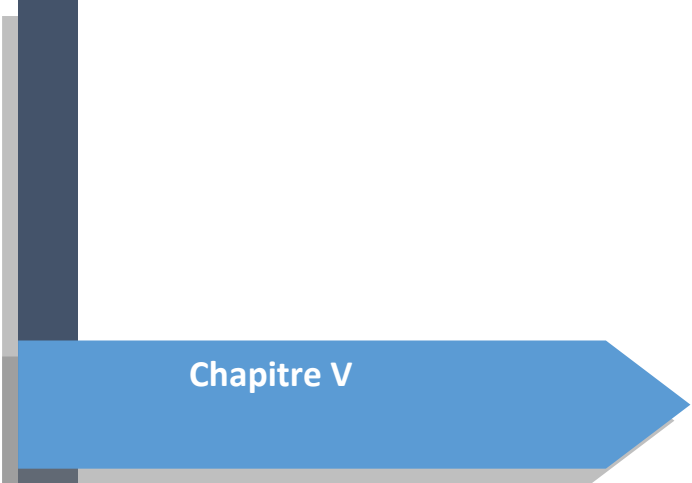
Tableau IV. 14: Vérification au renversement (sens yy).

M_{sy}	M_{ry}	M_s/M_r	M_s/M_r ≥ 1.50	La condition
64559.79	3477.85	18.56	≥ 1.50	vérifie

On n'a pas pris le poids des fondations et des remblais en considération.

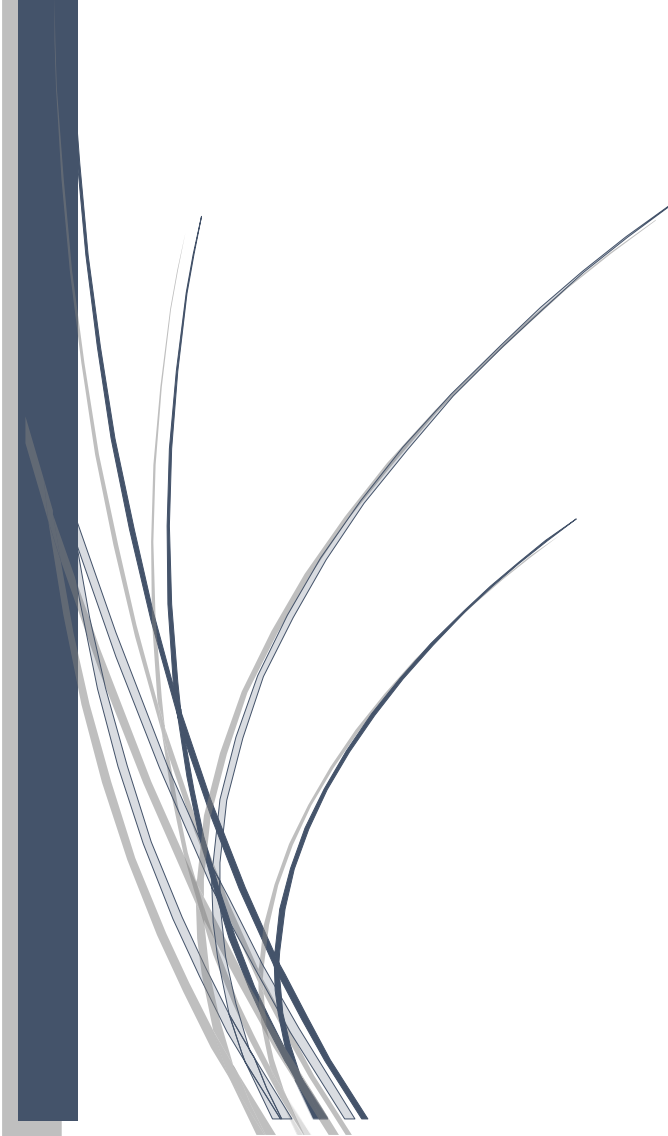
IV.16.Conclusion :

Reposons sur les résultats obtenus dans cette étude dynamique qui a été effectuée selon les recommandations règlementaires et les exigences du RPA, nous avons conclu que la structure présente une stabilité optimale vis-à-vis les charges sismiques et les dimensions des éléments structuraux sont bien vérifiées.

A dark blue vertical bar is positioned on the left side of the page. A blue arrow points to the right, overlapping the bar, with the text 'Chapitre V' centered within it.

Chapitre V

Etude des éléments structuraux



V.1. Introduction:

La superstructure du bâtiment présente l'ensemble des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable). Ces éléments sont réalisés en béton armé doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genre de sollicitations.

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur le **CBA93** et le **RPA99 version 2003**. [1]

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 (M, N). Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables, et ce dans les couples des sollicitations suivants : **RPA (article 5.2.)** [1]

- | | | |
|--------------|---------|-----------|
| - 1.35G+1.5Q | - G+Q+E | - 0.8G+E. |
| - G+Q | - G+Q-E | - 0.8G-E. |

✓ Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

$$M_{max} \Rightarrow N^{coress}$$

$$N_{max} \Rightarrow M^{coress}$$

$$N_{min} \Rightarrow M^{coress}$$

V.2.1. Les recommandations du RPA 99/2003 :

a) Coffrage : RPA 7.4.1 [1]

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1; h_1) \geq 25 \text{ cm}$ en zone II_a.

- $\text{Min}(b_1; h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$.

b) Les armatures longitudinales : RPA. Article.7.4.2.1. [1]

D'après le RPA99 version 2003, pour une zone sismique IIa, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par :
 - $0,8\% < \frac{A_s}{B} < 4\%$ Zone courante (Z.C).
 - $0,8\% < \frac{A_s}{B} < 6\%$ Zone de recouvrement (Z.R).
- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de $40\varnothing$ en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

La zone nodale est définie par l' et h' . $l' = 2h'$

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

h_e : La hauteur de l'étage.

$(h_1; b_1)$: Dimensions de la section transversale du poteau.

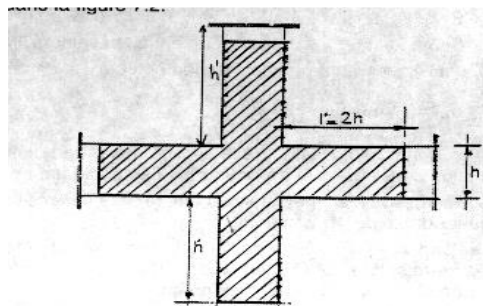


Figure. V. 1: zone nodale.

Le tableau suivant résume le ferrailage minimal et maximal des poteaux selon le RPA :

Tableau. V. 1: Armatures longitudinales minimales et maximales selon le RPA dans les poteaux.

Niveau	Section du Poteau (cm ²)	A _{min} (Cm ²)	A _{max} (Cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC et 1 ^{er}	30×40	9.60	48	72
2 ^{eme} et 3 ^{eme}	30×40	9.60	48	72
4 ^{eme} et 5 ^{eme}	30×40	9.60	48	72

c) Les armatures transversales : RPA article.7.4.2.2.) [1] Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 \times f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à 2,50 si l'élancement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : espacement entre les armatures transversales telles que :

➤ Zone nodale :

$$t \leq \min(10\phi_1, 15\text{cm}) \quad \text{en zone IIa.}$$

➤ Zone courante :

$$t' \leq 15 \phi_1 \quad \text{en zone IIa.}$$

Où $\emptyset_1$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimales :

Si : $\lambda_g \geq 5$: $A_{min} = 0.3\% (t \times b_1)$

Si : $\lambda_g \leq 3$: $A_{min} = 0.8\% (t \times b_1)$

Si : $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau :

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \emptyset_t$ minimum.

V.2.2. Sollicitation de calcul :

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel **Auto desk Robot 2014** qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre précédent les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. V. 2: Sollicitations dans les poteaux.

	Poteaux	M^{max}	N^{corres}	N^{max}	M^{corres}	N^{min}	M^{corres}
RDC et 1^{ère}	30 × 40	17.81	662.02	791.57	0.56	91.34	1.13
2^{ème} et 3^{ème}	30 × 40	17.02	202.58	505.76	0.56	34.08	1.15
2^{ème} et 3^{ème}	30 × 40	21.39	72.61	227.95	-0.92	6.02	-9.54

❖ Exemple de calcul

a) Armatures longitudinales :

Prenons un exemple de calcul sur les poteaux de : RDC et 1^{ère} avec la section de (30×40) en adoptant les sollicitations à **G+Q±E**

$$N^{\max} = 791.57 \text{ KN}$$

$$M^{\text{corres}} = 0.56 \text{ KN.m}$$

$N_u > 0$: Donc le poteau est soumis à un effort de compression.

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.56}{791.57} = 0.0007 \text{ m}$$

$$e_0 < \frac{h}{2} = \frac{0.40}{2} \Rightarrow 0.0007 < 0.2 \Rightarrow \text{Le centre de pression est à l'intérieure de la section.}$$

Alors :

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieur de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée (SPC) et le calcul sera fait par la flexion simple.

On doit vérifier la condition suivante :

$$(0.337h - 0.81d') b \times h \times f_{bu} \geq N_u \times (d - d') - M_f$$

-Moment fictif (M_f) :

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) \Rightarrow M_f = 0.56 + 791.57 \left(0.36 - \frac{0.40}{2} \right)$$

$$M_f = 127.211 \text{ KN.m}$$

$$A = (0.337h - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu} ; f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{0.85 \times 1.15} = 21.73 \text{ Mpa.}$$

$$A = (0.337 \times 400 - 0.81 \times 40) \times 300 \times 400 \times 21.73 = 267018240 \text{ N.mm} = 267.01 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u \times (d - d') - M_f$$

$$B = 791.57 \times (0.36 - 0.04) - 127.21 = 126.09 \text{ KN.m}$$

On a : $A \geq B \Rightarrow$ section partiellement comprimée.

Alors :

$$N_u = 791.57 \text{ KN} ; M_f = 127.21 \text{ KN.m}$$

$$u_{ua} = \frac{M_f}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow u_{ua} = \frac{127.21 \times 10^6}{21.73 \times 300 \times 360^2} = 0.150 f_{bu} = 21.73 \text{ MPa}$$

$u_{ua} = 0.150 < 0.493 \Rightarrow$ section partiellement comprimée

$0.17 < u_{lim} = 0.392 \Rightarrow u_{ua} < u_l$

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

$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2u})$

$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$

$u = 0.150 \Rightarrow \alpha = 0.205$

$Z = 330.476 \text{ mm}$

$A_{cal} = \frac{M}{\sigma_s \cdot Z} \Rightarrow A_{cal} = \frac{127.21 \times 10^6}{400 \times 330.476} = 962.324 \text{ mm}^2$.

$A_{cal} = 9.62 \text{ cm}^2$

$A = A_{st} - \frac{N}{\sigma_s} = 9.62 - \frac{791.57 \times 10^3}{400} = -10.16 \text{ cm}^2$

$A = 0 \text{ cm}^2$

Donc on ferraille la section du poteau par le ferrailage minimal :

$A_{min} = \max\{4\%p ; 0.2\%B\}$.

P : périmètre de la section calculée.

B : la surface de la section calculée.

$A_{min} = \{5.6; 2.4\}$.

$A_{min} = 5.6 \text{ cm}^2$

Sections des armatures longitudinales donnent par Excel dans les poteaux..

Tableau. V. 3: Sections des armatures longitudinales.

RDC et 1^{ère}	30×40	9.33	9.62	1.10	5.6	9.60	9.62
2^{ème} et 3^{ème}	30×40	3.53	5.96	0.46	5.6	9.60	9.60
2^{ème} et 3^{ème}	30×40	2.35	2.65	0.73	5.6	9.60	9.60

Choix des armatures :

Tableau. V. 4: Sections des armatures longitudinales adoptées.

Niveau	Section du poteau (Cm ²)	A _{max} (Cm ²)	A _{adp} (Cm ²)
RDC et 1 ^{er}	30×40	9.62	4HA14+4HA12 =10.67
2 ^{eme} et 3 ^{eme}	30×40	9.60	4HA14+4HA12 =10.67
4 ^{eme} et 5 ^{eme}	30×40	9.60	4HA14+4HA12 =10.67

b) Les armatures transversales :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$$

$$V_u = 20.24 \text{ KN}$$

$$h_1 = 40 \text{ cm}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

λ_g est l'élancement géométrique du poteau:

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

$$\lambda_g = (7.14 \text{ ou } 5.35) = 5.35$$

$$\rho = 2.5$$

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

➤ Zone nodale :

$$t \leq \text{Min} (10\phi_1, 15\text{cm}) \quad \text{en zone } II_a$$

$$t \leq \text{Min} (12, 15\text{cm}) \Rightarrow t \leq 12 \quad \text{donc } t=10\text{cm}$$

➤ Zone courante :

$$t' \leq 15\phi_1 \text{ en zone } II_a$$

$$t' \leq 18 \Rightarrow t' = 15 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{150 \times 2.5 \times 20.24 \times 10^3}{400 \times 400} = 0.47 \text{ cm}^2$$

La quantité d'armatures transversales minimales :

$$\lambda_g \geq 5 : A_{\min} = 0.3\% (t \times b_1)$$

$$A_{\min} = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) = 1.35 \text{ cm}^2 \text{ donc on adopte } 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2.$$

Tableau. V. 5: Sections des armatures transversales.

Niveau	RDC et 1er	2eme et 3eme	4eme et 5eme
Section (Cm ²)	30×40	30×40	30×40
I_f (Cm)	249.9	214.2	214.2
λ_g	6.24	5.35	5.35
V_u (KN)	18.35	12.25	20.24
t zone nodale (Cm)	10	10	10
t zone courante (Cm)	15	15	15
P	2.5	2.5	2.5
A_t (Cm ²)	0.43	0.28	0.47

✓ On adopte pour tous les étages : 4T8 = 2.01 cm².

Conformément aux règles du RPA 99/03 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.

$$\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_1 \Rightarrow 8 > \frac{14}{3} = 4.66 \dots \text{cv.}$$

V.2.3. Vérifications :

a) Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme :

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis du flambement, effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement. Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du R.D.C, avec une longueur de

$L_0=3.06\text{m}$ et un effort normal égal à 791.57 KN. On doit vérifier ;

On doit vérifier ;

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \text{CBA 93(Article B.8.4.1) [2]}$$

α : est un coefficient fonction de l'élancement mécanique λ .

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

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{b}$$

$$L_f = 0.7 \times L_0 \Rightarrow L_f = 0.7 \times 306 = 214.2 \text{ cm}$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{214.2}{30} = 24.73$$

$$\lambda = 24.73 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{24.73}{35} \right)^2} = 0.772$$

B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périmétrique.

$$B_r = (h-2) (b-2) = 0.1064\text{m}^2 \gamma_b = 1.50; \gamma_s = 1.15$$

$$A = 8.512 \text{ cm}^2$$

$$\bar{N} = 0.772 \times \left[\frac{0.1064 \times 10^6 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 851.2 \times \frac{400}{1.15} \right] = 1749691.63\text{N} = 1749.69 \text{ KN}$$

$$N_u = 791.57 \text{ KN} < \bar{N}.$$

Donc pas de risque de flambement.

b) Vérification aux sollicitations tangentielles :

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 :

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

Telle que :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{RPA 99 (Article 7.4.3.2) [1]}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. V. 6: Vérification aux sollicitations tangentielles.

Niveau	Section (cm ²)	I _f (m)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ (MPa)	τ _{adm} (MPa)	Observation
RDC 1er	30×40	2.499	6.24	0.075	36.00	18.35	0.16	1.88	Vérifiée
2eme 3eme	30×40	2.142	5.35	0.075	36.00	12.25	0.11	1.88	Vérifiée
4eme 5eme	30×40	2.142	5.35	0.075	36.00	20.24	0.18	1.88	Vérifiée

Du tableau ci-dessus on remarque que la condition exigée par le RPA99/2003 sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

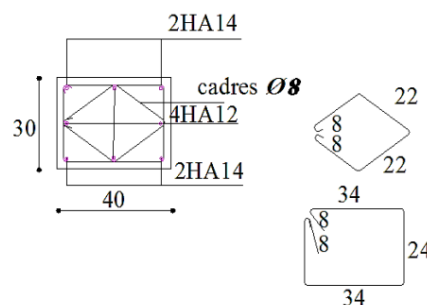


Figure v.2: Schéma de ferrailage des poteaux 30×40 cm².

V.3. FERRAILLAGE DES POUTRES :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux leur rôle est de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux. Elles sont sollicitées par des moments de flexion. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui supportent les poutrelles et les poutres secondaires assurent le chaînage.

Les poutres seront calculées en flexion simple d'après les règlements du BAEL 91 modifié 99 en tenant compte des efforts donnés par le logiciel **Auto desk Robot 2014**

On fait le calcul pour les combinaisons suivantes :

- Selon le BAEL 91 les Combinaisons fondamentales sont : article A.3.3
 - $1.35G + 1.5Q(ELU)$.
 - $G + Q(ELS)$.
- Selon le RPA 99/v2003 les Combinaisons accidentelles sont : article 5.2
 - $G + Q \pm E$
 - $0,8G \pm E$

V.3.1. Recommandation du RPA 99/2003 :**a) Armatures longitudinales :(RPA A.7.5.2.1) [1]**

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton,
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de béton en zone courante.
 - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de $40\varnothing$ en zone IIa.
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

b) Armatures transversales : (RPA A.7.5.2.2) [1]

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales est donné comme suit :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_1\right) \text{ Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} : \text{ en dehors de la zone nodale.}$$

- ✓ La valeur du diamètre des armatures longitudinales ϕ_1 à prendre est le plus petit diamètre utilisé et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- ✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.3.2. Ferrailage des poutres :

V.3.2.1. Poutre principale :

- ✓ **Exemple de calcul :**

a) Les armatures longitudinales :

Les sollicitations obtenues pour les différentes combinaisons sont données par le logiciel **Auto desk Robot 2014**.

Tableau. V. 7: Sollicitations de la poutre principale.

	Combinaison	Mmax (KN.m)
En travée(30×40)	ELU	37.18
	ELS	27.07
En appui (30×40)	G+Q–EY	-105.08
	ELS	-66.32

- ✓ **Ferraillage en travée :**

$$M_{t \max} = 37.18 \text{ KN.m}$$

$$h = 40 \text{ cm}; b = 30 \text{ cm}; d = 0,9 \times h = 36 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{37.18 \times 10^6}{14.2 \times 300 \times 360^2} = 0.067$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.087$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 344.299 \text{ mm}$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = \frac{37.18 \times 10^6}{348 \times 344.299} = 3.10 \text{ cm}^2$$

On adopte: **3HA12 = 3.39 cm²**

✓ **Ferraillage en appui :**

✓ $M_{a \max} = -105.08 \text{ KN} \cdot \text{m}$

✓ $\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{105.08 \times 10^6}{21.73 \times 300 \times 360^2} = 0.124$

✓ $\mu < 0.186$

✓ Donc :

✓ $\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.166$

✓ $Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 336.014 \text{ mm}$

✓ $A = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = \frac{105.08 \times 10^6}{400 \times 336.014} = 7.81 \text{ cm}^2$

✓ On adopte: **7 HA12 = 7.92 cm²**

✓ **Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1) [3]**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} \geq 0.23 \times 300 \times 360 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq 1.30 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures minimales : (RPA A.7.5.2.1) [1]**

$$A_{\min} = 0,5\% (b \times h) = 0,5\% (40 \times 30) = 6 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures maximaux : (RPA A.7.5.2.1) [1]**

- Zone nodale : $A_{\max} = 4\% (b \times h) = 48 \text{ cm}^2$
- Zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\% (b \times h) = 72 \text{ cm}^2$

b) Calcul du ferraillage transversal :

Les armatures transversales des poutres sont calculées à l'aide de la formule (BAEL91) :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_1 \right)$$

Avec :

ϕ : le diamètre minimal des armatures longitudinales de la poutre.

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1.2 \right)$$

$\phi_t = 1.14\text{cm}$, donc on prend $\phi_t = 10\text{mm} \Rightarrow A_t = 4T10 = 3.14\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier).

❖ Calcul de l'espacement :

L'espacement est calculé par le RPA99 V2003 :

Dans la zone nodale : $S_t = \min \left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_1 \right)$

$$S_t = \min \left(\frac{40}{4}; 12 \times 1.2 \right) = 10\text{cm}.$$

Donc on adopte $S_t = 10\text{cm}$.

En dehors de la zone nodale : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20\text{cm}$

Donc on adopte $S_t = 15\text{ cm}$

❖ La longueur minimale de recouvrement :

$$L_r = 40 \times \phi_1 = 40 \times 1.2 = 48\text{ cm} \Rightarrow 50\text{cm}.$$

V.3.2.2. Poutre secondaire :

Tableau. V. 8: Ferrailage de la poutre secondaire.

Section	M_u (KN.m)	μ	α	Z (mm)	A_{st} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
Travée	12.16	0.022	0.027	355.990	0.98	3HA12 = 3.39
Appuis	-63.47	0.075	0.097	345.927	4.58	5HA12 = 5.65

❖ **Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1) [3]**

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

$$\Rightarrow A_{\min} \geq 0.23 \times 300 \times 315 \times \frac{2.1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq 1.14 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures minimales :**

$$A_{\min} = 0, 5\% (b \times h) = 0, 5\% (30 \times 35) = 5.25 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} \dots \text{cv}$$

❖ **Armatures maximales :**

❖ Zone nodale : $A_{\max} = 4\% (b \times h) = 42 \text{ cm}^2$

❖ Zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\% (b \times h) = 63 \text{ cm}^2$

❖ **Calcul du ferrailage transversal :**

Les armatures transversales des poutres sont calculées à l'aide de la formule (BAEL91) :

$$\emptyset_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_1 \right)$$

Avec :

$\emptyset$: le diamètre minimal des armatures longitudinales du poutre.

$$\emptyset_t \leq \min \left(\frac{35}{35}; \frac{30}{10}; 1.2 \right).$$

$$\emptyset_t = 1 \text{ cm} \text{ donc on prend } \emptyset_t = 10 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2 \text{ (un cadre et un étrier).}$$

❖ **Calcul de l'espacement :**

L'espacement est calculé par le RPA99 V2003 :

$$\text{Dans la zone nodale : } S_t = \min \left(\frac{h}{4}; 12 \times \emptyset_1 \right)$$

$$S_t = \min \left(\frac{35}{4}; 12 \times 1.2 \right) = 8.75 \text{ cm.}$$

Donc on adopte $S_t = 8 \text{ cm}$

En dehors de la zone nodale : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{4} = 17.5 \text{ cm}$

Donc on adopte $S_t = 15 \text{ cm}$.

❖ La longueur minimale de recouvrement :

$$L_r = 40 \times \phi_1 = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow 50 \text{ cm}.$$

Tableau. V. 9: Tableau récapitulatif des poutres

Section	A _{appui}	A _{travée}	A _{trans}	S _{t odalen}	S _{t curante}	L _r
Poutre principale	3 HA12	7 HA12	un cadre et un étrier	10	15	50
Poutre secondaire	3HA12	5HA12	un cadre et un étrier	8	15	50

V.3.3. Vérifications :

V.3.3.1. Poutres principales :

a) Vérification des contraintes tangentielles :

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \Rightarrow \frac{109240}{300 \times 360} = 1.01 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0.13 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.01 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$$

Pas de risque de cisaillement.

b) Vérification à l'ELS :

- ✓ A l'état limite d'ouvertures des fissures : Aucune vérification à faire, car la fissuration est peu préjudiciable.

- ✓ A l'état limite de compression du béton : La fissuration est peu préjudiciable donc la vérification de la contrainte de compression du béton est nécessaire.

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Détermination de la valeur de « y » :

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

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + n \times A_s' (d - c')^2 + n \times A_s (d - y)^2$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau. V. 10: Vérification des contraintes à l'ELS.

	M_{ser} (KN.m)	A_s (mm²)	Y (mm)	I (mm⁴)	Σ bc(MPa)	σ_{bc} ≤ σ_{bc}
Travée	27.07	339	94.81	442830471.2	5.79	Vérifiée
Appuis	-66.32	792	133.83	847391887.8	10.47	

c) Vérification de la compression du béton :

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau. V. 11: Vérification de la compression du béton.

Section	T_{max}(KN)	$0.4 \times b \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	Vérification
PP (30×40)	-109.24	710	Oui

d) Vérification de la flèche : (CBA article B.6.5.1) [2]

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

Avec : h=0.40m ; l=3.5 m ; A_{st} = 3.39cm²

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.4 \geq 0.062 \dots \dots \dots \text{C. V}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow 0.4 \geq 0.085 \dots \dots \dots \text{C. V}$$

$$A_{s \text{ app}} < \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} \Rightarrow 7.92 < 11.34 \dots \dots \dots \text{C. V}$$

Donc : pas de risque de flèche.

V.3.3.2. Poutre secondaire :

a) Vérification des contraintes tangentielles :

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \Rightarrow \frac{43930}{300 \times 315} = 0.46 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0.13 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.46 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$$

Pas de risque de cisaillement.

b) Vérification à l'ELS :

Les résultats trouvés en travée et sur appui sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau. V. 12: Vérification des contraintes à l'ELS.

	M_{ser} (KN.m)	A_s (mm²)	Y (mm)	I (mm⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} ≤ σ_{bc}
Travée	8.75	339	198.62	852426789.1	2.03	Vérifiée
Appuis	-20.32	565	225.22	1210719318	3.77	

c) Vérification de la compression du béton :

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau. V. 13: Vérification de la compression du béton.

Section	T _{max} (KN)	$0.4 \times b \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	Vérification
PS (30×35)	43.93	610	Oui

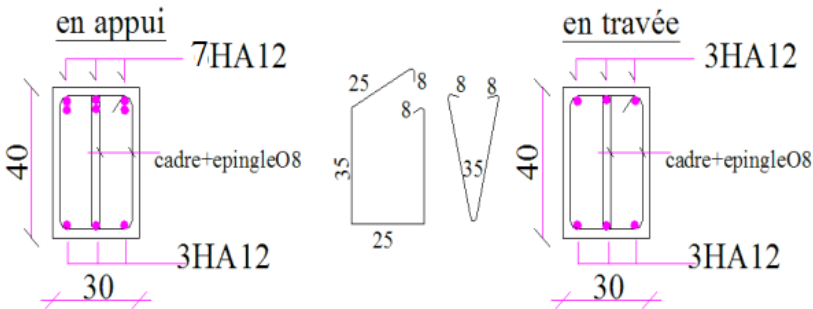


Figure V. 1: Schéma de ferrailage des poutres principales.

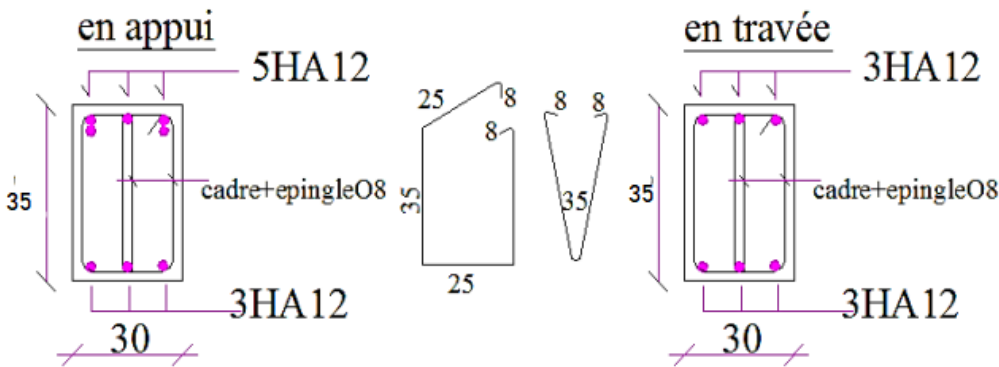


Figure V. 2: Schéma de ferrailage des poutres secondaires.

V.4. FERRAILAGE DES VOILES :

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes et un dimension petit appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Pour la modélisation d'un voile, on l'assimile à une console parfaitement encastrée à sa base soumise à une charge verticale due à la combinaison des charges permanentes et d'exploitation, et une charge horizontale due à l'action, d'un séisme.

Donc le voile est sollicité par un effort normal N , un effort tranchant V , et un moment fléchissant. Ce qui implique que les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement.

V.4.1. Recommandations de la RPA99 V 2003 :

Selon les prescriptions du RPA99. Le ferrailage des voiles est composé d'armatures verticales, d'armatures horizontales et d'armatures de répartition.

Combinaisons :

Selon le **RPA 99 version 2003 [1]** et **BAEL[3]** les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) est les suivants :

- $1.35 G + 1.5Q$
- $G + Q + E$
- $0.8 G + E$

➤ **Armatures verticales : R.P.A 99 (A7.7.4.1) [1]**

- ✓ Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être repris en totalité par les armatures.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20%.
- ✓ Il est possible de concentrer les armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0.20 % de la section horizontale du béton tendue.
- ✓ Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité du voile, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- ✓ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochet à la partie supérieure.
- ✓ Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction seulement par recouvrement).
- ✓ À chaque extrémité du voile ou du trumeau, l'espacement des barres doit être au plus égal à **15cm**.

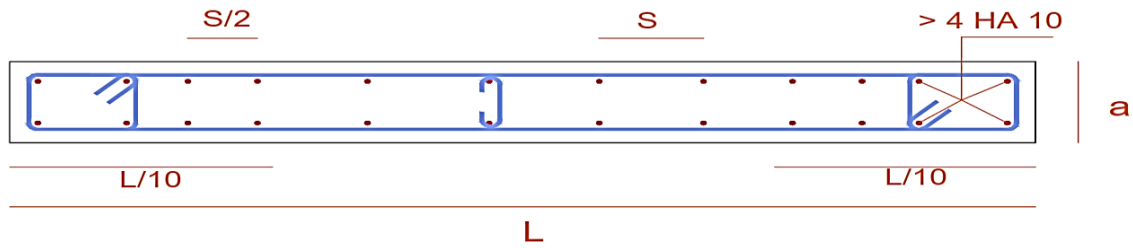


Figure V. 3: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées cadres horizontaux dont l'espacement ne doivent pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

➤ **Armatures horizontales : RPA 99 (art 7.7.4.2) [1]**

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

➤ **Règles communes : R.P.A 99 (art 7.7.4.3) [1]**

- ✓ Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales dans les trumeaux est donné comme suit :
- Globalement dans la section du voile 0.15%
- En zone courante 0.10%
- ✓ L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur au plus petites des valeurs suivantes :

$$\Rightarrow \begin{cases} S_t \leq 1.5a \\ S_t \leq 30\text{cm} \end{cases}$$

$$\Rightarrow S_t \leq \text{Min} (30\text{cm} ; 1.5a), \text{ avec } a : \text{ épaisseur du voile}$$

- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées entre eux avec au moins quatre

(4) épingles au mètre carré, leur rôle principal est de relier les deux nappes d'armatures de manière à assurer leur stabilité, lors du coulage du béton.

- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'abouts) ne doit pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur de voile.
- ✓ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement des efforts est possible
 - 20Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.
- ✓ Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris pour les aciers de coutures dont la section doit être calculée formule suivante : avec la formule suivante

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{F_e}$$

Avec : $V = 1.4 V_{\text{calculé}}$

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

V.4.2. Méthode de calcul des voiles :

On va utiliser la méthode des contraintes (simplifiée), cette méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{a,b} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \cdot V}{I}$$

Avec:

N : Effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

A : Section transversale du voile.

V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : Moment d'inertie.

On distingue trois cas :

- 1^{er} cas ($\sigma_a; \sigma_b > 0$) (Section entièrement comprimée) :

Dans ce cas on a deux contraintes de compression, la section du voile est soumise à la compression et comme le béton résiste bien à la compression, la section d'acier sera celle exigée par l'RPA (le ferrailage minimum)

2^{ème} cas ($\sigma_a; \sigma_b < 0$)

(Section entièrement tendue) :

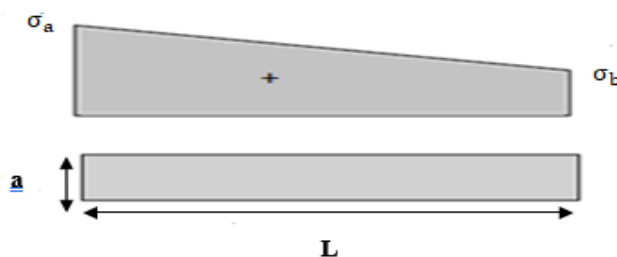


Figure V. 4: Section entièrement comprimée.

Dans le cas on a deux contraintes de traction longueur tendue (L_t) est égale à (L) l'effort de traction est égal à :

$$T = \frac{\sigma_a \cdot \sigma_b \cdot L \cdot a}{2}$$

La section d'armature est : $A_s = \frac{T}{\sigma_s}$

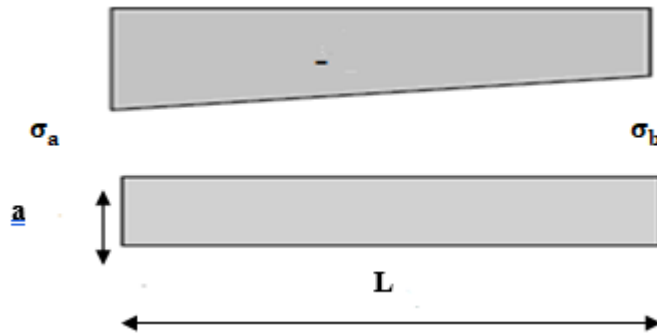


Figure V. 5: Section entièrement tendue.

- 3^{ème} cas (σ_a ; σ_b) sont de signes différents (Section partiellement comprimée):

Pour connaître la zone tendue et la zone comprimée, il faut calculer la longueur de la zone tendue (L_t) en utilisant les triangles semblables :

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_a}{L - L_t} = \frac{\sigma_b}{L_t} \rightarrow L_t = \frac{\sigma_a \cdot L}{\sigma_a + |\sigma_b|}$$

L'effort de traction dans la zone tendue est donné par:

$$T = \frac{\sigma_b \cdot L \cdot a}{2}$$

La section d'acier nécessaire est donnée par: $A_s = \frac{T}{\sigma_s}$

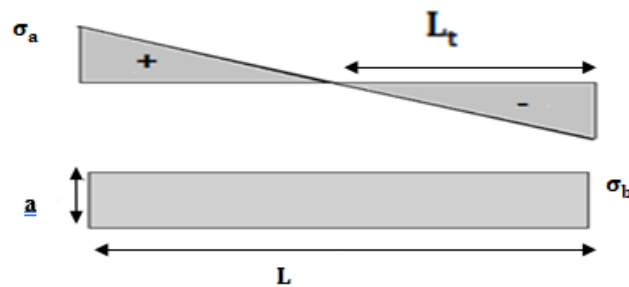


Figure V. 6: Section partiellement comprimée

V.4.3. Exemple de calcul :

On utilise la méthode des contraintes pour ferrailer les voiles.

Cette méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes.

On fait l'exemple de calcul sur un voile de largeur égale à 2.30m et une épaisseur égale à 20cm.

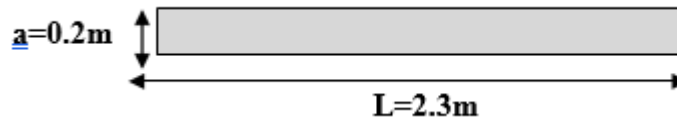


Figure V. 7: Les dimensions du voile étudié.

V.4.3.1 Détermination des sollicitations :

Les résultats sont obtenus à l'aide du logiciel **ROBOT** (le voile V_{1y-y}) :

Tableau. V. 14: Les sollicitations du voile V_{1y-y} .

	G + Q + Ey		G+Q+Ey		0.8G+Ey	
Voile	N_{max}	M_{corr}	M_{max}	N_{corr}	N_{min}	M_{corr}
e	(KN)	(KN.m)	(KN.m)	(KN)	(KN)	(KN.m)
Vy-y	2422.36	820.46	2422.36	820.46	-1415.07	795.92

V.4.3.2 Armatures verticales :

a) Détermination des contraintes :

$$N_{max} = 2422.36 \text{ KN}, M_{corr} = 820.46 \text{ KN.m}$$

Nous allons déterminer les contraintes sollicitant le voile selon la formule suivante :

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

$$A : \text{section du voile}, A = 2.30 \times 0.20 = 0.46 \text{ m}^2$$

$$I : \text{moment d'inertie du voile}, I = \frac{e \times L^3}{12} = 0.202 \text{ m}^4$$

$V =$ La demi-largeur du voile, $V = \frac{L}{2} = 1.15 \text{ m}$

On prend le signe (-) dans la compression et le signe (+) dans la traction, ceci nous donne les contraintes extrêmes suivantes :

$$\sigma_a = \frac{2422.36}{0.46} + \frac{820.46}{0.202} \times 1.15 = 9936.935 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_b = \frac{2422.36}{0.46} - \frac{820.46}{0.202} \times 1.15 = 595.064 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_a; \sigma_b$ Sont de mêmes signes, donc la section du voile est entièrement comprimée.

Dans ce cas on a deux contraintes de compression, la section du voile est soumise à la compression et comme le béton résiste bien à la compression, la section d'acier sera celle exigée par l'RPA (le ferrailage minimum)

L'effort de traction est égal à :

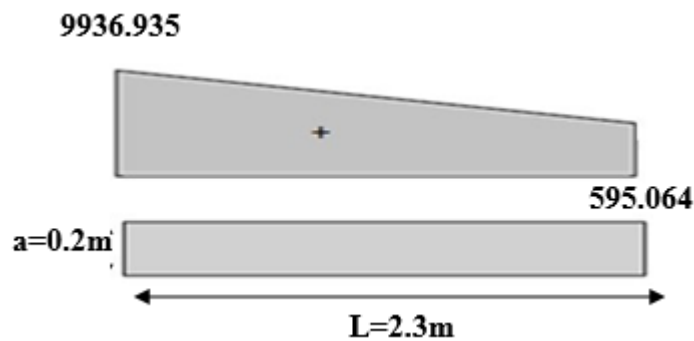


Figure V. 8: Diagramme des contraintes d'une section entièrement tendue

$$T = \frac{\sigma_a \cdot \sigma_b \cdot L \cdot a}{2} = \frac{9936.935 \times 595.064 \times 2.3 \times 0.2}{2} = 1360015.826 \text{ KN}$$

La section d'armature est : $A_s = \frac{T}{\sigma_s} = 3.4 \text{ cm}^2$

Armature minimale du RPA99/version 2003 [1]:

-Selon RPA99/V2003[1] :

$$A_{\min} = 0.2\% \cdot a \cdot L = 0.2\% \times 0.2 \times 2.30 = 9.2 \text{ cm}^2.$$

-Selon BAEL :

$$A_{\min} \geq 0.23 \times A \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$= 0.23 \times 2300 \times 200 \times \frac{2.1}{400} = 555.45 \text{ mm}^2 = 5.55 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{cv}$$

Les sections de calcul sont obtenues pour les sollicitations défavorables prescrites dans le tableau ci-dessus

Tableau. V. 15: Les sollicitations et les sections de calcul du voile V_(1y-y).

	G+Q+Ey	0.8G+EY
N(KN)	2422.36	-1415.07
M(KN.m).	820.46	795.92
$\sigma_a = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$	9936.935	1454.988
$\sigma_b = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$	595.064	-7607.466
Lt(m).	2.3	0.36
T(KN).	1360015.826	1749.717
σ_s (Mpa)	400	400
$A_{s\text{ call}}$ (cm ²).	3.4	4.37
$A_{Rpa\text{ min}}$	9.2	1.44
$A_{BAEL\text{ min}}$	5.55	0.86

Espacement :

La longueur minimale d'après l'article 7.7.4.3 du RPA 99 V 2003 :

$$s_t \leq 1.5a; 30\text{cm}$$

Soit : $s_t = 20\text{cm}$ Dans la zone courante.

Dans notre cas :

La zone d'about : $\frac{L}{10} = 0.23\text{ m}$

$s_a = \frac{s_t}{2} = 10\text{cm}$ Dans la zone

d'about.

Donc :

Aadoptée = $\max(A_{call}; A_{RPA}; A_{BAEL}) = \max(3.4; 9.2; 5.55)\text{ cm}^2$

Aadoptée = 9.2 cm^2 .

Zone d'about : $2 \times 2\text{T}12 \rightarrow AS = 4.52\text{ cm}^2$.

Zone courante : $2 \times 6\text{T}12 \rightarrow AS = 6.78\text{ cm}^2$.

Ferraillage horizontal :

Selon le BAEL

$$A_h = \frac{A_v}{4} = \frac{11.3}{4} = 2.82\text{ cm}^2.$$

Selon le Rpa :

$A_{\min} = 0.15\% \cdot a \cdot h = 0.0015 \times 0.20 \times 2.3 = 6.9\text{ cm}^2$; globalement dans la section des voiles.

$A_h = \max[ARPA; A_{BAEL}] = \max(2.82, 6.9)\text{ cm}^2$

On prend 7HA12 ($A_{\text{adopt}} = 7.92\text{ cm}^2$)

Ferraillage transversal

Dans la zone courante et la zone d'about, on adopte des cadres de 8mm pour attacher les aciers de flexion, et pour garder un espacement constant entre les nappes d'acier. Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

V.4.3.3 vérification :

a) Vérification des contraintes de cisaillement :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile, majoré de 40% (Article 7.7.2).

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{366.92 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 2300} = 0.88 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.88 \text{ MPa} < \tau_u = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{cv.}$$

b) Vérification à l'ELS :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{b \times h + 15 A_s} = \frac{520.44 \times 10^3}{200 \times 2300 + 15 \times 1130} = 1.09 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{cv.}$$

V.4.3. Détermination des sollicitations :

Les résultats sont obtenus à l'aide du logiciel **ROBOT** (le voile V_{x-x}):

Tableau. V. 16: Les sollicitations du voile V_{x-x} .

	G + Q + Ey		G+Q+Ey		0.8G+Ey	
Voile	N_{max} (KN)	M_{corr} (KN.m)	M_{max} (KN.m)	N_{corr} (KN)	N_{min} (KN)	M_{corr} (KN.m)
V_{x-x}	2422.36	820.46	2115.26	2487.38	908.04	18.23

A : section du voile, $A = 3.40 \times 0.20 = 0.68 \text{ m}^2$

I : moment d'inertie du voile, $I = \frac{e \times L^3}{12} = 0.655 \text{ m}^4$

V = La demi-largeur du voile, $V = \frac{L}{2} = 1.7 \text{ m}$.

Tableau. V. 17: Les sollicitations du voile $V_{(1-x-x)}$.

	G+Q+Ey	G+Q+Ey	0.8G+EY
N(KN)	2422.36	2115.26	908.04
M (KN.m)	820.46	2487.38	18.23
$\sigma_a = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} \text{ (KN.m)}$	5691.732	9566.471	1382.667
$\sigma_b = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} \text{ (KN.m)}$	1432.855	-3345.118	1288.038
$L_t \text{ (m)}$	3.4	2.51	3.4
T(KN).	2772845.063	1137.340	605515.396
$\sigma_s \text{ (Mpa)}$	400	400	400
$A_{s \text{ call}} \text{ (cm}^2\text{)}.$	6.93	2.84	1.51
$A_{Rpa \text{ min}}$	13.6	10.04	13.6
$A_{BAEL \text{ min}}$	8.21	8.21	8.21

Espacement :

La longueur minimale d'après l'article 7.7.4.3 du RPA 99 V 2003 :

$$s_t \leq 1.5a; 30 \text{ cm}$$

Soit : $s_t = 20 \text{ cm}$ Dans la zone courante.

Dans notre cas :

La zone d'about : $\frac{L}{10} = 0.34 \text{ m}$

$$S_a = \frac{s_t}{2} = 10\text{cm dans la zone}$$

d'about.

Donc :

$$A_{\text{adoptée}} = (A_{\text{call}} ; A_{\text{RPA}} ; A_{\text{BAEL}}) = (6.93 ; 13.6 ; 8.21) \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptée}} = 13.6 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Zone d'about: } 2 \times 2T12 \rightarrow AS = 4.52 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Zone courante: } 2 \times 9T12 \rightarrow AS = 10.18 \text{ cm}^2.$$

Ferraillage horizontal :

Selon le BAEL[3] :

$$A_h = \frac{A_v}{4} = \frac{14.7}{4} = 3.67 \text{ cm}^2.$$

Selon le RPA[1] :

$$A_{\text{min}} = 0.15\% \cdot a \cdot h = 0.0015 \times 0.20 \times 3.4 = 10.20 \text{ cm}^2; \text{globalement dans la section des voiles.}$$

$$A_h = \text{Max}[RPA ; BAEL] = \max(3.67, 10.20) \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } 10HA12 (A_{\text{adoptée}} = 11.31 \text{ cm}^2)$$

Ferraillage transversal

Dans la zone courante et la zone d'about, on adopte des cadres de 8mm pour attacher les aciers de flexion, et pour garder un espacement constant entre les nappes d'acier. Les deux nappes d'armatures doivent être liées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

V.4.3.5 Vérification

a) Vérification des contraintes de cisaillement :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile, majoré de 40% (Article 7.7.2).

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{366.92 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 3400} = 0.59 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.59 \text{ MPa} < \tau_u = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{cv.}$$

b) Vérification à l'ELS :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{b \times h + 15 A_s} = \frac{795.39 \times 10^3}{200 \times 3400 + 15 \times 1470} = 1.13 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{cv.}$$

V.4.4. Schéma du Ferrailage des voiles :

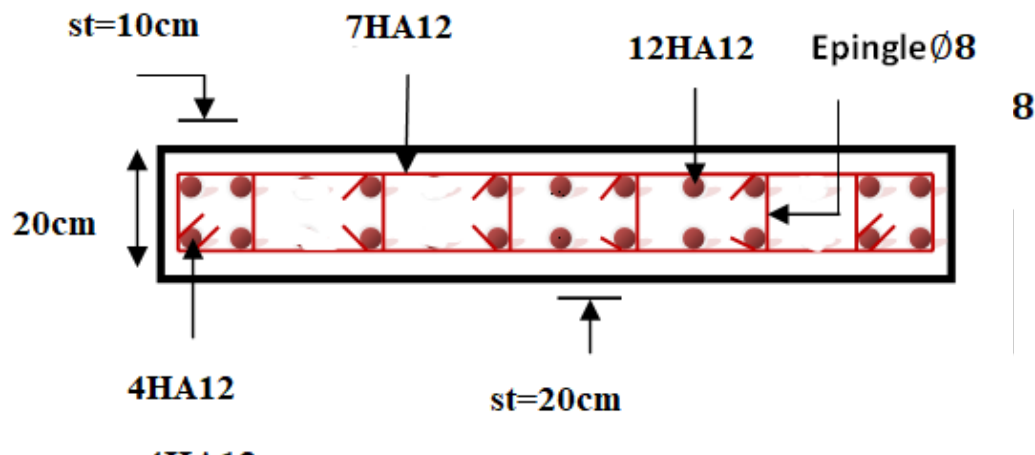


Figure V. 9: Shéma de ferrailage du voile.

V.5 CONCLUSION :

Les éléments principaux assurent par définition un contreventement de la structure. Au terme de ce chapitre, nous avons étudié ces différents éléments principaux, afin qu'il soit réceptif aux différentes sollicitations. Les poteaux ont été calculés et ferrailés. Le ferrailage adopté est le maximum obtenu par le logiciel **ROBOT2014**, et celui donné par le **RPA99, version2003[1]**. On a noté que le ferrailage minimum du RPA est souvent plus important que celui obtenu par le logiciel **ROBOT2014**. On déduit que le RPA favorise la sécurité avant l'économie. De même pour les poutres principales et les poutres secondaires, qui sont ferrillées par le logiciel **ROBOT2014**. Aussi pour les voiles de contreventement, qui ont un rôle important par rapport à la réponse sismique de la structure, pour autant ils sont calculés et ferrillés à la flexion composée. Les ferrillages adoptés respectent les recommandations du **BAEL[3]** et le **RPA99 version2003[1]**.

Etude de l'infrastructure

VI.1.Introduction :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous-dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales et les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

VI.2.Les Fondations :**VI.2.1.Introduction :**

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc une partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des fondations superficielles), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des fondations profondes).

VI.3. Rôle de fondations

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes : Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain. Assurent la liaison avec le sol pour transmettent et repartissent les efforts de la superstructure. Les fondations supportent différentes charges telles que :

a. Les charges verticales

Les charges permanentes : telles que le poids des éléments porteurs, le poids des éléments non porteurs.

Les charges variables : telles que le poids des meubles, le poids des personnes, le poids de la neige.

b. Les charges horizontales (ou obliques)

Les charges permanentes : telles que la poussée des terres.

Les charges variables :

telles que la poussée de l'eau ou du vent. Un mur ou un poteau supporte une partie des charges de l'ouvrage et compte-tenu de ses faibles dimensions, risquent de poinçonner le sol. C'est pour cela que sous un mur et un poteau, on place une fondation qui permet de répartir la même charge mais sur une surface horizontale plus importante et donc de diminuer la pression exercée sur le sol, c'est à dire de diminuer la force exercée sur le sol par unité de surface.

- ✓ Elles jouent un rôle d'appuis.
- ✓ Limiter les tassements différentiels

a une valeur acceptable. Les fondations constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes 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.4. Contrainte admissible du sol

Il faudra toujours s'assurer que la pression exercée par la fondation sur le sol est inférieure à la pression que peut supporter le sol (contrainte admissible " σ_{adm} "). La pression que peut supporter le sol a été déterminée grâce aux essais de reconnaissance de sol.

La contrainte admissible du sol est déterminée en fonction des caractéristiques suivantes :

- ✓ Poids spécifique du sol sec γ_d .
- ✓ Poids spécifique des grains γ_s .
- ✓ Cohésion non drainée c_u .
- ✓ Angle de frottement effectif ϕ . • Selon le rapport géotechnique, le sol destiné à recevoir le bâtiment est considéré comme un site meuble (S3), avec une Contrainte admissible du sol $\sigma_{adm} = 2.4 \text{ bar}$. • La profondeur de la fondation (D) doit être supérieure à **H 10**

Avec :

H: Hauteur totale du bâtiment $H = 18.87 \text{ m}$.

$$D \geq H / 10 = 18.87 / 10 = 1.84 \text{ m}.$$

Le bon sol existe à une profondeur de 1.50 m (après l'étude géotechnique).

Finalement on prend dans les calculs une profondeur des fondations $D = 2 \text{ m}$.

VI.5. Stabilité des fondations

Les massifs de 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 flexion ou de torsion ;
- ✓ Des sollicitations dues au sol qui sont : des forces verticales ascendantes ou descendantes et des forces obliques (adhérence, remblais, etc.).

VI.6. Type des fondations

a. Fondations superficielles

Les fondations sont dites superficielles si la condition suivante est respectée:

$$D/B < 4$$

Avec :

D : la distance entre le dessous de la fondation et le niveau fini du sol.

B : largeur de la fondation.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- **Les semelles isolées** : placée sous un poteau,
- **Les semelles filantes** : placées sous un mur ou plusieurs poteaux rapprochés,
- **Les radiers**.

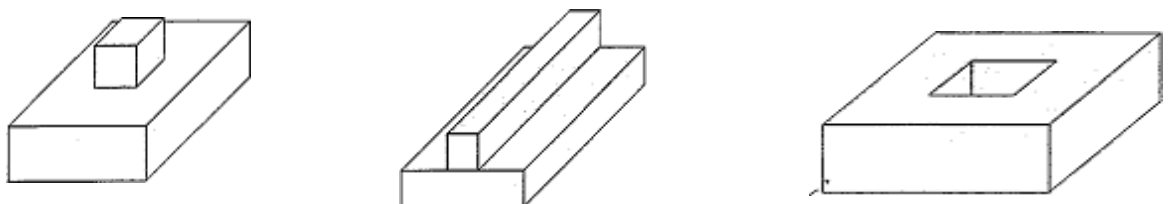


Figure VI. 1 : Différent type des semelles superficielles.

b. Fondations profondes Les fondations

sont dites profondes si une des deux conditions suivantes est respectée : $D/B < 1.50$
Ou $D < 3 \text{ m}$.

Les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux (fondations profondes).
- Les puits (fondations semi profondes).

VI.7. Choix du type des fondations

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude du sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

On vérifie dans l'ordre suivant : Les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

Le choix du type de fonctions dépend de plusieurs paramètres dont les plus importants sont notamment :

- ✓ La capacité portante de terrain de fondation.
- ✓ La charge totale transmise au sol.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.
- ✓ La profondeur du bon sol.
- ✓ Le type d'ouvrage à construire.
- ✓ La nature et l'homogénéité du bon sol.

Ce choix doit satisfaire deux critères essentiels à savoir :

- ✓ Assurer la sécurité des habitants et la stabilité totale de l'ouvrage.
- ✓ Solution facile à réaliser et économique.

VI.8 Calcul des fondations**a. Combinaison d'action**

- D'après RPA99 modifié en 2003 (Article 10.1.4.1)[1], les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$G + Q \pm E.$$

$$0.8G \pm E.$$

➤ D'après BAEL 91 révisée 99[2]:

$$1.35G + 1.5Q.$$

$$G + Q.$$

b. La surface des semelles La surface de la semelle doit être suffisante pour répartir sur le sol, les charges apportées par les porteurs verticaux.

Répartir une force sur une surface, c'est exercer une pression :

$$\sigma = N / S_{\text{semelle}}$$

- ✓ Pour le dimensionnement de la surface au sol ; Les semelles de fondations sont calculées à l'E.L.S.
- ✓ La capacité portante du sol doit être supérieure à la pression exercée par les fondations. La surface S d'une semelle s'exprime :

$$\sigma = N_{\text{ser}} / S_{\text{semelle}} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{semelle}} \geq N_{\text{ser total}} / \sigma_{\text{sol}}$$

Dont :

- ✓ N_{ser} : La somme des efforts amenés par l'ouvrage sur toutes les semelles à partir de la combinaison de l'E.L.S.
- ✓ σ_{sol} : Contrainte admissible du sol en bars = 2.4 bar = 240 kN .
- ✓ S_{semelle} : Surface total des semelles ($A \times B$).
- $N_{\text{ser total}} = 5509.73 \text{ kN}$.

$\sigma_{\text{sol}} = 240 \text{ kN}$ (donnée par le rapport géotechnique).

$$S_{\text{semelle}} \geq 5509.09 / 24 = 229.54 \text{ m}^2 .$$

La surface totale du bâtiment est : $S_{\text{bat}} = 169.83 \text{ m}^2$.

$$S_{\text{semelle}} / S_{\text{bat}} = 229.54 / 169.83 = 1.35 < 0.50.$$

$$S_{\text{semelle}} = 229.54 \text{ m}^2 < 0.50 \times S_{\text{bat}} = 0.50 \times 169.83 = 84.92 \text{ m}^2 .$$

La surface totale des semelles ne dépasse pas 50 % de la surface d'emprise du bâtiment. Ceci nous amène à envisager deux types de semelles

- ✓ semelles isolées sous poteaux
- ✓ semelles filantes sous voile.

La figure suivant montre la disposition des semelles filantes et des semelles isolées à la base de notre bâtiment.

VI.9 Calcul les semelles isolées

a. Pré dimensionnements des semelles isolées

Une fondation isolée définie par des caractéristiques géométriques :

- B: longueur de la semelle ou plus grand côté d'une semelle ; aux cotés b du poteau
- A : largeur de la semelle ou plus petit côté de la semelle ; aux cotés b du poteau.

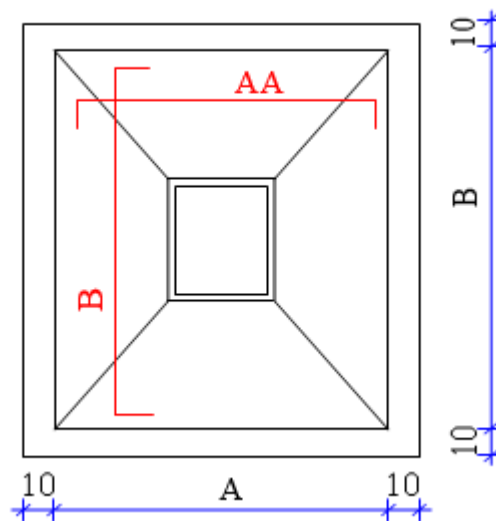


Figure VI. 2: Vu en plan d'une semelle isolée.

Dimensionnement de la semelle isolée S1:

Nous donnons dans ce qui suit le détail de calcul de la semelle isolée S1. La surface de la semelle $S_{semelle}$ devra satisfaire la relation suivante :

$$S_{semelle} \geq N_{ser} \sigma_{sol}$$

- ✓ N_{ser} : Effort amené par l'ouvrage sur la semelle S1 à partir de la combinaison de L'ELS obtenue par logiciel Robot 2016.

$$N_{ser} = 779.06 \text{ KN} = 89.42 \text{ t.}$$

➤ **Homothétie des dimensions :**

$$\text{RDC} : (a \times b) = (30 \times 40) \text{ cm}^2 .$$

$$k = a/b = A/B = 30/40 = 0.75 \Rightarrow A = a/b B.$$

$$\text{Ssemelle} = A \times B \Rightarrow \text{Ssemelle} = a/b B \times B = a/b B^2 .$$

$$\text{Ssemelle} = a/b B^2 \geq N_{\text{ser}} \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow B \geq \sqrt{N_{\text{ser}} / \sigma_{\text{sol}} a/b} \Rightarrow B \geq \sqrt{779.06 / 240 \cdot 0.30 / 0.40} = 2.08 \text{ m}.$$

On prend $B = 2.10 \text{ m}$.

$$A = a/b B = 0.75 \times B = 0.75 \times 2.10 = 1.58 \text{ m}.$$

Donc finalement on choisit une semelle S1($A \times B$) = (1.62 m × 2.1 m).

$$L_{\min} = 3.4 \text{ m}$$

Il faut vérifier : $L_{\min} > 1.5 \times B$

Tel que $L_{\min}$ entre axe minimum entre deux poteaux:

$$\text{On a : } 1.5 \times B = 3.15 \text{ m} < L_{\min} = 3.4 \text{ m}$$

La condition : $L_{\min} > 1.5 \times B$ condition vérifiée

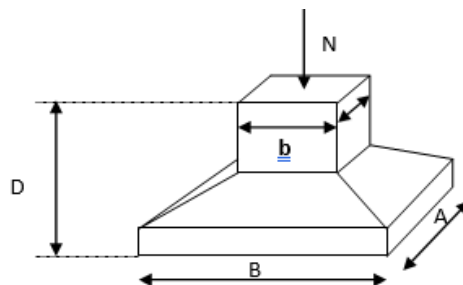


Figure VI. 3: Dimensions de la semelle isolée.

➤ **La hauteur de la semelle :**

La hauteur de la semelle sera déduite de la condition de rigidité qui s'écrit: $h_t \geq d + c$.

Avec d : hauteur utile.

$$D > \max\left(\frac{A-a}{4} ; \frac{B-b}{4}\right) \Rightarrow \max(0.325 ; 0.425)$$

$$D' \text{ ou : } d > 0.45 \text{ m}$$

$$h_t = \max(0.15 \text{ m} ; d + 0.05 \text{ m}) \Rightarrow h_t = \max(0.15 \text{ m} ; 0.55 \text{ m}) = 0.50 \text{ m}.$$

➤ **Vérification de la semelle isolée S1 :**

♠ Vérification des conditions de stabilité : N_{ser} : L'effort normal total revenant à la semelle sous combinaison de l'ELS.

$N_{ser} = 779.06 \text{ kN}$.

$M_{ser} = M_Y = 0.55 \text{ kN.m}$.

✓ **Selon le BAEL 91,**

✓ on a :

$$e_0 = M_s / N_s = 0.55 / 779.06 = 0.0006 \text{ m}.$$

$$e_0 = 0.0006 \text{ m} \leq A/6 = 1.6/6 = 0.26 \text{ m}.$$

✓ **Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 10.1.5),**

on a :

$$e_0 = 0.0006 \text{ m} \leq A/4 = 1.6/4 = 0.4 \text{ m}.$$

$$e_0 = 0.0006 \text{ m} \leq A/6 = 0.26 \text{ m} \Rightarrow \text{Le diagramme des contraintes est trapézoïdale.}$$

➤ **Vérification des conditions de rigidité :**

Selon l'article 10.1.4.1 des RPA99/Version 2003[1]

Les fondations superficielles seront vérifiées selon les combinaisons accidentelles suivantes :

✓ **G+Q+E** : Pour la vérification des contraintes dans le sol.

✓ **0.8G+E** : Pour la vérification de la stabilité des semelles.

On ajoute à ces deux combinaisons qui sont données par les RPA99/Version 2003 La Combinaison de l'ELU qui nous permet de vérifier la contrainte à ELU : $1.35G + 1.5Q$.

La contrainte moyenne du sol σ_{moy} doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{moy} = 3\sigma_{max} + \sigma_{min} / 4 \leq \sigma_{sol}.$$

Avec :

$$\sigma_{max} = N_{semelle} / (1 - 6.e/A) ; \text{ Et } \sigma_{min} = N_{semelle} / (1 + 6.e/A).$$

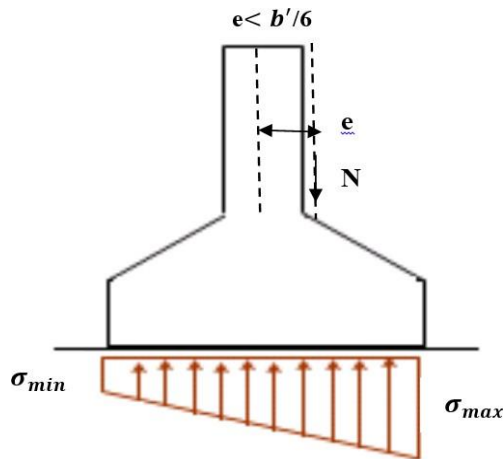


Figure VI. 4: Diagramme des contraintes du sol agissant sur la semelle isolée.

L'ELS : G+Q :

Tableau VI. 1: Vérification de la semelle S1 à l'ELS.

Semelle AxB	N _s KN	M _s KN.m	e m	S _{semelle} m ²	σ _{max} bar	σ _{min} ba	σ _{moy} bar	1.5σ _{sol} bar	Vérification
2.10x1.6	779.06	0.55	0.0007	3.36	2.31	2.31	2.31		Condition vérifiée

à L'ELU : 1.35 G+1.5 Q.

Tableau VI. 2: Vérification de la semelle S1 à l'ELU

Semelle AxB	N _u KN	M _u KN.m	e m	S _{semelle} m ²	σ _{max} bar	σ _{min} bar	σ _{moy} bar	σ _{sol} x 1.5b ar	Vérification
2.10x1.6	1069.89	0.68	0.0007	3.36	3.17	3.19	3.18	3.6	Condition vérifiée

✓ Par la combinaison G+Q±E

Tableau VI. 3: Vérification de la semelle S1 à G+Q±E.

Semelle AxB	N _{accid} KN	M _{accid} KN.m	e _m	S _{semelle} m ²	σ _{max} bar	σ _{min} bar	σ _{moy} bar	σ _{sol} ×2 bar	Vérification
2.10x1.6	783.21	0.73	0.0009	3.36	2.32	2.33	3.32	3.6	Condition vérifiée

Vérification de la stabilité au renversement par la combinaison accidentelle 0.8G±E :

Pour que les semelles isolées soient stables, il suffit de vérifier la condition suivante :

$$A \geq 4.e \text{ avec } e = M / N .$$

VI.9 Ferrailage des semelles isolées

Tableau VI. 4: Vérification de la semelle SA à 0.8G±E.

Semelle AxB	N _{acci} d (KN)	M _{accid} (KN.m)	e _{acci} d (m)	4e (m)	A	vérification
2.10x1.6	525.93	0.92	0.001	0.006	1.6	Condition vérifiée

Ferrailage de semelle S1 (1.6 m×2.10 m) :

Pour appliquer la méthode de bielles, il faut vérifier :

$$e_0 = M / N = 0.0007 \leq A / 6 = 0.26 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$e_0 = M / N = 0.0007 \leq a / 6 = 0.26 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Semelle rigide } e_0 \geq (A - a / 4) + 5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc, on peut appliquer la méthode des bielles pour calculer le ferrailage.

La méthode des bielles suppose que les efforts provenant des murs sont transmis au sol par des bielles [5] de béton oblique symétriques par rapport à l'axe de la semelle. Ces bielles transmettant des efforts horizontaux de traction aux aciers inférieurs et des efforts verticaux de compression au sol sous la semelle.

Les semelles isolées armées sont généralement renforcées par deux nappes d'aciers orthogonaux protégés de l'oxydation par une épaisseur d'enrobage de 4 à 5 cm.

$ht = 50 \text{ cm}$, $db = 45 \text{ cm}$, $da = db - \phi = 43.5 \text{ cm}$.

✓ Nu : Effort amené par l'ouvrage sur la semelle S1 à partir de la combinaison de L'ELU, obtenue par logiciel Robot 2016 → $Nu = 1069.89 \text{ KN}$.

✓ $G0$: Le poids propre de la semelle = $(B \times A \times ht) \times \gamma_{\text{moy}}$.

Dont : $\gamma_{\text{moy}} = \gamma_{BA} + \gamma_{\text{sol}} / 2 = 25 + 19 / 2 = 22 \text{ KN/m}^3$.

Donc : $G0 = (2.1 \times 1.6 \times 0.55) \text{ m}^3 \times 22 \text{ KN/m}^3 = 40.66 \text{ KN}$.

✓ $Nu' = Nu + 1.35G0$. $Nu = 1069.89 + 1.35 \times 40.66 = 1024.78 \text{ KN}$.

✓ $\sigma_s = f_{es} (\text{ELU}) = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa}$.

✓ $e0 = 0.0007 \text{ m} \leq A / 24 = 0.066$.

➤ **Suivant le sens B-B:**

$AB-B = Nu' \times (1 + 3 e0 B) (B - b) / 8db\sigma_s = 1024.78 \times 10^3 (1 + 3 \times 0.7 / 2100) (2100 - 400) / 8 \times 450 \times 348 = 15.25 \text{ cm}^2$.

On adopte : **14 HA12 = 15.83 cm²**.

➤ **Suivant le sens A-A:**

$AA-A = Nu' \times (A - A) / 8da\sigma_s = 1024.78 \times 10^3 (1 + 3 \times 0.7 / 1600) (1600 - 400) / 8 \times 450 \times 348 = 11.86 \text{ cm}^2$.

On adopte: **11 HA12 = 12.44 cm²**.

Espacement :

$e \leq \min (20 \text{ cm}, 15\phi l) = \min (20 \text{ cm}, 15 \times 1.2) = 15 \text{ cm}$.

✓ $B-2c = 210 \text{ cm} - 2 \times 5 = 205 \text{ cm}$ et 12 barres → 11 espacements donc $e = 205 / 11 = 15 \text{ cm}$.

✓ $A-2c = 160 \text{ cm} - 2 \times 5 = 155 \text{ cm}$ et 11 barres → 10 espacements donc $e = 200 / 10 = 15 \text{ cm}$.

➤ **Ancrage des barres (Semelle S1).**

Calcul de la longueur de scellement des barres

✓ **Suivant le sens A-A:**

$ls = \phi 4 \times f_e 0.6 \times \Psi_s 2 \times ftj$

Avec :

$\Psi_s = 1.5 \text{ (HA)}$. $ftj = 0.6 + 0.06 f_{cj} = 2.1 \text{ MPa}$.

$ls = 12 / 4 \times 400 0.6 \times 1.5 2 \times (0.06 \times 25 + 0.6) = 423.28 \text{ mm} < A / 4 = 400 \text{ mm}$

et $> A / 8 = 200 \text{ mm}$.

✓ Suivant le sens B-B:

$$L_s = \phi 4 \times f_e 0.6 \times \Psi 2 \times f_{t28} = 12 / 4 \times 400 0.6 \times 1.5 2 \times (0.06 \times 25 + 0.6) = 493.83 \text{ mm} < B / 4 = 525 \text{ mm} \text{ et } > B / 8 .$$

⇒ Les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle mais peuvent ne pas comporter croche.

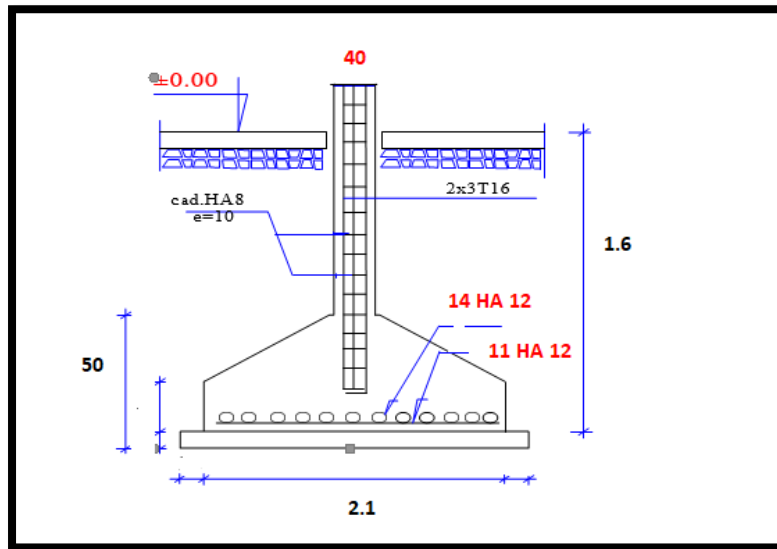
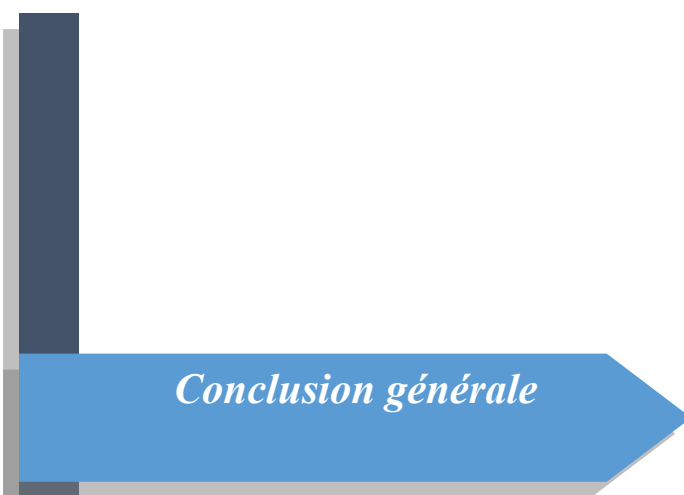


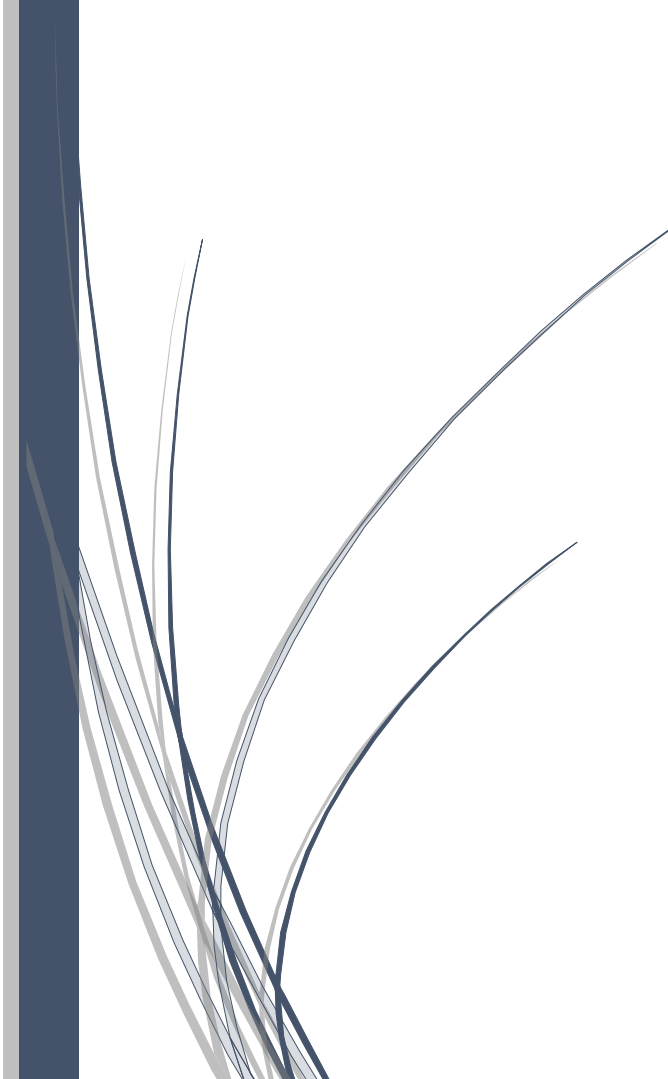
Figure VI. 5: Schéma de ferrailage d'une semelle isolée.

VI.10. Conclusion

Le bon choix de type de fondation pour le bâtiment permet d'assurer une bonne assise pour l'ensemble de la structure et la stabilité vis-à-vis des différentes actions. Cela à travers des sections de ferrailage bien calculées et des recommandations des règles vigueur bien vérifiées. Enfin ; la bonne réalisation sur chantier reste le point clé de toute l'ouvrage réussis.

A dark blue vertical bar is positioned on the left side of the page. A blue arrow points horizontally to the right, overlapping the bar. The text "Conclusion générale" is written in white, italicized font inside the arrow.

Conclusion générale



Conclusion générale

Ce travail a porté sur l'étude et la modélisation d'un bâtiment (R +5) en béton armé, situé en zone de sismicité moyenne contreventé par des portiques et voiles. Selon les règles de construction parasismique RPA, la forme de ce bâtiment est considérée comme régulière.

Au premier lieu, l'étude a consisté à présenter l'ouvrage et à dimensionner les éléments principaux, poteaux, poutres, voiles suivant les règlements BAEL et le code du béton algérien CBA93 et à effectuer ensuite une descente de charges statiques. Il est donc important de comparer dans ce cas les règlements pour vérifier les processus de calcul ainsi que les dispositions constructives.

Une modélisation 3D par le logiciel Robot Structural Analysis 2010a été menée. Les résultats donnés par ce logiciel ont permis de vérifier plusieurs points tels que la stabilité de l'ouvrage, le respect des déplacements maximaux et le choix des dimensions des éléments. Le pré dimensionnement des éléments structuraux peut être vérifié grâce à l'analyse dynamique. Les déplacements maximaux de ces derniers restent dans les limites raisonnables.

La descente de charges a permis de dimensionner les fondations. Pour notre projet, les calculs ont conduit à retenir des semelles isolées. Le dimensionnement et le ferrailage ont été calculés conformément aux règlements appliqués (RPA et BAEL).

En fin, nous espérons que cette modeste étude concrétise les bonnes bases techniques dont on a bénéficié durant nos années de formation Master et qu'elle contient des informations utiles sert de référence pour faciliter la tâche aux futures promotions.

Références Bibliographies

➤ Règlements :

- [1] Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.
- [2] Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93.
- [3] Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91.
- [4] Charges permanentes et charges d'exploitation DTR BC -2.2.

➤ Livres :

- [5] Henry thonier projet de BA
- [6] Mémoires des années précédentes (génie civil).

➤ Cours :

- [7] Guettiche A.2020-2021 Cours 3^{eme} année génie civil béton armé 2. centre universitaire Abdelhafid boussouf , Mila..
- [8] LechehabM 2020-2021. Cours 3^{eme} année génie civil résistance des matériaux (RDM)centre universitaire Abdelhafid boussouf, Mila.
- [9] Brahim A.2023-2024 Cours Master 2 génie civil projet structures en béton armé. Centre universitaire Abdelhafid boussouf, Mila.

➤ Logiciels :

- ROBOT 2014.
- AUTO CAD 2016.
- WORD 2016.
- EXCEL 2016.
- Power point 2016.

Annexe 01

Excentricité critique relative : $\zeta = f(\psi_1)$

$$\text{si } \psi_1 \leq \frac{2}{3} : \zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} \quad \text{si } \psi_1 \geq \frac{2}{3} : \zeta = \frac{(3\psi_1 - 1)(1 - \psi_1)}{4\psi_1}$$

ψ_1	ζ	ψ_1	ζ	ψ_1	ζ	ψ_1	ζ
0,000	0,1667	0,200	0,1602	0,405	0,1507	0,610	0,1336
0,005	0,1665	0,205	0,1600	0,410	0,1504	0,615	0,1330
0,010	0,1664	0,210	0,1598	0,415	0,1501	0,620	0,1323
0,015	0,1662	0,215	0,1596	0,420	0,1498	0,625	0,1316
0,020	0,1661	0,220	0,1595	0,425	0,1495	0,630	0,1310
0,025	0,1660	0,225	0,1593	0,430	0,1492	0,635	0,1302
0,030	0,1658	0,230	0,1591	0,435	0,1489	0,640	0,1295
0,035	0,1657	0,235	0,1589	0,440	0,1486	0,645	0,1287
0,040	0,1655	0,240	0,1587	0,445	0,1482	0,650	0,1279
0,045	0,1654	0,245	0,1585	0,450	0,1479	0,655	0,1271
0,050	0,1652	0,250	0,1582	0,455	0,1476	0,660	0,1262
0,055	0,1651	0,255	0,1580	0,460	0,1472	0,665	0,1253
0,060	0,1649	0,260	0,1578	0,465	0,1469	0,670	0,1244
0,065	0,1648	0,265	0,1576	0,470	0,1465	0,675	0,1234
0,070	0,1646	0,270	0,1574	0,475	0,1462	0,680	0,1224
0,075	0,1645	0,275	0,1572	0,480	0,1458	0,685	0,1213
0,080	0,1643	0,280	0,1570	0,485	0,1455	0,690	0,1202
0,085	0,1642	0,285	0,1568	0,490	0,1451	0,695	0,1190
0,090	0,1640	0,290	0,1565	0,495	0,1447	0,700	0,1179
0,095	0,1638	0,295	0,1563	0,500	0,1443	0,705	0,1166
0,100	0,1637	0,300	0,1561	0,505	0,1439	0,710	0,1154
0,105	0,1635	0,305	0,1559	0,510	0,1436	0,715	0,1141
0,110	0,1634	0,310	0,1556	0,515	0,1431	0,720	0,1128
0,115	0,1632	0,315	0,1554	0,520	0,1427	0,725	0,1114
0,120	0,1630	0,320	0,1552	0,525	0,1423	0,730	0,1100
0,125	0,1629	0,325	0,1549	0,530	0,1419	0,735	0,1086
0,130	0,1627	0,330	0,1547	0,535	0,1415	0,740	0,1072
0,135	0,1625	0,335	0,1544	0,540	0,1410	0,745	0,1057
0,140	0,1624	0,340	0,1542	0,545	0,1406	0,750	0,1042
0,145	0,1622	0,345	0,1539	0,550	0,1401	0,755	0,1026
0,150	0,1620	0,350	0,1537	0,555	0,1396	0,760	0,1011
0,155	0,1618	0,355	0,1534	0,560	0,1391	0,765	0,0995
0,160	0,1617	0,360	0,1532	0,565	0,1386	0,770	0,0978
0,165	0,1615	0,365	0,1529	0,570	0,1381	0,775	0,0962
0,170	0,1613	0,370	0,1526	0,575	0,1376	0,780	0,0945
0,175	0,1611	0,375	0,1524	0,580	0,1371	0,785	0,0928
0,180	0,1610	0,380	0,1521	0,585	0,1365	0,790	0,0910
0,185	0,1608	0,385	0,1518	0,590	0,1360	0,795	0,0893
0,190	0,1606	0,390	0,1515	0,595	0,1354	0,800	0,0875
0,195	0,1604	0,395	0,1513	0,600	0,1348	0,805	0,0857
		0,400	0,1510	0,605	0,1342	0,810	0,0839

Annexe 02

Tableau des Armatures
(en Cm^2)

ϕ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

ANNEXES

Annexe 03

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR.

$\alpha = \frac{l_y}{l_x}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704
0,70	0,0684	0,4329	0,0743	0,5817
0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,5940
0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,6580
0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,6710
0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7380
0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7937
0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,8358
0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8959
0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
1,00	0,0368	1,0000	0,0441	1,0000

ANNEXES

Section en cm^2 de 1 à 20 armatures de diamètre $\varnothing$ en mm

$\varnothing$	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3

Section en cm^2 de 1 à 20 armatures de diamètre ϕ en mm.