



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche
Scientifique

جامعة عبد الحميد ابن باديس مستغانم

Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem

كلية العلوم والتكنولوجيا

Faculté des Sciences et de la Technologie



MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Thème

**ETUDE D'UNE TOUR (RDC+9 ETAGES+ S-SOLS) SIS A ORAN
CONTREVENTEE PAR UN SYSTEME MIXTE (VOILES-
PORTIQUES)**

Présenté par :

1. GUETTAT Bilal
2. LAKEHAL Ismail

Soutenu le 19/ 09/ 2021 devant le jury composé de

Président : BELGUESMIA Khalil

Examineur : BAHAR Sadek

Encadreur : BELBACHIR Nesrine

Année Universitaire : 2020 / 2021

REMERCIEMENTS

*Tout d'abord, nous remercions le **Dieu**, notre créateur de nous avoir donné les forces, la volonté et le courage afin d'accomplir ce modeste travail.*

Nous tenons à exprimer nos profonds et sincères remerciements à nos notre encadrante N. BELBACHIR Pour l'aide précieuse qu'elle nous a apportée ainsi que ses expertises. Ses critiques nous ont été indispensables pour structurer notre travail ainsi que sa patience, sa disponibilité et ses conseils et suggestions qui ont beaucoup contribué à alimenter notre réflexion et aider à atteindre notre objectif. Leurs qualités humaines nous ont marqué à jamais.

Mes remerciements s'adressent aussi à tous les professeurs du département Génie Civil qui ont contribué à notre formation.

À toutes les personnes qui nous ont aidées et soutenues de près ou de loin

*Enfin, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à nos **PARENTS** qui nous ont toujours soutenues et à tous ce qui ont participé à la réalisation de ce mémoire. Ainsi que l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation.*

Dédicace

Avant tout nous remercions Dieu tout puissant de nous avoir donné le privilège et la chance d'étudier, puis la force, le courage, et la patience afin d'achever ce mémoire.

Avec l'aide du tout Puissant, j'ai pu réaliser ce modeste travail que je dédie :

À mon très cher père,

Je voudrais partager ce succès avec lui, Que Dieu le protège et le garde.

À ma très chère maman,

*Que Dieu la protège pour moi, je ne pourrai jamais la remercier assez
Pour ce qu'elle fait pour moi*

À ma petite sœur,

Qu'elle est très présente pour me soutenir

À mes chers amies et amis.

GUETTAT Bilal

Dédicace

*Je dédie cet humble travail comme preuve de respect et de gratitude :
À ce grand être humain qui a toujours espéré voir ses yeux un tel jour
A laquelle la poussière se dépose avant de réaliser son souhait de garder le secret de ma lutte
et de rendre mon jugement à ma mère Fatima, que Dieu ait pitié d'elle, je lui dédie mon diplôme
et mon succès.*

À mon très cher père Djilali,

Je voudrais partager ce succès avec lui, Que dieu le protège et le garde.

*Grâce à ses encouragements et ses grands sacrifices, à rendre le climat
affectueux et propice à la poursuite de mes études.*

*Il n'est pas possible d'exprimer mon respect, mes sentiments profonds et mes sentiments envers
lui.*

Je prie Dieu de le bénir, dans l'espoir d'être toujours fier de moi.

-A mes chers frères Maamer et Mohamed

Que dieu les protège et les garde pour moi

-A mes sœurs et toute ma petite et grande famille.

-A tous mes professeurs,

*Leur générosité et leur soutien m'oblige de leurs témoigner mon profond respect et ma loyale
considération.*

-A tous mes amis et mes camarades,

Ils vont trouver ici le témoignage d'une fidélité et d'une amitié infinie.

LAKEHAL Ismail

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment barre à usage commercial et habitation constitué d'un sous-sol, un rez de chaussée + 9 étages, qui sera implanté dans la wilaya de ORAN, classée en zone IIa.

Dans le présent travail, nous avons abordé le pré dimensionnement des différents éléments, l'étude des planchers et éléments secondaires, l'étude dynamique réalisée par Autodesk Robot structural Analysis Professional 2021 et le ferrailage des différents éléments de la structure. Ceci en tenant compte des recommandations du BAEL91 et des règlements parasismiques algériens RPA 99/2003.

Mots clé : Bâtiment Barre, bâtiment RDC+9 étages + sous-sol, Usage commercial et habitation, ORAN, zone IIa, étude des planchers, étude dynamique, un système mixte (voiles-portiques)

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع سكني وتجاري تتألف من طابق تحت أرضي وطابق أرضي + 9 طوابق، تم إنجازها بولاية وهران المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم IIa حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA99 version 2003).

مقاومة واستقرار البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمونة بواسطة العارضات الأعمدة والجدران المشكلة من مادة الخرسانة المسلحة.

في العمل التالي، نمذجة الأبعاد الأولية للعناصر، دراسة البلاطات والأجزاء الثانوية من البناية، الدراسة الديناميكية للبناية بواسطة برنامج Autodesk Robot structural Analysis Professional 2021 وتسليح مختلف العناصر المكونة للبناية. هذا مع الأخذ بعين الاعتبار كل توصيات BAEL91 والقوانين الجزائرية المقاومة للزلازل RPA99/2003

الكلمات المفتاحية: مبنى أرضي + 9 طوابق + طابق أرضي، استخدام تجاري وسكني، وهران، المنطقة IIa ، دراسة الطابق ، دراسة ديناميكية .

Summary

The project is a study of residential and commercial buildings consisting of a subterranean floor and ground floor + a nine-story. It was completed in the wilaya of Oran, classified within the seismic zone IIa according to the Algerian anti-earthquake rules (RPA99 version 2003).

The resistance and stability of the buildings to all vertical and horizontal payloads is guaranteed by modelling columns and walls made up of armed concrete.

In the following work, we model the initial dimensions of the elements, the study of the tiles and secondary parts of the building, the dynamic study of the building by the Autodesk Robot Analytic Project 2021 and the arming of the various components of the building. Taking into account all the recommendations of BAEL 91 and Algerian laws resistant to earthquakes RPA 99/2003.

Keywords: Barre building, ground floor building + 9 floors + basement, Commercial and residential use, ORAN, zone IIa, floor study, dynamic study.

Sommaire

Remerciement

Dédicaces

1. Historique	11
2. Introduction générale	11

Chapitre I : Introduction et hypothèse de calcul

1. Introduction	14
2. Présentation de l'ouvrage	14
2.1 Caractéristiques géométriques du bâtiment	15
2.1.1 Dimension en plan	15
2.1.2 Dimension en élévation	15
2.2 Ossature et système constructif adopté	16
2.2.1 Superstructure	16
2.2.2 Infrastructure	17
3. Caractéristiques mécaniques des matériaux	17
3.1 Béton	17
3.1.1 Principaux caractéristiques et avantages de béton	17
3.1.2 Résistance mécanique	18
3.1.3 Méthode de calcul	19
3.1.4 Déformation et contrainte de calcul	19
3.2 Acier	20
3.2.1 Diagramme déformation contrainte de calcul	21
3.2.2 Contrainte limite de traction des armatures	22
3.2.3 Etats limites	22

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments résistants de la structure.

1. Introduction	27
2. Pré dimensionnement des poutres	27
3. Pré dimensionnement des planchers	28
3.1 Planchers dalle pleine	28
3.1.1 Le type de dalle pleine	28
3.1.2 Le type de la travée étudiée	29
3.1.3 Choix de h_d	29
3.2 Planchers à corps creux	29
3.2.1 Dimensionnement des poutrelles	31
4. Pré dimensionnement des poteaux	31
4.1 Procédure de calcul	31
4.2 Descente de charges	32
4.2.1 Evaluation des charges et des surcharges	32
4.2.2 Charges permanentes (G)	32
4.2.3 Surcharge d'exploitation (Q)	36
4.3 Critère de résistance : [Article B.8.4, 1 / BAEL91]	37
4.4 La loi de dégression : [Article IV.6.3/DTR.B.C 2.2]	39
4.5 Condition de l'article 7.4.1/ RPA 99, V2003	39

4.6 Critère de flambement	40
4.6.1 Vérification des poteaux au flambement	40
5. Pré dimensionnement des voiles	43

Chapitre III : Etude des planchers.

1. Introduction	46
2. Planchers à corps creux	46
2.1 Pré dimensionnement des poutrelles	46
2.2 Etude de la dalle de compression	46
2.2.1 Calcul des armatures perpendiculaires aux nervures (A_{\perp})	47
2.2.2 Calcul des armatures parallèles aux nervures ($A_{//}$)	47
2.3 Etude d'une poutrelle	48
2.3.1 Méthode forfaitaire	48
2.3.2 Méthode de Caquot	48
2.3.3 Vérification des méthodes de calcul	49
2.3.4 Evaluations des charges	50
2.3.5 Application de la méthode de Caquot-minorée	51
2.3.6 Application de la méthode forfaitaire	72
2.3.7 Calcul des armatures longitudinales.....	77
3. Planchers à dalle pleine	87
3.1 Principe de calcul	87
3.2 Calcul de ferrailage	87
3.2.1 Diamètre des armatures	89
3.2.2 Evaluation des charges et combinaisons fondamentales	89
3.2.3 Calcul de ferrailage	93
3.2.4 Vérification des contraintes de cisaillement	97
3.2.5 Vérification de la flèche (C.B.A 93)	98

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

1. Etude des escaliers	103
1.1 Introduction	103
1.2 Elément constitutifs	103
1.3 pré dimensionnement de l'escalier	104
1.3.1 Calcul de nombre de marche	104
1.3.2 L'inclinaison de la paillasse	104
1.3.3 Dimensions de l'escalier	104
1.3.4 Epaisseur de la paillasse et du palier	104
1.4 Descente de charges	105
1.4.1 Charge permanentes et d'exploitations	105
1.4.2 Combinaisons fondamentales	105
1.5 Etude de la paillasse	105
1.5.1 Escalier étage courant	105
1.6 Etude de la poutre palière	109
1.6.1 Pré dimensionnement de la poutre palière	109
1.6.2 Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants	109
1.6.3 Calcul du ferrailage	111
1.6.4 Vérification de contraintes de cisaillement	112
1.6.5 Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis	113

1.6.6	Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures	113
1.6.7	Section des armatures transversales A_t	113
2.	Etude des balcons	115
2.1	Descente de charges	115
2.1.1	Charges permanentes	115
2.1.2	Surcharges d'exploitation	115
2.2	Calcul de l'enrobage et hauteur utile	116
2.2.1	Calcul de l'enrobage	116
2.2.2	Hauteur utile	116
2.3	Moments fléchissant	116
2.4	Calcul du ferrailage	116
3.	Etude de l'acrotère	121
3.1	Définition de l'acrotère	121
3.2	Ferrailage d'acrotère	121
3.2.1	Descente des charges	122
3.2.2	Détermination des sollicitations	122
3.2.3	Calcul de ferrailage	123

Chapitre V : Etude de l'ascenseur

1.	Introduction	128
2.	Etude de l'ascenseur	129
2.1	Descente de charges.....	129
2.1.1	Surcharge d'exploitation.....	129
2.1.2	Charges permanentes	129
2.1.3	Combinaisons fondamentales	132
2.2	Etude du plancher	132
2.2.1	Vérification de poinçonnement	132
2.2.2	Calcul des sollicitations	133
2.2.3	Descente des charges	135
2.2.4	Calcul du ferrailage de la dalle pleine	137
2.2.5	Vérification des contraintes de cisaillement	142
2.2.6	Vérification de la flèche.....	142

Chapitre VI : Etude sismique.

1.	Introduction	144
2.	Objectifs de l'étude dynamique.....	144
3.	Méthodes de calcul des forces sismique.....	144
3.1	Méthode statique équivalente.....	144
3.2	Méthode dynamique modale spectrale.....	145
3.2.1	Principe	145
3.2.2	Modélisation	145
3.2.3	Présentation du logiciel	145
4.	Etapas de modélisation.....	145
5.	Calcul la force sismique par la méthode statique équivalente.....	146
5.1	Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D	147
5.2	Coefficient d'accélération de zone A.....	149
5.3	Coefficient de comportement R : [RPA99 (version2003) /tableau 4].....	149

5.4	Facteur de qualité Q [RPA99 (version2003) /tableau 4.4].....	150
5.5	Calcul du poids de la structure W.....	150
5.6	Calcul la force sismique V.....	150
5.6.1	Calcul de V_x	150
5.6.2	Calcul de V_y	150
6.	Calcul de la force sismique par l'analyse dynamique modale spectrale.....	151
6.1	Nombre de modes à considérer : [RPA99version 2003/4.3.4]	153
7.	Vérification vis-à-vis le règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003.	153
8.	Conclusion	157

Chapitre VII : Etude des portiques

1.	Introduction.....	159
2.	Définition.....	159
3.	Ferraillage des portiques	159
3.1	Combinaisons d'actions.....	159
3.2	Ferraillage des poutres.....	159
3.2.1	Ferraillages réglementaires.....	160
3.2.2	Exemple de calcul	161
3.2.3	Vérification de l'effort tranchant	164
3.3	Etude des poteaux	167
3.3.1	Leurs rôles	167
3.3.2	Combinaison de charges	168
3.3.3	Principe de calcul	168
3.3.4	Ferraillage réglementaire	168
3.3.5	Exemple de calcul	175

Chapitre VIII : Etude des voiles

1.	Généralités	181
2.	Ferraillage des voiles	181
2.1	Procédure de ferraillage	182
2.1.1	Détermination des efforts	184
2.1.2	Les caractéristiques géométriques du voile	186
3.	Ferraillage des voiles périphériques	190
3.1	Détermination des sollicitations	190
3.1.1	Poids propre du voile périphérique.....	190
3.1.2	Calcul des poussées des terres : [THÉORIE DE RANKINE (1860)].....	191
3.1.3	Calcul des ferraillages	193

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

1.	Introduction.....	198
2.	Calcul de la semelle isolée.....	198
3.	Etude du radier.....	199
3.1.	Prédimensionnement du radier.....	200
3.1.1.	Hauteur du radier	200
3.1.2.	La hauteur des nervures h_n	203
3.1.3.	Epaisseur de la dalle.....	203
3.2.	Pré dimensionnement des poutres.....	203
3.3.	Détermination des sollicitations.....	204
3.3.1.	Caractéristiques du radier.....	204

3.3.2. Calcul du poids propre du radier Pr.....	204
3.4. Vérification des contrainte sous-radier.....	205
3.4.1. Situation durable et transitoire.....	206
3.4.2. Situation accidentelle.....	207
3.5. Vérification vis-à-vis de l'effort de soulèvement.....	208
3.6. Ferrailage du radier.....	209
3.6.1. Ferrailage de la dalle.....	209
3.6.2. Ferrailage du débordement.....	217
3.7. Ferrailage des poutres de redressement (Libages).....	220
3.7.1 Charges équivalentes.....	221
3.7.2. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : [CBA93/A.5.1.3]	223

Liste des figures

Chapitre I :

Fig.I.1 : Dimension en plan du bâtiment.	15
Fig.I.2 : Dimension en élévation.	15
Fig.I.3 : Diagramme parabole rectangle.	20
Fig.I.4 : Diagramme rectangulaire simplifié.	20
Fig.I.5 : Diagramme déformation- contrainte.	22
Fig.I.6 : Diagramme des déformations limites de la section : règle des trois pivots.	23

Chapitre II :

Fig.II.1 : Section de la poutre.	27
Fig.II.2 : Dimensions d'un panneau de dalle.	28
Fig.II.3 : Coupe verticale du plancher.	30
Fig.II.4 : Section de la poutrelle.	31
Fig.II.5 : Plancher terrasse (corps creux).	32
Fig.II.6 : Plancher étage courant (corps creux).	33
Fig.II.7 : Plancher RDC (Plancher Haut sous-sol) en dalle plein.	34
Fig.II.8 : Coupe transversale du mur extérieur.	34
Fig.II.9 : Surface d'influence du poteau C4 (poteau central).	36
Fig.II.10 : Section réduite du béton.	37
Fig.II.11 : dégression de charge.	39
Fig.II.12 : Coupes des différents voiles.	43
Fig.II.13 : Coupée voile en élévation.	43

Chapitre III :

Fig.III.1 : Schéma des poutrelles.	46
Fig.III.2 : Schémas statiques de type 01 de poutrelle.	50
Fig.III.3 : Schémas statiques de type 02 de poutrelle.	51
Fig.III.4 : Schémas statiques de type 03 de poutrelle.	51
Fig.III.5 : Schémas récapitulatif des moments fléchissant pour type 01 de poutrelle en ELU	56
Fig.III.6 : Schémas récapitulatif des moments fléchissant pour type 01 de poutrelle en ELS	60
Fig.III.7 : Schémas récapitulatif des moments fléchissant pour type 02 de poutrelle en ELU.	64
Fig.III.8 : Schémas récapitulatif des moments fléchissant pour type 02 de poutrelle en ELS.	68
Fig.III.9 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU pour poutrelle 01 en ELU.	70
Fig.III.10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU pour poutrelle 02 en ELU.	72
Fig.III.11 : Schémas des moments en appuis et travée dans type 03.	73
Fig.III.12 : Schémas récapitulatif des moments fléchissant pour type 03 de poutrelle en ELU	74
Fig.III.13 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU pour poutrelle 02.	75
Fig.III.14 : Schémas récapitulatif des moments fléchissant pour type 03 de poutrelle en ELU.	76
Fig.III.15 : Section de calcul en travée.	77
Fig.III.16 : Section en T soumise à la flexion simple.	78
Fig.III.17 : Section de calcul en appui.	80
Fig.III.18 : Ferrailage de poutrelle.	86
Fig.III.19 : Principe de calcul.	87
Fig.III.20 : Dimensions d'un panneau de dalle	88
Fig.III.21 : Enrobage	88
Fig.III.22 : Les différents panneaux de dalle (panneau continue et panneau de rive)	88

Fig.III.23 : Enrobage	89
Fig.III.24 : Section de calcul en travée	93
Fig.III.25 : Section de calcul en appui	94
Fig.III.26 : Section de calcul en travée	95
Fig.III.27 : Section de calcul en appui	96
Fig.III.28 : Coordonnée de centre de gravité	99

Chapitre IV :

Fig.IV.1 : Schémas d'un escalier	103
Fig.IV.2 : Vue en plan de la cage escalier	103
Fig.IV.3 : Schéma statique étage courant	104
Fig.IV.4 : Schéma statique du type d'escalier	106
Fig.IV.5 : Section de calcul en travée	107
Fig.IV.6 : Section de calcul en appui	108
Fig.IV.7 : Dimension de la poutre palière	109
Fig.IV.8 : Schéma statique de la poutre palier	110
Fig.IV.9 : Section de calcul en travée	111
Fig.IV.10 : Section de calcul en appui	112
Fig.IV.11 : Coupe sur balcon	115
Fig.IV.12 : Schéma statique de balcon	116
Fig.IV.13 : Section de calcul	117
Fig.IV.14 : Schéma statique de balcon pour type 02	119
Fig.IV.15 : Schéma statique de balcon pour type 03	119
Fig.IV.16 : Schéma statique de balcon pour type 04	119
Fig.IV.17 : Schéma statique de balcon pour type 05	119
Fig.IV.18 : Schéma statique de l'acrotère	121
Fig.IV.19 : Dimension de l'acrotère	122
Fig.IV.20 : Section de calcul	123
Fig.IV.21 : Sollicitations par rapport armatures tendues	123
Fig.IV.22 : Position de centre de pression	125

Chapitre V :

Fig.V.1 : Ascenseur électrique	128
Fig.V.2 : Dimensions de l'ascenseur	129
Fig.V.3 : Abaque de détermination de suspentes	130
Fig.V.4 : schéma de la surface impact	133
Fig.V.5 : Schéma pour le calcul des moments dus aux charges localisées	134
Fig.V.6 : dimensions de panneau de dalle d'ascenseur	136
Fig.V.7 : Section de calcul en travée	137
Fig.V.8 : Section de calcul en appui	138
Fig.V.9 : Section de calcul en travée	139
Fig.V.10 : Section de calcul en appui	141

Chapitre VI :

Fig.VI.1 : Interface de Robot Structural Analysis Professional 2021	147
Fig.VI.2 : Classification entre système de contreventement avec voiles	149
Fig.VI.3 : Distribution de l'effort Normal	149
Fig.VI.4 : Spectre de réponse en format Sa-T	152
Fig.VI.5 : Model 3D du bâtiment	152

Chapitre VII :

Fig.VII.1 : Section de calcul en travée	161
Fig.VII.2 : Section de calcul en appui	163
Fig.VII.3 : Sollicitation sur les poteaux	167
Fig.VII.4 : Section de calcul du poteau	169
Fig.VII.5 : Zone nodale	169

Fig.VII.6 : Armatures transversales dans la zone de recouvrement	170
Fig.VII.7 : Position de N'1 M'1 et M1 sur la section transversale.	175
Chapitre VIII :	
Fig.VIII.1 : Schéma d'un voile	181
Fig.VIII.2 : Schéma des contraintes de voile périphérique.	191
Fig.VIII.3 : Schéma Panneau de dalle dont au moins un appui peut assurer un encastrement partiel	192
Fig.VIII.4 : Enrobage.	193
Fig.VIII.5 : Section de calcul en travée (X-X).	194
Fig.VIII.6 : Section de calcul en travée (Y-Y).	195
Chapitre IX :	
Fig.XI.1 : Semelle isolée.	198
Fig.XI.2 : Schéma statique du radier général.	199
Fig.XI.3 : Schéma du radier nervuré.	200
Fig.XI.4 : Panneau le plus sollicité.	201
Fig.XI.5 : Dimension du radier.	203
Fig.XI.6 : dimension de la poutre.	203
Fig.XI.7 : Schéma des contraintes du sol	206
Fig.XI.8 : L'encrage de de la structure.	208
Fig.XI.9 : Schéma du panneau de la dalle.	209
Fig.XI.10 : Enrobage.	210
Fig.XI.11 : Section de calcul dans le sens X-X.	211
Fig.XI.12 : Section de calcul dans le sens Y-Y	211
Fig.XI.13 : Schéma statique du débordement.	217
Fig.XI.14 : Section de calcul.	217
Fig.XI.15 : La répartition des charges sur une dalle portée par 4 poutres.	220

Liste des tableaux

CHAPITRE I

Tableau.I.1 : Différents types d'aciers utilisés et leurs caractéristiques.	21
--	----

CHAPITRE II

Tableau.II.1 : Dimension des sections des poutres.	28
Tableau.II.2 : Types des travées de la dalle pleine.	29
Tableau.II.3 : Dimension des dalles pleines.	29
Tableau.II.4 : Charges permanentes du Plancher terrasse en corps creux.	32
Tableau.II.5 : Charges permanentes du Plancher courant en corps creux (habitation).	33
Tableau.II.6 : Charges permanentes du Plancher courant en corps creux (bureaux).	33
Tableau.II.7 : Charges permanentes du Plancher RDC en dalle plein (commerciale).	34
Tableau.II.8 : Surcharges d'exploitation de chaque niveau.	35
Tableau.II.9 : Charges permanentes du mur extérieur.	35
Tableau.II.10 : surcharges d'exploitation de chaque niveau.	37
Tableau.II.11 : Pré dimensionnement des poteaux.	42

CHAPITRE III

Tableau.III.1 : Les schémas statiques des poutrelles.	49
Tableau.III.2 : Tableau récapitulatif des caractéristiques des planchers.	50
Tableau.III.3 : Tableau de combinaison d'actions.	50
Tableau.III.4 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants maximum.	77
Tableau.III.5 : Tableau de l'espacement des armatures transversales.	82
Tableau.III.6 : Tableau de ferrailage de la poutrelle.	86
Tableau.III.7 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant pour un panneau de dalle simplement sur son contour en ELU	90
Tableau.III.8 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant pour un panneau de dalle simplement sur son contour en ELU	91
Tableau.III.9 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales	93
Tableau.III.10 : Tableau contraintes de cisaillement	97
Tableau.III.11 : tableau récapitulatif de ferrailage de la dalle pleine du niveau Haut du sous-sol	101

CHAPITRE IV

Tableau.IV.1 : Tableau des combinaisons fondamentales	105
Tableau.IV.2 : Tableau des réactions à l'ELU et l'ELS.	106
Tableau.IV.3 : Tableau récapitulatif de ferrailage des balcons.	120

CHAPITRE V

Tableau.V.1 : Caractéristique des câbles	131
Tableau.V.2 : Tableau récapitulatif des résultats.	135
Tableau.V.3 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales	137

CHAPITRE VI

Tableau.VI.1 : Choix de T statique (direction X)	148
Tableau.VI.2 : Choix de T statique (direction Y)	148
Tableau.VI.3 : Tableau récapitulatif des résultats de la méthode statique (sens X)	150
Tableau.VI.4 : Tableau récapitulatif des résultats de la méthode statique (sens Y)	150
Tableau.VI.5 : Valeurs caractérisant le spectre de réponse élastique (sens X)	151
Tableau.VI.6 : Valeurs caractérisant le spectre de réponse élastique (sens Y)	151
Tableau.VI.7 : Résultat de l'analyse modale.	153
Tableau.VI.8 : Vérification de la période dans la direction X	154
Tableau.VI.9 : Vérification de la période dans la direction Y	154

Tableau.VI.10 : Vérification en renversement dans la direction X	154
Tableau.VI.11 : Vérification en renversement dans la direction Y	155
Tableau.VI.12 : Vérification des effets P- Δ dans la direction X	155
Tableau.VI.13 : Vérification des effets P- Δ dans la direction Y	156
Tableau.VI.14 : Valeurs des déplacements inter-étages	156

CHAPITRE VII

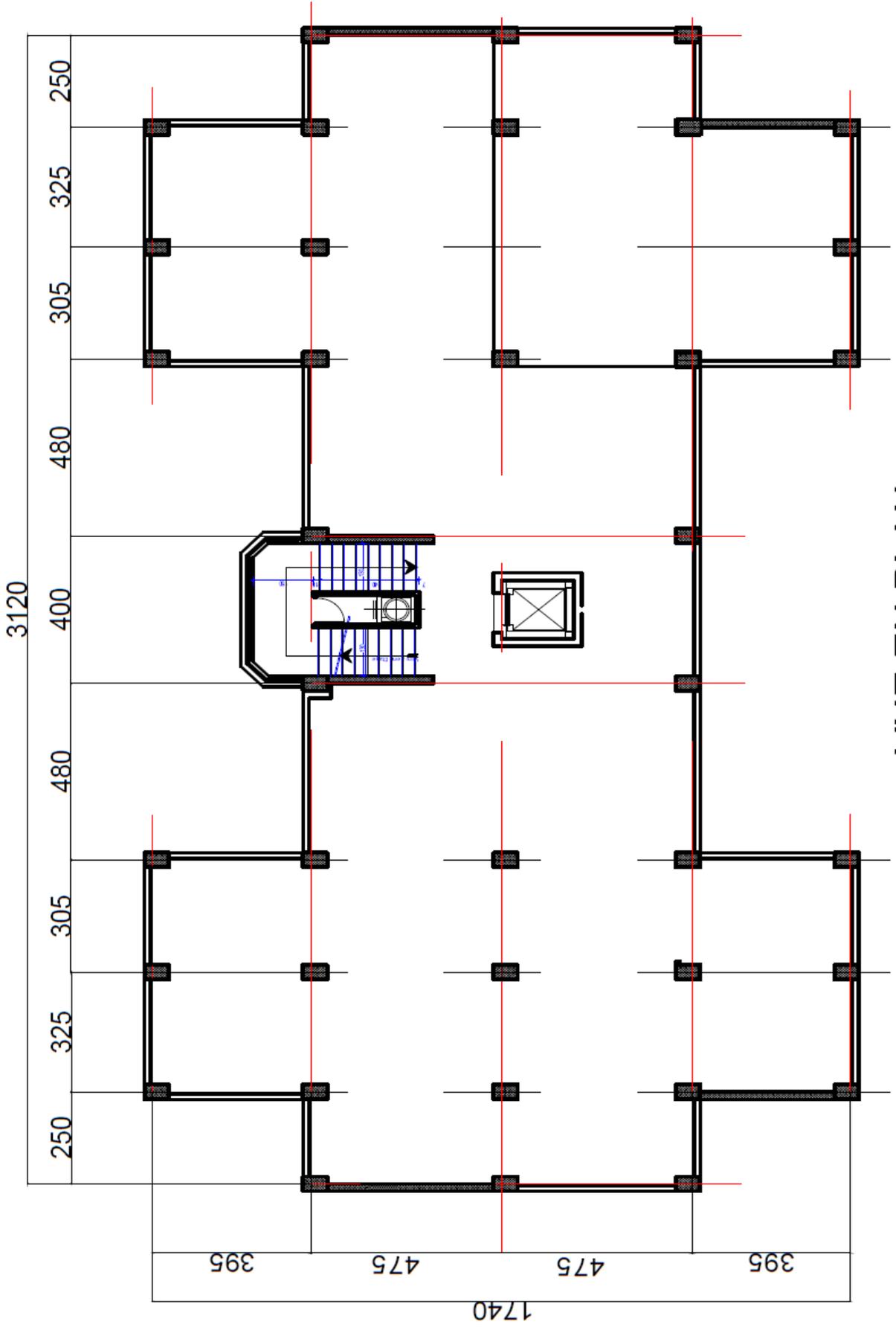
Tableau.VII.1 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants	161
Tableau.VII.2 : Tableau récapitulatif du ferrailage	166
Tableau.VII.3 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant, efforts normaux	171
Tableau.VII.4 : Tableau récapitulatif des sections des poteaux	171
Tableau.VII.5 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux	179

CHAPITRE VIII

Tableau.VIII.1 : Caractéristiques des voiles dans sens X-X	184
Tableau.VIII.2 : Caractéristiques des voiles dans sens Y-Y	184
Tableau.VIII.3 : Les efforts agissent sur les voiles suivant le sens (X-X)	185
Tableau.VIII.4 : Les efforts agissent sur les voiles suivant le sens (Y-Y)	185
Tableau.VIII.5 : Caractéristiques de voile Y-II dans sens Y-Y	186
Tableau.VIII.6 : Les efforts agissent sur le voile Y-II suivant le sens (Y-Y)	186
Tableau.VIII.7 : Ferrailage longitudinale des voiles	188
Tableau.VIII.8 : Le ferrailage transversal des voiles	190
Tableau.VIII.9 : Tableau récapitulatif des sollicitations (moment en appuis et travée)	193

CHAPITRE IX

Tableau.IX.1 : Tableau récapitulatif des sollicitations (moment en appuis et travée)	199
Tableau.IX.2 : Tableau des combinaisons de calcul du radier nervuré.	200
Tableau.IX.3 : Tableau récapitulatif des dimensions des poutres	204
Tableau.IX.4 : Tableau récapitulatif des sollicitations à l'ELU.	205
Tableau.IX.5 : Tableau récapitulatif des sollicitations à l'ELA.	205
Tableau.IX.6 : Tableau récapitulatif des sollicitations à l'ELS.	205
Tableau.IX.7 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales en appuis et en travées	210
Tableau.IX.8 : Tableau récapitulatif de différentes charges en [KN].	222
Tableau.IX.9 : Tableau récapitulatif des sollicitations et ferrailage.	222



VUE EN PLAN

1 Historique

Le béton armé est un matériau composite constitué de béton et de barres d'acier alliant les propriétés mécaniques complémentaires de ces matériaux (bonne résistance à la compression du béton et bonne résistance à la traction de l'acier). Il est utilisé comme matériau de construction, en particulier pour le bâtiment et le génie civil.

Béton est un terme générique qui désigne un matériau de construction composite fabriqué à partir de granulats (sable, gravillons) agglomérés par un liant. On utilise le béton armé par rapport aux autres matériaux, parce qu'il offre une facilité dans la réalisation et une diversité dans la conception.

Le béton est communément utilisé par tous les architectes et les ingénieurs pour la réalisation des bâtiments ; ouvrages d'art ...etc. il permet d'avoir des grandes portées autres fois impossible à les construire avec la pierre et le bois.

En 1867, mise au point du Béton Armé pour donner au ciment plus de résistance, les français Joseph-Louis Lambot et Joseph Monnier imaginent de rendre plus ferme au moyen de grillage ou de fils barbelés, et déposent des brevets pour rendre la construction de ses petits ponts et grottes plus solides.

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme, et l'une de ses occupations privilégiées. De nos jours également, la construction connaît un grand essor dans la plupart des pays, et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

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

La structure doit être conçue de telle sorte que sa détérioration, pendant la durée d'utilisation de projet, n'abaisse pas ses performances en dessous de celles escomptées, compte tenu de l'environnement et du niveau de maintenance escompté.

2 Introduction générale

L'Algérie après l'indépendance a connu une forte croissance démographique, qui a poussé le gouvernement à lancer de grands projets de logements afin de loger tous ses citoyens. La construction de bâtiments a connu un grand développement, notamment dans le domaine des matériaux de construction ou des méthodes de construction, qui se développent très rapidement. La croissance et la concentration démographique a fait que la construction verticale soit privilégiée pour des surfaces en plan réduites.

L'Algérie comme d'autres pays méditerranéens est exposé à une activité sismique importante. Cette dernière peut causer des dégâts importants surtout dans le cas d'une construction d'une

grande hauteur. Pour cela, dans cette étude, il faut suivre les normes et appliquer les règles parasismiques pour assurer la stabilité et la durabilité du bâtiment.

En conséquence, les ingénieurs en génie civil sont appelés à construire des structures de haute résistance soit, que ce soit aux catastrophes naturelles telles que les séismes ou aux conditions climatiques, compte tenu de sa durée, de vie envisagée et de son coût et ne devraient pas être affectées par des événements tels que : explosion, un choc ou les conséquences d'une erreur humaine.

Dans le cadre de cette étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage commercial et habitation comportant 1 sous-sol, un RDC et 9 étages réalisé à ORAN.

Ce mémoire est constitué de huit chapitres :

- Le premier chapitre, consacré pour présentation de l'ouvrage ;
- Le deuxième chapitre, qui consiste le pré dimensionnement des éléments structuraux ;
- Le troisième chapitre, pour l'étude des planchers ;
- Le quatrième chapitre, pour l'étude des éléments non structuraux ;
- Le cinquième chapitre, pour l'étude sismique ;
- Le sixième chapitre, pour l'étude des portiques ;
- Le septième chapitre, pour l'étude des voiles ;
- Le huitième chapitre, pour l'étude de l'infrastructure.

Et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

Chapitre I

Introduction et hypothèse de calcul

I.1. Introduction

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité du bâtiment. On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner les séismes et le vent. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

L'utilisation du béton armé dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins coûteux aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation ;
- Durabilité (duré de vie) et
- Résistance au feu.

Quels que soient les types de bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent de nombreuses difficultés dans le choix du modèle et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment.

Donc ; pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (BAEL91 modifié 99, RPA99V2003) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.2. Présentation de l'ouvrage

Le projet que nous sommes en train d'étudier est un bâtiment à usage commerciale et d'habitation, composé d'un sous-sol, et Rez de chaussée plus 9 étages, implanté à ORAN, qui est une Zone de moyenne sismicité (zone IIa) d'après les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003).

Notre bâtiment se compose de plusieurs niveaux :

- Sous-sols réservés à un parking ;
- Un rez-de-chaussée + 1^{er} étage à usage commerciale ;
- 8 niveaux à usage d'habitation avec quatre logements (F3 et F4) et
- Terrasse inaccessible.

I.2.1. Caractéristiques géométriques du bâtiment

I.2.1.1. Dimensions en plan

- Longueur en plan : 31.60 m ;
- Largeur en plan : 17.80 m.

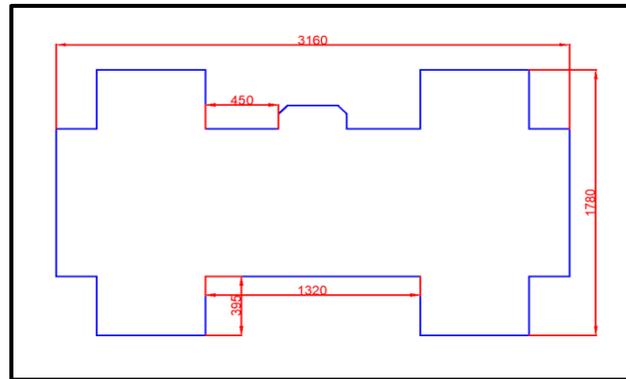


Fig.I.1 : Dimensions en plan du bâtiment.

I.2.1.2. Dimensions en élévation

- Hauteur totale du bâtiment : 35.19 m ;
- Hauteur à partir du Niv+0.00 : 31.62 m ;
- Hauteur du RDC : 4.08 m et
- Profondeur des sous-sols : 3.57 m.

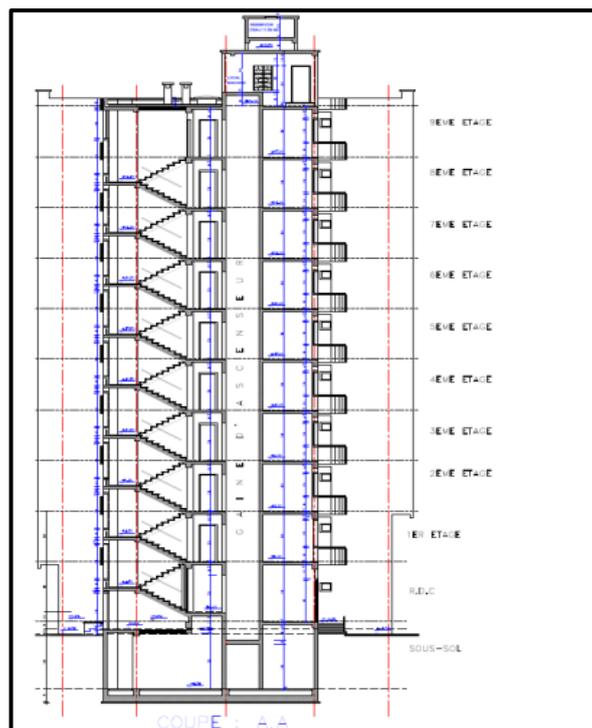


Fig.I.2 : Dimensions en élévation

I.2.2. Ossature et système constructif adopté

I.2.2.1. Superstructure

La structure de ce bâtiment est considérée comme étant une structure mixte (portique + voiles de contreventement).

+ Ossature :

Selon l'article 2.5.4/RPA99, V2003 le contreventement de la structure est assuré par des portiques et renforcé par des voiles qui doivent être disposés de façon à :

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

+ Planchers :

Le bâtiment comporte :

- Un plancher en dalle pleine → plancher haut SS ;
- Un plancher à corps creux → étages courants et terrasse.

+ Circulations verticales :

Dans notre structure on a un seul type d'escalier (escalier à deux volées identiques) et une cage d'ascenseur qui facilite le déplacement entre les différents niveaux.

+ Les balcons :

On distingue dans notre structure un type de balcon en dalle pleine.

+ 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 et
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

+ Terrasse :

Les terrasses du bâtiment sont inaccessibles.

+ Acrotère :

Au niveau des terrasses inaccessibles, on adopte un acrotère de 0.6 m de hauteur.

+ 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 se 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.2.2.2. Infrastructure :

A partir du rapport géotechnique du sol, on a obtenu les informations suivantes :

- La contrainte admissible : $\bar{\sigma}_{sol} = 2.5$ bars ;
- Poids volumique su sol : $\gamma_h = 17$ kN/m³ ;
- Angle de frottement interne : $\varphi = 35$.

I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux

I.3.1. Béton

C'est un matériau de construction formé par un mélange de ciment, de granulats et d'eau, éventuellement complété par des adjuvants et des additions. Ce mélange, qui est mis en place sur le chantier ou en usine à l'état plastique, peut adopter des formes très diverses parce qu'il est modulable ; il durcit progressivement pour former finalement un monolithe.

Béton = Ciment + Gravier + Sable + Eau de gâchage.

I.3.1.1. Principaux caractéristiques et avantages de béton

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

- Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal ;
- La mise en place des armatures dans le coffrage ;
- Mise en place et « serrage » du béton dans le coffrage et
- 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.
- **Finition des parements** : sous réserve de prendre certaines précautions dans la réalisation des coffrages et dans les choix des granulats.

En contrepartie, les risques de fissurations constituent un handicap pour le béton armé, et que le retrait et le fluage sont souvent des inconvénients dont il est difficile de palier tous les effets.

I.3.1.2. Résistance mécanique

a) Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette résistance est mesurée par la compression axiale d'un cylindre droit de 200 cm² de section. Lorsque les sollicitations s'exercent sur le béton à un âge de « j » jours inférieur à 28 jours. On se réfère à la résistance f_{cj} . Obtenu au jour considéré, elle est évaluée par la formule

$$f_{cj} = \frac{j}{a + b_j} \times f_{c28}$$

D'après l'article A2.1.13/ BAEL91 :

Pour le choix de la valeur de f_{c28} on peut considérer que :

- Une résistance de **20 MPa** est facilement atteinte sur les chantiers convenablement outillés ;
 - On obtient facilement **25 MPa** sur les chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier ;
 - On peut obtenir **30 MPa** dans toutes les régions à condition, en outre, de choisir convenablement les matériaux et d'étudier la composition du béton.
- ✓ Pour notre étude on va opter pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

b) Résistance caractéristique à la traction :

Cette résistance est définie par la relation $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$

Cette formule n'est valable que pour les bétons courants dans la valeur de f_{cj} ne dépasse pas 60 MPa

- Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ → $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

I.3.1.3. 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.

a) Définition des états limites :

Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis : Sa ruine totale ou partielle.

D'un comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect, ou encore le confort des usagers.

Les états limites sont classés en deux catégories :

✚ Etat limite ultime (ELU) :

Correspond à la ruine de l'ouvrage ou de l'un de ces éléments par perte d'équilibre statique, rupture, flambement. C'est-à-dire :

- Etat limite ultime d'équilibre statique non renversement de la structure.
- Etat limite ultime de résistance pour les matériaux constitués béton ou acier exemple : non rupture par écrasement du béton
- Etat limite ultime de stabilité de forme non flambement d'un poteau.

✚ Etat limite de service (ELS) :

Au-delà du quels ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (ouvertures des fissures, déformation, excessives des éléments porteurs).

I.3.1.4. Déformation et contraintes de calcul

- Etat limite ultime de résistance

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit parabole- rectangle, et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

a) Diagramme parabole rectangle (B.A.E.L91 modifié 99.p80) :

C'est un diagramme contraintes déformations du béton qui peut être utilisé dans le cas de E.L.U (en compression 2 ‰ et 3.5‰)

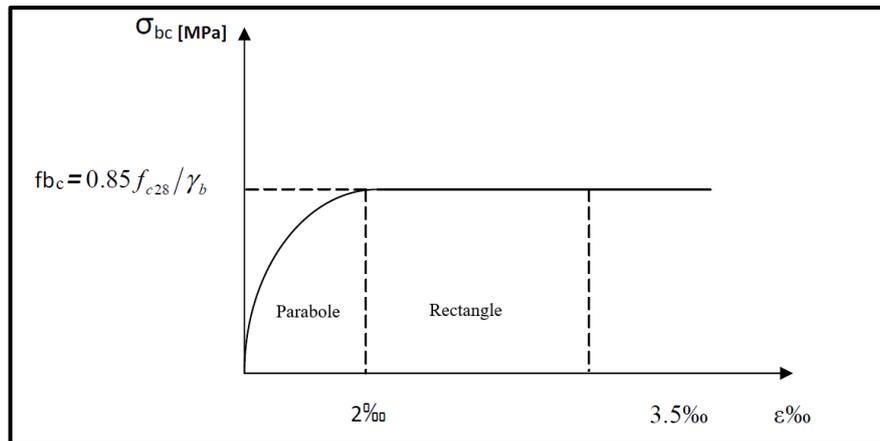


Fig.I.3 : Diagramme Parabole - Rectangle

b) Diagramme rectangulaire (B.A.E.L91 modifié 99,p81) :

Lorsque la section est partiellement comprimée, on peut utiliser un diagramme rectangulaire simplifié.

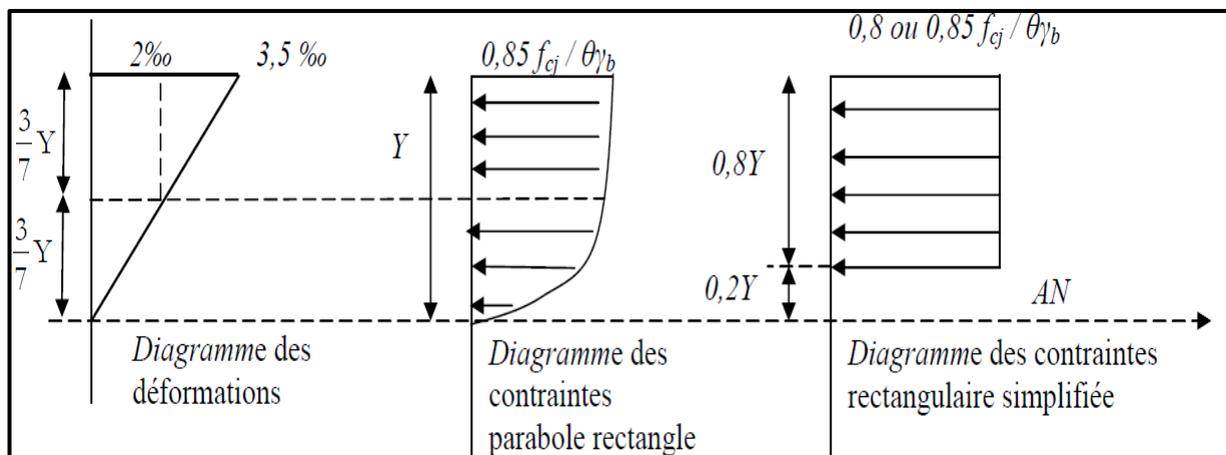


Fig.I.4 : Diagramme rectangulaire simplifié

Sur une distance de $0,2 y$ comptée à partir de l'axe neutre la contrainte est nulle. Sur la distance restante $0,8 y$ la contrainte a pour valeur $0,85 f_{cj} / \gamma_b \theta$ pour les zones comprimées dont la largeur est croissante ou constante vers les fibres les plus comprimées.

$0,8 f_{cj} / \theta \gamma_b$ pour les zones comprimées dont la largeur est décroissante ou constante vers ces mêmes fibres.

3.2. Acier

Un acier est un alliage métallique constitué principalement de fer et de carbone (dans des proportions comprises entre $0,02\%$ et 2% en masse pour le carbone).

C'est essentiellement la teneur en carbone qui confère à l'alliage les propriétés de l'acier. Il existe d'autres alliages à base de fer qui ne sont pas des aciers, comme les fontes et les ferroalliages.

Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton ne résiste pas, ils se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface (R.L, H.A).

Les aciers pour béton armé sont ceux de :

- Nuance douce pour 0,15 à 0,25% de carbone et
- Nuance mi- dure et dure pour 0,25 à 0,40% de carbone.

Dans la pratique, on utilise les nuances d'acier suivantes :

- Acier naturel FeE215, FeE235
- Treillis soudés de maille 150 x 150 mm² avec $\Phi = 3,5\text{mm}$
- Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\ 000\ \text{MPa}$

✓ Dans le présent ouvrage, nous aurons à utiliser deux types d'aciers :

Aciers	Désignations	Limite d'élasticité f_e [MPa]	Diamètres nominaux normalisés [mm]	Utilisation
Ronds lisses (RL)	FeE235	235	6-8-10-12-14-16-20-25-32-40	Armatures transversales (Cadres, épingles, étriers, des poutres et des poteaux)
Haute adhérence (HA)	FeE400	400	6-8-12-14-16-20	Armatures longitudinales
Treillis soudés (TS)	TLE500 $\varphi \leq 6\ \text{mm}$	500	$\phi \leq 6\ \text{mm}$	Emplois courant pour : radier, planchers et dalles.

Tableau.I.1 : Différents types d'aciers utilisés et leurs caractéristiques.

I.3.2.1. Diagramme déformation contrainte de calcul

$$\sigma_s = f(\varepsilon_{\infty})$$

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes :

$$\gamma_s = 1,15 \text{ cas général}$$

$$\gamma_s = 1,00 \text{ cas des combinaisons accidentelles.}$$

a) **Diagramme déformation- contrainte (B.A.E.L91 modifié 99,p78) :**

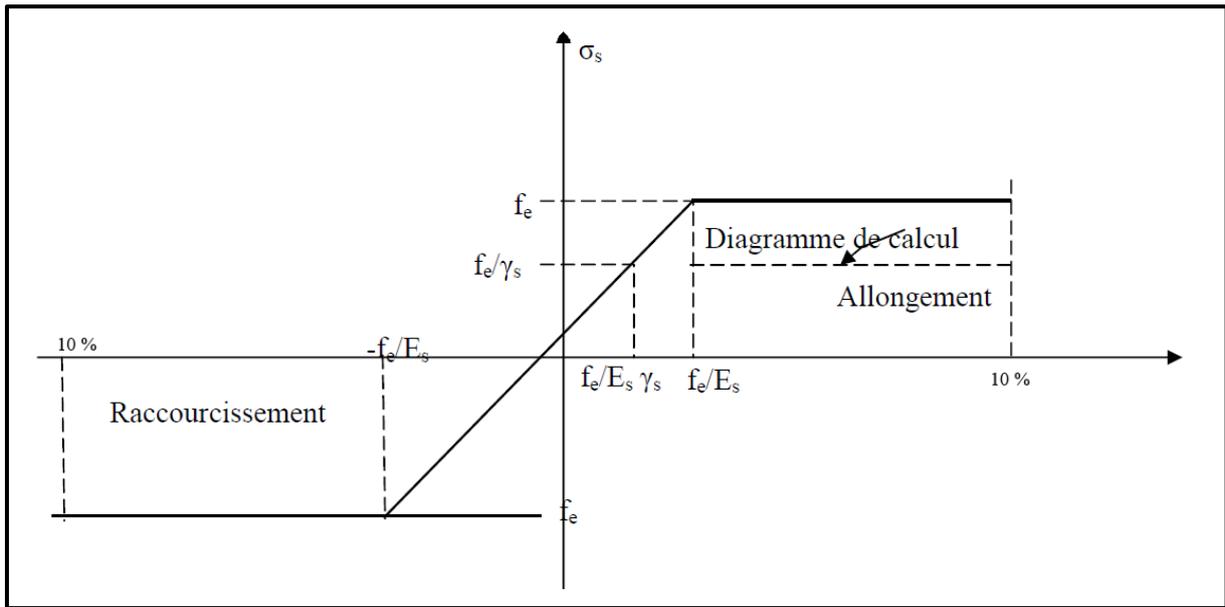


Fig.I.5 : Diagramme déformations- contraintes

I.3.2.2. Contraintes limites de traction des armatures

- Fissuration peu préjudiciable $\bar{\sigma}_{st} \leq f_e$ pas de limitation
- Fissuration préjudiciable $\bar{\sigma}_{st} = \min (2 / 3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \text{ MPa})$
- Fissuration très préjudiciable $\bar{\sigma}_{st} = \min (0.5 f_e ; 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \text{ MPa})$
- η : coefficient de fissuration
- $\eta=1$: pour des ronds lisses(RL)
- $\eta=1,6$: pour les hautes adhérences avec $\Phi \geq 6 \text{ mm}$ (HA)

a) Poids volumique :

- ✓ Pour notre étude on va opter pour
- Béton armé $\rightarrow \gamma_b = 25 \text{ KN / m}^3$
- Béton non armé $\rightarrow \gamma_b = 22 \text{ KN / m}^3$
- Acier $\rightarrow \gamma_s = 78,5 \text{ KN / m}^3$

I.3.2.3. Etats limites

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

- ✓ Etats limite ultime de résistance E. L. U. R
- ✓ Etats limite de service

a) **E. L. U. R :**

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 R. P. A 99 vesion2003.

On doit par ailleurs vérifier que E. L. U. R n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

i. **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.
- Le raccourcissement du béton est limité à :
 - $\epsilon_{bc}=2\text{‰}$ en compression simple
 - $\epsilon_{bc}=3,5\text{‰}$ en flexion simple et composée.
- L'allongement de l'acier est limité à $\epsilon_s = 10\text{‰}$.
- Les diagrammes déformations- contraintes sont définis pour :
 - Le béton en compression.
 - L'acier en traction et en compression.

ii. **Règle des trois pivots (B.A.E.L91 modifié 99.p83) :**

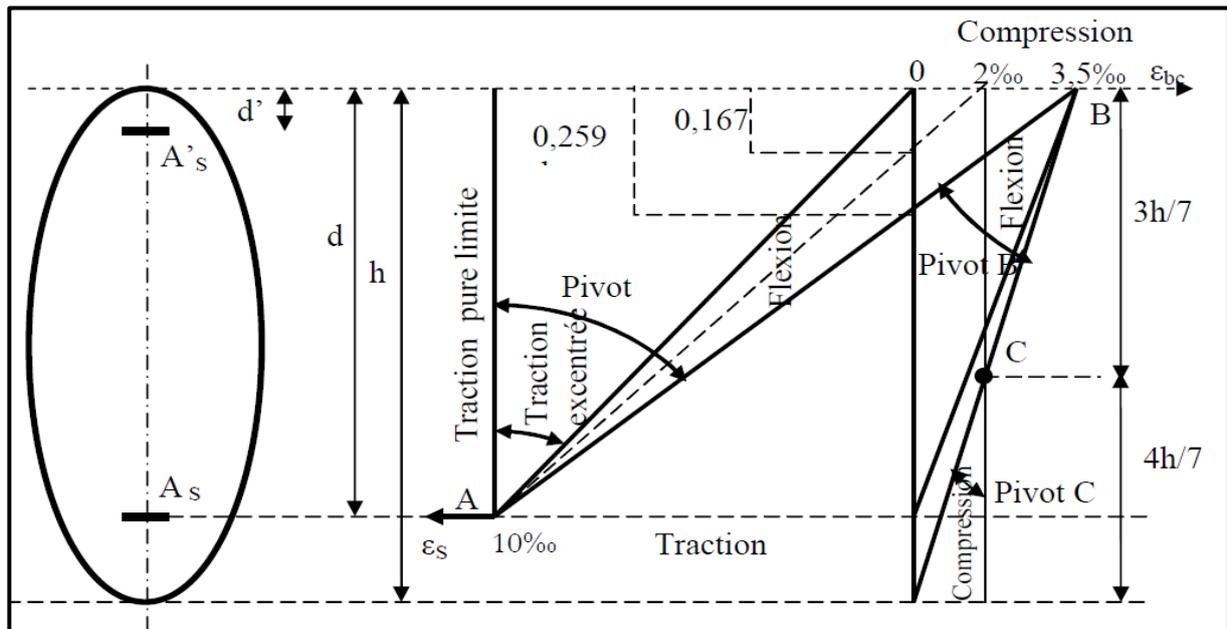


Fig.I.6 : Diagramme des déformations limites de la section : règle des trois pivots

- Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier.

La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.

- **Traction pure :**

Toutes les fibres s'allongent de la même valeur, le béton se fissure et donc ne participe pas à l'équilibre des sollicitations, la pièce sera hors service lorsque la déformation de l'acier vaut 10‰ donc toute la section sera allongée de 10‰.

L'acier doit être reparti dans toute la section ; la limite correspond sur le diagramme à la verticale passant par A.

- **Traction excentrée :**

À la limite, la fibre la plus tendue aura un allongement de 10‰, la moins tendue $\epsilon_s < 10‰$, plus l'excentrement augmente plus la tension minimale tend vers 0. Les droites de déformation pivotent donc autour de « A » jusqu'à la position AO.

- **Flexion (simple ou composée) :**

On ne peut dépasser la position AB qui correspond à un raccourcissement $\epsilon_{bc}=3,5‰$ de la fibre de béton la plus comprimée l'état limite ultime est atteint avec $\epsilon_s = 10‰$ et $\epsilon_{bc} \leq 3,5‰$.

- La position limite AB correspond à un axe neutre situé à la distance $y=\alpha \cdot AB \cdot d$ de la fibre la plus comprimée avec $\alpha_{AB} = 3,5 / (10 + 3,5) = 0,259$; la flexion simple ou composée avec $0 \leq \alpha \leq 0,259$ admet le pivot A.
- Le cas particulier où $\epsilon_s = 10‰$ et $\epsilon_{bc} = 2‰$ correspond à $\alpha = 2 / (10 + 2) \rightarrow \alpha = 0,167$
- Pour augmenter la zone comprimée on ne peut plus augmenter ϵ_{bc} au-delà de 3,5 ‰, il faut donc diminuer σ_s la droite des déformations pivote alors autour de B jusqu'à ce que : $\epsilon_s = 0$; $\alpha = Y/d$ varie de 0,259 à 1
- La flexion simple ou composée avec armature tendues avec $0,259 \leq \alpha \leq 1$ admet le pivot B.
- Si on fait tourner la droite autour de B la petite partie de section située au-dessous des armatures pourra travailler en partie de traction (pas de contrainte et les aciers seront comprimés, c'est de la flexion composée : la flexion composée avec aciers comprimés) section de béton partiellement comprimée avec $1 \leq \alpha \leq h/d$ admet le pivot B.
- **Compression :**
- Si toute la section du béton est comprimée en compression simple, la déformation du béton ne peut pas dépasser $\epsilon_{bc} = 2‰$
- La compression simple a composé admet le pivot C.
 - $2‰ \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5‰$ sur la fibre la plus comprimée
 - $\epsilon_{bc} \leq 2‰$ sur la fibre la plus moins comprimée.

✚ 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) E.L.S :

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.

i. 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.
 - $\sigma_{bc} = E_b \times \epsilon_{bc}$; $\sigma_s = E_s \times \epsilon_s$
- 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'équivalente »

c) Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :

i. Etat limite ultime :

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

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

ii. Etat limite de service :

- Combinaison d'action suivante : $G + Q$

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

- $G+Q+E$
- $G+Q \pm 1,2 E$
- $0,8 G+E$

➤ **Avec**

- G : charge permanente ;
- Q : charge d'exploitation ;
- E : effort de séisme ;

Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments résistants de la structure

II.1. Introduction

Le pré dimensionnement des éléments résistants (les planchers, les poutres, les poteaux, les voiles) est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

✚ Sollicitations verticales

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

✚ Sollicitations horizontales

Elles sont généralement d'origine sismique vent et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques, Le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles **B.A.E.L 91**, **CBA93** et **R.P.A 99 V2003**.

II.2. Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leur pré-dimensionnement est effectué par des formules données par les BAEL91, et vérifiées selon le règlement parasismique Algérien en vigueur (RPA99) (1).

Les 2 étapes précédentes sont résumées comme suit :

✚ Selon les règles BAEL 91 (Critère de la flèche) :

- La hauteur h de la poutre doit être :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

- La largeur b de la poutre doit être :

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

➤ Avec :

- L_{max} : portée de la poutre
- h : hauteur de la poutre
- b : largeur de la poutre

✚ Selon l'article 7.5.1/ RPA99, V2003

- La hauteur h de la poutre doit être :

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

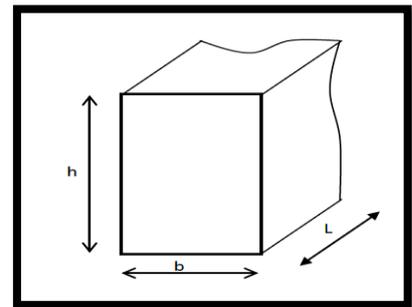


Fig.II.1 : Section de la poutre

- La largeur b de la poutre doit être :

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

- Le rapport hauteur largeur doit être :

$$4 \geq \frac{h}{b}$$

Type de poutres	Sens	L_{max}	$L_{max}/15$	$L_{max}/10$	b (cm)	h (cm)	h/b	Section adoptée
Poutre principale	X-X	475	31.67	47.5	30	40	1.33	(30×40)
Poutre secondaire 1	Y-Y	480	32	48	30	40	1.33	(30×40)
Poutre secondaire 2	Y-Y	325	21.67	32.5	30	30	1	(30×30)

Tableau.II.1 : Dimension des sections des poutres.

II.3. Pré dimensionnement des planchers

II.3.1. Planchers dalle pleine

Dans notre projet, le plancher en dalle pleine est utilisé aux niveaux du rez-de-chaussée. Pour des raisons de flexibilité et de rigidité, la détermination de l'épaisseur de la dalle pleine doit prendre en compte les paramètres suivants :

II.3.1.1 Le type de dalle pleine

- a) Cas d'une dalle qui porte dans 1 sens (sur 4 appuis)

- $\rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 0.4$ [Article A.8.2, 31 / BAEL91]

- b) Cas d'une dalle qui porte suivant 2 sens (sur 4 appuis)

- $0.4 \leq \rho \leq 1$ [Article A.8.2, 31 / BAEL91]

➤ Avec

- $(L_x \leq L_y)$;

- L_x : La petite dimension du panneau de la dalle en (m) ;

- L_y : La grande dimension du panneau de la dalle la plus sollicitée en (m).

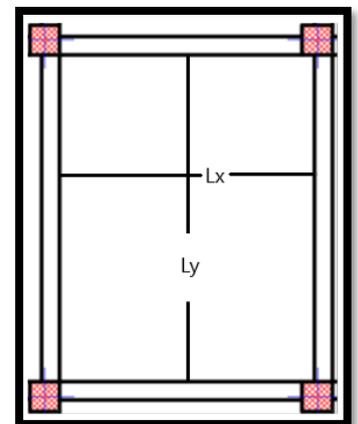


Fig.II.2 : Dimensions du panneau de dalle (le cas le plus défavorable)

II.3.1.2 Le type de la travée étudiée

- a) **Travée isostatique** : c'est une travée sur deux appuis simples ;
 b) **Travée intermédiaire** : c'est une travée sur deux appuis avec prise en compte de la continuité.

Travée étudiée	L'épaisseur h_d	
	Dalle sur 2 appuis	Dalle sur 4 appuis
Travée isostatique	$[\frac{l}{30} \div \frac{l}{40}]L_x$	$[\frac{l}{35} \div \frac{l}{25}]L_x$
Travée intermédiaire	$[\frac{l}{35} \div \frac{l}{30}]L_x$	$[\frac{l}{50} \div \frac{l}{40}]L_x$

Tableau.II.2 : Types des travées de la dalle pleine.

Emplacement	L_x (cm)	L_y (cm)	ρ	Type de dalle	L'épaisseur h_d				choix de h_d (cm)
					Dalle sur 4 appuis		Dalle sur 2 appuis		
					$[\frac{l}{35} \div \frac{l}{25}]L_x$	$[\frac{l}{50} \div \frac{l}{40}]L_x$	$[\frac{l}{30} \div \frac{l}{40}]L_x$	$[\frac{l}{35} \div \frac{l}{30}]L_x$	
RDC	475	480	0.99	La dalle porte suivant deux sens	-	10.69	-	-	16

Tableau.II.3 : Dimension des dalles pleines.

II.3.1.3. Choix de h_d

- a) **Condition d'isolation acoustique**
- Contre les bruits aériens : $h_d \times 2500 \geq 350 \text{ Kg/m}^2 \rightarrow h_d = 14 \text{ cm}$.
 - Contre les bruits d'impacts : $h_d \times 2500 \geq 400 \text{ Kg/m}^2 \rightarrow h_d = 16 \text{ cm}$.
- Condition de sécurité en matière d'incendie**
- Pour une heure de coupe de feu : $h_d = 7 \text{ cm}$.
 - Pour deux heures de coupe de feu : $h_d = 11 \text{ cm}$.
 - Pour quatre heures de coupe de feu : $h_d = 17.5 \text{ cm}$.

II.3.2. Planchers à corps creux

Vu que les différents niveaux ne sont pas fortement chargés, on utilise des planchers à corps creux.

Ils sont constitués d'une dalle de compression ferrillée et de corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant la petite portée et leurs fonctions essentielles :

- La transmission des charges verticales aux éléments porteurs.
- La transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement.
- L'isolation thermique et phonique d'où l'assurance du confort et de la protection des occupants

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

- La facilité de réalisation ;
- Diminuer le poids de la structure ;
- L'épaisseur des dalles dépend des conditions d'utilisation et de résistance.

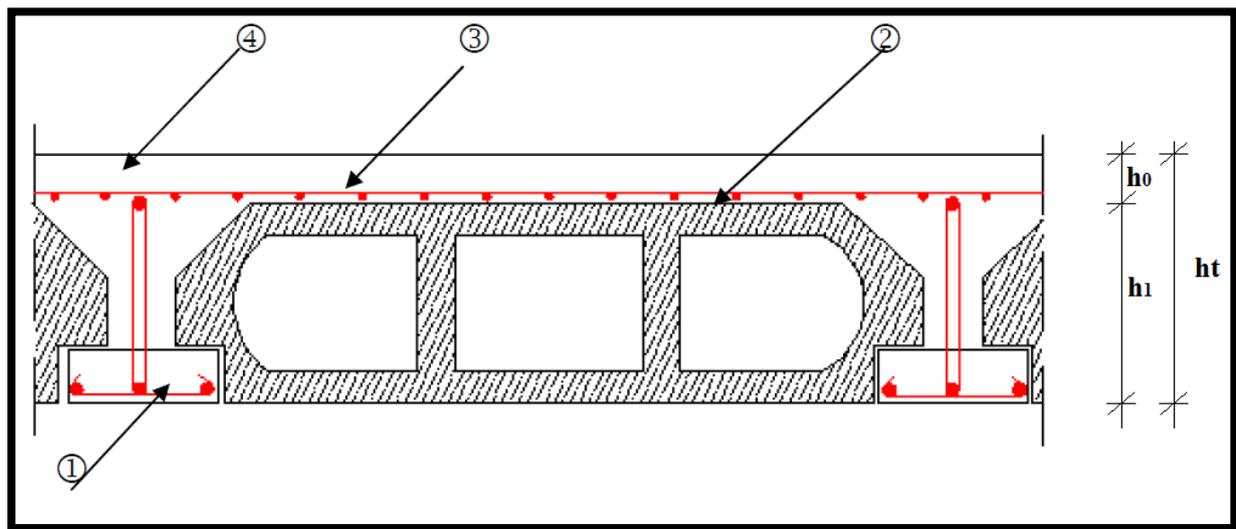


Fig.II.3 : Coupe verticale du plancher

- Avec :
- **ht** : L'épaisseur totale du plancher en (cm) ;
 - **h0** : La hauteur de la dalle de compression en (cm) ;
 - **h1** : La hauteur du corps creux en (cm) ;
 - **1** : Poutrelle ;
 - **2** : Corps creux ;
 - **3** : Treillis soudé ;
 - **4** : Dalle de compression.

D'après **Article 7.6.8,424/BAEL91**, Le dimensionnement se résume au dimensionnement d'une poutrelle, et donc l'utilisation de la condition de flèche :

$$\frac{l_{max}}{25} \geq h_t \geq \frac{l_{max}}{20}$$

- Avec :
 - Longueur max d'une travée de la poutrelle entre nus des appuis.
 - $l_{\max} = 480 - 30 = 450 \text{ cm}$
 - $\frac{450}{25} \geq h_t \geq \frac{450}{20} \rightarrow 18.00 \text{ cm} \geq h_t \geq 22.50 \text{ cm}$
- ✓ D'où on adopte une dalle à corps creux d'épaisseur (16+4)

II.3.2.1. Dimensionnement des poutrelles

- $b_1 = \min \left(\frac{l_n}{2}; \frac{l_{\max}}{10}; 6h_0 \right)$
- Avec :
 - l_n : distance entre axes des nervures = 60 cm et $h_0 = 4 \text{ cm}$
 - $b_1 = \min \left(\frac{60}{2}; \frac{415}{10}; 6 * 4 \right) = \min (30; 41.5; 24)$
 - ✓ $b_1 = 24 \text{ cm}$
 - ✓ $b_0 \geq \frac{h_t}{2} \rightarrow b_0 \geq \frac{20}{2} = 10 \text{ cm} \rightarrow$ On adopte $b_0 = 12 \text{ cm}$

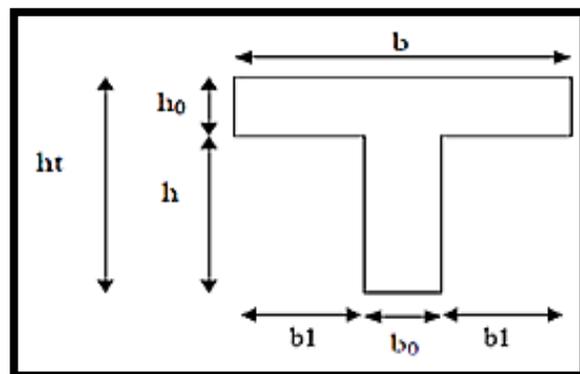


Fig.II.4 : Section de la poutrelle

- **Condition d'isolation thermique**

Le confort et l'isolation phonique exigent une épaisseur minimale de : 20 cm.

$h_{\min} \geq 20 \text{ cm}$, d'où on a : $h_t = 20 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.

II.4. Pré dimensionnement des poteaux

II.4.1. Procédure de calcul

- La procédure de calcul se fera comme suit :
- Les poteaux seront supposés sollicités à la compression simple.
- Plusieurs poteaux seront considérés pour chaque niveau, et on retiendra que le poteau le plus sollicité.
- Tous les poteaux seront de section carrée.

II.4.2. Descente de charges

II.4.2.1 Evaluation des charges et des surcharges

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

II.4.2.2 Charges permanentes (G)

✚ Estimation des charges et des surcharges des planchers.

La structure présente 2 types de plancher :

- Plancher en corps creux pour les étages courant et terrasse ;
- Plancher en dalle pleine pour cage d'escalier, balcon et haut du sous-sol.

➤ Les planchers en corps creux

i. Plancher terrasse

Notre plancher terrasse est inaccessible et réalisé en corps creux surmonté de plusieurs couches de Protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

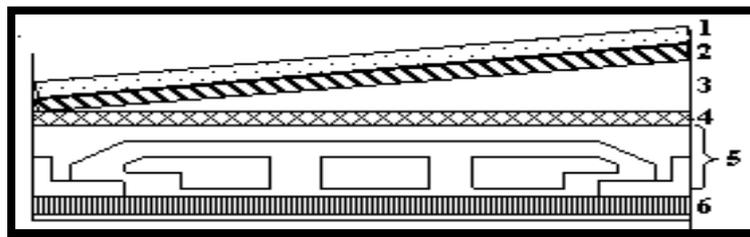


Fig.II.5 : Plancher terrasse (corps creux).

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1. Protection en gravillon	5	17	0.85
2. Etanchéité multicouche	2	6	0.12
3. Forme de pente	10	22	2.2
4. Isolation thermique	4	4	0.16
5. dalle en corps creux	16 + 4	13.6	2.8
6. Enduit plâtre	2	10	0.2
G	6.33 KN/m ³		
Q	1 KN/m ³		

Tableau.II.4 : Charges permanentes du Plancher terrasse en corps creux.

ii. Plancher étage courant

La figure ci-dessous nous donne les différentes couches du plancher de l'étage courant en corps creux

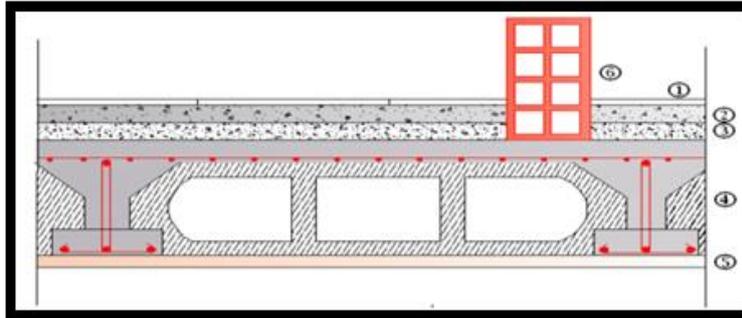


Fig.II.6 : Plancher étage courant (corps creux).

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1. Carrelage	2	17	0.44
2. Mortier de pose	2	6	0.40
3. Lit de sable	3	22	0.54
4. Dalle en corps creux	16 + 4	4	2.70
5. Enduit plâtre	2	13.6	0.2
6. Cloison		10	1
G	5.28KN/m ³		
Q	1.5KN/m ³		

Tableau.II.5 : Charges permanentes du Plancher courant en corps creux (habitation).

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (kn/m ³)	G (kn/m ²)
1. Carrelage	2	17	0.44
2. Mortier de pose	2	6	0.40
3. Lit de sable	3	22	0.54
4. Dalle en corps creux	16+4	4	2.70
5. Enduit plâtre	2	13.6	0.2
6. Cloison		10	1
G	5.28KN/m ³		
Q	2.5KN/m ³		

Tableau.II.6 : Charges permanentes du Plancher Haut RDC en corps creux (Bureaux).

➤ Les planchers en dalle pleine

La figure ci-dessous nous donne les différentes couches du plancher haut sous-sol en dalle pleine.

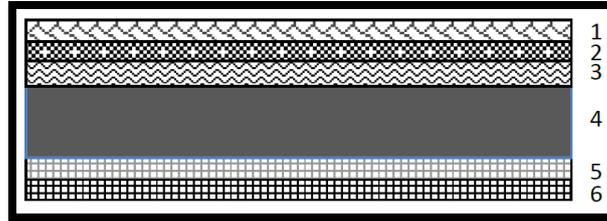


Fig.II.7 : Plancher RDC (Plancher Haut sous-sol) en dalle pleine.

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (kn/m ³)	G (kn/m ²)
1. Carrelage	2	17	0.44
2. Mortier de pose	2	6	0.40
3. Lit de sable	3	22	0.54
4. Dalle pleine	16	25	4
5. Enduit plâtre	2	13.6	0.2
6. Cloison		10	1
G	6.68 KN/m ²		
Q	2.5 KN/m ²		

Tableau.II.7 : Charges permanentes du Plancher Haut S-Sol en dalle plein (commerciale).

➤ Maçonnerie

La maçonnerie utilisée est en brique (en double cloison) avec 30% d'ouverture.

i. Mur extérieur :

La figure ci-dessous nous donne un mur extérieur en double cloison en brique creuse.

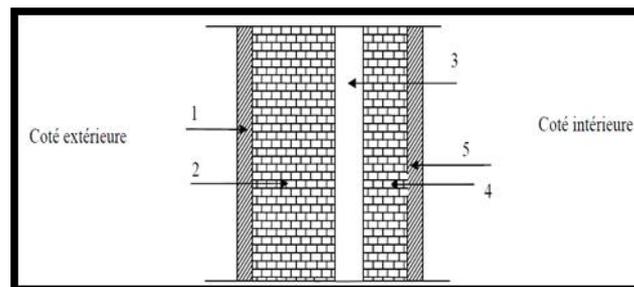


Fig.II.8 : Coupe transversale du mur extérieur

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1. Enduit plâtre	2	12	0.24
2. Brique creuse	10	9	0.9
3. lame d'air	5	/	0
4. Brique creuse	15	14	2.1
5. Enduit ciment	2	20	0.4
G	3.64 KN/m ³		

Tableau.II.8 : Charges permanentes du mur extérieur.

ii. Mur intérieur :

La figure ci-dessous nous donne un mur intérieur en brique creuse.

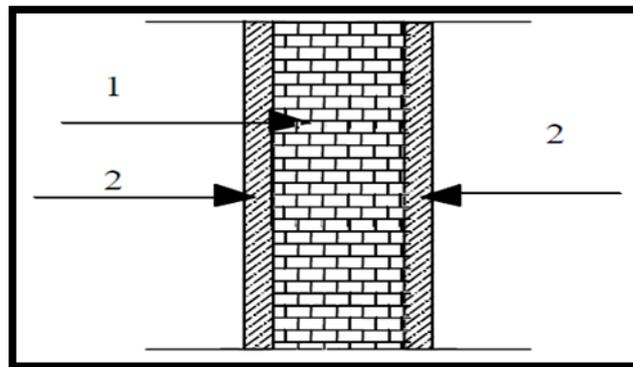


Fig.II.8 : Coupe transversale du mur intérieur

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (kn/m ³)	G (kn/m ²)
1. Enduit plâtre	2	12	0.24
2. Brique creuse	10	9	0.9
5. Enduit plâtre	2	12	0.4
G	1.38 kN/m ³		

Tableau.II.9 : Charges permanentes du mur extérieur.

II.4.2.3 Surcharge d'exploitation (Q)

Le calcul est basé en premier lieu sur la section du poteau le plus sollicité (poteau central), surface afférente est la surface résultante de la moitié des panneaux entourant le poteau (Fig.II.9).

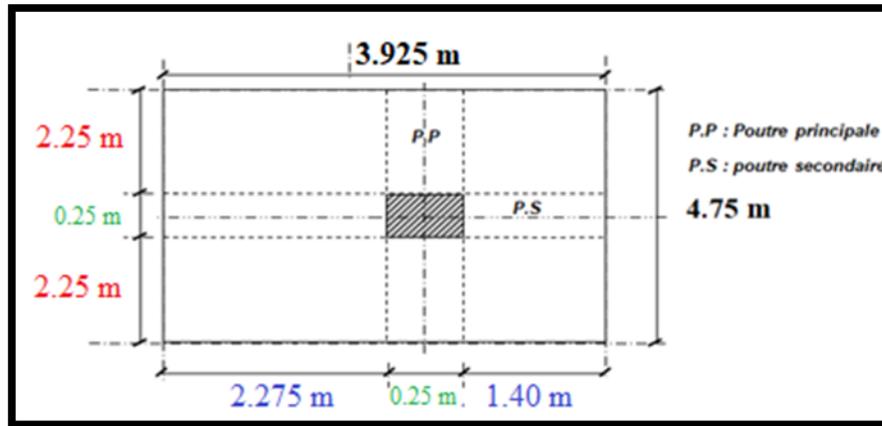


Fig.II.9 : Surface d'afférente du poteau C4 (poteau central)

a) Surface afférente

$$S_{\text{plancher}} = S1+S2+S3+S4$$

$$S_{\text{plancher}} = 2 \times (2,25 \times 2,275) + 2 \times (1,4 \times 2,25)$$

$$S_{\text{plancher}} = 16,54 \text{ m}^2$$

b) Poids des planchers :

1. Poids propre du plancher terrasse :

$$\checkmark P_{\text{pt}} = G_t \times S = 6,33 \times 16,54 = 104,70 \text{ kN} \quad P_{\text{pt}} = 104,70 \text{ kN}$$

2. Poids propre du plancher étage courant et autre :

$$\checkmark P_{\text{pc}} = G_c \times S = 5,28 \times 16,54 = 87,33 \text{ kN} \quad P_{\text{pc}} = 87,33 \text{ kN}$$

3. Poids propre du plancher étage courant (commerciale) :

$$\checkmark P_{\text{pc}} = G_c \times S = 5,28 \times 16,54 = 87,33 \text{ kN} \quad P_{\text{pc}} = 87,33 \text{ kN}$$

4. Poids propre du sous-sol (commerciale)

$$\checkmark P_{\text{ss}} = G_{\text{ss}} \times S = 6,68 \times 16,54 = 110,49 \text{ kN} \quad P_{\text{ss}} = 110,49 \text{ kN}$$

c) Poids des poutres :

1) Poutres principales (30*40)

$$\checkmark P_{\text{pp}} = (0,30 \times 0,40 \times 4,75) \times 25 = 14,25 \text{ kN} \quad P_{\text{pp}} = 14,25 \text{ kN}$$

2) Poutres secondaire (30*40)

$$\checkmark P_{\text{ps}} = (0,30 \times 0,40 \times 3,925) \times 25 = 11,775 \text{ kN} \quad P_{\text{ps}} = 11,775 \text{ kN}$$

3) Poids total des poutres

$$\checkmark P_t = P_{\text{pp}} + P_{\text{ps}} = 14,25 + 11,775 = 26,025 \text{ kN} \quad P_t = 26,03 \text{ kN}$$

d) Les surcharges d'exploitation de chaque niveau sont illustrées sur le tableau suivant :

	Surface afférente [m ²]	Surcharges d'exploitation Q [kN]	
Plancher terrasse	16.54	1.00 kN/m ²	16.54
Plancher étage courant (habitation)	16.54	1.50 kN/m ²	24.81
Plancher haut RDC (commerciale)	16.54	2.50 kN/m ²	41.35
Plancher haut sous-sol (commerciale)	16.54	2.50 kN/m ²	41.35
Escaliers desservants les différents étages	16.54	2.50 kN/m ²	41.35
Balcons	16.54	3.50 kN/m ²	57.89

Tableau.II.10 : surcharges d'exploitation de chaque niveau.

II.4.3 Critère de résistance : [Article B.8.4, 1 / BAEL91]

Soit :

- N_U : Effort normal résistant ultime agissant sur le poteau en [kN].

On sait que :

- $$N_U \leq \alpha \left[\left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.90 \times \gamma_b} \right) + \left(\frac{A \times f_e}{\gamma_s} \right) \right] \dots \dots \dots (1).$$

➤ Avec :

- γ_b : Coefficient de sécurité du béton = 1.5 ;
- γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier = 1.15 ;
- f_{c28} : Résistance à la compression du béton ($f_{c28} = 25$ MPa) ;
- f_e : Nuance de l'acier (limite élastique ; $f_e = 400$ MPa) ;
- A : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul ;
- B_r : Section réduite du poteau en (cm²), obtenue en déduisant de la section réelle 2 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie

➤ Avec :

- $B_r = (a - 2) \times (b - 2)$ section rectangulaire.

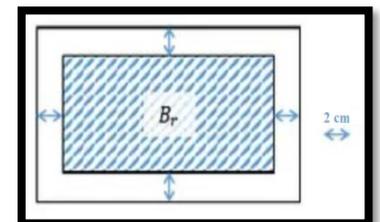


Fig.II.10 : Section réduite du béton.

- α : Coefficient qui dépend de l'élanement mécanique λ , et qui prend les valeurs suivantes :

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

$$\alpha = 0.60 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \text{ Pour } \lambda \leq 70$$

Il est préférable de prendre $\lambda \leq 50$ pour que toutes les armatures participent à la résistance.

Pour notre calcul, on prend $\lambda = 35$.

- **D'après les règles de C.B.A 93 :**

→ On prend $\frac{A}{B_r} = 1\% = 0.01$

- **$\lambda = 35$:**

→ $\alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.708$

- **Formule 1 est simplifiée et devient :**

$$\rightarrow B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\left[\left(\frac{\sigma_{bc}}{0.9}\right) + 0.85 \left(\frac{A}{B_r}\right) \times \sigma_s\right]} \dots \dots \dots (2).$$

➤ Avec

- $B_r = (a - 0.02) \times (b - 0.02)$

- $\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17$

- $N_u = 1.35N_g + 1.5N_q$

- avec $\lambda = 35 \rightarrow \beta = 1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1.2$

- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$ $f_e = 400$

- **Après substitution dans l'équation, la formule 2 devient :**

$$B_r \geq \frac{(1.2 \times N_u)}{\left[\left(\frac{14.17}{0.90}\right) + 0.85 \times \left(\frac{1}{100}\right) \left(\frac{400}{1.15}\right)\right]} \rightarrow B_r \geq 0.0064 N_u$$

II.4.4 La loi de dégression : [Article IV.6.3/DTR.B.C 2.2]

D’après le **DTR CB 2 .2**, pour un nombre d’étages qui composent la tour étudiée $n \geq 5$, en doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d’exploitation différentes.

$$S_0 = Q_0$$

$$S_1 = Q_0 + Q_1$$

$$S_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$$

$$S_3 = Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$S_4 = Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

$$S_n = Q_0 + [(3+n)/2n]. (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$$

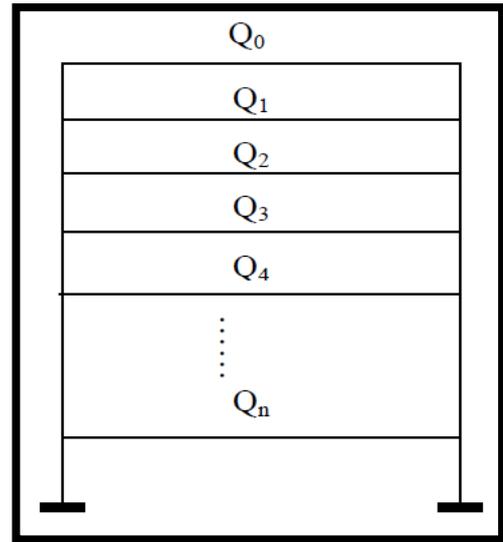


Fig.II.11 : dégression de charge

Pour $n > 9$

Coefficients de dégression des surcharges :

Niv	H8	H7	H6	H5	H5	H4	H3	H2	H1	H-RDC	H-SS
Coef	1	0.95	0.9	0.85	0.8	0.75	0.71	0.68	0.67	0.65	0.64

II.4.5. Condition de l’article 7.4.1/ RPA 99, V2003

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes

✚ **Vérification des exigences du RPA (Art 7.4.1):**

$$\text{Min } (b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

$$\text{Min } (b_1, h_1) \geq \frac{e}{20} \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \dots\dots\dots (3)$$

- Les sections adoptées :

(40×40) cm² → pour le SOUS-SOL et RDC.

(35×35) cm² → pour 1^{er} jusqu’à 3^{ème} étage.

(30×30) cm² → pour 4^{ème} jusqu’à 9^{ème} étage.

Les conditions du RPA sont vérifiées.

II.4.6 Critère de flambement

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés (de façon excentré ou non) des structures, lorsque les éléments sont élancés, la vérification consiste à calculer l'élancement qui doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} < 35 \dots\dots\dots (3)$$

Avec :

- λ : Elancement du poteau ;
- L_f : Longueur de flambement ($L_f = 0.7 l_0$) ;
- i : Rayon de giration $(I/B)^{1/2}$;
- B : Section transversale du Poteau ($B=h \times b$) ;
- l_0 : Longueur libre du poteau et
- I : Moment d'inertie ($I=bh^3/12$).

La formule 3 est simplifiée et devient

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} * 0.7 * l_0}{h} < 35$$

II.4.6.1 Vérification des poteaux au flambement

- **Poteaux du sous-sol de section (40x40) et hauteur de 357 cm**
 - $L_0 = 3,57 - 0.40 = 3.17 \text{ m} = 317 \text{ cm}$
 - $h = 0,40 \text{ m} = 40 \text{ cm}$
 - $\lambda = \frac{\sqrt{12} * L_f}{h} = \frac{\sqrt{12} * 0.7 * 317}{40} = 19.21 < 35$
- **Poteaux du RDC de section (40x40) et hauteur de 408 cm**
 - $L_0 = 4,08 - 0.40 = 3.68 \text{ m} = 368 \text{ cm}$
 - $h = 0,40 \text{ m} = 40 \text{ cm}$
 - $\lambda = \frac{\sqrt{12} * L_f}{h} = \frac{\sqrt{12} * 0.7 * 368}{40} = 22.31 < 35$
- **Poteaux du 1^{er} jusqu'à 3^{ème} étage de section (35x35) et hauteur de 306 cm**
 - $L_0 = 3,06 - 0.40 = 2.66 \text{ m} = 266 \text{ cm}$
 - $h = 0,40 \text{ m} = 40 \text{ cm}$
 - $\lambda = \frac{\sqrt{12} * L_f}{h} = \frac{\sqrt{12} * 0.7 * 266}{35} = 18.43 < 35$

- **Poteaux du 4^{er} jusqu'à 9^{eme} étage de section (30x30) et hauteur de 306 cm**
 - $L_0 = 3,06 - 0,40 = 2,66 \text{ m} = 266 \text{ cm}$
 - $h = 0,40 \text{ m} = 40 \text{ cm}$
 - $\lambda = \frac{\sqrt{12} \cdot L_f}{h} = \frac{\sqrt{12} \cdot 0,7 \cdot 266}{30} = 21,50 < 35$
- Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement.

Niveaux	Charges permanentes [daN]			Charges d'exploitations [daN]	Efforts Normaux Nu [daN]			Sections [cm ²]	a [cm ²]	Choix [cm ²]
	Surface afférente	Poids des poutres	G	Q	1.35 G	1.5 Q	Nu=1.35G + 1.5Q	Br [cm ²]	a = $\sqrt{Br+2}$	Section adoptée (b*h)
Haut du 9eme	16.54	2603	633	100	17648.307	2481	20129.307	128.827565	13.35	(30×30)
Haut du 8eme	16.54	5206	1161	250	32952.069	6202.5	39154.569	250.589242	17.83	
Haut du 7eme	16.54	7809	1689	385	48255.831	9551.85	57807.681	369.969158	21.23	
Haut du 6eme	16.54	10412	2217	505	63559.593	12529.05	76088.643	486.967315	24.07	
Haut du 5eme	16.54	13015	2745	610	78863.355	15134.1	93997.455	601.583712	26.53	
Haut du 4eme	16.54	15618	3273	700	94167.117	17367	111534.117	713.818349	28.72	
Haut du 3eme	16.54	18221	3801	775	109470.879	19227.75	128698.629	823.671226	30.70	(35×35)
Haut du 2eme	16.54	20824	4329	845.5	124774.641	20976.855	145751.496	932.809574	32.54	
Haut du 1er	16.54	23427	4857	916	140078.403	22725.96	162804.363	1041.94792	34.28	
Haut du RDC	16.54	26030	5385	1071.5	155382.165	26583.915	181966.08	1164.58291	36.13	(40×40)
Haut du SS	16.54	28633	6053	1205	173811.987	29896.05	203708.037	1303.73144	38.11	

Tableau.II.11 : Pré dimensionnement des poteaux

II.5. Pré dimensionnement des voiles

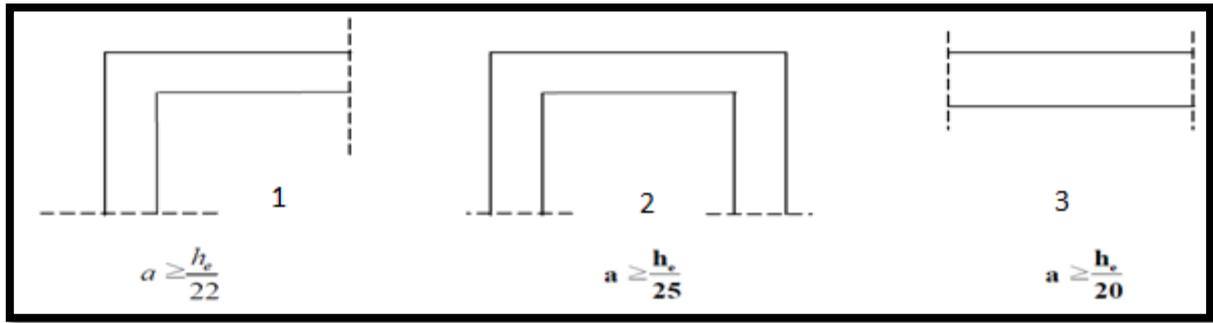


Fig.II.12 : Coupes des différents voiles

TYPE DES VOILES 1 :

✚ Selon le RPA 99 version 2003, Art 7.7.1

- Les éléments considérés comme voile doivent satisfaire la condition suivante

- ✓ $L \geq 4e \rightarrow e$: épaisseur des voiles
- ✓ $e_{min} \geq 15\text{ cm} \rightarrow L$: portée minimale des voiles.

➤ Avec :

- $e \geq \frac{h_e}{20}$

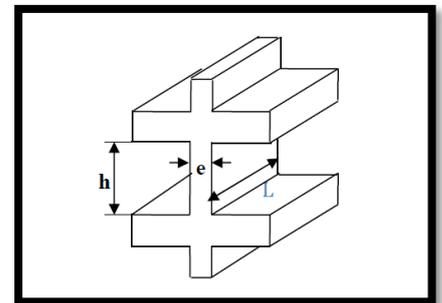


Fig.II.13 : Coupée voile en élévation

- Au niveau du RDC

$h_e = (408 - 40) = 368\text{ cm}$. (40 cm hauteur de la poutre).

D’après le « RPA 99 version 2003 », l’épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l’étage h_e et les conditions de rigidité aux extrémités.

✓ On a :

- $h_e = 408 - 40 = 368 \rightarrow a = \frac{368}{20} = 18.4\text{ cm}$

- On prend : $a = 20\text{ cm}$

✓ $e_{min} \geq 15\text{ cm} \rightarrow 20\text{ cm} \geq 15\text{ cm}$ vérifiée

✓ $L \geq 4e \rightarrow 480 > 4 * 20 = 80\text{ cm}$ vérifiée

TYPE DES VOILES 2 (pour cage ascenseur) :

✚ Selon le RPA 99 version 2003, Art 7.7.1

- Les éléments considérés comme voile doivent satisfaire la condition suivante :

- $L \geq 4e \rightarrow e$: épaisseur des voiles
- $e_{min} \geq 15 \text{ cm} \rightarrow L$: portée minimale des voiles.

➤ Avec :

- $e \geq \frac{h_e}{25}$

- Au niveau du RDC :

D'après le « RPA 99 version 2003 », l'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage h_e et les conditions de rigidité aux extrémités

✓ On a :

- $e \geq \frac{h_e}{25} \rightarrow e \geq \frac{368}{25} \rightarrow e = 14.72 \text{ cm}$
- $e \geq \max(15; 14.72)$
- On prend : $a = 15 \text{ cm}$

✓ $e_{min} \geq 15 \text{ cm} \rightarrow 15 \text{ cm} \geq 15 \text{ cm} \dots\dots$ vérifiée

✓ $L \geq 4e \rightarrow 480 > 4 * 15 = 60 \text{ cm} \dots\dots$ vérifiée

TYPE DES VOILES 3 (voile périphérique) :

C'est un élément infrastructure, continue entre le niveau des fondations et le niveau de base de la construction. Ce voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de 2 nappes.
- Epaisseur $e \geq 15 \text{ cm}$
- $H_{ss} = 357 - 16 = 341 \text{ cm} \geq \frac{h_e}{25} \rightarrow e \geq \frac{341}{25} \rightarrow e = 14.72 \text{ cm}$
- $\rightarrow 13.64 \text{ cm} \leq 15 \text{ cm}$
- ✓ $e_{min} = 13.64 \text{ cm}$ donc on adopte 15 cm.

Chapitre III

Etude des planchers

III.1 Introduction

Les planchers sont des éléments horizontaux de la structure capables de reprendre les charges verticales.

Les planchers ont un rôle très important dans la structure ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages dans notre construction ; on peut distinguer deux types de planchers à savoir :

- Planchers à corps creux et
- Planchers à dalle pleine.

III.2 Planchers à corps creux

Dans notre projet, les planchers à corps creux sont utilisés au niveau des étages courants et sont composés d'éléments porteurs (poutrelle) et par des éléments de remplissage (corps creux), avec une dalle de compression.

III.2.1 Pré dimensionnement des poutrelles

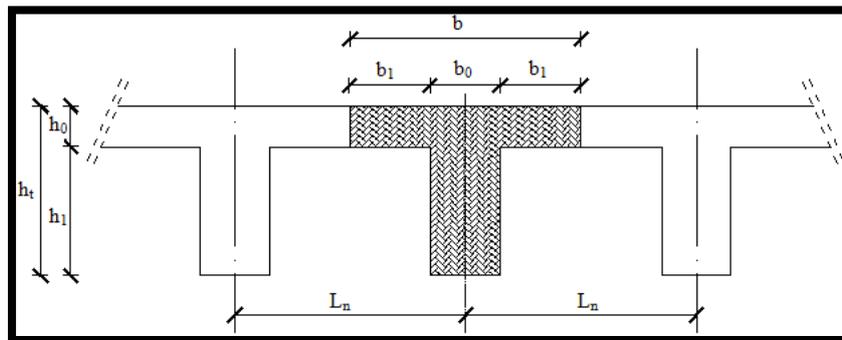


Fig.III.1 : Schéma des poutrelles

➤ On a :

$$\begin{cases} ht = 20 \text{ cm} \\ h0 = 4 \text{ cm} \\ h1 = 16 \text{ cm} \end{cases}$$

III.2.2 Etude de la dalle de compression

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm et doit respecter les règles données par l'article B.6.8,423/ BAEL91 et elle doit être exécuté par un quadrillage en treillis soudé dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm → (5 p.m.) Pour les armatures perpendiculaires aux nervures (A_{\perp}).
- 33 cm → (3 p.m.) Pour les armatures parallèles aux nervures ($A_{//}$).

$$\text{➤ Si } L_n \leq 50 \text{ cm} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \\ A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \end{array} \right\} \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\text{➤ Si } 50 \text{ cm} \leq L_n \leq 80 \text{ cm} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{\perp} \geq 4 \frac{l_n}{f_e} \\ A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \end{array} \right\} \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On adopte pour le ferrailage un treillis soudé de diamètre $\Phi_t \leq 6 \text{ mm}$ et nuance d'acier $f_e = 500 \text{ MPa}$.

III.2.2.1 Calcul des armatures perpendiculaires aux nervures (A_{\perp})

Suivant les normes algériennes [DTR b.c 2.2] (charges et surcharges) :

- $50 \text{ cm} \leq L_n = 60 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$
- $A_{\perp} \geq 4 \frac{l_n}{f_e} \rightarrow A_{\perp} \geq 4 \frac{60}{500} \rightarrow A_{\perp} = 0.48 \text{ cm}^2/\text{ml}$

a) Choix des armatures

- $6\phi 5 / \text{ml} \rightarrow A_{\perp} = 1.18 \text{ cm}^2/\text{ml}$

III.2.2.2 Calcul des armatures parallèles aux nervures ($A_{//}$)

- $50 \text{ cm} \leq L_n = 60 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$
- $A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \rightarrow A_{//} \geq \frac{0.48}{2} \rightarrow A_{//} \geq 0.24 \text{ cm}^2/\text{ml}$

b) Choix des armatures

- $6\phi 5 / \text{ml} \rightarrow A_{\perp} = 1.18 \text{ cm}^2/\text{ml}$
- ✓ On prend $6\phi 5 / \text{ml} \rightarrow A_{//} = 1.18 \text{ cm}^2/\text{ml}$.
- Donc on adoptera un treillis soudé $\phi (150 \times 150) \text{ mm}^2$

III.2.3 Etude des poutrelles

🔧 Méthode de calcul

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous les charges permanentes (G) et les surcharges d'exploitations (Q) comme des poutres continues.

Pour le calcul des sollicitations on peut appliquer l'une des méthodes suivantes :

III.2.3.1 Méthode forfaitaire

- ✚ Conditions d'application de méthode forfaitaire :
 - Plancher à surcharge modérée $Q \leq \min(2G ; 500 \text{ daN/m}^2)$.
 - Le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
 - Le rapport des portées successives doit être compris entre 0.8 et 1.25.
 - La fissuration est peu préjudiciable (peu nuisible).

III.2.3.2 Méthode de Caquot

a) Domaine d'application : [CBA93/B6.2.2.1]

Dans le cas où l'une des quatre dernières conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite, on peut appliquer la méthode de Caquot, mais il faut diminuer les moments sur appuis dus aux seules charges permanentes par application aux valeurs trouvées d'un coefficient compris entre 1 et 2β ; les valeurs des moments en travée sont majorées en conséquence.

b) Principe de la méthode : [CBA93/B6.2.2.1]

Caquot a établi une méthode de calcul directe et pratique qui a l'avantage de libérer le projecteur de toute résolution de système d'équation linéaire. En effet, l'auteur a basé sa méthode sur la théorie générale des poutres continues, mais en considérant que le moment sur appui donné ne dépend principalement que des charges situées sur les travées adjacentes à cet appui. Cette judicieuse hypothèse simplifie énormément les calculs et réduit ainsi le problème à l'étude d'une série des poutres à deux travées une fois hyperstatique.

i. Moment sur appuis :

$$\bullet \quad M_i = \frac{q_w \times L'_w{}^3 + q_e \times L'_e{}^3}{8.5 \times (L'_w + L'_e)}$$

➤ Avec

- $L' = L$ pour une travée de rive.
- $L' = 0,8L$ pour une travée intermédiaire.
- q_w : charge permanente à gauche de l'appui.
- q_e : charge permanente à droite de l'appui.

ii. Moment en travée :

- $M_{tm} = \frac{P X_{tm}^2}{2} + M_w$
- $X_{tm} = \frac{L}{2} - \frac{M_w - M_e}{qL}$
- X_{tm} : abscisses de la valeur max du moment en travée.

c) Effort tranchant :

- $V_w = \frac{M_e - M_w}{L} - \frac{qL}{2}$
- $V_e = V_w - qL$

Types	Schéma statique des poutrelles
Types 01	
Types 02	
Types 03	

Tableau.III.1 : les schémas statiques des poutrelles.

III.2.3.3 Vérification des méthodes de calcul

a) Vérification des conditions de la méthode forfaitaire

- ✚ $Q = 250 \text{ daN/m}^2 \leq \min(2 \times 633 ; 500) \text{ daN/m}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.
- ✚ Le moment d'inertie constant sur toutes les travées. \rightarrow Condition vérifiée.
- ✚ La fissuration est considérée comme non préjudiciable (peu nuisible). \rightarrow Condition vérifiée.
- ✚ Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25. \rightarrow
 $\rightarrow \frac{L_{i+1}}{L_i} = \frac{305}{325} = 0.94 \rightarrow$ Condition vérifiée pour type 03.
- Alors on applique la méthode la méthode forfaitaire pour le type 03.
- ✚ Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25. \rightarrow
 $\rightarrow \frac{L_{i+1}}{L_i} = \frac{325}{250} = 1.3 \rightarrow$ Condition pas vérifiée pour type 01.
- Alors on applique la méthode Caquot minorée pour le type 01.

III.2.3.4 Evaluations des charges

Les poutrelles supportent les charges suivantes

Plancher		Fissuration	Ln	G [daN/m ²]	Q [daN/m ²]
Terrasse		Préjudiciable	0.6	633	100
Etage courant	Habitation	Peu Préjudiciable	0.6	528	150
	Bureaux	Préjudiciable	0.6	528	250
RDC		Peu Préjudiciable	0.6	668	250

Tableau.III.2 : Tableau récapitulatif des caractéristiques des planchers.

	Formule	Terrasse	Étage courant	
			Habitation	Bureaux
La charge ultime [daN/ml]	$q_u = (1.35G + 1.5Q) * L_n$	602.73	562.68	652.68
La charge service [daN/ml]	$q_s = (G + Q) * L_n$	439.8	406.8	466.8

Tableau.III.3 : Tableau de combinaison d'actions.

Type 01 :

$$Q_u = 602.73 \text{ daN/ml}$$

$$Q_s = 439.80 \text{ daN/ml}$$

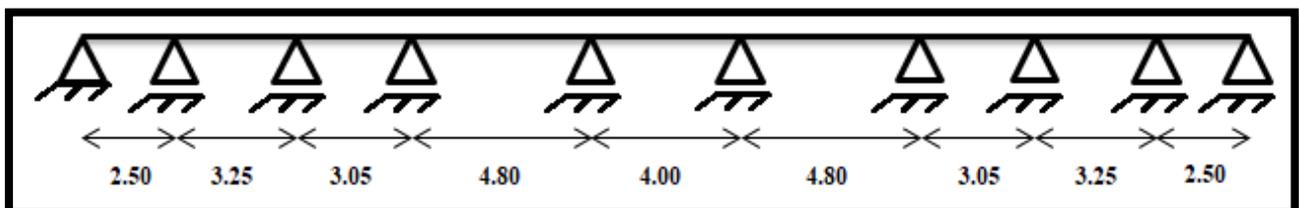


Fig.III.2 : Schémas statique de la poutrelle type 01

Type 02 :

$$Q_U = 652.68 \text{ daN/ml}$$

$$Q_s = 466.80 \text{ daN/ml}$$

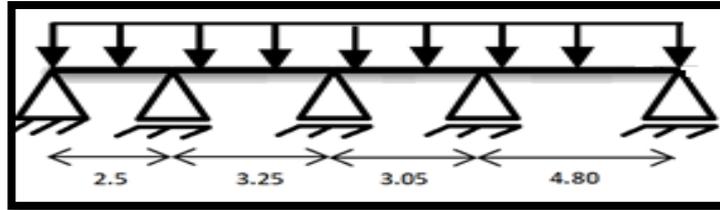


Fig.III.3 : Schémas statiques de la poutrelle type 02.

Type 03 :

$$Q_U = 652.68 \text{ daN/ml}$$

$$Q_s = 466.80 \text{ daN/ml}$$

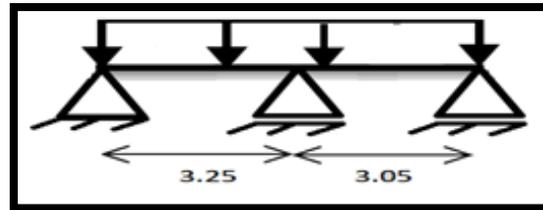


Fig.III.4 : Schémas statique de la poutrelle type 03.

III.2.3.5 Application de la méthode de Caquot-minorée

a) Calcul des moments fléchissant

✚ Type 01 (terrasse)

- $Q_U = 602.73 \text{ daN/ml}$

- $Q_s = 439.80 \text{ daN/ml}$

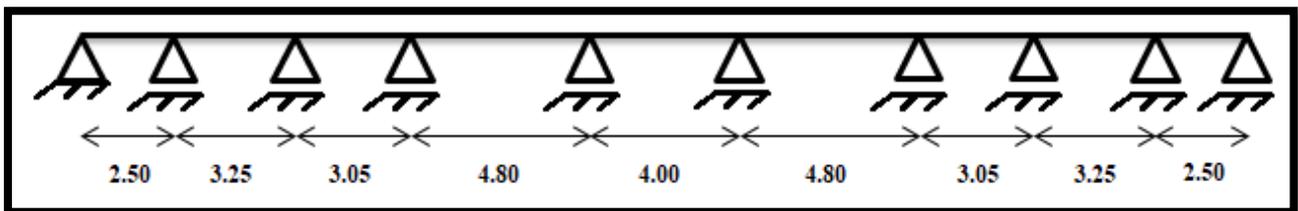


Fig.III.2 : Schémas statiques de type 01 de poutrelle.

✚ ELU

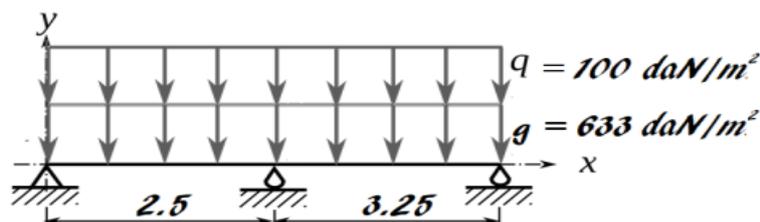
1) Travée (2.5 ÷ 3.25) m

○ Calcul de la charge répartie sur la travée 1 :

- $P_w = (1.35G + 1.5Q) \times L_n = (1.35 \times 633 + 1.5 \times 100) \times 0.6 = 602.73 \text{ daN/ml}$

- $P_w = 6.03 \text{ kN/ml}$

- **Calcul de la charge répartie sur la travée 2 :**
 - $P_e = (1.35G + 1.5Q) \times L_n = (1.35 \times 633 + 1.5 \times 100) \times 0.6 = \mathbf{602.73 \text{ daN/ml}}$
 - $P_e = \mathbf{6.03 \text{ kN/ml}}$
- **Calcul de la charge réduite sur la travée 1 :**
 - $P_{rw} = [1.35 \times (2/3) \times G] + (1.5 Q \times Q) = 0.6 \times [1.35 \times (2/3) \times 633 + 1.5 \times 100]$
 - $P_{rw} = \mathbf{431.82 \text{ daN/ml}} = \mathbf{4.32 \text{ kN/ml}}$
- **Calcul de la charge réduite sur la travée 2 :**
 - $P_{re} = [1.35 \times (2/3) \times G] + (1.5 Q \times Q) = 0.6 \times [1.35 \times (2/3) \times 633 + 1.5 \times 100]$
 - $P_{re} = \mathbf{431.82 \text{ daN/ml}} = \mathbf{4.32 \text{ kN/ml}}$
- **Longueur de calcul pour la travée 1 :**
 - Travée 1 est une travée de rive alors $L'_w = \mathbf{2.5 \text{ m}}$
- **Longueur de calcul pour la travée 2 :**
 - Travée 2 est une travée intermédiaire alors $L'_e = 0.8 \times 3.25 = \mathbf{2.6 \text{ m}}$
- **Calcul du moment en appui central :**
 - $M_{app} = - \left[\frac{(P_{rw} \times L'_w)^3 + (P_{re} \times L'_e)^3}{8.5 \times (L'_w + L'_e)} \right] = - \left[\frac{(4.32 \times 2.5^3) + (4.32 \times 2.6^3)}{8.5 \times (2.5 + 2.6)} \right]$
 - $M_{app} = - \mathbf{3.31 \text{ kN.m}}$
- **Calcul du moment en appui gauche (West)**
 - $M_{appw} = \frac{(P_{rw} \times L^2)}{8} = \frac{(4.32 \times 2.5^2)}{8} * -0.2$
 - $M_{appw} = -0.675 \text{ kN.m} = - \mathbf{0.68 \text{ kN.m}}$
- **Calcul la position de moment max**
 - $x = \left(\frac{L_w}{2} \right) - \frac{(M_w - M_e)}{(P_w \times L_w)}$
 - $x = \left(\frac{2.5}{2} \right) - \frac{(-0.68 + 3.31)}{(6.03 \times 2.50)}$
 - $x = \mathbf{1.08 \text{ m}}$
- **Calcul du moment en travée 1 :**
 - $M_{t1} = (P_w \times L_w \times x - P_w \times x^2) / 2 - x \times (M_w - M_e) / L_w + M_w$
 - $M_{t1} = (6.03 \times 2.5 \times 1.08 - 6.03 \times 1.08^2) / 2 - 1.08 \times [-0.68 - (-3.31)] / 2.5 + 3.25$
 - $M_{t1} = \mathbf{2.81 \text{ kN.m}}$



2) Travée (3.25 ÷ 3.05) m

✚ **Remarque 01 :** puisque la charge Q et G sont les même dans toute la poutrelle alors $P_w = P_e = 6.03 \text{ kN/m}$ et $P_{rw} = P_{re} = 4.32 \text{ kN/m}$ pour toutes les travées.

○ **Longueur de calcul pour la travée 1 :**

- Travée 1 est une travée intermédiaire alors $L'_w = 0.8 \times 3.25 = 2.6 \text{ m}$

○ **Longueur de calcul pour la travée 2 :**

- Travée 2 est une travée intermédiaire alors $L'_e = 0.8 \times 3.05 = 2.44 \text{ m}$

○ **Calcul le moment en appui central :**

$$- M_{\text{app}} = - \left[\frac{(P_{rw} \times L'_w{}^3) + (P_{re} \times L'_e{}^3)}{8.5 \times (L'_w + L'_e)} \right] = - \left[\frac{(4.32 \times 2.6^3) + (4.32 \times 2.44^3)}{8.5 \times (2.6 + 2.44)} \right]$$

$$- M_{\text{app}} = - 3.24 \text{ kN.m}$$

○ **Calcul de la position du moment max**

$$- x = \left(\frac{L_w}{2} \right) - \frac{(M_w - M_e)}{(P_w \times L_w)}$$

$$- x = \left(\frac{3.25}{2} \right) - \frac{(-3.31 + 3.24)}{(6.03 \times 3.25)}$$

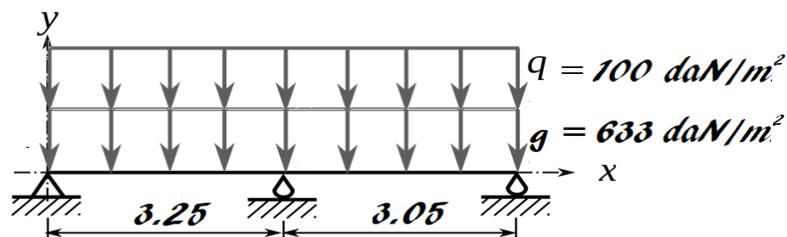
$$- x = 1.63 \text{ m}$$

○ **Calcul du moment en travée 1 :**

$$- M_{t1} = (P_w \times L_w \times x - P_w \times x^2) / 2 - x \times (M_w - M_e) / L_w + M_w$$

$$- M_{t1} = (6.03 \times 3.25 \times 1.63 - 6.03 \times 1.63^2) / 2 - 1.63 \times [-3.31 - (-3.24)] / 3.25 + 3.05$$

$$- M_{t1} = 4.69 \text{ kN.m}$$



3) Travée (3.05 ÷ 4.80) m

○ **Longueur de calcul pour la travée 1 :**

- Travée 1 est une travée intermédiaire alors $L'_w = 0.8 \times 3.05 = 2.44 \text{ m}$

○ **Longueur de calcul pour la travée 2 :**

- Travée 2 est une travée intermédiaire alors $L'_e = 0.8 \times 4.80 = 3.84 \text{ m}$

○ **Calcul du moment en appui central :**

$$- M_{\text{app}} = - \left[\frac{(P_{rw} \times L'_w{}^3) + (P_{re} \times L'_e{}^3)}{8.5 \times (L'_w + L'_e)} \right] = - \left[\frac{(4.32 \times 2.44^3) + (4.32 \times 3.84^3)}{8.5 \times (2.44 + 3.84)} \right]$$

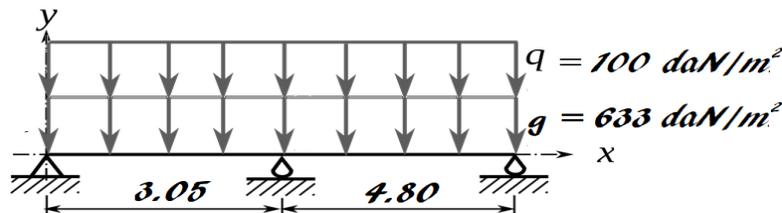
$$- M_{\text{app}} = - 5.76 \text{ kN.m}$$

- **Calcul la position de moment max**

- $x = \left(\frac{L_w}{2}\right) - \frac{(M_w - M_e)}{(P_w \times L_w)}$
- $x = \left(\frac{3.05}{2}\right) - \frac{(-3.24 + 5.76)}{(6.03 \times 3.05)}$
- $x = 1.39 \text{ m}$

- **Calcul du moment en travée 1 :**

- $M_{t1} = (P_w \times L_w \times x - P_w \times x^2) / 2 - x \times (M_w - M_e) / L_w + M_w$
- $M_{t1} = (6.03 \times 3.05 \times 1.63 - 6.03 \times 1.63^2) / 2 - 1.63 \times [-3.24 - (-5.76)] / 3.05 + 4.80$
- $M_{t1} = 2.57 \text{ kN.m}$



4) Travée (4.80 ÷ 4.00) m

- **Longueur de calcul pour la travée 1 :**

- Travée 1 est une travée d'intermédiaire alors $L'_w = 0.8 \times 4.80 = 3.84 \text{ m}$

- **Longueur de calcul pour la travée 2 :**

- Travée 2 est une travée d'intermédiaire alors $L'_e = 0.8 \times 4.00 = 3.20 \text{ m}$

- **Calcul le moment en appui central :**

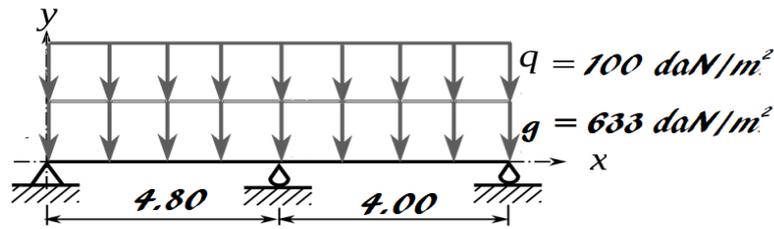
- $M_{app} = - \left[\frac{(P_{rw} \times L'_w{}^3) + (P_{re} \times L'_e{}^3)}{[8.5 \times (L'_w + L'_e)]} \right] = - \left[\frac{(4.32 \times 3.84^3) + (4.32 \times 3.20^3)}{[8.5 \times (3.48 + 3.20)]} \right]$
- $M_{app} = - 6.45 \text{ kN.m}$

- **Calcul de position de moment max**

- $x = \left(\frac{L_w}{2}\right) - \frac{(M_w - M_e)}{(P_w \times L_w)}$
- $x = \left(\frac{4.80}{2}\right) - \frac{(-5.76 + 6.45)}{(6.03 \times 4.80)}$
- $x = 2.38 \text{ m}$

- **Calcul du moment en travée 1 :**

- $M_{t1} = (P_w \times L_w \times x - P_w \times x^2) / 2 - x \times (M_w - M_e) / L_w + M_w$
- $M_{t1} = (6.03 \times 4.80 \times 2.38 - 6.03 \times 2.38^2) / 2 - 2.38 \times [-5.76 - (-6.45)] / 4.80 + 4.00$
- $M_{t1} = 11.26 \text{ kN.m}$



5) Travée (4.00 ÷ 4.80) m

○ Longueur de calcul pour la travée 1 :

- Travée 1 est une travée d'intermédiaire alors $L'e = 0.8 \times 4.80 = 3.84$ m

○ Longueur de calcul pour la travée 2 :

- Travée 2 est une travée d'intermédiaire alors $L'w = 0.8 \times 4.00 = 3.20$ m

○ Calcul le moment en appui central :

$$M_{app} = - \left[\frac{(P_{rw} \times L'_w)^3 + (P_{re} \times L'_e)^3}{8.5 \times (L'_w + L'_e)} \right] = - \left[\frac{(4.32 \times 3.84^3) + (4.32 \times 3.20^3)}{8.5 \times (3.48 + 3.20)} \right]$$

$$M_{app} = - 6.45 \text{ kN.m}$$

○ Calcul de la position de moment max

$$x = \left(\frac{L_w}{2} \right) - \frac{(M_w - M_e)}{(P_w \times L_w)}$$

$$x = \left(\frac{4.00}{2} \right) - \frac{(-6.45 + 6.45)}{(6.03 \times 4.00)}$$

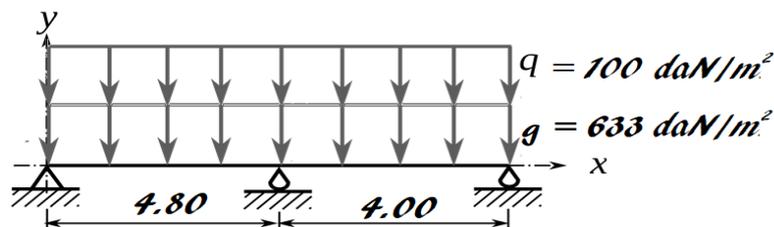
$$x = 2.00 \text{ m}$$

○ Calcul du moment en travée 1 :

$$M_{t1} = (P_w \times L_w \times x - P_w \times x^2) / 2 - x \times (M_w - M_e) / L_w + M_w$$

$$M_{t1} = (6.03 \times 4.80 \times 2.00 - 6.03 \times 2.00^2) / 2 - 2.00 \times [-6.45 - (-6.45)] / 4.00 + 4.80$$

$$M_{t1} = 5.60 \text{ kN.m}$$



- **Remarque 02 :** Puisque que nous avons une symétrie dans notre type de poutrelle alors les résultats que nous avons trouvés dans les parties (2.5÷3.25), (3.25÷3.05), (3.05÷4.80) et (4.80÷4.00) sont les mêmes pour (4.00÷4.80) ; (4.80÷3.05) ; (3.05÷3.25) et (3.25÷2.5).

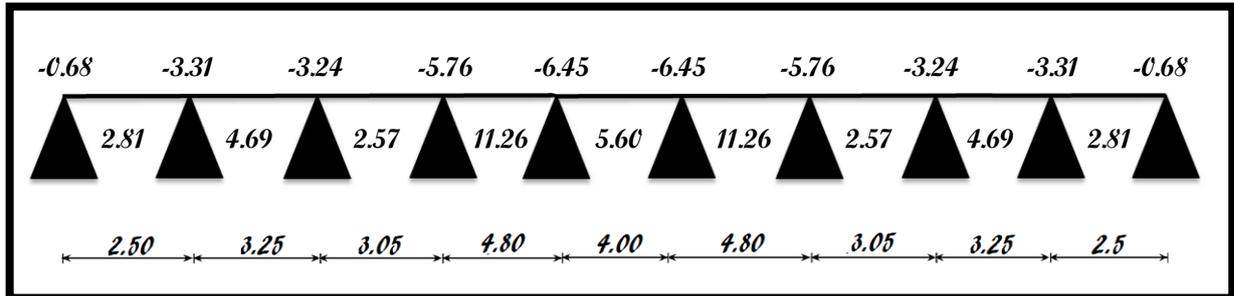


Fig.III.5 : Schémas récapitulatif des moments fléchissant pour type 01 de poutrelle en ELU

✚ ELS

1) Travée (2.5 ÷ 3.25) m

- **Calcul de la charge répartie sur la travée 1 :**
 - $P_w = (G + Q) \times L_n = (633+100) \times 0.6 = 439.80 \text{ daN/ml}$
 - $P_w = 4.40 \text{ kN/ml}$
- **Calcul de la charge répartie sur la travée 2 :**
 - $P_e = (G + Q) \times L_n = (250+100) \times 0.6 = 439.80 \text{ daN/ml}$
 - $P_e = 4.40 \text{ kN/ml}$
- **Calcul de la charge réduite sur la travée 1 :**
 - $P_{rw} = [(2/3) \times G + Q] = 0.6 \times [1 \times (2/3) \times 633 + 1 \times 100]$
 - $P_{rw} = 313.20 \text{ daN/ml} = 3.13 \text{ kN/ml}$
- **Calcul de la charge réduite sur la travée 2 :**
 - $P_{re} = [(2/3) \times G + Q] = 0.6 \times [(2/3) \times 633 \times 100]$
 - $P_{re} = 313.20 \text{ daN/ml} = 3.13 \text{ kN/ml}$
- **Longueur de calcul pour la travée 1 :**
 - Travée 1 est une travée de rive alors $L'_w = 2.5 \text{ m}$
- **Longueur de calcul pour la travée 2 :**
 - Travée 2 est une travée intermédiaire alors $L'_e = 0.8 \times 3.25 = 2.6 \text{ m}$
- **Calcul du moment en appui central :**
 - $M_{app} = - \left[\frac{(P_{rw} \times L'_w{}^3) + (P_{re} \times L'_e{}^3)}{8.5 \times (L'_w + L'_e)} \right] = - \left[\frac{(3.13 \times 2.5^3) + (3.13 \times 2.6^3)}{8.5 \times (2.5 + 2.6)} \right]$
 - $M_{app} = - 2.40 \text{ kN.m}$

○ **Calcul du moment en appui gauche (West)**

$$- M_{\text{appw}} = \frac{(P_{rw} * L^2)}{8} = \frac{(3.13 * 2.5^2)}{8} * - 0.2$$

$$- M_{\text{appw}} = - 0.489 \text{ kN.m} = - \mathbf{0.49 \text{ kN.m}}$$

○ **Calcul la position du moment max**

$$- x = \left(\frac{L_w}{2}\right) - \frac{(M_w - M_e)}{(P_w \times L_w)}$$

$$- x = \left(\frac{2.5}{2}\right) - \frac{(-0.49 + 2.40)}{(4.40 \times 2.50)}$$

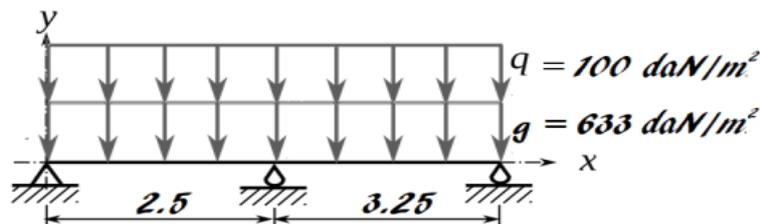
$$- x = \mathbf{1.08 \text{ m}}$$

○ **Calcul du moment en travée 1 :**

$$- M_{t1} = (P_w * L_w * x - P_w * x^2) / 2 - x * (M_w - M_e) / L_w + M_w$$

$$- M_{t1} = (4.40 \times 2.5 \times 1.08 - 4.40 \times 1.08^2) / 2 - 1.08 * [-0.49 - (-2.40)] / 2.5 + 2.4$$

$$- M_{t1} = \mathbf{2.06 \text{ kN.m}}$$



2) **Travée (3.25 ÷ 3.05) m**

✚ **Remarque 03 :** puisque la charge Q et G ont les mêmes valeurs dans toute la poutrelle alors $P_w = P_e = 4.40 \text{ kN/m}$ et $P_{rw} = P_{re} = 3.13 \text{ kN/m}$ pour toutes les travées

○ **Longueur de calcul pour la travée 1 :**

$$- \text{Travée 1 est une travée intermédiaire alors } L'_w = 0.8 \times 3.25 = \mathbf{2.6 \text{ m}}$$

○ **Longueur de calcul pour la travée 2 :**

$$- \text{Travée 2 est une travée intermédiaire alors } L'_e = 0.8 \times 3.05 = \mathbf{2.44 \text{ m}}$$

○ **Calcul du moment en appui central :**

$$- M_{\text{app}} = - \left[\frac{(P_{rw} \times L'_w{}^3) + (P_{re} \times L'_e{}^3)}{[8.5 \times (L'_w + L'_e)]} \right] = - \left[\frac{(3.13 \times 2.6^3) + (3.13 \times 2.44^3)}{[8.5 \times (2.6 + 2.44)]} \right]$$

$$- M_{\text{app}} = - \mathbf{2.35 \text{ kN.m}}$$

○ **Calcul la position de moment max**

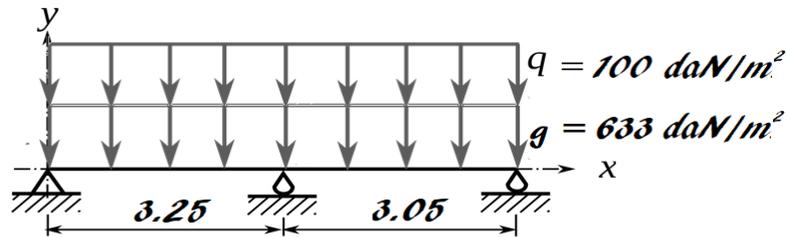
$$- x = \left(\frac{L_w}{2}\right) - \frac{(M_w - M_e)}{(P_w \times L_w)}$$

$$- x = \left(\frac{3.25}{2}\right) - \frac{(-2.40 + 2.35)}{(3.13 \times 3.25)}$$

$$- x = \mathbf{1.63 \text{ m}}$$

○ **Calcul du moment en travée 1 :**

- $M_{t1} = (P_w * L_w * x - P_w * x^2) / 2 - x * (M_w - M_e) / L_w + M_w$
- $M_{t1} = (4.40 \times 3.25 \times 1.63 - 4.40 \times 1.63^2) / 2 - 1.63 * [-2.40 - (-2.35)] / 2.5 + 2.4$
- $M_{t1} = 3.43 \text{ kN.m}$



3) **Travée (3.05 ÷ 4.80) m**

○ **Longueur de calcul pour la travée 1 :**

- Travée 1 est une travée intermédiaire alors $L'_w = 0.8 \times 3.05 = 2.44 \text{ m}$

○ **Longueur de calcul pour la travée 2 :**

- Travée 2 est une travée intermédiaire alors $L'_e = 0.8 \times 4.80 = 3.84 \text{ m}$

○ **Calcul le moment en appui central :**

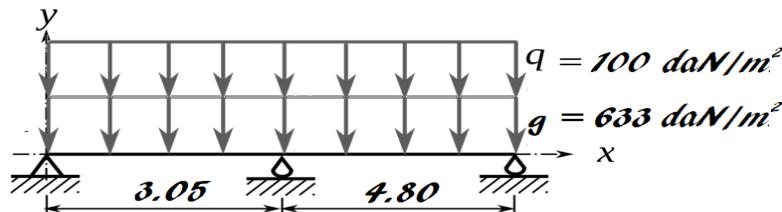
- $M_{app} = - \left[\frac{(P_{rw} \times L'_w{}^3) + (P_{re} \times L'_e{}^3)}{8.5 \times (L'_w + L'_e)} \right] = - \left[\frac{(3.13 \times 2.44^3) + (3.13 \times 3.84^3)}{8.5 \times (2.44 + 3.84)} \right]$
- $M_{app} = - 4.17 \text{ kN.m}$

○ **Calcul la position du moment max**

- $x = \left(\frac{L_w}{2} \right) - \frac{(M_w - M_e)}{(P_w \times L_w)}$
- $x = \left(\frac{3.05}{2} \right) - \frac{(-2.35 + 4.17)}{(4.40 \times 3.05)}$
- $x = 1.39 \text{ m}$

○ **Calcul du moment en travée 1 :**

- $M_{t1} = (P_w * L_w * x - P_w * x^2) / 2 - x * (M_w - M_e) / L_w + M_w$
- $M_{t1} = (4.40 \times 3.05 \times 1.39 - 4.4 \times 39^2) / 2 - 1.39 * [-2.35 - (-4.17)] / 3.05 + 4.80$
- $M_{t1} = 1.89 \text{ kN.m}$



4) Travée (4.80 ÷ 4.00) m○ **Longueur de calcul pour la travée 1 :**

- Travée 1 est une travée intermédiaire alors $L'_w = 0.8 \times 4.80 = 3.84 \text{ m}$

○ **Longueur de calcul pour la travée 2 :**

- Travée 2 est une travée intermédiaire alors $L'_e = 0.8 \times 4.00 = 3.20 \text{ m}$

○ **Calcul du moment en appui central :**

$$M_{\text{app}} = - \left[\frac{(P_{rw} \times L'_w{}^3) + (P_{re} \times L'_e{}^3)}{[8.5 \times (L'_w + L'_e)]} \right] = - \left[\frac{(3.13 \times 3.84^3) + (3.13 \times 3.20^3)}{[8.5 \times (3.84 + 3.20)]} \right]$$

$$M_{\text{app}} = - 4.68 \text{ kN.m}$$

○ **Calcul de la position de moment max**

$$x = \left(\frac{L_w}{2} \right) - \frac{(M_w - M_e)}{(P_w \times L_w)}$$

$$x = \left(\frac{4.80}{2} \right) - \frac{(-4.17 + 4.68)}{(4.40 \times 4.80)}$$

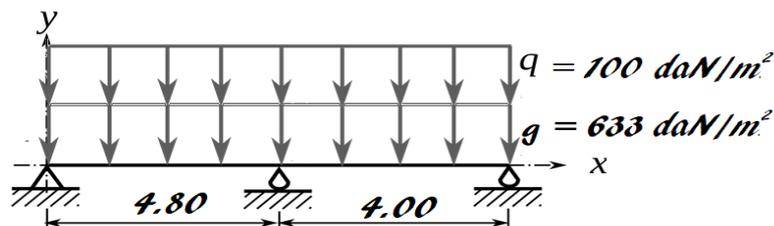
$$x = 2.38 \text{ m}$$

○ **Calcul du moment en travée 1 :**

$$M_{t1} = (P_w \times L_w \times x - P_w \times x^2) / 2 - x \times (M_w - M_e) / L_w + M_w$$

$$M_{t1} = (4.40 \times 4.80 \times 2.38 - 4.40 \times 2.38^2) / 2 - 2.38 \times [-4.17 - (-4.68)] / 4.80 + 4.00$$

$$M_{t1} = 8.24 \text{ kN.m}$$

**5) Travée (4.00 ÷ 4.80) m**○ **Longueur de calcul pour la travée 1 :**

- Travée 1 est une travée intermédiaire alors $L'_e = 0.8 \times 4.00 = 3.20 \text{ m}$

○ **Longueur de calcul pour la travée 2 :**

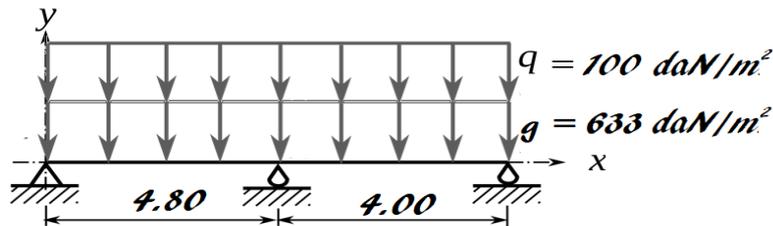
- Travée 2 est une travée intermédiaire alors $L'_w = 0.8 \times 4.80 = 3.84 \text{ m}$

○ **Calcul du moment en appui central :**

$$M_{\text{app}} = - \left[\frac{(P_{rw} \times L'_w{}^3) + (P_{re} \times L'_e{}^3)}{[8.5 \times (L'_w + L'_e)]} \right] = - \left[\frac{(3.13 \times 3.20^3) + (3.13 \times 3.84^3)}{[8.5 \times (3.84 + 3.20)]} \right]$$

$$M_{\text{app}} = - 4.68 \text{ kN.m}$$

- **Calcul de la position de moment max**
 - $x = \left(\frac{L_w}{2}\right) - \frac{(M_w - M_e)}{(P_w \times L_w)}$
 - $x = \left(\frac{4.00}{2}\right) - \frac{(-6.45 + 6.45)}{(6.03 \times 4.00)}$
 - $x = 2.00 \text{ m}$
- **Calcul du moment en travée 1 :**
 - $M_{t1} = (P_w \times L_w \times x - P_w \times x^2) / 2 - x \times (M_w - M_e) / L_w + M_w$
 - $M_{t1} = (6.03 \times 4.80 \times 2.38 - 6.03 \times 2.38^2) / 2 - 2.38 \times [-5.76 - (-6.45)] / 4.80 + 4.00$
 - $M_{t1} = 4.12 \text{ kN.m}$



Remarque 04 : Puisque que nous avons une symétrie dans notre type de poutrelle alors les résultats que nous avons trouvés dans les parties (2.5÷3.25), (3.25÷3.05), (3.05÷4.80), (4.80÷4.00) sont les mêmes pour (4.00÷4.80) ; (4.80÷3.05) ; (3.05÷3.25) ; (3.25÷2.5).

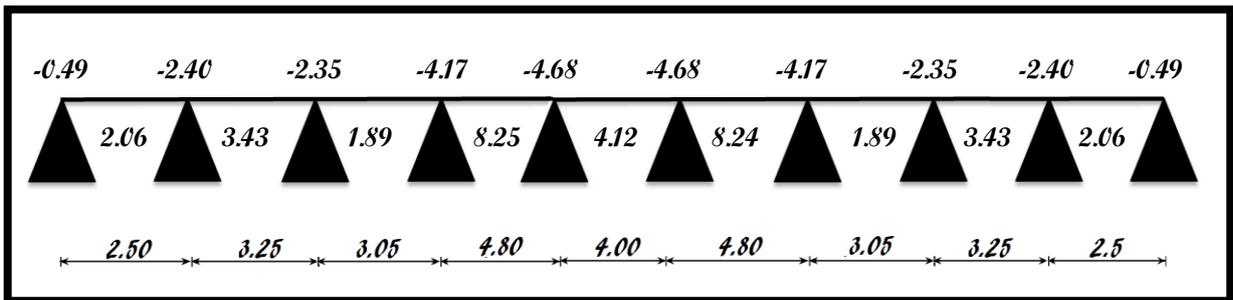


Fig.III.6 : Schémas récapitulatif des moments fléchissant pour type 01 de poutrelle en ELS

Type 02 :

$$Q_U = 652.68 \text{ daN/ml}$$

$$Q_S = 439.80 \text{ daN/ml}$$

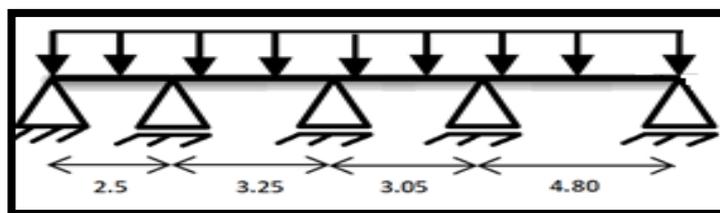


Fig.III.3 : Schémas statiques de poutrelle type 02.

✚ ELU

1) Travée (2.5 ÷ 3.25) m

○ Calcul de la charge répartie sur la travée 1 :

- $P_w = (1.35G + 1.5Q) \times L_n = (1.35 \times 528 + 1.5 \times 250) \times 0.6 = 652.68 \text{ daN/ml}$
- $P_w = 6.53 \text{ kN/ml}$

○ Calcul de la charge répartie sur la travée 2 :

- $P_e = (1.35G + 1.5Q) \times L_n = (1.35 \times 528 + 1.5 \times 250) \times 0.6 = 652.68 \text{ daN/ml}$
- $P_e = 6.53 \text{ kN/ml}$

○ Calcul de la charge réduite sur la travée 1 :

- $P_{rw} = [\text{Coef } G \times (2/3) \times G] + (\text{Coef } Q \times Q) = 0.6 \times [1.35 \times (2/3) \times 528 + 1.5 \times 250]$
- $P_{rw} = 510.12 \text{ daN/ml} = 5.10 \text{ kN/ml}$

○ Calcul de la charge réduite sur la travée 2 :

- $P_{re} = [\text{Coef } G \times (2/3) \times G] + (\text{Coef } Q \times Q) = 0.6 \times [1.35 \times (2/3) \times 528 + 1.5 \times 100]$
- $P_{re} = 510.12 \text{ daN/ml} = 5.10 \text{ kN/ml}$

○ Longueur de calcul pour la travée 1 :

- Travée 1 est une travée d'intermédiaire alors $L'_w = 2.5 \text{ m}$

○ Longueur de calcul pour la travée 2 :

- Travée 2 est une travée d'intermédiaire alors $L'_e = 0.8 \times 3.25 = 2.6 \text{ m}$

○ Calcul le moment en appui central :

- $M_{app} = - \left[\frac{(P_{rw} \times L'_w{}^3) + (P_{re} \times L'_e{}^3)}{8.5 \times (L'_w + L'_e)} \right] = - \left[\frac{(5.10 \times 2.5^3) + (5.10 \times 2.6^3)}{8.5 \times (2.5 + 2.6)} \right]$
- $M_{app} = - 3.91 \text{ kN.m}$

○ Calcul le moment en appui gauche (West)

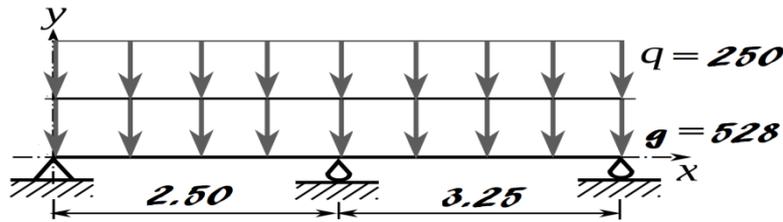
- $M_{appw} = \frac{(P_{rw} \times L^2)}{8} = \frac{(5.10 \times 2.5^2)}{8} * - 0.2$
- $M_{appw} = - 0.796 \text{ kN.m} = - 0.80 \text{ kN.m}$

○ Calcul la position de moment max

- $x = \left(\frac{L_w}{2} \right) - \frac{(M_w - M_e)}{(P_w \times L_w)}$
- $x = \left(\frac{2.50}{2} \right) - \frac{(-0.80 + 3.91)}{(6.53 \times 2.50)}$
- $x = 1.06 \text{ m}$

○ Calcul le moment en travée 1 :

- $M_{t1} = (P_w \times L_w \times x - P_w \times x^2) / 2 - x \times (M_w - M_e) / L_w + M_w$
- $M_{t1} = (6.53 \times 2.5 \times 1.06 - 6.53 \times 1.06^2) / 2 - 1.06 \times [-0.80 - (-3.91)] / 2.5 + 3.25$
- $M_{t1} = 2.87 \text{ kN.m}$



2) Travée (3.25 ÷ 3.05) m

✚ **Remarque 01** : puisque la charge Q et G est la même dans toute la poutrelle alors

$P_w = P_e = 6.53 \text{ kN/m}$ et $P_{rw} = P_{re} = 5.10 \text{ kN/m}$ pour toutes les travées

○ Longueur de calcul pour la travée 1 :

- Travée 1 est une travée d'intermédiaire alors $L'_w = 0.8 \times 3.25 = 2.6 \text{ m}$

○ Longueur de calcul pour la travée 2 :

- Travée 2 est une travée d'intermédiaire alors $L'_e = 0.8 \times 3.05 = 2.44 \text{ m}$

○ Calcul le moment en appui central :

$$- M_{\text{app}} = - \left[\frac{(P_{rw} \times L'_w)^3 + (P_{re} \times L'_e)^3}{8.5 \times (L'_w + L'_e)} \right] = - \left[\frac{(5.10 \times 2.6^3) + (5.10 \times 2.44^3)}{8.5 \times (2.6 + 2.44)} \right]$$

$$- M_{\text{app}} = - 3.82 \text{ kN.m}$$

○ Calcul la position de moment max

$$- x = \left(\frac{L_w}{2} \right) - \frac{(M_w - M_e)}{(P_w \times L_w)}$$

$$- x = \left(\frac{3.25}{2} \right) - \frac{(-3.91 + 3.82)}{(6.53 \times 3.25)}$$

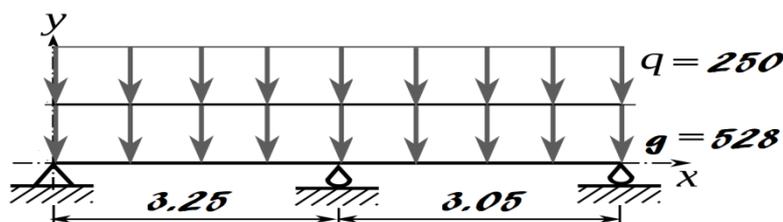
$$- x = 1.63 \text{ m}$$

○ Calcul le moment en travée 1 :

$$- M_{t1} = (P_w \times L_w \times x - P_w \times x^2) / 2 - x \times (M_w - M_e) / L_w + M_w$$

$$- M_{t1} = (6.53 \times 3.25 \times 1.63 - 6.53 \times 1.63^2) / 2 - 1.63 \times [-3.91 - (-3.82)] / 3.25 + 3.05$$

$$- M_{t1} = 4.75 \text{ kN.m}$$



3) Travée (3.05 ÷ 4.80) m

○ Longueur de calcul pour la travée 1 :

- Travée 1 est une travée de rive alors $L'_w = 0.8 \times 3.05 = 2.44$ m

○ Longueur de calcul pour la travée 2 :

- Travée 2 est une travée de rive alors $L'_e = 1 \times 4.80 = 4.80$ m

○ Calcul le moment en appui central :

$$M_{app} = - \left[\frac{(P_{rw} \times L'_w{}^3) + (P_{re} \times L'_e{}^3)}{[8.5 \times (L'_w + L'_e)]} \right] = - \left[\frac{(5.10 \times 2.44^3) + (5.10 \times 4.80^3)}{[8.5 \times (2.44 + 4.80)]} \right]$$

$$M_{app} = - 10.38 \text{ kN.m}$$

○ Calcul la position de moment max

$$x = \left(\frac{L_w}{2} \right) - \frac{(M_w - M_e)}{(P_w \times L_w)}$$

$$x = \left(\frac{3.05}{2} \right) - \frac{(-3.82 + 10.38)}{(6.53 \times 3.05)}$$

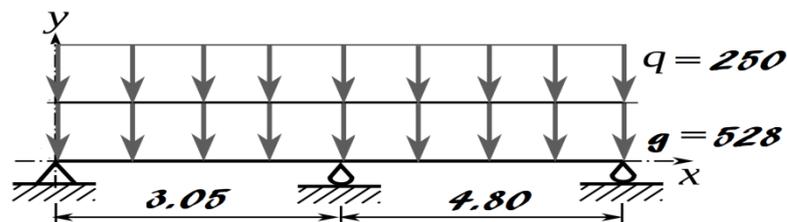
$$x = 1.20 \text{ m}$$

○ Calcul le moment en travée 1 :

$$M_{t1} = (P_w \times L_w \times x - P_w \times x^2) / 2 - x \times (M_w - M_e) / L_w + M_w$$

$$M_{t1} = (6.53 \times 3.05 \times 1.20 - 6.53 \times 1.20^2) / 2 - 1.20 \times [-3.82 - (-10.38)] / 3.05 + 4.80$$

$$M_{t1} = 0.85 \text{ kN.m}$$

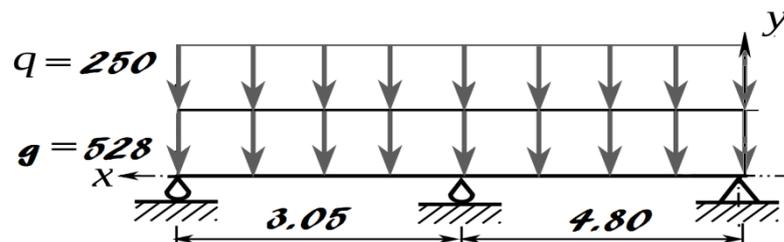


4) Travée (4.00) m

○ Calcul le moment en appui de rive (EST)

$$M_{appe} = - 0.2 \times \frac{Q \times L^2}{8} = \frac{P_{re} \times L^2}{8} = - 0.2 \times \frac{5.10 \times 4.80^2}{8} = -2.94 \text{ kN.m}$$

$$M_{appe} = - 2.937 \text{ kN.m} = - 2.94 \text{ kN.m}$$



- **Longueur de calcul pour la travée 1 :**
 - Travée 1 est une travée de rive alors $L'_w = 1 \times 4.80 = 4.80 \text{ m}$
- **Longueur de calcul pour la travée 2 :**
 - Travée 2 est une travée d'intermédiaire alors $L'_e = 0.8 \times 3.05 = 2.44 \text{ m}$
- **Calcul le moment en appui central :**
 - $M_{\text{app}} = - \left[\frac{(P_{rw} \times L'_w{}^3) + (P_{re} \times L'_e{}^3)}{[8.5 \times (L'_w + L'_e)]} \right] = - \left[\frac{(5.10 \times 4.80^3) + (5.10 \times 2.44^3)}{[8.5 \times (4.80 + 2.44)]} \right]$
 - $M_{\text{app}} = - 10.38 \text{ kN.m}$
- **Calcul la position de moment max**
 - $x = \left(\frac{L_w}{2} \right) - \frac{(M_w - M_e)}{(P_w \times L_w)}$
 - $x = \left(\frac{4.80}{2} \right) - \frac{(-2.94 + 10.38)}{(6.53 \times 4.80)}$
 - $x = 2.16 \text{ m}$
- **Calcul le moment en travée 1 :**
 - $M_{t1} = (P_w \times L_w \times x - P_w \times x^2) / 2 - x \times (M_w - M_e) / L_w + M_w$
 - $M_{t1} = (6.53 \times 4.80 \times 2.16 - 6.03 \times 2.16^2) / 2 - 2.16 \times [-2.94 - (-10.38)] / 4.80 + 3.05$
 - $M_{t1} = 12.33 \text{ kN.m}$

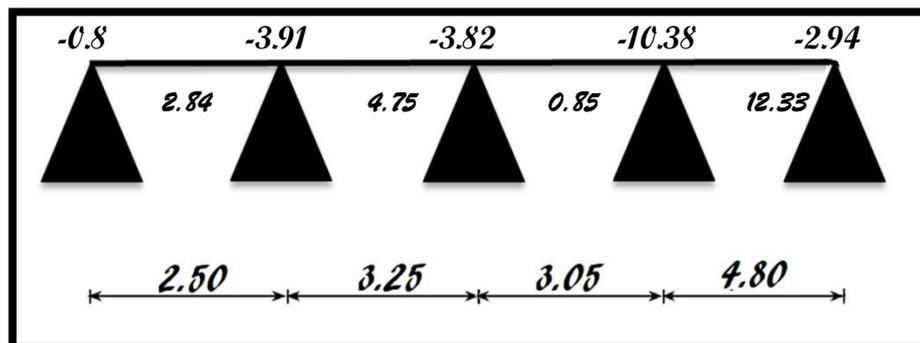


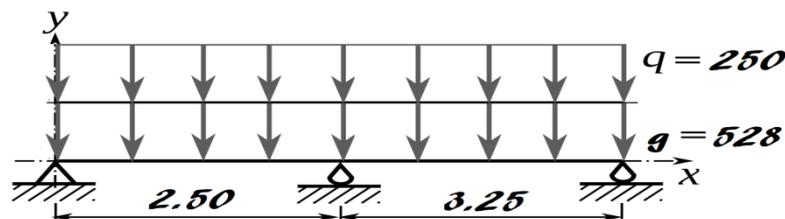
Fig.III.7 : Schémas récapitulatif des moments fléchissant pour type 02 de poutrelle en ELU

✚ ELS

5) Travée (2.5 ÷ 3.25) m

- **Calcul de la charge répartie sur la travée 1 :**
 - $P_w = (G + Q) \times L_n = (528 + 250) \times 0.6 = 466.80 \text{ daN/ml}$
 - $P_w = 4.67 \text{ kN/ml}$
- **Calcul de la charge répartie sur la travée 2 :**
 - $P_e = (G + Q) \times L_n = (528 + 250) \times 0.6 = 466.80 \text{ daN/ml}$
 - $P_e = 4.67 \text{ kN/ml}$

- **Calcul de la charge réduite sur la travée 1 :**
 - $Prw = [\text{Coef } G \times (2/3) \times G] + (\text{Coef } Q \times Q) = 0.6 \times [1 \times (2/3) \times 528 + 1 \times 250]$
 - $Prw = 361.2 \text{ daN/ml} = 3.61 \text{ kN/ml}$
- **Calcul de la charge réduite sur la travée 2 :**
 - $Pre = [\text{Coef } G \times (2/3) \times G] + (\text{Coef } Q \times Q) = 0.6 \times [1.35 \times (2/3) \times 633 + 1.5 \times 100]$
 - $Pre = 361.2 \text{ daN/ml} = 3.61 \text{ kN/ml}$
- **Longueur de calcul pour la travée 1 :**
 - Travée 1 est une travée d'intermédiaire alors $L'w = 2.5 \text{ m}$
- **Longueur de calcul pour la travée 2 :**
 - Travée 2 est une travée d'intermédiaire alors $L'e = 0.8 \times 3.25 = 2.6 \text{ m}$
- **Calcul le moment en appui central :**
 - $M_{app} = - \left[\frac{(Prw \times L'w^3) + (Pre \times L'e^3)}{[8.5 \times (L'w + L'e)]} \right] = - \left[\frac{(3.61 \times 2.5^3) + (3.61 \times 2.6^3)}{[8.5 \times (2.5 + 2.6)]} \right]$
 - $M_{app} = - 2.77 \text{ kN.m}$
- **Calcul le moment en appui gauche (West)**
 - $M_{appw} = \frac{(Prw \times L^2)}{8} = \frac{(3.61 \times 2.5^2)}{8} * - 0.2$
 - $M_{appw} = - 0.564 \text{ kN.m} = - 0.56 \text{ kN.m}$
- **Calcul la position de moment max**
 - $x = \left(\frac{Lw}{2} \right) - \frac{(Mw - Me)}{(Pw \times Lw)}$
 - $x = \left(\frac{2.50}{2} \right) - \frac{(-0.56 + 2.77)}{(4.67 \times 2.50)}$
 - $x = 1.06 \text{ m}$
- **Calcul le moment en travée 1 :**
 - $M_{t1} = (Pw \times Lw \times x - Pw \times x^2) / 2 - x \times (Mw - Me) / Lw + Mw$
 - $M_{t1} = (4.67 \times 2.5 \times 1.06 - 4.67 \times 1.06^2) / 2 - 1.06 \times [-0.56 - (-2.77)] / 2.5 + 3.25$
 - $M_{t1} = 2.07 \text{ kN.m}$



6) Travée (3.25 ÷ 3.05) m

✚ **Remarque 02** : puisque la charge Q et G et là même dans toute la poutrelle alors

$P_w = P_e = 4.67 \text{ kN/m}$ et $P_{rw} = P_{re} = 3.31 \text{ kN/m}$ pour toute les travées

○ **Longueur de calcul pour la travée 1 :**

- Travée 1 est une travée d'intermédiaire alors $L'_w = 0.8 \times 3.25 = 2.6 \text{ m}$

○ **Longueur de calcul pour la travée 2 :**

- Travée 2 est une travée d'intermédiaire alors $L'_e = 0.8 \times 3.05 = 2.44 \text{ m}$

○ **Calcul le moment en appui central :**

$$- M_{app} = - \left[\frac{(P_{rw} \times L'_w{}^3) + (P_{re} \times L'_e{}^3)}{[8.5 \times (L'_w + L'_e)]} \right] = - \left[\frac{(3.61 \times 2.6^3) + (3.61 \times 2.44^3)}{[8.5 \times (2.6 + 2.44)]} \right]$$

$$- M_{app} = - 2.71 \text{ kN.m}$$

○ **Calcul la position de moment max**

$$- x = \left(\frac{L_w}{2} \right) - \frac{(M_w - M_e)}{(P_w \times L_w)}$$

$$- x = \left(\frac{3.25}{2} \right) - \frac{(-2.77 + 2.71)}{(4.67 \times 3.25)}$$

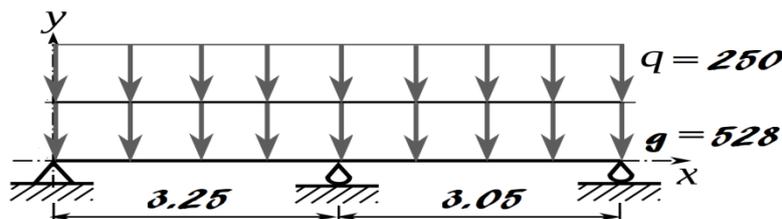
$$- x = 1.63 \text{ m}$$

○ **Calcul le moment en travée 1 :**

$$- M_{t1} = (P_w \times L_w \times x - P_w \times x^2) / 2 - x \times (M_w - M_e) / L_w + M_w$$

$$- M_{t1} = (4.67 \times 3.25 \times 1.63 - 4.67 \times 1.63^2) / 2 - 1.63 \times [-2.77 - (-2.71)] / 3.25 + 3.05$$

$$- M_{t1} = 3. \text{ kN.m}$$



7) Travée (3.05 ÷ 4.80) m

○ **Longueur de calcul pour la travée 1 :**

- Travée 1 est une travée d'intermédiaire alors $L'_w = 0.8 \times 3.05 = 2.44 \text{ m}$

○ **Longueur de calcul pour la travée 2 :**

- Travée 2 est une travée de rive alors $L'_e = 1 \times 4.80 = 4.80 \text{ m}$

○ **Calcul le moment en appui central :**

$$- M_{app} = - \left[\frac{(P_{rw} \times L'_w{}^3) + (P_{re} \times L'_e{}^3)}{[8.5 \times (L'_w + L'_e)]} \right] = - \left[\frac{(3.61 \times 2.44^3) + (3.61 \times 4.80^3)}{[8.5 \times (2.44 + 4.80)]} \right]$$

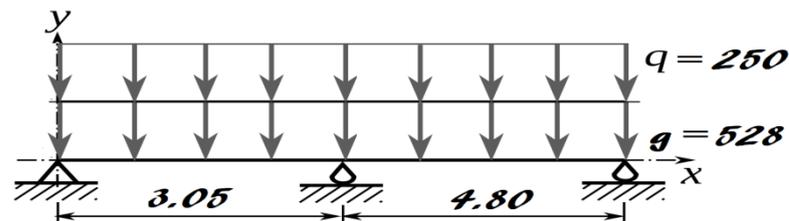
$$- M_{app} = - 7.35 \text{ kN.m}$$

○ **Calcul la position de moment max**

- $x = \left(\frac{L_w}{2}\right) - \frac{(M_w - M_e)}{(P_w \times L_w)}$
- $x = \left(\frac{3.05}{2}\right) - \frac{(-2.71 + 7.35)}{(4.67 \times 3.05)}$
- $x = 1.20 \text{ m}$

○ **Calcul le moment en travée 1 :**

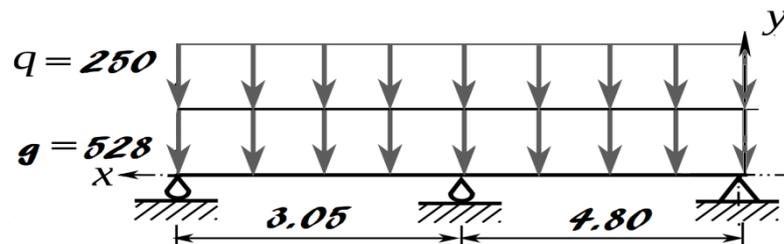
- $M_{t1} = (P_w \times L_w \times x - P_w \times x^2) / 2 - x \times (M_w - M_e) / L_w + M_w$
- $M_{t1} = (6.53 \times 3.05 \times 1.20 - 6.53 \times 1.20^2) / 2 - 1.20 \times [-3.82 - (-10.38)] / 3.05 + 4.80$
- $M_{t1} = 0.85 \text{ kN.m}$



8) Travée (4.80) m

○ **Calcul le moment en appui de rive (EST)**

- $M_{\text{appui}} = -0.2 \times \frac{Q \times L^2}{8} = \frac{P_{re} \times L^2}{8} = -0.2 \times \frac{3.61 \times 4.80^2}{8}$
- $M_{\text{appui}} = -2.079 \text{ kN.m} = -2.08 \text{ kN.m}$



○ **Longueur de calcul pour la travée 1 :**

- Travée 1 est une travée de rive alors $L'_w = 1 \times 4.80 = 4.80 \text{ m}$

○ **Longueur de calcul pour la travée 2 :**

- Travée 2 est une travée d'intermédiaire alors $L'_e = 0.8 \times 3.05 = 2.44 \text{ m}$

○ **Calcul le moment en appui central :**

- $M_{\text{app}} = - \left[\frac{(P_{rw} \times L'_w{}^3) + (P_{re} \times L'_e{}^3)}{[8.5 \times (L'_w + L'_e)]} \right] = - \left[\frac{(3.61 \times 4.80^3) + (3.61 \times 2.44^3)}{[8.5 \times (4.80 + 2.44)]} \right]$
- $M_{\text{app}} = -7.35 \text{ kN.m}$

○ **Calcul la position de moment max**

$$x = \left(\frac{L_w}{2}\right) - \frac{(M_w - M_e)}{(P_w \times L_w)}$$

$$x = \left(\frac{4.80}{2}\right) - \frac{(-2.08 + 7.35)}{(4.67 \times 4.80)}$$

$$x = 2.16 \text{ m}$$

○ **Calcul le moment en travée 1 :**

$$M_{t1} = (P_w \times L_w \times x - P_w \times x^2) / 2 - x \times (M_w - M_e) / L_w + M_w$$

$$M_{t1} = (6.53 \times 4.80 \times 2.16 - 6.03 \times 2.16^2) / 2 - 2.16 \times [-2.94 - (-10.38)] / 4.80 + 3.05$$

$$M_{t1} = 8.87 \text{ kN.m}$$

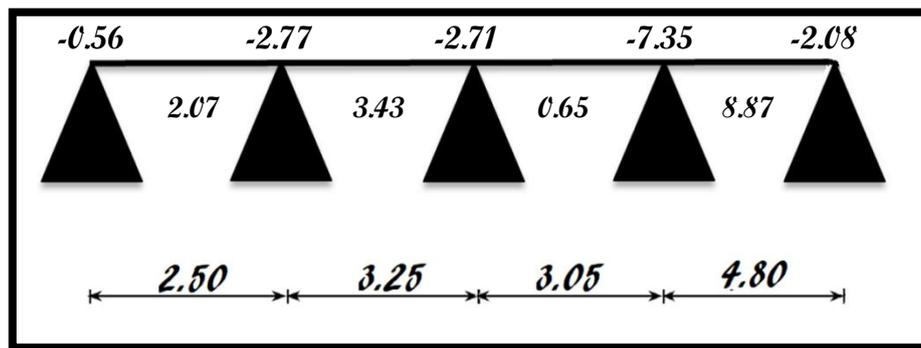


Fig.III.8 : Schémas récapitulatif des moments fléchissant pour type 02 de poutrelle en ELS

b) **Calcul les efforts tranchants**

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{qL}{2}$$

$$V_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{qL}{2}$$

✚ **Type 01 :**

1) **Travée (2.50) m**

○ **Calcul les efforts tranchant (appui WEST)**

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{qL}{2}$$

$$V_w = \frac{0.68 - 3.31}{2.50} + \frac{6.03 \times 2.50}{2}$$

$$V_w = 6.48 \text{ kN}$$

○ **Calcul les efforts tranchant (appui EST)**

$$V_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{qL}{2}$$

$$V_e = \frac{-0.68 - 3.31}{2.50} - \frac{6.03 \times 2.50}{2}$$

$$V_e = -8.49 \text{ kN}$$

2) Travée (3.25) m○ **Calcul les efforts tranchant (appui WEST)**

$$- V_W = \frac{M_W - M_e}{L} + \frac{qL}{2}$$

$$- V_W = \frac{-3.31 - 3.24}{3.25} + \frac{6.03 \times 3.25}{2}$$

$$- V_W = \mathbf{9.82 \text{ kN}}$$

○ **Calcul les efforts tranchant (appui EST)**

$$- V_e = \frac{M_W - M_e}{L} - \frac{qL}{2}$$

$$- V_e = \frac{-3.31 - 3.24}{2.50} + \frac{6.03 \times 3.25}{2}$$

$$- V_e = \mathbf{-9.77 \text{ kN}}$$

3) Travée (3.05) m○ **Calcul les efforts tranchant (appui WEST)**

$$- V_W = \frac{M_W - M_e}{L} + \frac{qL}{2}$$

$$- V_W = \frac{-3.24 - 5.76}{3.05} + \frac{6.03 \times 3.05}{2}$$

$$- V_W = \mathbf{8.37 \text{ kN}}$$

○ **Calcul les efforts tranchant (appui EST)**

$$- V_e = \frac{M_W - M_e}{L} - \frac{qL}{2}$$

$$- V_e = \frac{-3.24 - 5.76}{3.05} - \frac{6.03 \times 3.05}{2}$$

$$- V_e = \mathbf{-10.02 \text{ kN}}$$

4) Travée (4.80) m○ **Calcul les efforts tranchant (appui WEST)**

$$- V_W = \frac{M_W - M_e}{L} + \frac{qL}{2}$$

$$- V_W = \frac{-5.76 - 6.45}{4.80} + \frac{6.03 \times 4.80}{2}$$

$$- V_W = \mathbf{14.32 \text{ kN}}$$

○ **Calcul les efforts tranchant (appui EST)**

$$- V_e = \frac{M_W - M_e}{L} - \frac{qL}{2}$$

$$- V_e = \frac{-5.76 - 6.45}{4.80} - \frac{6.03 \times 4.80}{2}$$

$$- V_e = \mathbf{-14.61 \text{ kN}}$$

5) Travée (4.00) m

○ Calcul les efforts tranchant (appui WEST)

$$- V_W = \frac{M_W - M_e}{L} + \frac{qL}{2}$$

$$- V_W = \frac{-6.45 - 6.45}{4.80} + \frac{6.03 \times 4.80}{2}$$

$$- V_W = 12.06 \text{ kN}$$

○ Calcul les efforts tranchant (appui EST)

$$- V_e = \frac{M_W - M_e}{L} - \frac{qL}{2}$$

$$- V_e = \frac{6.45 - 6.45}{4.80} - \frac{6.03 \times 4.80}{2}$$

$$- V_e = -12.06 \text{ kN}$$

✚ **Remarque 01 :** Puisque que nous avons une symétrie dans notre type de poutrelle alors les résultats que nous avons trouvé dans les parties (2.5÷3.25), (3.25÷3.05), (3.05÷4.80), (4.80÷4.00) sont les même pour (4.00÷4.80) ; (4.80÷3.05) ; (3.05÷3.25) ; (3.25÷2.5).

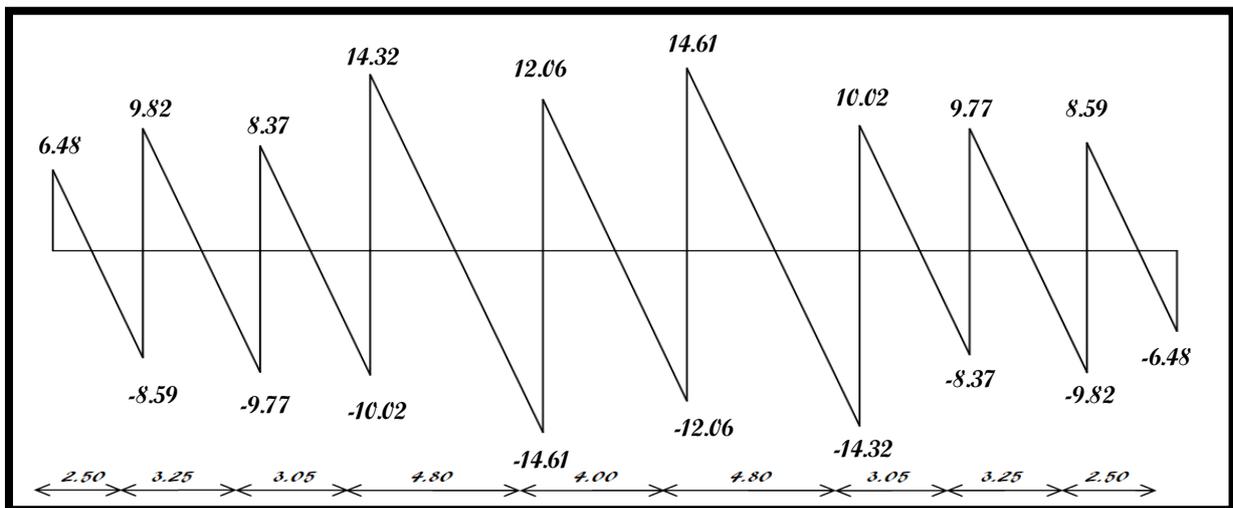


Fig.III.9 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU pour poutrelle 01 en ELU

✚ Type 02 :

1) Travée (2.50) m

○ Calcul les efforts tranchant (appui WEST)

$$- V_W = \frac{M_W - M_e}{L} + \frac{qL}{2}$$

$$- V_W = \frac{-0.8 - 3.91}{2.50} + \frac{6.53 \times 2.50}{2}$$

$$- V_W = 6.91 \text{ kN}$$

○ **Calcul les efforts tranchant (appui EST)**

$$- V_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{qL}{2}$$

$$- V_e = \frac{-0.8 - 3.91}{2.50} - \frac{6.53 \times 2.50}{2}$$

$$- V_e = -9.40 \text{ kN}$$

2) Travée (3.25) m

○ **Calcul les efforts tranchant (appui WEST)**

$$- V_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{qL}{2}$$

$$- V_w = \frac{-3.91 - 3.82}{3.25} + \frac{6.53 \times 3.25}{2}$$

$$- V_w = 10.63 \text{ kN}$$

○ **Calcul les efforts tranchant (appui EST)**

$$- V_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{qL}{2}$$

$$- V_e = \frac{-3.91 - 3.82}{3.25} - \frac{6.53 \times 3.25}{2}$$

$$- V_e = -10.58 \text{ kN}$$

3) Travée (3.05) m

○ **Calcul les efforts tranchant (appui WEST)**

$$- V_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{qL}{2}$$

$$- V_w = \frac{-3.82 - 10.38}{3.05} + \frac{6.53 \times 3.05}{2}$$

$$- V_w = 7.80 \text{ kN}$$

○ **Calcul les efforts tranchant (appui EST)**

$$- V_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{qL}{2}$$

$$- V_e = \frac{-3.82 - (-10.38)}{3.05} - \frac{6.53 \times 3.05}{2}$$

$$- V_e = -12.10 \text{ kN}$$

4) Travée (4.80) m

○ **Calcul les efforts tranchant (appui WEST)**

$$- V_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{qL}{2}$$

$$- V_w = \frac{-10.38 - (-2.94)}{3.05} + \frac{6.53 \times 4.80}{2}$$

- $V_w = 17.21 \text{ kN}$
- **Calcul les efforts tranchant (appui EST)**
- $V_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{qL}{2}$
- $V_e = \frac{-10.38 - (-2.94)}{3.05} - \frac{6.53 \times 4.80}{2}$
- $V_e = -14.12 \text{ kN}$

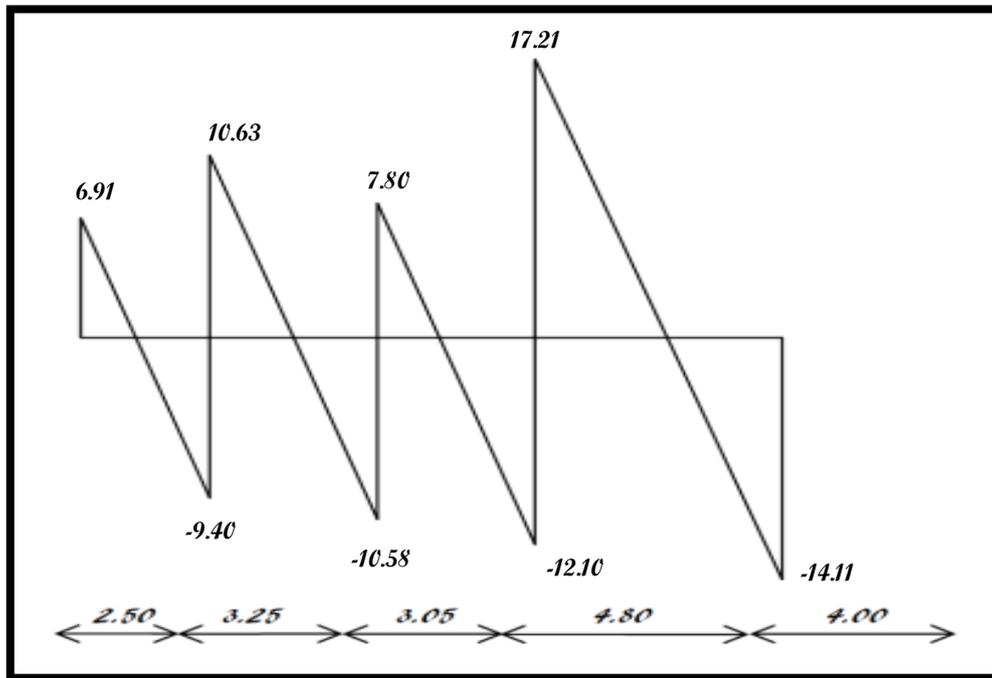


Fig.III.10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU pour poutrelle 02 en ELU

III.2.3.6 Application de la méthode forfaitaire

a) Exposée de la méthode

Le principe consiste à autoriser le transfert de moment entre les sections sur appuis, et en travées et réciproquement.

- **Calcul des moments :**

✚ Soit : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

Les moments en travées et en appuis doivent vérifier :

- $M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \text{Max} \{ (1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0 \}$
- $M_t \geq + \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0$ (Cas d'une travée de rive).
- $M_t \geq + \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0$ (Cas d'une travée intermédiaire).

- Avec
 - M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (c'est le moment Isostatique) ;
 - M_g et M_d : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée ;
 - M_t : le moment maximal en travée dans la travée considérée
 - **Moment d'un appui de rive :**
 - Appuis semi encastré (encastré dans une poutre) → $- 0.2 M_0$.
 - Appuis encastré (encastré dans un voile) → $- 0.40 M_0$
 - **Moments des appuis intermédiaires :**
 - Appuis d'une poutre à deux travées → $- 0.60 M_0$.
 - Appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées → $- 0.50 M_0$.
 - Autres appuis intermédiaires → $- 0.40 M_0$.
- Dans notre cas on a :

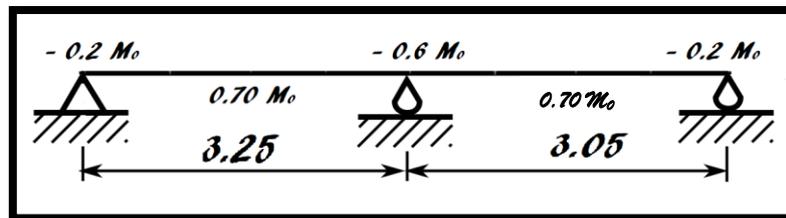


Fig.III.11 : Schémas des moments en appuis et travée dans type 03

➤ **Etat limite ultime :**

1) **Calcul de M_0**

• **Travée AB :**

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{652.68 \times (3.25)^2}{8}$$

$M_0 = 861.74 \text{ daN.m}$

• **Travée BC :**

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{652.68 \times (3.05)^2}{8} = 758.94$$

$M_0 = 758.94 \text{ daN.m}$

2) **Calcul les moments en appuis**

• **Appuis gauche (3.25) m**

$$\left\{ \begin{array}{l} -0.2 M_0 = -0.2 \times 861.74 \\ -0.2 M_0 = -172.348 \text{ daN.m} \end{array} \right\}$$

• **Appuis droit (3.05) m**

$$\left\{ \begin{array}{l} -0.2 M_0 = -0.2 \times 758.94 \\ -0.2 M_0 = -151.788 \text{ daN.m} \end{array} \right\}$$

- **Appui intermédiaire**
- $\begin{cases} -0.6 M_0 = -0.6 \times 861.74 \\ -0.6 M_0 = -517.044 \end{cases}$

3) **Calcul des moments en travée**

- **Calcul du rapport des charges d'exploitation et permanentes α :**

- $\alpha = \frac{Q_u}{G+Q_u} = \frac{250}{466.8+250} = \mathbf{0.35}$

- $\alpha = \mathbf{0.35}$

- $0 \leq \alpha = 0.35 \leq \frac{2}{3} \dots\dots\dots \text{C.V}$

- **Travée (3.25) m**

- $\left\{ M_t + \frac{M_g+M_d}{2} \geq \text{Max} \{ (1 + 0.3\alpha)M_0 ; 1.05M_0 \} \right.$

- $\left. \left\{ M_t \geq -\left(\frac{0.2M_0+0.6M_0}{2}\right) + \text{Max} \{ (1 + 0.3 \times 0.35)M_0 ; 1.05M_0 \} \right\} \right.$

- $M_t \geq 0.705 M_0 = \mathbf{607.53 \text{ daN.m}}$

- $M_t \geq + \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2}\right) M_0$

- $M_t \geq + \left(\frac{1.2+0.3 \times 0.35}{2}\right) M_0$

- $M_t \geq 0.65M_0 = \mathbf{560.13 \text{ daN.m}}$

➤ **Alors on prend $M_t=607.53 \text{ daN.m}$**

- **Travée (3.05) m**

- $\left\{ M_t + \frac{M_g+M_d}{2} \geq \text{Max} \{ (1 + 0.3\alpha)M_0 ; 1.05M_0 \} \right.$

- $\left. \left\{ M_t \geq -\left(\frac{0.2M_0+0.6M_0}{2}\right) + \text{Max} \{ (1 + 0.3 \times 0.35)M_0 ; 1.05M_0 \} \right\} \right.$

- $M_t \geq 0.705 M_0 = \mathbf{535.5 \text{ daN.m}}$

- $M_t \geq + \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2}\right) M_0$

- $M_t \geq + \left(\frac{1.2+0.3 \times 0.35}{2}\right) M_0$

- $M_t \geq 0.65M_0 = \mathbf{493.31 \text{ daN.m}}$

➤ **Alors on prend $M_t=535.05 \text{ daN.m}$**

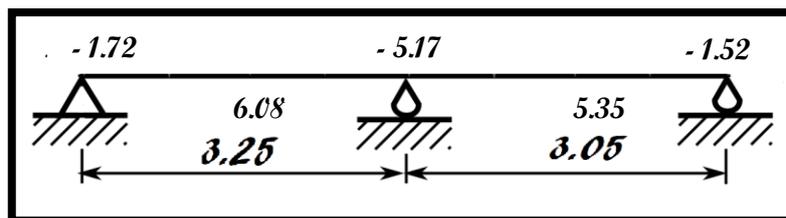


Fig.III.12 : Schémas récapitulatif des moments fléchissant pour type 03 de poutrelle en ELU

4) Calcul de l'effort tranchant :

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{qL}{2}$$

$$V_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{qL}{2}$$

• Travée (3.25) m

$$- V_w = \frac{1.72 - 5.17}{3.25} + \frac{6.53 \times 3.25}{2}$$

$$- V_w = \mathbf{9.55 \text{ KN}}$$

$$- V_e = \frac{1.72 - 5.17}{3.25} - \frac{6.53 \times 3.25}{2}$$

$$- V_e = \mathbf{-11.67 \text{ KN}}$$

• Travée (3.05) m

$$- V_w = \frac{5.17 - 1.52}{3.05} + \frac{6.53 \times 3.05}{2}$$

$$- V_w = \mathbf{11.15 \text{ KN}}$$

$$- V_e = \frac{5.17 - 1.52}{3.05} - \frac{6.53 \times 3.05}{2}$$

$$- V_e = \mathbf{-9.41 \text{ KN}}$$

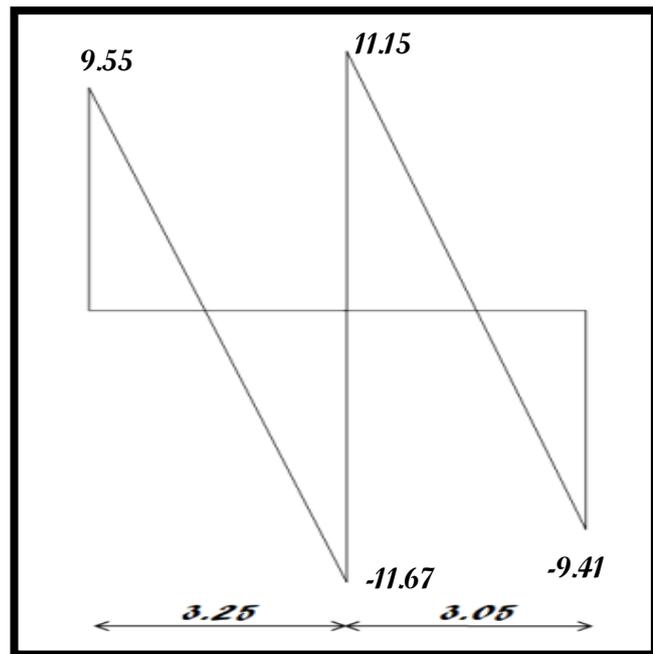


Fig.III.13 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU pour poutrelle 02

➤ Etat limite service :

1) Calcul de M_0

• Travée AB

$$- M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{466.8 \times (3.25)^2}{8}$$

$$- M_0 = \mathbf{616.32 \text{ daN.m}}$$

• Travée BC

$$- M_0 = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{466.8 \times (3.05)^2}{8}$$

$$- M_0 = \mathbf{542.60 \text{ daN.m}}$$

2) Calcul les moments en appuis

• Appuis gauche (3.25) m

$$\left. \begin{aligned} -0.2 M_0 &= -0.2 \times 616.32 \\ -0.2 M_0 &= \mathbf{-123.26 \text{ daN.m}} \end{aligned} \right\}$$

• Appuis droit (3.05) m

$$\left. \begin{aligned} -0.2 M_0 &= -0.2 \times 542.60 \\ -0.2 M_0 &= \mathbf{-151.788 \text{ daN.m}} \end{aligned} \right\}$$

• Appui intermédiaire

$$\left. \begin{aligned} -0.6 M_0 &= -0.6 \times 616.32 \\ -0.6 M_0 &= \mathbf{-369.79 \text{ daN.m}} \end{aligned} \right\}$$

3) En Travée

• Travée (3.25) m

- $\{M_t \geq -\frac{M_g+M_d}{2} + \text{Max} \{(1 + 0.3\alpha)M_0 ; 1.05M_0\}$
- $\left\{M_t \geq -\left(\frac{0.2M_0+0.6M_0}{2}\right) + \text{Max} \{(1 + 0.3 \times 0.35)M_0 ; 1.05M_0\}\right\}$
- $M_t \geq 0.705 M_0 = 434.51 \text{ daN.m}$

- $M_t \geq + \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2}\right) M_0$

- $M_t \geq + \left(\frac{1.2+0.3 \times 0.35}{2}\right) M_0$

- $M_t \geq 0.65 M_0 = 400.61 \text{ daN.m}$

✚ Alors on prend $M_t=434.51 \text{ daN.m}$

• Travée (3.05) m

- $\{M_t \geq -\frac{M_g+M_d}{2} + \text{Max} \{(1 + 0.3\alpha)M_0 ; 1.05M_0\}$
- $M_t \geq \left\{M_t \geq -\left(\frac{0.2M_0+0.6M_0}{2}\right) + \text{Max} \{(1 + 0.3 \times 0.35)M_0 ; 1.05M_0\}\right\}$

- $M_t \geq 0.705 M_0$

- $M_t \geq 382.53 \text{ daN.m}$

- $M_t \geq + \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2}\right) M_0$

- $M_t \geq + \left(\frac{1.2+0.3 \times 0.35}{2}\right) M_0$

- $M_t \geq 0.65 M_0 = 352.82 \text{ daN.m}$

➤ Alors on prend $M_t= 382.53 \text{ daN.m}$

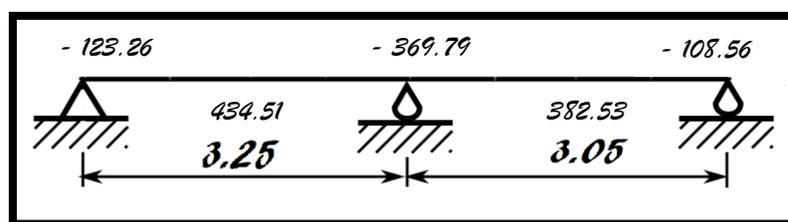


Fig.III.14 : Schémas récapitulatif des moments fléchissant pour type 03 de poutrelle en ELU

	Moment en travée [kN.m]		Moment en appui [kN.m]		Effort tranchant [kN]
	ELU	ELS	ELU	ELS	
1	11.26	8.25	-6.45	-4.68	14.61
2	12.33	8.87	-10.38	-7.35	-17.21
3	6.08	4.35	-5.17	-3.7	11.67

Tableau.III.4 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants maximum

III.2.3.7 Calcul des armatures longitudinales

a) En travée

➤ ELU

$$M_t^U = 12330 \text{ N.m}$$

1) Vérification de l'étendue de la zone comprimée

- $M_T = \sigma_b \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$
- $M_T = 14.17 \times 60 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right)$
- $M_T = 54412.8 \text{ N.m} > M_t^U = 12330 \text{ N.m}$

- La zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimensions $(b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$

2) Vérification de l'existence des armatures comprimées

- $\mu = \frac{M_t^U}{\sigma_b \times b \times d^2}$
- $\mu = \frac{12330}{14.17 \times 60 \times 18^2}$
- $\mu = 0.044 < \mu_L = 0.392$ (Acier FeE400)

- A' N'existe pas et :

$$1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} \rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

- $\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$
- $\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 20.044})$
- $\alpha = 0.056$

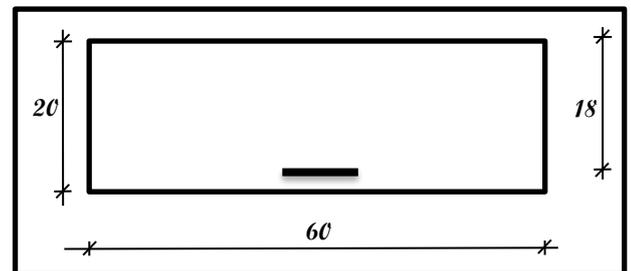


Fig.III.15 : Section de calcul en travée

- $\beta = 1 - 0,4\alpha$
- $\beta = 1 - 0,4 \times 0,05$
- $\beta = 0,977$

3) Détermination des armatures

- $A = \frac{M_t^U}{\sigma_s \times \beta \times d}$
- $A = \frac{12330}{348 \times 0,977 \times 18}$
- $A = 2,01 \text{ cm}^2$

4) Condition de non fragilité

- $A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$
- $A_{\min} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400}$
- $A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2$

- $A_{\text{adoptif}} \Rightarrow \text{Max}(A_{\text{cal}} ; A_{\min})$

- $A = 2,01 \text{ cm}^2$

➤ Choix : 3T10 = 2,36 cm²

➤ ELS

$$M_t^S = 8870 \text{ N.m}$$

1) Position de l'axe neutre

- $H_1 = \frac{b}{2} \times h_0^2 - 15 \times A(d - h_0)$
- $H_1 = \frac{60}{2} \times 4^2 - 15 \times 2,36 \times (18 - 4)$
- $H_1 = -15,6 \text{ cm} < 0 \Rightarrow$ l'axe neutre se trouve

dans la nervure

2) Calcul des contraintes

i. L'axe neutre de la table de compression

- $\frac{b}{2} \times y_1^2 - (b - b_0) \frac{(y_1 - h_0)^2}{2} - 15 \times A \times (d - y_1) = 0$
- $\frac{60}{2} \times y_1^2 - (60 - 12) \frac{(y_1 - 4)^2}{2} - 15 \times 2,36 \times (18 - y_1) = 0$
- $30 \times y_1^2 - 48 \times \frac{y_1^2 - 2 \times 4 \times y_1 + 4^2}{2} - 15 \times 2,36 \times (18 - y_1) = 0$
- $30 \times y_1^2 - 24 \times y_1^2 + 192 \times y_1 - 384 - 637,2 + 35,4 \times y_1 = 0$
- $6y_1^2 + 227,4y_1 - 1021,2 = 0$

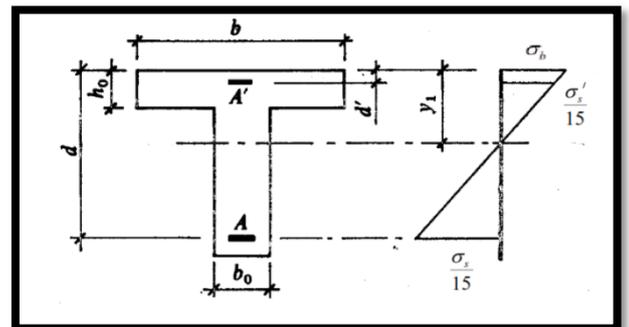


Fig.III.16 : section en T soumise à la flexion simple

$$\begin{aligned}
 & - \Delta = b^2 - 4ac \\
 & - \Delta = 227.4^2 - 4 \times (6) \times (-1021.2) \\
 & - \Delta = 76219.56 \\
 & - \begin{cases} y_{1a} = \frac{-35.4 - \sqrt{76219.56}}{2 \times 6} = -41.96 \text{ cm} \\ y_{1b} = \frac{-35.4 + \sqrt{76219.56}}{2 \times 6} = 04.06 \text{ cm} \end{cases}
 \end{aligned}$$

✚ Alors $y = 4.06 \text{ cm}$

ii. Moment quadratique / l'axe neutre

$$\begin{aligned}
 & - I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15 \times A \times (d^2 - y_1^2) \\
 & - I = \frac{60}{3} 4.06^3 + 15 \times 2.36 \times (18^2 - 4.06^2) \\
 & - I = 8217.52 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

iii. Calcul des contraintes

$$\begin{aligned}
 & - \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 \\
 & - \sigma_{bc} = \frac{8870 \times 10^3}{8217.52 \times 10^4} \times 4.06 \times 10 \\
 & - \sigma_{bc} = 4.38 \text{ MPa} \\
 & - \sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y_1) \\
 & - \sigma_s = 15 \times \frac{8870000}{8217.52} \times (18 - 4.06) \\
 & - \sigma_s = 22.57 \text{ MPa} \\
 & \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 4.38 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots C.V \\ \sigma_s = 22.57 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s \dots \dots \dots C.V \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

b) En appui

✚ **E.L.U**

$$M_d^U = -10380 \text{ N.m} < 0$$

La table de compression se trouve dans la partie tendue et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on néglige les ailettes et la section de calcul devient une section rectangulaire de dimension $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$.

1) Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\begin{aligned}
 & - \mu = \frac{M_d^U}{\sigma_b \times b \times d^2} \\
 & - \mu = \frac{10380}{14.17 \times 12 \times 18^2} \\
 & - \mu = 0.188 < \mu_L = 0.392
 \end{aligned}$$

➤ A' N'existe pas et :

- $1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} \rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$

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

- $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,188})$

- $\alpha = 0,263$

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

- $\beta = 1 - 0,4 \times 0,263$

- $\beta = 0,8948$

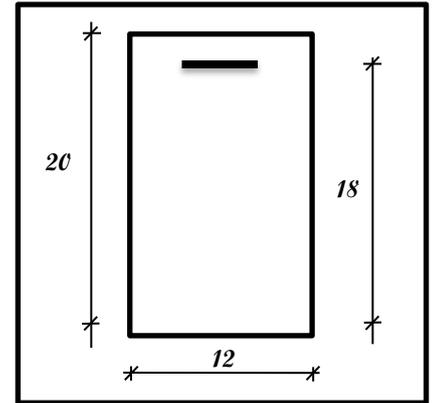


Fig.III.17 : Section de calcul en appui

2) Détermination des armatures

- $A = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d}$

- $A = \frac{10380}{348 \times 0,8948 \times 18}$

- $A = 1,85 \text{ cm}^2$

3) Condition de non fragilité

- $A_{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

- $A_{min} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400}$

- $A_{min} = 0,26 \text{ cm}^2$

- $A_{adoptif} \Rightarrow \text{Max}(A_{cal} ; A_{min})$

- $A = 1,85 \text{ cm}^2$

➤ Choix : 1T16=2.01

➤ E.L.S

$M_a^{ser} = -7350 \text{ N.m}$

On a:

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- } $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \sigma_b \leq \bar{\sigma}_s = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

- $\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}}$

- $\gamma = \frac{10380}{-7350}$

- $\gamma = 1,41$

- $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,16-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,46 > \alpha = 0,038$

➤ Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

4) Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

- ✓ Vérifier si : $T_u^{max} \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$
- $a = 0.9 \times d$
- $a = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}^2$

$$T_u^{max} = 17210 \text{ N}$$

- $17210 \leq 0.267 \times 16.2 \times 12 \times 25 \times 10^2$
- $17210 \leq 129762 \text{ N}$

Donc :

- Il Ya pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

5) Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures

La section sur appui est soumise aux sollicitations :

- M_u : moment sur appui généralement négatif et
- V_u : effort tranchant

Au niveau des armatures inférieures

- La bielle d'appui exerce sur l'armature A_i un effort de compression évalué à $\frac{M_u}{Z}$ et $Z = 0.9d$
- La condition de stabilité exige $A_i \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq |V_u| + \frac{M_u}{0.9 \times d}$
- Le moment M_u étant pris avec son signe
- 1^{er} cas : $|V_u| + \frac{M_u}{0.9 \times d} < 0$ pas de vérification de la section de la A_i
- $|V_u| + \frac{M_u}{0.9 \times d} < 0$
- $|17210| + \frac{-10.38 \times 1000 \times 100}{0.9 \times 18} \stackrel{?}{\lesssim} 0$
- $-46864.07 < 0 \text{ C.V} \rightarrow$ alors l'effort tranchant n'influe pas sur les armatures transversales.

6) Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

- D'après [C.B.A 93] la condition suivante doit être vérifiée

- ✓ $\tau_u > \bar{\tau}$
- $\bar{\tau} = \min \left[0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right]$
- $\bar{\tau} = \min [3.33 ; 5 \text{ MPa}]$
- $\bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$

- $\tau_u = \frac{\tau_u^{max}}{b_0 \times d}$
- $\tau_u = \frac{17210}{120 \times 180}$
- $\tau_u = 0.79 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$

Section des armatures transversales A_t

Le diamètre des armatures d'âme doit être inférieur ou égal à la plus petit des trois quantités suivantes [C.B.A 93].

- ✓ $\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right)$
- $H_t = 20 \text{ cm}^2$
- $\phi_l = 0.8 \text{ cm}$
- $b_0 = 12 \text{ cm}$
- $\phi_t \leq \min(0.57; 0.8; 1.2)$

On prend :

➤ $\phi_t = 0.57 \text{ cm} \rightarrow A_t = 2\phi_6$

1) Espacement des armatures transversales δ_t :

Contrainte	τ [MPa]	0.79
Espacement [cm]	$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})}$	$\delta_{t1} = 55.81 \text{ cm}$
	$\delta_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0 \sin \alpha}$	$\delta_{t2} = 27.90 \text{ cm}$
	$\delta_{t3} \leq \min(0.9 d; 40\text{cm})$	$\delta_{t3} = 16.2 \text{ cm}$
Choix [cm]	$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3})$	$\delta_t \leq 16.2 \text{ cm}$
Conclusion	On adopte : $\delta_t = 15 \text{ cm}$	

Tableau.III.5 : Tableau de l'espacement des armatures transversales

7) Vérification de la flèche :

- 1) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{20}{480} = 0.042 \leq 0.0625 \dots\dots \text{C.N.V}$
- 2) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t^S}{M_a^S}\right) = \frac{1}{10} \left(\frac{8.87}{7.35}\right) = 0.121 \rightarrow 0.042 \leq 0.121 \dots\dots \text{C.N.V}$
- 3) $\rho \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$; $\frac{A_t^S}{b_0 \times d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.011 \rightarrow 0.0105 < 0.011 \dots\dots \text{C.N.V}$

Aucunes des trois conditions n'est pas vérifiées ; donc, le calcul de la flèche est nécessaire
Et pour ça on doit vérifier si :

$$\Delta_{ft} = (f_{g_v} - f_{j_i}) + (f_{p_i} - f_{g_i}) \leq \Delta_{ft} = \frac{L}{500}$$

J = G-Poids des murs

$$J = 633 - 100 = 533 \text{ daN/m}^2$$

$$G = g = 633$$

$$P = G + Q = 633 + 150 = 783 \text{ daN/m}^2$$

$$J = j \times 0.6 = 533 \times 0.6 = 319.8 \text{ daN/m}^2$$

$$G = 633 \times 0.6 = 379.8 \text{ daN/m}^2$$

$$P = 783 \times 0.6 = 469.8 \text{ daN/m}^2$$

i. Calcul des moments fléchissant

$$- M_g = 0.75 \times \frac{G \times L^2}{8} = \frac{0.75 \times 379.8 \times 4.80^2 \times 10}{8}$$

$$- M_g = \mathbf{8203.68 \text{ N.m}}$$

$$- M_j = 0.75 \times \frac{J \times L^2}{8} = \frac{0.75 \times 319.8 \times 4.80^2 \times 10}{8}$$

$$- M_j = \mathbf{6907.68 \text{ N.m}}$$

$$- M_p = 0.75 \times \frac{P \times L^2}{8} = \frac{0.75 \times 469.8 \times 4.80^2 \times 10}{8}$$

$$- M_p = \mathbf{10147.68 \text{ N.m}}$$

ii. Module de déformation longitudinale :

$$- E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{25}$$

$$- E_i = 32164.20 \text{ MPa}$$

$$- E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt[3]{25}$$

$$- E_i = 10818.87 \text{ MPa}$$

iii. Calcul du moment d'inertie I_0 :

$$\checkmark V_1 = \frac{A_1 \times Y_1 + A_2 \times Y_2 + n \times A \times d}{A_1 + A_2 + n \times d}$$

$$- V_1 = \frac{(60 \times 4) \times 2 + (12 \times 16) \times 12 + 15 \times 2.36 \times 18}{(60 \times 4) + (12 \times 16) + (15 \times 2.36)} \rightarrow V_1 = 7.32 \text{ cm}$$

$$\checkmark V_2 = h - V_1 = 20 - 7.32 = 12.68 \text{ cm}$$

$$- I_0 = \frac{b \times V_1^3}{3} - \frac{(b - b_0) \times (V_1 - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 \times V_2^3}{3} + n \times A_s \times (V_2 - C)^2$$

$$- I_0 = \frac{60 \times 7.32^3}{3} - \frac{(60 - 12) \times (7.32 - 4)^3}{3} + \frac{4 \times 12.68^3}{3} + 15 \times 2.36 \times (12.68 - 2)^2$$

$$- I_0 = \mathbf{19451.65 \text{ cm}^4}$$

iv. Pour centrage des armatures

$$\checkmark \rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.01093$$

$$\checkmark \rho_1 = \rho \times 100 = 0.0109 \times 100 = 1.09$$

➤ D'après le tableau des paramètres à l'E.L.S :

$$- \beta = 0.856$$

v. Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations

$$- \sigma_{sg} = \frac{M_g}{A \times \beta_1 \times 18}$$

$$- \sigma_{sg} = \frac{8203.68}{2.36 \times 0.856 \times 18}$$

$$- \sigma_{sg} = 225.61 \text{ MPa}$$

$$- \sigma_{sp} = \frac{M_p}{A \times \beta_1 \times 18}$$

$$- \sigma_{sp} = \frac{10147.68}{2.36 \times 0.856 \times 18}$$

$$- \sigma_{sp} = 279.07 \text{ MPa}$$

$$- \sigma_{sj} = \frac{M_j}{A \times \beta_1 \times 18}$$

$$- \sigma_{sj} = \frac{6907.68}{2.36 \times 0.856 \times 18}$$

$$- \sigma_{sj} = 189.97 \text{ MPa}$$

vi. Calcul de μ_g ; μ_j et μ_p

$$- \mu_g = 1 - \left[\frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \right]$$

$$- \mu_g = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.01093 \times 225.61 + 2.1} \right]$$

$$- \mu_g = \mathbf{0.69}$$

$$- \mu_p = 1 - \left[\frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} \right]$$

$$- \mu_p = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.01093 \times 279.07 + 2.1} \right]$$

$$- \mu_p = \mathbf{0.74}$$

$$- \mu_j = 1 - \left[\frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \right]$$

$$- \mu_j = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.01093 \times 189.97 + 2.1} \right]$$

$$- \mu_j = \mathbf{0.65}$$

vii. Calcul des moments d'inertie fictifs

$$- \lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \times 0.01093} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{60}\right) \times 0.0193} = 3.69$$

$$- \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1.48$$

○ **Pour la charge (g)**

$$- I_{fg}^i = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 19451.65}{1 + 3.69 \times 0.69} = 6028.16 \text{ cm}^4$$

$$- I_{fg}^v = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 19451.65}{1 + 1.48 \times 0.69} = 10593.58 \text{ cm}^4$$

- **Pour la charge (j)**

$$- I_{fj}^i = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 19451.65}{1 + 3.69 \times 0.65} = 6328.06 \text{ cm}^4$$

- **Pour la charge (p)**

$$- I_{fp}^i = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 19451.65}{1 + 3.69 \times 0.74} = 5731.80 \text{ cm}^4$$

viii. Calcul des flèches partielles

$$- f_g^i = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fg}^i} = \frac{8203.68 \times 480^2}{10 \times 32164.20 \times 6028.16} = 0.97$$

$$- f_g^v = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fg}^v} = \frac{8203.68 \times 480^2}{10 \times 10818.87 \times 10593.58} = 1.65$$

$$- f_j^i = \frac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fj}^i} = \frac{6907.68 \times 480^2}{10 \times 32164.20 \times 6328.06} = 0.78$$

$$- f_p^i = \frac{M_p \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fp}^i} = \frac{10147.68 \times 480^2}{10 \times 32164.20 \times 5731.80} = 1.27$$

$$- \Delta_{ft} = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \Delta_{ft} = \frac{L}{500}$$

$$- \Delta_{ft} = (1.65 - 0.78) + (1.27 - 0.97) \stackrel{?}{\leq} \Delta_{ft} = \frac{480}{500}$$

$$- 1.17 \text{ cm} > 0.96 \text{ cm C.P.V}$$

Afin de diminuer la valeur de la flèche, on augmente la valeur des armatures. On prend alors A=3T12 et on recalcule la flèche de la même manière.

La nouvelle valeur de la flèche est $\Delta_{ft} = 0,93 < 1/500 = 0,96$ (Condition vérifiée)

		M[daN.m]	A[cm ²]	Choix des armatures	At
En travée	ELU	1233	2.01	3T12 A = 3.39 cm ²	2φ6 At = 0.57 cm ²
	ELS	887	Vérifiée		
En appui	ELU	-1038	1.85	1T16 A = 3.39 cm ²	
	ELS	-7.35	Vérifiée		

Tableau.III.6 : Tableau de ferrailage de la poutrelle

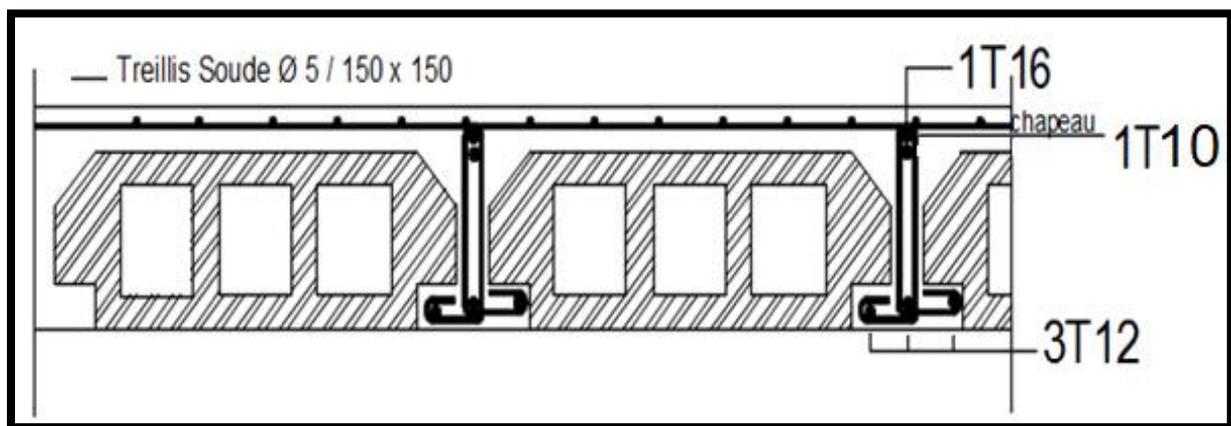


Fig.III.18 : Ferrailage de poutrelle

III.3. Planchers à dalle pleine

III.3.1. Principe de calcul

Les dalles de notre structure portent suivant deux directions, et le calcul se fait en flexion simple.

Le principe de calcul est basé sur les points suivants :

- La dalle est considérée comme un panneau reposant sur 4 cotés.
- Considérons 2 bandes :
 - Une bande suivant le sens x de longueur l_x de largeur 1 m .
 - Une bande suivant le sens y de longueur l_y de largeur 1 m .

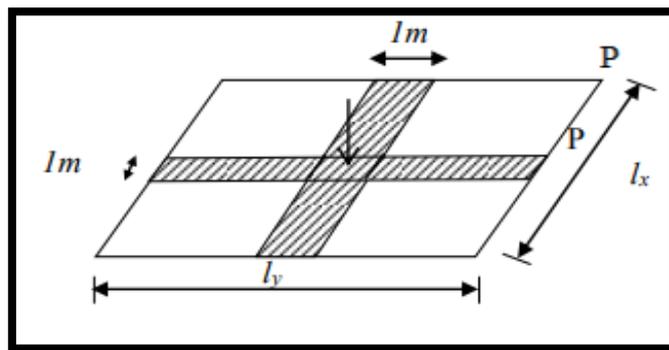


Fig.III.19 : Principe de calcul

- Une charge élémentaire P appliquée sur une bande de 1 m perpendiculaire aux lignes d'appui à l'ELUR et à l'ELS

✓ Conclusion :

Sous l'effet de la charge :

- Chaque bande se déforme.
- Chaque bande dans un sens est soulagée par une série de bande élastique dans la deuxième sens.

III.3.2. Calcul de ferrailage

✚ La méthode de calcul dépend du rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y}$ et du type de chargement :

- | | | |
|-------------------------------------|---|-------------------------------------|
| • $\rho = \frac{l_x}{l_y} \leq 0,4$ | } | Dalle portant suivant un seul |
| • Charge uniformément répartie | | |
| • $0,4 \leq \frac{l_x}{l_y} \leq 1$ | } | Dalle portant suivant les deux sens |
| • Charge uniformément répartie | | |

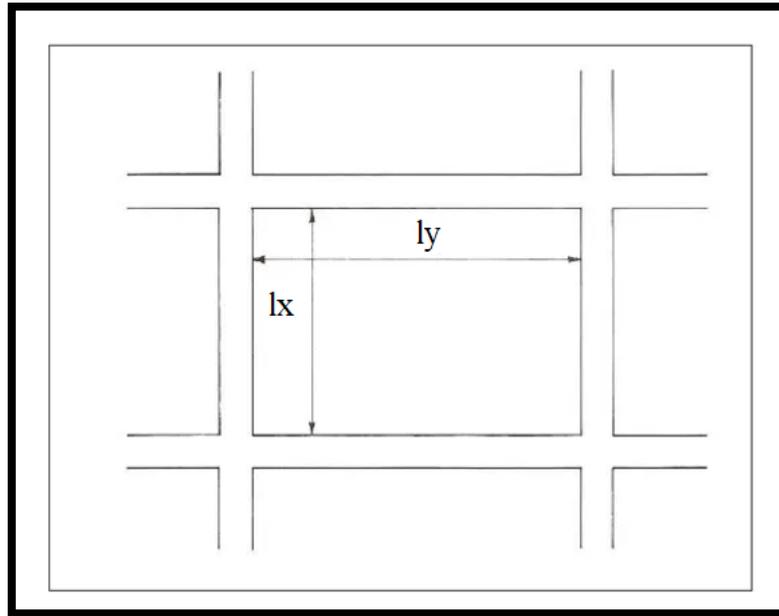


Fig.III.20 : Dimensions d'un panneau de dalle

Mode d'encastrement

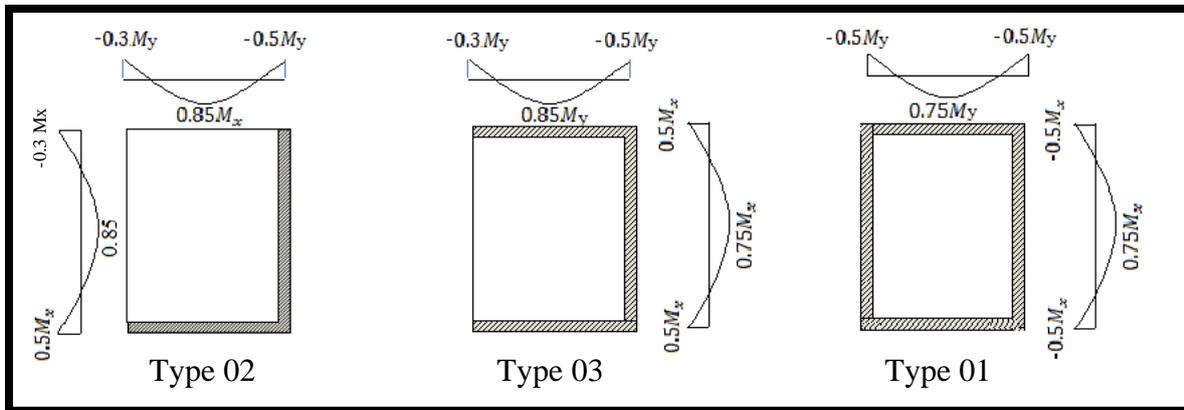


Fig.III.21 : Schéma du panneau de dalle

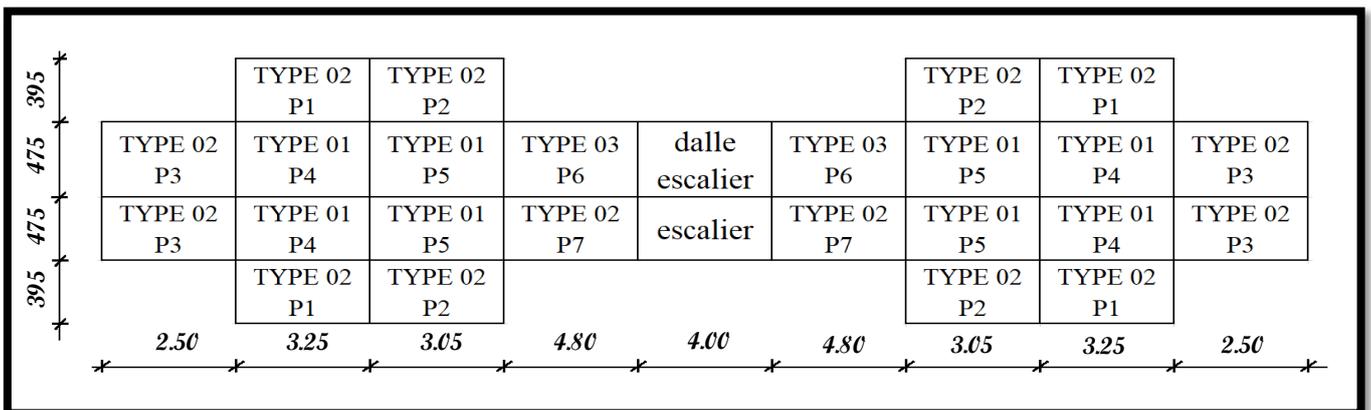


Fig.III.22 : Les différents panneaux de dalle (panneau continue et panneau de rive

					ELU $v = 0$				M					
	lx	ly	ρ	qu	μ_u		M_u		M_t		M_{ai}			
					μ_x	μ_y	M_{ux}	M_{uy}	M_{tx}	M_{ty}	M_{aix}	M_{aiy}	M_{arx}	M_{ary}
P1 (Type 02)	3.25	3.95	0.82	12768	0.0539	0.6313	7269.06	4588.96	6178.70	3900.61	-3634.53	-2294.48	-2180.72	-1376.69
P2 (Type 02)	3.05	3.95	0.77	12768	0.0596	0.5440	7078.95	3850.95	6017.11	3273.31	-3539.47	-1925.47	-2123.68	-1155.28
P3 (Type 02)	2.50	4.75	0.53	12768	0.0922	0.2500	7357.56	1839.39	6253.93	1563.48	-3678.78	-919.70	-2207.27	-551.82
P4 (Type 01)	3.25	4.75	0.68	12768	0.0710	0.4034	9575.20	3862.64	7181.40	2896.98	-4787.60	-3283.24	Maix=- -4787.60	Maix=- -3282.24
P5 (Type 01)	3.05	3.75	0.81	12768	0.0550	0.6135	6532.59	4007.74	4899.44	3005.81	-3266.29	-3406.58	Maix=- -3266.29	Maix=- -3406.58
P6 (Type 03)	4.75	4.80	0.99	12768	0.0376	0.9771	10831.73	10583.69	8123.80	8996.13	-5415.87	-5291.84	Maix=- -5415.87	-3175.11
P7 (Type 02)	4.75	4.80	0.99	12768	0.0376	0.9771	10831.73	10583.69	9206.97	8996.13	-5415.87	-5291.84	-3249.52	-3175.11

Tableau.III.7 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant pour un panneau de dalle simplement sur son contour en ELU

	ELS $v = 0.2$					M					
	q_s	μ_s		M_s		M_t		M_{ai}			
		μ_x	μ_y	M_{sx}	M_{sy}	M_{tx}	M_{ty}	M_{aix}	M_{aiy}	M_{arx}	M_{ary}
P1 (Type 02)	9180	0.0607	0.7246	5885.70	4264.78	5002.84	3625.06	-2942.85	-2132.39	-1765.71	-1279.43
P2 (Type 02)	9180	0.0661	0.6710	5644.74	3787.62	4798.03	3219.48	-2822.37	-1893.81	-1693.42	-1136.29
P3 (Type 02)	9180	0.0961	0.3949	5513.74	2177.37	4686.68	1850.77	-2756.87	-1088.69	-1654.12	-653.21
P4 (Type 01)	9180	0.0767	0.5584	7437.12	4152.89	5577.84	3114.67	-3718.56	-3529.95	Maix=-3718.59	Maix=-3529.95
P5 (Type 01)	9180	0.0617	0.7246	5268.99	3817.91	3951.74	2863.43	-2634.50	-3245.22	Maix=-2634.50	Maix=-3245.22
P6 (Type 03)	9180	0.0449	0.9847	9299.86	9157.57	6974.89	7783.93	-4649.93	-4578.78	Maix=-5415.87	-2747.27
P7 (Type 02)	9180	0.0449	0.9847	9299.86	9157.57	7904.88	7783.93	-4649.93	-4578.78	-2789.96	-2747.27

Tableau.III.8 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant pour un panneau de dalle simplement sur son contour en ELS

b) Calcul des moments fléchissant : (Type 02)

- $l_x = 4.75 \text{ m} , l_y = 4.80 \text{ m}$
- $\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{475}{480} = 0.98 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte suivant deux sens.}$

i. ELU

- $\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{475}{480} = 0.98 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0376 \\ \mu_y = 0.9771 \end{cases}$
- $M_x^u = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0376 \times 1276.8 \times 4.75^2 \times 10$
- $M_x^u = 10831.73 \text{ N.m}$
- $M_y^u = \mu_y \times M_x^u = 0.9771 \times 10831.73$
- $M_y^u = 10583.68 \text{ N.m}$

**En travée**

- $M_{tx} = 0.85 \times M_x^u = 0.85 \times 10831.73 = 9206.97 \text{ N.m}$
- $M_{ty} = 0.85 \times M_y^u = 0.85 \times 10583.68 = 8996.13 \text{ N.m}$

**En appui****Appuis intermédiaires**

- $M_{aix} = -0.5 \times M_x^u = -0.5 \times 10831.73 = 5415.86 \text{ N.m}$
- $M_{aiy} = -0.5 \times M_y^u = -0.5 \times 10583.68 = 5291.84 \text{ N.m}$

**Appuis de rive**

- $M_{arx} = -0.3 \times M_x^u = -0.3 \times 10831.73 = 3249.52 \text{ N.m}$
- $M_{ary} = -0.3 \times M_y^u = -0.3 \times 10583.68 = 3175.1 \text{ N.m}$

ii. ELS

- $\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{475}{480} = 0.98 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0449 \\ \mu_y = 0.9847 \end{cases}$
- $M_x^s = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0449 \times 918 \times 4.75^2 \times 10 = 9299.86 \text{ N.m}$
- $M_y^s = \mu_y \times M_x^s = 0.9847 \times 9299.86 = 9157.57 \text{ N.m}$

**En travée :**

- $M_{ox} = 0.85 \times M_x^s = 0.85 \times 9299.86 = 7904.88 \text{ N.m}$
- $M_{oy} = 0.85 \times M_y^s = 0.85 \times 9157.57 = 7783.93 \text{ N.m}$

✚ **En appuis :**

✚ **Appuis intermédiaires :**

- $M_{aix} = -0.5 \times M_x^s = -0.5 \times 9299.86 = 4649.93 \text{ N.m}$
- $M_{aiy} = -0.5 \times M_y^s = -0.5 \times 9157.57 = 4578.78 \text{ N.m}$

✚ **Appuis de rive :**

- $M_{arx} = -0.3 \times M_x^s = -0.3 \times 9299.86 = 2789.96 \text{ N.m}$
- $M_{ary} = -0.3 \times M_y^s = -0.3 \times 9157.57 = 2747.27 \text{ N.m}$

Sens	ELU		ELS	
	M _t [N.m]	M _a [N.m]	M _t [N.m]	M _a [N.m]
X-X	9206.97	5415.86	7904.83	4649.93
Y-Y	8996.13	5291.84	7783.93	4578.78

Tableau.III.9 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales

III.3.2.3 Calcul de ferrailage

a) Sens X-X

i. En travée

✚ **ELU**

- $M_{tx}^u = 9206.97 \text{ N.m}$

1) Vérification de l'existence des armatures comprimées

- $\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2}$
- $\mu = \frac{9206.97}{14.17 \times 100 \times 14.5^2}$
- $\mu = 0.030$

➤ $\mu = 0.030 < \mu_L = 0.392 \rightarrow A$ n'existe pas et $\varepsilon_s 1000 > \varepsilon_l 1000 \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

- $\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.038$

- $\beta = 1 - 0.4\alpha \rightarrow \beta = 0.985$

- $A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x}$

- $A_{tx}^u = \frac{9206.97}{348 \times 0.985 \times 14.5}$

- $A_{tx}^u = 1.85 \text{ cm}^2$

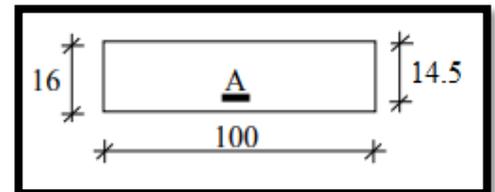


Fig.III.24 : Section de calcul en travée

2) Condition de non fragilité

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{min} = 0.0008 \times b \times h = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \text{Max} (A_{cal} ; A_{min}) \rightarrow A_t^u = 1.85 \text{ cm}^2$$

3) Espacement maximale des armatures

L'écartement des armatures : $e \leq \min (3hd ; 33\text{cm}) = \min (3 \times 16 ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$

4) Choix des armatures :

✓ 4T10/ ml $\rightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $e = 25 \text{ cm}$

ELS

- $M_{tx}^s = 7904.83 \text{ N.m}$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans A'
- Acier FeE400

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \sigma_b \leq \bar{\sigma}_s = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- $\gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{ser}} = \frac{9206.97}{7904.83} = 1.16$

- $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.16-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.33 > \alpha = 0.038$

➤ Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

ii. En appui

ELU

- $M_{ax}^u = 5415.86 \text{ N.m}$

1) Vérification de l'existence des armatures comprimées

- $\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2}$

- $\mu = \frac{5415.86}{14.17 \times 100 \times 14.5^2}$

- $\mu = 0.018$

➤ $\mu = 0.018 < \mu_L = 0.392 \rightarrow A \text{ n'existe pas et } \varepsilon_s 1000 > \varepsilon_l 1000 \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

- $\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.0228$

- $\beta = 1 - 0.4\alpha \rightarrow \beta = 0.99$

- $A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x}$

- $A_{ax}^u = \frac{5415.86}{348 \times 0.99 \times 14.5}$

- $A_{ax}^u = 1.09 \text{ cm}^2$

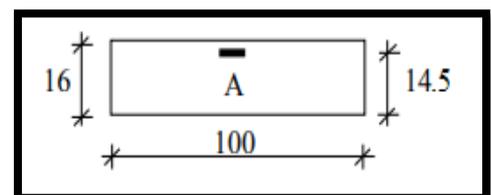


Fig.III.25 : Section de calcul en appui

2) Condition de non fragilité

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{min} = 0.0008 \times b \times h = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$A_a^u = \text{Max} (A_{cal} ; A_{min}) \rightarrow A_a^u = 1.28 \text{ cm}^2$$

3) Espacement maximale des armatures

L'écartement des armatures : $e \leq \min (3hd ; 33\text{cm}) = \min (3 \times 16 ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$

4) Choix des armatures

✓ 4T10/ ml $\rightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $e = 25 \text{ cm}$

ELS

- $M_{ax}^s = 4649.93 \text{ N.m}$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- } $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \sigma_b \leq \bar{\sigma}_s = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

- $\gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^{ser}} = \frac{5415.86}{4649.93} = 1.16$

- $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.16-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.33 > \alpha = 0.0228$

➤ Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

b) Sens-Y-Y

i. En travée

ELU

- $M_{ty}^u = 8996.13 \text{ N.m}$

1) Vérification de l'existence des armatures comprimées

- $\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2}$

- $\mu = \frac{8996.13}{14.17 \times 100 \times 13.5^2}$

- $\mu = 0.0348$

➤ $\mu = 0.0348 < \mu_L = 0.392 \rightarrow A \text{ n'existe pas et } \varepsilon_s 1000 > \varepsilon_l 1000 \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

- $\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.044$

- $\beta = 1 - 0.4\alpha \rightarrow \beta = 0.982$

- $A_{ty}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y}$

- $A_{ty}^u = \frac{8996.13}{348 \times 0.982 \times 13.5}$

- $A_{ty}^u = 1.94 \text{ cm}^2$

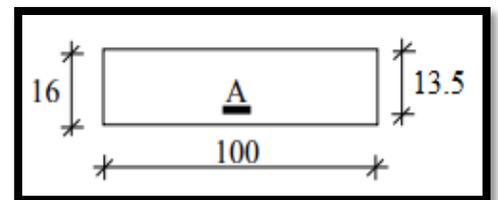


Fig.III.26 : Section de calcul en travée

2) Condition de non fragilité

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{min} = 0.0008 \times b \times h = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \text{Max} (A_{cal} ; A_{min}) \rightarrow A_t^u = 1.94 \text{ cm}^2$$

3) Espacement maximale des armatures

L'écartement des armatures : $e \leq \min (3hd ; 33\text{cm}) = \min (3 \times 16 ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$

4) Choix des armatures

$$4T10/\text{ml} \rightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad e = 25 \text{ cm}$$

ELS

$$- M_{ty}^s = 7783.93 \text{ N.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans A'
- Acier FeE400

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \sigma_b \leq \bar{\sigma}_s = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$- \gamma = \frac{M_{ty}^u}{M_{ty}^{ser}} = \frac{8996.13}{7783.93} = 1.16$$

$$- \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.16-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.33 > \alpha = 0.044$$

➤ Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

ii. En appui

ELU

$$- M_{ay}^u = 5291.84 \text{ N.m}$$

1) Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$- \mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2}$$

$$- \mu = \frac{5291.84}{14.17 \times 100 \times 13.5^2}$$

$$- \mu = 0.020$$

➤ $\mu = 0.020 < \mu L = 0.392 \rightarrow$ A n'existe pas et $\varepsilon_s 1000 > \varepsilon_l 1000 \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

$$- \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.025$$

$$- \beta = 1 - 0.4\alpha \rightarrow \beta = 0.990$$

$$- A_{ay}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y}$$

$$- A_{ay}^u = \frac{5291.84}{348 \times 0.990 \times 13.5}$$

$$- A_{ay}^u = 1.14 \text{ cm}^2$$

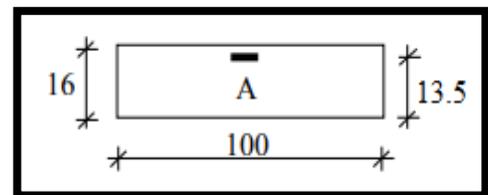


Fig.III.27 : Section de calcul en appui

2) Condition de non fragilité

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{min} = 0.0008 \times b \times h = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$A_a^u = \text{Max} (A_{cal} ; A_{min}) \rightarrow A_a^u = 1.28 \text{ cm}^2$$

3) Espacement maximale des armatures :

L'écartement des armatures : $e \leq \min (3hd ; 33\text{cm}) = \min (3 \times 16 ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$

4) Choix des armatures :

✓ 4T10/ ml $\rightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $e = 25 \text{ cm}$

ELS

- $M_{ay}^s = 4578.78 \text{ N.m}$

• Flexion simple

• Section rectangulaire sans A' } $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \sigma_b \leq \bar{\sigma}_s = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

• Acier FeE400

$$- \gamma = \frac{M_{ay}^u}{M_{ay}^{ser}} = \frac{5291.84}{4578.78} = 1.16$$

$$- \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.16-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.33 > \alpha = 0.025$$

➤ Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

III.3.2.4 Vérification des contraintes de cisaillement

Aucune armature transversale n'est requise si les conditions suivantes remplies :

- La pièce est bétonnée sans reprise sur toute son épaisseur { article A5.2.2BAEL91 }
- Les dispositions constructives générales concernant les dalles sont respectées.
- La contrainte tangentielle $\tau_u < \tau_u$

	P1 (type 02)	P2 (type 02)	P3 (type 02)	P4 (type 01)	P5 (type 01)	P6 (type 03)	P7 (type 02)
Tx	14227.57	14364.84	14822.61	17018.29	13544.27	15479.49	15479.49
Ty	7924.82	6613.16	2161.05	5451.11	7287.21	15000.77	15000.77

Tableau.III.10 : Tableau contraintes de cisaillement

Détermination de l'effort tranchant :

- ✓ $\tau_u = \frac{T_{Max}^U}{b \times d}$
- ✓ $T_{Max}^U = \max(T_X^U; T_Y^U)$
- ✓ $T_X^U = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 \times l_x^4}$
- $T_X^U = \frac{1276.8 \times 4.75}{2} \times \frac{4.80^4}{4.80^4 \times 4.75^4}$
- $T_X^U = 1547.95 \text{ daN}$
- ✓ $T_Y^U = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 \times l_x^4}$
- $T_Y^U = \frac{1276.8 \times 4.80}{2} \times \frac{4.75^4}{4.80^4 \times 4.75^4}$
- $T_Y^U = 1500.08 \text{ daN}$
- ✓ $T_{Max}^U = \max(T_X^U; T_Y^U) = \max(1547.95; 1500.08)$
- $T_{Max}^U = 1547.95 \text{ daN}$
- $\tau_u = \frac{T_{Max}^U}{b \times d}$
- $\tau_u = \frac{1547.95}{100 \times 14.5 \times 100}$
- $\tau_u = 0.011 \text{ MPa} < \tau_a = 1 \text{ MPa}$. Il n'y a pas de reprise de bétonnage. Les armatures transversales ne seront pas nécessaires.

III.3.2.5 Vérification de la flèche (C.B.A 93)

- ✓ $\frac{h}{l_x} > \frac{M_{tx}}{20 \times M_x}$
- $\frac{16}{475} \stackrel{?}{\gtrless} \frac{7904.83}{20 \times 9299.86}$
- $0.03 < 0.042$ CNV → le calcul de la flèche est nécessaire

i. Calcul de la flèche

$$J = (G\text{-Poids des murs}) \times 1 \text{ m}$$

$$J = (668 - 100) \times 1 \text{ m} = 568 \text{ daN/m}$$

$$G = g \times 1 \text{ m} = 668 \text{ daN/m}$$

$$P = G + Q = (668 + 250) = 918 \text{ daN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 918 \text{ daN/ml}$$

ii. Calcul des moments fléchissant

- $M_g = 0.85 \times \mu_x \times G \times l_x^2 = 0.85 \times 0.0449 \times 668 \times 4.75^2$
- $M_g = 575.21 \text{ daN.m}$

- $M_j = 0.85 \times \mu_x \times J \times l_x^2 = 0.85 \times 0.0449 \times 568 \times 4.75^2$
- $M_j = 489.10 \text{ daN.m}$

- $M_p = 0.85 \times \mu_x \times P \times l_x^2 = 0.85 \times 0.0449 \times 918 \times 4.75^2$
- $M_p = 790.49 \text{ daN.mF}$

iii. Module de déformation longitudinale

- $E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164.20$
- $E_i = 32164.20 \text{ MPa}$
- $E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10818.87$
- $E_i = 10818.87$

iv. Calcul du moment d'inertie I_0 :

- ✓ $V_1 = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i}$
- $V_1 = \frac{100 \times 16 \times 8 + 15 \times 3.14 \times 14.5}{[100 \times 16 + 3.14 \times 15]}$
- $V_1 = 8.19 \text{ cm}$
- ✓ $V_2 = h - V_1 = 16 - 8.19 = 7.81 \text{ cm}$
- ✓ $I_0 = \frac{b \times V_1^3}{3} + \frac{b \times V_2^3}{3} + 15 \times A_s \times (V_2 - c)^2$
- $I_0 = \frac{100 \times 8.19^3}{3} + \frac{100 \times 7.81^3}{3} + 15 \times 3.14 \times (7.81 - 2)^2$
- $I_0 = 35781.00 \text{ cm}^4$

v. Pourcentage des armatures :

- ✓ $\rho = \frac{A}{b \times d_x} = \frac{3.14}{100 \times 14.5} = 0.0021655$
- ✓ $\rho_1 = \rho \times 100 = 0.0021655 \times 100 = 0.217$
- D'après le tableau des paramètres à l'E.L.S :
- $\beta_1 = 0.925$

vi. Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations

- $\sigma_{sg} = \frac{5752.13}{3.14 \times 0.925 \times 14.5} = 136.58 \text{ MPa}$
- $\sigma_{sj} = \frac{4891.035}{3.14 \times 0.925 \times 14.5} = 116.13 \text{ MPa}$
- $\sigma_{sp} = \frac{7904.87}{3.14 \times 0.925 \times 14.5} = 187.70 \text{ MPa}$

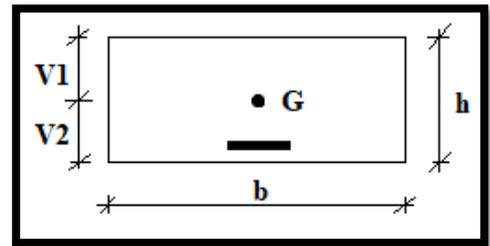


Fig.III.28 : Coordonnée de centre de gravité

$$\begin{aligned}
 - \mu_g &= 1 - \left[\frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \right] \\
 - \mu_g &= 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00217 \times 136.58 + 2.1} \right] \\
 - \mu_g &= -0.12 \\
 - \mu_p &= 1 - \left[\frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} \right] \\
 - \mu_p &= 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00217 \times 187.70 + 2.1} \right] \\
 - \mu_p &= 0.01 \\
 - \mu_J &= 1 - \left[\frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \right] \\
 - \mu_J &= 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00217 \times 116.13 + 2.1} \right] \\
 - \mu_J &= -0.18
 \end{aligned}$$

vii. Calcul des moments fictifs

$$\begin{aligned}
 \checkmark \lambda_i &= \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \times 0.01093} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 60}{60}\right) \times 0.00217} = 9.68 \\
 - \lambda_i &= 9.68 \\
 \checkmark \lambda_v &= \frac{2}{5} \times \lambda_i = 3.87
 \end{aligned}$$

○ Pour la charge (g)

$$\begin{aligned}
 - I_{fg}^i &= \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 35780.78}{1 + 9.68 \times 0.12} \\
 - I_{fg}^i &= 18208.21 \text{ cm}^4 \\
 - I_{fg}^v &= \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 35780.78}{1 + 3.87 \times 0.12} = 27091.79 \\
 - I_{fg}^v &= 26877.12 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

○ Pour la charge (J)

$$\begin{aligned}
 - I_{fJ}^i &= \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_J} = \frac{1.1 \times 35780.78}{1 + 9.68 \times 0.18} \\
 - I_{fJ}^i &= 14351.98 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

○ Pour la charge (P)

$$\begin{aligned}
 - I_{fP}^i &= \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_P} = \frac{1.1 \times 35780.78}{1 + 9.68 \times 0.01} \\
 - I_{fP}^i &= 35885.17 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

viii. Calcul des flèches partielles :

$$f_g^v = \frac{M_{tg}^{ser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}^g} = \frac{5752.1 \times 480^2}{10 \times 10818.87 \times 26877.12}$$

$$f_g^v = 0.44 \text{ cm}$$

$$f_g^i = \frac{M_{tg}^{ser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}^g} = \frac{5752.1 \times 480^2}{10 \times 32164.20 \times 18208.21}$$

$$f_g^i = 0.22 \text{ cm}$$

$$f_j^i = \frac{M_{tj}^{ser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}^j} = \frac{4891.04 \times 480^2}{10 \times 32164.20 \times 14351.98}$$

$$f_j^i = 0.24 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_{tp}^{ser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}^p} = \frac{7904.9 \times 480^2}{10 \times 32164.20 \times 35885.17}$$

$$f_p^i = 0.16 \text{ cm}$$

ix. Flèche totale et flèche admissible

$$\checkmark \Delta_{ft} = (f_{g_v} - f_{j_i}) + (f_{p_i} - f_{g_i}) \leq \Delta_{ft} = \frac{L}{500}$$

$$- \Delta_{ft} = (0.44 - 0.24) + (0.16 - 0.22) = 0.14 \leq \Delta_{ft} = \frac{L}{500} = \frac{480}{500} = 0.96 \dots \text{C.V}$$

Sens	X-X		Y-Y	
	Travée	Appui	Travée	Appui
Moments à ELU [daN.m]	9206.97	5415.86	8996.13	5291.84
Moments à ELS [daN.m]	7904.83	4649.93	7783.93	4578.78
A_{max} [cm²]	1.85	1.09	1.94	1.14
Choix des armatures	4T10		4T10	

Tableau.III.11 : tableau récapitulatif de ferrailage de la dalle pleine du niveau Haut du sous-sol

Chapitre IV

Etude des éléments secondaires

IV.1 Etude des escaliers

IV.1.1 Introduction

Les escaliers sont des éléments non structuraux ; constitué d'une succession de gradins, il sert à relier deux niveaux différents de construction .la cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et les escaliers adoptés est sont coulés en place dont la paillasse viendra s'appuyer sur les paliers.

Il est soumis à des forces diverses (poids propre, surcharges...) et conçu d'une façon à être parcouru par les utilisateurs d'une manière confortable avec un minimum d'effort et maximum de sécurité.

IV.1.2 Elément constitutifs

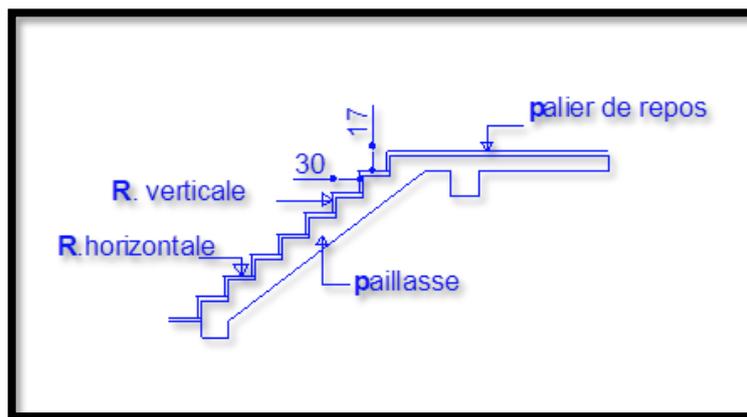


Fig.IV.1 : Schémas d'un escalier

- **Paillasse** : plafond qui montre sous les marches ;
- **Emmancement** : longueur de la marche ;
- **Contre marche** : partie verticale d'une marche ;
- **Volée** : suite de marche (avec 20 marches aux maximum) ;
- **Palier de repos** : partie horizontale d'un escalier entre 2 volées et
- **Palier d'arrivée** : palier d'étage.

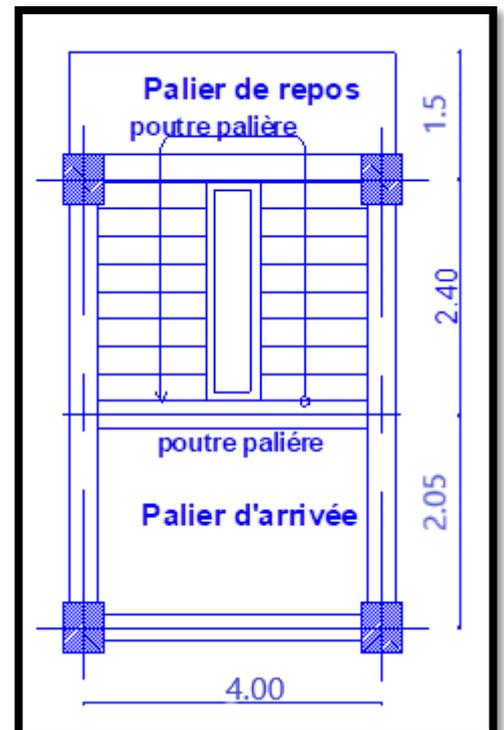


Fig.IV.2 : Vue en plan de la cage escalier

IV.1.3 Prédimensionnement de l'escalier

IV.1.3.1 Calcul de nombre de marche

Le prédimensionnement des escaliers doit respecter les formules suivantes :

- $2h+g=64$
- $n \times h = H$
- $(n-1)g=L$

➤ Avec

- n : Le nombre des contre marches ;
- $(n-1)$: Le nombre des marches ;
- g : Giron (largeur d'une marche) et
- h : hauteur d'une marche ;
 - ✓ Hauteur du contre marche $h = 17 \text{ cm}$ ($16 \leq h \leq 18$) cm ;
 - ✓ Largeur de la marche $g = 30 \text{ cm}$ ($22 \leq g \leq 34$) cm ;
 - ✓ $N_c = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$ contremarches (9 contremarches par volée).
 - ✓ Nombre de marches $m = n - 1 = 8$ marches
 - ✓ Longueur horizontale de la volée $L = g \times (n - 1) = 0,30 \times (9 - 1) \Rightarrow L = 2,4 \text{ m}$

i. Vérification de la relation de BLONDEL

On doit vérifier que : $59 \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \leq 30 + 2 \times 17 = 64 \leq 66 \text{ C.V}$

IV.1.3.2 L'inclinaison de la paillasse

$$\text{tg } \alpha = \frac{17}{30} = 0.57 \Rightarrow \alpha = 29.54^\circ$$

IV.1.3.3 Dimensions de l'escalier

Volée (1) :

- L : la projection horizontale de la volée.
- H : hauteur de la volée. $L = 2.40 \text{ m}$
- $H = 1.53 \text{ m}$
- $L_p = 1.5 \text{ m}$
- $L_0 = \sqrt{L^2 + H^2} = \sqrt{2.4^2 + 1.53^2} = 2.85 \text{ m}$
- $L_0 + L_p = 2.85 + 1.5 = 4.35 \text{ m}$

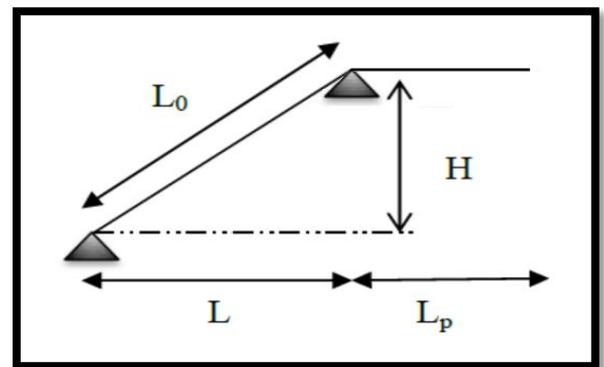


Fig.IV.3 : Schéma statique étage courant

IV.1.3.4 Epaisseur de la paillasse et du palier

✓ Condition de résistance

$$\frac{L_{pai}}{30} < ep < \frac{L_{pai}}{20} \Rightarrow \frac{435}{30} < ep < \frac{435}{20} \Rightarrow 14.5 < ep < 21.75 \Rightarrow ep = 16 \text{ cm}$$

IV.1.4 Descente de charges

IV.1.4.1 Charge permanentes et d'exploitations

i. Volée

- Revêtement horizontale [(carrelage + mortier de pose) +sable] → 104.00 daN/m²
- Revêtement verticale ($104 \times \frac{h}{g}$) → 058,93 daN/m²
- Poids propre des marches ($2200 \times \frac{h}{g}$) → 187.00 daN/m²
- Poids propre de la paillasse ($2500 \times \frac{ep}{\cos\alpha}$) → 402.00 daN/m²
- Enduit au ciment ($18 \times \frac{1.5}{\cos\alpha}$) → 031.03 daN/m²

$$G_1 = 782,96 \text{ daN/m}^2$$

$$Q_1 = 250,00 \text{ daN/m}^2$$

ii. Palier

- Revêtement horizontale [(carrelage + mortier de pose) +sable] → 104.00 daN/m²
- Poids propre des marches ($2500 \times ep1$) → 400.00 daN/m²
- Enduit au ciment (1.5×18) → 031.03 daN/m²

$$G_1 = 535,03 \text{ daN/m}^2$$

$$Q_1 = 250,00 \text{ daN/m}^2$$

IV.1.4.2 Combinaisons fondamentales

	Elément	Charges [daN/m ²]		combinaison d'action			Pour une bonde de 1 m de larguer		
		G	Q	Symbole	Formule	Valeur [daN/m ²]	Symbole	Formule	Valeur [daN/ml]
ELU	Paillasse	782.96	250	$\overline{q_1^u}$	1,35G+1,5Q	1432.00	$\overline{q_1^u}$	$\overline{q_1^u} \times 1$	1432
	Palier	535.03		$\overline{q_2^u}$		1097.29	$\overline{q_2^u}$	$\overline{q_2^u} \times 1$	1097.29
ELS	Paillasse	782.96		$\overline{q_1^s}$	G+Q	1032.96	$\overline{q_1^s}$	$\overline{q_1^s} \times 1$	1032.96
	Palier	535.03		$\overline{q_2^s}$		0785.03	$\overline{q_2^s}$	$\overline{q_2^s} \times 1$	785.03

Tableau.IV.1 : Tableau des combinaisons fondamentales

IV.1.5 Etude de la paillasse

IV.1.5.1. Escalier étage courant

i. Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants

1) Schéma statique de volée

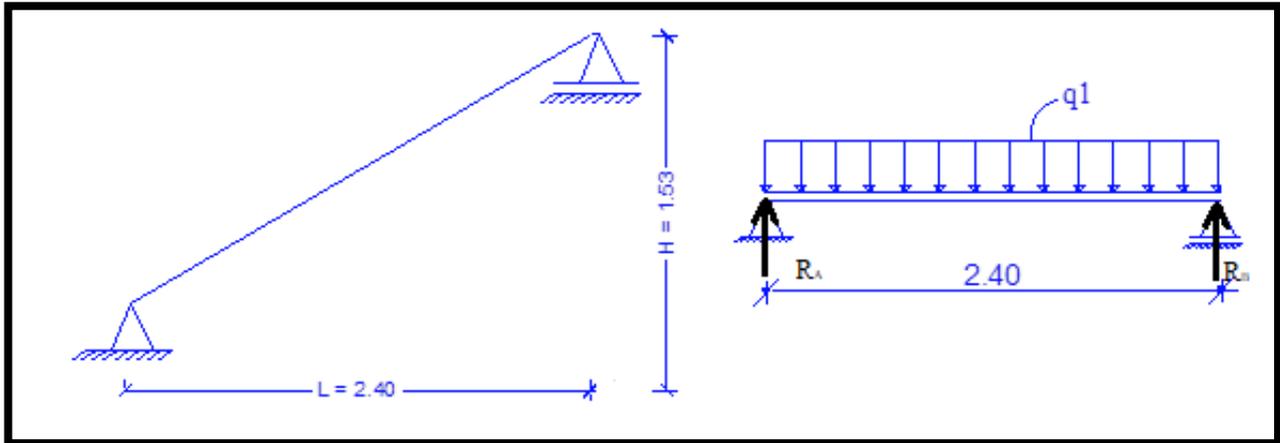


Fig.IV.4 : Schéma statique du type d'escalier

2) Calcul des réactions

		R_A [daN]	R_B [daN]	Vérification
Formule		$\sum M/B$	$\sum M/A$	$\sum F_V = 0$
Valeur	ELU	1718.40	1718.40	C.V
	ELS	1316.75	1316.75	C.V

Tableau.IV.2 : Tableau des réactions à l'ELU et l'ELS.

3) Calcul du moment fléchissant

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{14320 \times 2.4^2}{8} = 10310,40 \text{ N.m}$$

$$M_s = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{10972,91 \times 2.4^2}{8} = 07900,5 \text{ N.m}$$

4) Calcul du moment fléchissant

✚ ELU

$$T_{Au} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{14320 \times 2.4}{2} = 17184 \text{ N.m}$$

$$T_{Bu} = \frac{q_u \times l}{2} = -\frac{14320 \times 2.4}{2} = -17184 \text{ N.m}$$

✚ ELS

$$T_{As} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{10972,91 \times 2.4}{2} = 13167,49 \text{ N.m}$$

$$T_{Bs} = \frac{q_u \times l}{2} = -\frac{10972,91 \times 2.4}{2} = -13167,49 \text{ N.m}$$

ii. Calcul du ferrailage

- ✚ En travée
- ✚ ELU

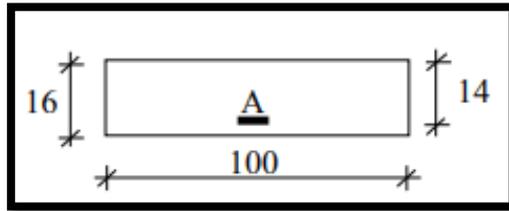


Fig.IV.5 : Section de calcul en travée

- $M_t^u = 10310,40 \times 0,8 = 8248,32 \text{ N.m}$

1) Vérification de l'existence des armatures comprimées :

- $\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2}$

- $\mu = \frac{8248,32}{14,17 \times 100 \times 14^2}$

- $\mu = 0,030$

➤ $\mu = 0,030 < \mu_L = 0,392 \rightarrow A \text{ n'existe pas et ; } s 1000\epsilon > l 1000\epsilon \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

- $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,038$

- $\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,985$

2) Détermination des armatures

- $A = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d}$

- $A = \frac{8248,32}{14,17 \times 348 \times 14}$

- $A = 1,72 \text{ cm}^2$

3) Condition de non fragilité

- $A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,69 \text{ cm}^2/\text{ml}$

• $A_{\text{adoptif}} = \text{Max}(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) \rightarrow A_t^u = 1,72 \text{ cm}^2$

• 5T10 $\longrightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2 \quad e = 20 \text{ cm}$

✚ ELS

- $M_t^S = 7900,5 \times 0,8 = 6320,40 \text{ N.m daN/ml}$

- Flexion simple

• Section rectangulaire sans A' } $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \sigma_b \leq \bar{\sigma}_s = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

- Acier FeE400

- $\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^S} = 1,31$

- $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,31-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,405 > \alpha = 0,049 \dots C.V$

➤ Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

4) Armatures de répartition

- $Ar = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4}$

- $Ar = 0.57 \text{ cm}^2/\text{ml} \longrightarrow At = 5\phi 10 \text{ cm}^2/\text{ml}$

✚ En appui

✚ ELU

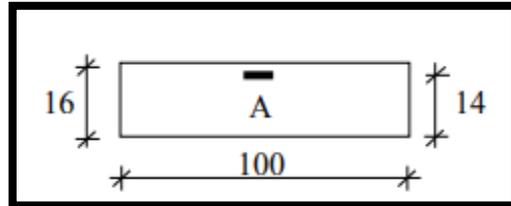


Fig.IV.6 : Section de calcul en appui

- $M_t^s = 10310,40 \times -0.2 = 2062.08 \text{ N.m}$

1) Vérification de l'existence des armatures comprimées :

- $\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2}$

- $\mu = \frac{2062.08}{14.17 \times 100 \times 14^2}$

- $\mu = 0.007$

➤ $\mu = 0.007 < \mu_L = 0.392 \rightarrow A \text{ n'existe pas et ; } s 1000\varepsilon > \vphantom{s} 1000\varepsilon \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

- $\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.009$

- $\beta = 1 - 0.4\alpha \rightarrow \beta = 0.997$

2) Détermination des armatures

- $A = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d}$

- $A = \frac{2062.08}{0.997 \times 348 \times 14}$

- $A = 0.42 \text{ cm}^2$

3) Condition de non fragilité

- $A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.69 \text{ cm}^2/\text{ml}$

• $A_{\text{adoptif}} = \text{Max}(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) \rightarrow A_t^u = 1.69 \text{ cm}^2$

• $5T10 \longrightarrow A = 3.93 \text{ cm}^2 \quad e = 20 \text{ cm}$

✚ ELS

- $M_t^s = 7900.5 \times -0.2 = 1580.1 \text{ N.m daN/ml}$

• Flexion simple

• Section rectangulaire sans A'

• Acier FeE400

$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \sigma_b \leq \bar{\sigma}_s = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

- $\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^s} = 1.31$
- $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.31-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.405 > \alpha = 0.009 \dots C.V$

➤ Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

4) Armatures de répartition

- $A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4}$
- $A_r = 0.57 \text{ cm}^2/\text{ml} \longrightarrow A_r = 5T10 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Vérification de contraintes de cisaillement

- $\bar{\tau} = \min \left[0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right]$
- $\bar{\tau} = \min [3.33 ; 5 \text{ MPa}]$
- $\bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$
- $\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 \times d}$
- $\tau_u = \frac{17184}{1000 \times 140}$
- $\tau_u = 0.12 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots C.V$

IV.1.6 Etude de la poutre palière

L = 4.00 m

IV.1.6.1. Pré dimensionnement de la poutre palière

- ✓ $\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10}$ (BAEL 91)
- $26.67 < h < 40$
- On prend : $h = 40 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

1) Vérification des conditions imposées par le RPA99/V2003

- $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.
- $h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.
- $b/h = 0.75 < 4 \rightarrow$ condition vérifiée.

IV.1.6.2. Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants

1) Calcul du poids propre (g) de la poutre palier

- $g = \gamma_b \times h \times b = 2500 \times 0,30 \times 0,30 = 300 \text{ daN/ml}$

2) Charge permanente du palier de repos

- $G = 535,03 \text{ Kg/m}^2$

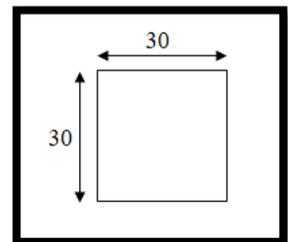


Fig.IV.7 : Dimension de la poutre palière

3) Surcharge d'exploitation

- $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$

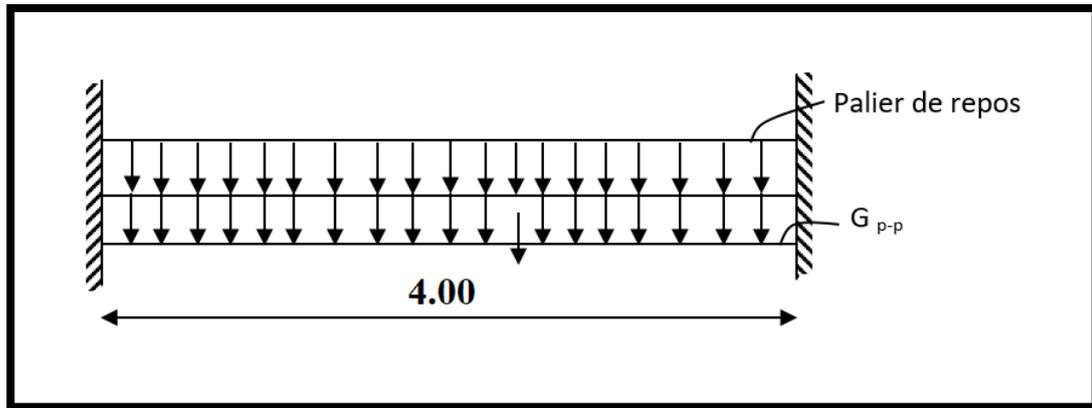


Fig.IV.8 : Schéma statique de la poutre palier

ELU

- $P_{\text{poutre palier}} = 1,35 \times g = 1,35 \times 300 = 405 \text{ daN/ml}$
- $P_{\text{palier de repos}} = 1,35 \times (G \times L) + 1,5 \times q_g \times L$
- $P_{\text{palier de repos}} = 1,35 \times (535,03 \times 4,00) + 1,5 \times 250 \times 4,00$
- $P_{\text{palier de repos}} = 4389,162 \text{ daN/ml}$
- $q_u = 4389,162 + 405 = 4794,162 \text{ daN/m}$

ELS

- $P_{\text{poutre palier}} = 405 \text{ daN/ml}$
- $P_{\text{palier de repos}} = (G \times L) + (Q \times L)$
- $P_{\text{palier de repos}} = (535,03 \times 4,00) + 250 \times 4,00$
- $P_{\text{palier de repos}} = 3140,120 \text{ daN/ml}$
- $q_s = 3140,12 + 405 = 3545,12 \text{ daN/m}$

4) Calcul des moments fléchissant maximum :

ELU

- $M_t^u = q_u \times \frac{L^2}{24} = \frac{4794,162 \times 4,00^2}{24} = 3196,108 \text{ daN.m}$
- $M_a^u = q_u \times \frac{L^2}{12} = \frac{4794,162 \times 4,00^2}{12} = -6392,216 \text{ daN.m}$

ELS

- $M_t^s = q_s \times \frac{L^2}{24} = \frac{3545,12 \times 4,00^2}{24} = 2363,413 \text{ daN.m}$
- $M_a^s = q_u \times \frac{L^2}{12} = \frac{3545,12 \times 4,00^2}{12} = -4726,826 \text{ daN.m}$

Les efforts tranchants

- $T_u^{max} = q_u \times \frac{L}{2} = \frac{4794,162 \times 4,00}{2} = \pm 9588,324 \text{ daN}$

IV.1.6.3. Calcul du ferrailage :

✚ **En travée**

✚ **ELU**

✚ $M_t^u = 31961.08 \text{ N.m}$

1) Vérification de l'existence des armatures comprimées :

- $\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2}$

- $\mu = \frac{31961.08}{14.17 \times 30 \times 27^2}$

- $\mu = 0.0580$

➤ $\mu = 0.0580 < \mu_L = 0.392 \rightarrow A \text{ n'existe pas et ; } s \ 1000\varepsilon > _L \ 1000\varepsilon \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

- $\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.075$

- $\beta = 1 - 0.4\alpha \rightarrow \beta = 0.970$

2) Détermination des armatures

- $A = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d}$

- $A = \frac{31961.08}{0.970 \times 348 \times 27}$

- $A = 2.63 \text{ cm}^2$

3) Condition de non fragilité

- $A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.30 \text{ cm}^2/\text{ml}$

• $A_{\text{adoptif}} = \text{Max}(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) \rightarrow A_t^u = 2.63 \text{ cm}^2$

• 3T12 $\longrightarrow A = 3.39 \text{ cm}^2$

✚ **ELS**

- $M_t^s = 22959.13 \text{ N.m daN/ml}$

• Flexion simple

• Section rectangulaire sans A'

• Acier FeE400

$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \sigma_b \leq \bar{\sigma}_s = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

- $\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^s} = 1.35$

- $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.35-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.425 > \alpha = 0.133 \dots \text{C.V}$

➤ Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

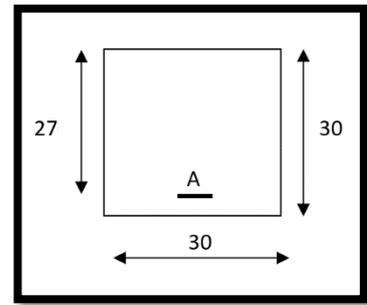


Fig.IV.9 : Section de calcul en travée

✚ En appui

✚ ELU

$M_t^s = 63922.16 \text{ N.m}$

1) Vérification de l'existence des armatures comprimées :

- $\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2}$
- $\mu = \frac{63922.16}{14.17 \times 30 \times 27^2}$
- $\mu = 0.116$

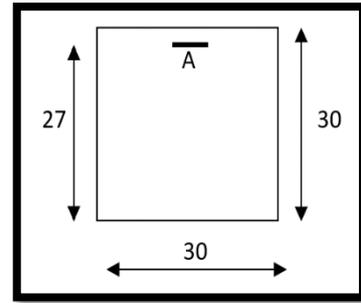


Fig.IV.10 : Section de calcul en appui

➤ $\mu = 0.116 < \mu_L = 0.392 \rightarrow A \text{ n'existe pas et ; } s \ 1000\epsilon > l \ 1000\epsilon \rightarrow \sigma_s = \frac{f_{e}}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

- $\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.155$
- $\beta = 1 - 0.4\alpha \rightarrow \beta = 0.938$

2) Détermination des armatures

- $A = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d}$
- $A = \frac{63922.16}{0.886 \times 348 \times 27}$
- $A = 5.44 \text{ cm}^2$

3) Condition de non fragilité

- $A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.30 \text{ cm}^2/\text{ml}$
- $A_{\text{adoptif}} = \text{Max}(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) \rightarrow A_t^u = 5.44 \text{ cm}^2$
- 5T12 $\rightarrow A = 5.65 \text{ cm}^2$

✚ ELS

- $M_t^s = 4726.826 \text{ N.m daN/ml}$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans A'
- Acier FeE400

$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \sigma_b \leq \bar{\sigma}_s = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

IV.1.6.4. Vérification de contraintes de cisaillement

- $\bar{\tau} = \min \left[0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right]$
- $\bar{\tau} = \min [3.33 ; 5 \text{ MPa}]$
- $\bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$

- $\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d}$

- $\tau_u = \frac{95883.24}{1000 \times 140}$

- $\tau_u = 0.888 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$

IV.1.6.5. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

- ✓ Vérifier si : $T_u^{max} \leq 0.267 \times a \times b \times f_{c28}$
- $a = 0.9 \times d$
- $a = 0.9 \times 36 = 32.4 \text{ cm}$
- ✓ $T_u^{max} = 95883.24 \text{ N}$
- $95883.24 \leq 0.267 \times 32.4 \times 30 \times 25 \times 10^2$
- $95883.24 \leq 648810 \text{ N}$

Donc :

- Il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

IV.1.6.6. Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures

La section sur appui est soumise aux sollicitations :

- M_u : moment sur appui généralement négatif et
- V_u : effort tranchant

Au niveau des armatures inférieures

- La bielle d'appui exerce sur l'armature A_i un effort de compression évalué à $\frac{M_u}{Z}$ et $Z = 0.9d$
- La condition de stabilité exige $A_i \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq |V_u| + \frac{M_u}{0.9 \times d}$
- Le moment M_u étant pris avec son signe
- 1^{er} cas : $|V_u| + \frac{M_u}{0.9 \times d} < 0$ pas de vérification de la section de la A_i
- $|V_u| + \frac{M_u}{0.9 \times d} < 0$
- $|95883.24| + \frac{-63922.16 \times 100}{0.9 \times 36} \stackrel{?}{<} 0$
- $-98,407.377 < 0$ C.V → alors l'effort tranchant n'influe pas sur les armatures transversales.

IV.1.6.7. Section des armatures transversales A_t

Le diamètre des armatures d'âme doit être inférieur ou égal à la plus petite des trois quantités suivantes [C.B.A 93].

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

- $H_t = 20 \text{ cm}^2$
- $\phi_l = 0.8 \text{ cm}$
- $b_0 = 12 \text{ cm}$
- $\phi_t \leq \min(1.14; 0.8; 3)$

On prend :

- $\phi_t = 0.8 \text{ Cm} \rightarrow A_t = 3\phi 8$

IV.2. Etude des balcons

Les balcons sont considérés comme étant encastres sur les poutres ; sont calculés comme une console de 1m de largeur sollicitée par une charge permanente « G » et une surcharge d'exploitation « Q ». Dans notre structure, on a un seul type de balcon :

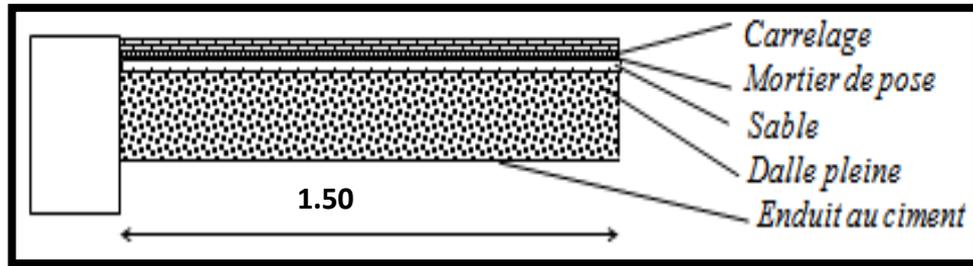


Fig.IV.11 : coupe sur balcon

IV.2.1. Descente de charges :

IV.2.1.1 Charges permanentes

i. Dalle plein

- Carrelage + mortier de pose + sable 104 daN/m²
- Dalle pleine en béton armé (16cm) 2500×0,16 400 daN/m²
- Enduit au ciment (1.5cm) (18daN/m²/cm) 027 daN/m²

$$G = 531 \text{ daN/m}^2$$

✓ Pour une bande de 1m de largeur

- $\bar{G} = G \times 1.00 = 531 \text{ daN/m}_L$

ii. Calcul de la charge due au poids du mur

$$P = G_m \cdot h$$

- Epaisseur du mur : $e = 20 \text{ cm} \Rightarrow G_m = (210 + 2 \times 18 \times 1.5) = 264 \text{ daN/m}^2$
- Hauteur du mur : $h = 2.90 \text{ m} \Rightarrow P = 264 \times 2.9 = 765.6 \text{ daN/m}$

IV.2.1.2 Surcharges d'exploitation

$$Q = 250 \text{ daN/m}^2$$

✓ Pour une bande de 1m de largeur :

- $\bar{Q} = Q \times 1.00 = 250 \text{ daN/ml}$.

IV.2.2 Calcul de l'enrobage et hauteur utile

- Notre Balcon n'est pas exposé aux intempéries, nous placerons la génératrice des armatures le plus bas possible $a = 1\text{ cm}$.
- Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle (**B.A.E.L.91**).

$$\varphi \leq \frac{h_d}{10} \text{ Avec : } \varphi_{max} = \frac{16}{10} \Rightarrow h_d = 1.6 \text{ cm} = 16 \text{ mm}$$

Donc on prendra : $\varphi = 10 \text{ mm}$.

IV.2.2.1 Calcul de l'enrobage

- $C_x = a + \frac{\varphi}{2} \Rightarrow C_x = (10 + \frac{10}{2})\text{mm} = 15\text{mm}$.
- $C_y = a + \varphi + \frac{\phi}{2} \Rightarrow c_y = 10 + 10 + \frac{10}{2} = 25\text{mm}$

IV.2.2.2 Hauteur utile

- $d_x = h_d - c_x = 16 - 1.5 = 14.5\text{cm}$
- $d_y = h_d - c_y = 16 - 2.5 = 13.5\text{cm}$

IV.2.3 Moments fléchissant

Etat limite ultime (E.L.U)

$$M_u = -[1,35G + 1,5\bar{Q}] \frac{L^2}{2} - 1,35 \times P \times L \times 1,00$$

$$M_u = -[1,35 \times 531 + 1,5 \times 250] \frac{1,5^2}{2} - 1,35 \times 765,6 \times 1,5$$

$$M_u = -2778,671 \text{ daN.m}$$

Etat limite service (E.L.S)

$$M_{ser} = -[G + q] \frac{L^2}{2} - P \times L \times 1,00 = -[531 + 250] \frac{1,5^2}{2} - 765,6 \times 1,5$$

$$M_{ser} = -2027,025 \text{ daN.m}$$

IV.2.4. Calcul du ferrailage

✚ E.L.U

- $M_u = -27786,71 \text{ N.m}$

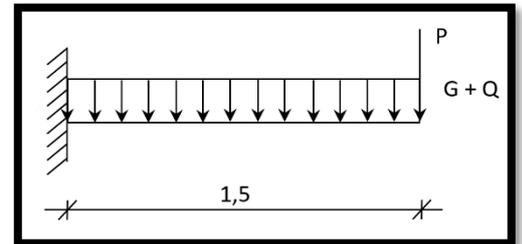


Fig.IV.12 : schéma statique de balcon

1) Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{27786.71}{14.17 \times 100 \times 14.5^2} = 0.093$$

$$\mu = 0.093 < \mu_{AB} = 0.392 \Rightarrow A'N' \text{ existe pas } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

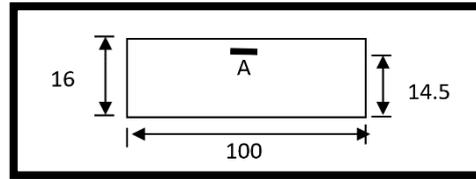


Fig.IV.13 : section de calcul

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.123$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.951$$

2) Détermination des armatures

$$A = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$A = \frac{27786.71}{348 \times 0.951 \times 14.5}$$

$$A = 5.79 \text{ cm}^2$$

3) Condition de non fragilité

- Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{min} = 0.0008 \times b \times h = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \text{Max}(A_{cal} ; A_{min}) \rightarrow A_t^u = 5.79 \text{ cm}^2$$

4) Espacement maximale des armatures

L'écartement des armatures : $e \leq \min(3hd ; 33\text{cm}) = \min(3 \times 16 ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$

5) Choix des armatures :

$$\checkmark 6T12/ \text{ml} \rightarrow A = 6.79 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad e = 15 \text{ cm}$$

ELS

$$M_{tx}^s = -20270.25 \text{ N.m}$$

• Flexion simple

• Section rectangulaire sans A' } $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \sigma_b \leq \bar{\sigma}_s = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

• Acier FeE400

$$\gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{ser}} = \frac{27786.71}{20270.25} = 1.37$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435 > \alpha = 0.122$$

➤ Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

3) Armatures de répartition

$$- Ar = \frac{A}{4} = \frac{6.69}{4}$$

$$- Ar = 1.70 \text{ cm}^2/\text{ml} \longrightarrow At = 3.14 \text{ cm}^2 \longrightarrow 4T10 / \text{Ml}$$

4) Calcul les armatures transversales

$$✓ T_{\max} = (1,35G+1,5Q). L + 1,35P$$

$$- T_{\max} = (1,35 \times 531 + 1,5 \times 250). 1.50 + 1,35 \times 765.6$$

$$- T_{\max} = 26712 \text{ N}$$

$$- \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d}$$

$$✓ \tau_u = \frac{26712}{1000 \times 145}$$

$$- \tau_u = 0.184 \text{ MPa}$$

$$- \bar{\tau}_u = 0.05 * f_{c28} = 1.25 \text{ MPa fissuration peu nuisible}$$

$$- \bar{\tau}_u = 1.25 > \tau_u = 0.184 \text{ MPa}$$

➤ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires et il n'y a pas reprise de bétonnage

5) Calcul de la flèche

Condition de la flèche (B.7.5 BAEL 1)

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{20} \rightarrow \frac{16}{1.5} > \frac{1}{20} = 0.10 > 0.05 \quad \text{C.V}$$

$$\rho = \frac{A}{b*d} < \frac{2}{f_e} \rightarrow \rho = \frac{6.79}{100*14.5} < \frac{2}{400} = 0.004 < 0.005 \quad \text{C.V}$$

Conclusion :

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Type 02 : 1.40 m

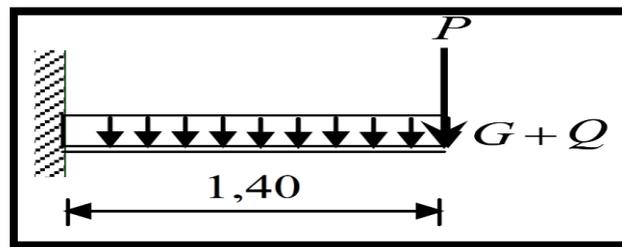


Fig.IV.14 : schéma statique de balcon pour type 02

Type 03 : 1.10 m

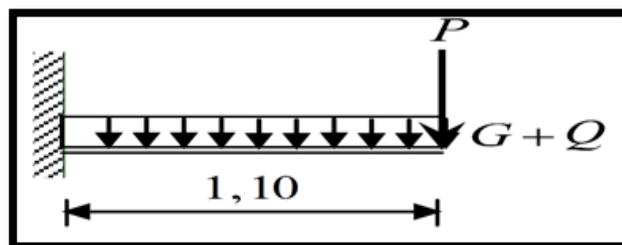


Fig.IV.15 : schéma statique de balcon pour type 03

Type 04 : 0.86 m

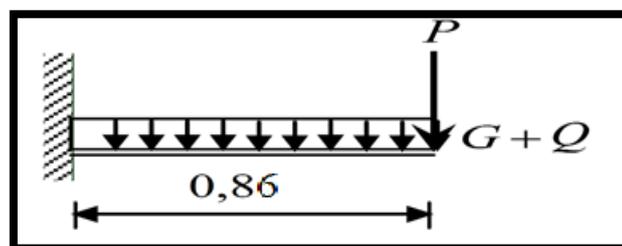


Fig.IV.16 : schéma statique de balcon pour type 04

Type 05 : 0.30 m

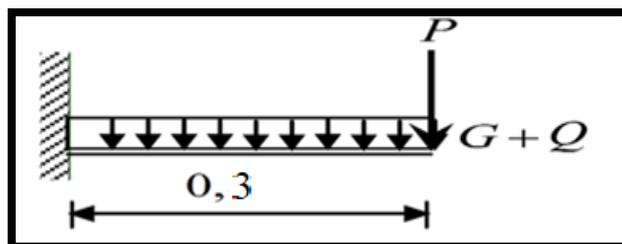


Fig.IV.17 : schéma statique de balcon pour type 05

Type	Largeur	Mu	Ms	Armature	Choix	Calcul de flèche
1	1.5	-27786.71	-20270.25	5.79	6T12 A = 6.79 cm ² /ml	N'est pas nécessaire
2	1.4	-18157.65	-13069.00	3.73	4T12 A = 4.52 cm ² /ml	N'est pas nécessaire
3	1.1	-12217.67	-8814.85	2.48	4T10 A = 3.14 cm ² /ml	N'est pas nécessaire
4	0.86	-8270.41	-5982.42	1.67	4T10 A = 3.14 cm ² /ml	N'est pas nécessaire
5	0.30	-1841.87	-1346.85	0.37	4T10 A = 3.14 cm ² /ml	N'est pas nécessaire

Tableau.IV.3 : Tableau récapitulatif de ferrailage des balcons.

IV.3. Etude de l'acrotère

IV.3.1 Définition de l'acrotère

L'acrotère est un élément en béton armé qui coiffe la toiture, il a pour rôle :

- Protection des joints d'étanchéité des infiltrations d'eau pluviale et
- La sécurité des gens, personnes.

IV.3.2 Ferrailage d'acrotère

Cet ouvrage comporte un seul type d'acrotère qui sera assimilé à une console encastrée dans la poutre du plancher terrasse.

La console est soumise à un effort G dû à son poids propre et à un effort latéral Q dû à la main courante engendrant un moment de renversement M dans la section d'encastrement (section dangereuse)

- Les calculs se feront pour une bande de 1 m et une épaisseur de 10 cm ; la section de calcul est $(100 \times 10) \text{ cm}^2$. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée.

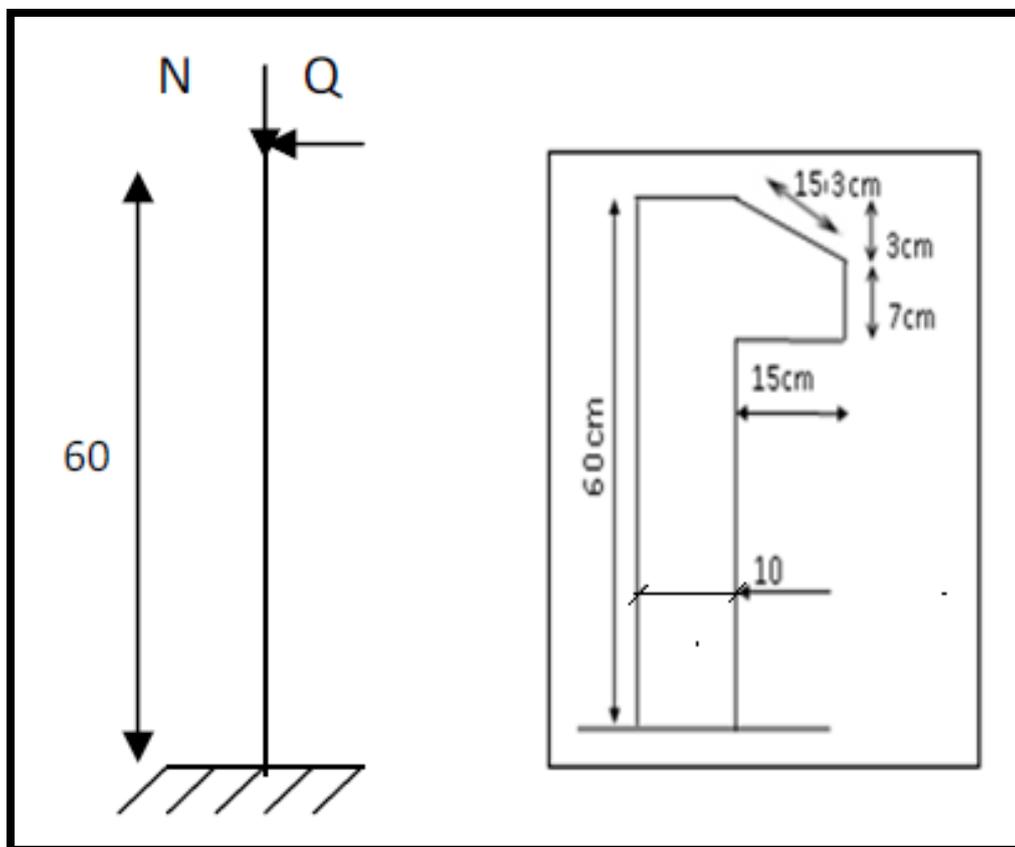


Fig.IV.18 : schéma statique de l'acrotère

IV.3.2.1. Descente des charges

On considère une bande de 1 m de largeur.

- Le poids propre de l'acrotère pour 1ml est de : $g_0 = \rho \times S$
- S : la surface transversale totale de l'acrotère
- ρ : le poids volumique tel que $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$
- La surface : $S = 10 \times 60 + \frac{10+7}{2} \times 15 = 727.5 \text{ cm}^2 = 0.0727 \text{ m}^2$
- Poids propre de l'acrotère : $g_0 = \rho \times S = 25 \times 0,0727 = 1,817 \text{ KN/ml}$.
- Poids de l'enduit de ciment : $g_1 =$
 $\rho . P = (0.6+0.1+0.153+0.07+0.15+0.5) \times 0,02 \times 18 = 0.57 \text{ KN}$
- $W_p = g_0 + g_1 = 2.39 \text{ KN/ml}$.
- La charge d'exploitation (la main courante)
 $Q = 1 \text{ KN/ml}$ (terrasse inaccessible)

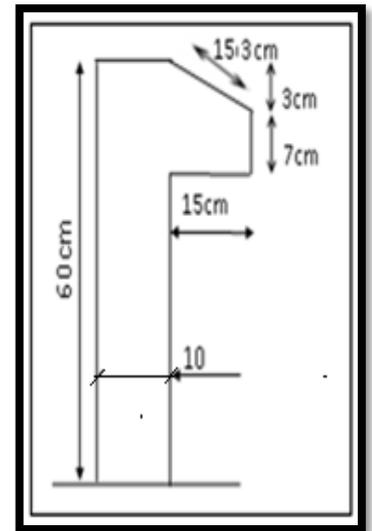


Fig.IV.19 : dimension de l'acrotère

IV.3.2.2 Détermination des sollicitations

i. Vérification de l'effort due au séisme

Le RPA exige de vérifier les éléments de structure sous l'effet des forces horizontales suivant la formule (Art 6.2.3) :

$$F_p = 4AC_pW_p$$

- C_p : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires donnés par le (tableau 6.1), pour le consol $C_p = 0.8$
- A : coefficient d'accélération (zone II, groupe d'usage 2) $\Rightarrow A = 0,15$
- $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 239 = 114.72 \text{ daN}$
- F_p : La force due à la main courante majorée
 ➤ Donc :
- $M = F_p \times l = 114.72 \times 0.6 = 68.83 \text{ daN.m}$

ii. Calcul des sollicitations

ELU

- $M_u = 1.5 \times M = 1.5 \times 68.83 = 103.24 \text{ daN.m}$
- $N_u = 1.35 \times W_p = 1.35 \times 239 = 322.65 \text{ daN}$

ELS

- $M_s = M = 1147.2 \text{ N.m}$
- $N_s = W_p = 2390 \text{ N}$

IV.3.2.3. Calcul de ferrillage :

i. Position de point d'application de l'effort normal

ELU

- $e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{103.24}{322.65} = 0.32m$
- $e_0 = 0.32m > \frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.017m$

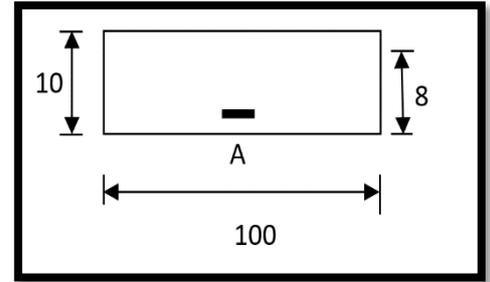


Fig.IV.20 : Section de calcul

L'effort normal est un effort de compression se trouvant à l'extérieur de la section.

- Donc la section est partiellement comprimée (S.P.C) ; le calcul se ramène à la flexion simple avec un moment fictifs M_f calculé par rapport aux armatures tendues.

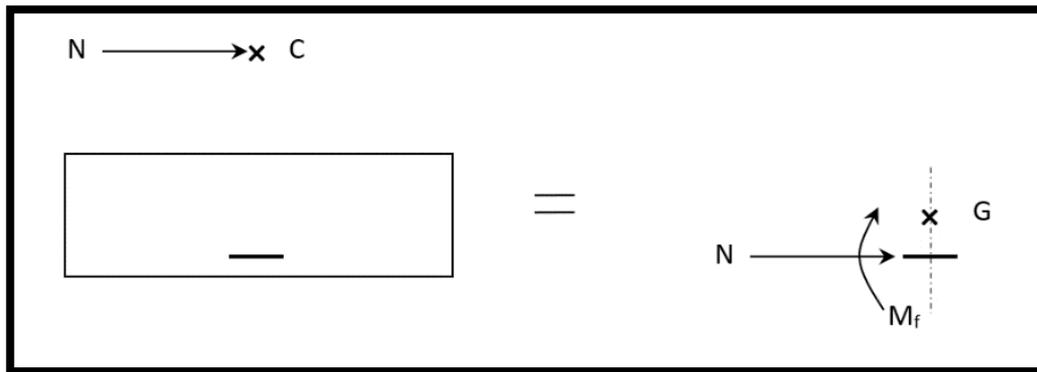


Fig.IV.21 : sollicitations par rapport armatures tendues

$$M_f = N_u \cdot e = N_u \cdot \left(e_0 + \frac{h}{2} - c \right) = 322.65 \cdot \left(0.32 + \frac{0.1}{2} - 0.02 \right) = 112.93 \text{ daN.m}$$

ii. Vérification de l'existence des armatures comprimées

- $\mu = \frac{M_f^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{1129.3}{14.17 \times 100 \times 8^2} = 0.012$
- $\mu = 0.012 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' N$ existe pas.
- $1000 \varepsilon_S > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$
- $\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.015$
- $\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.940$

iii. Détermination des armatures

$$- A_1 = \frac{M_f^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{1129.3}{348 \times 0.940 \times 8} = 0.43 \text{ cm}^2 / m_L$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$$A = A_1 - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0.43 - \frac{3226.5}{100 \times 348} = 0.42 \text{ cm}^2 / m_L$$

iv. Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) [B.A.E.L.91]

Pour les éléments exposés aux intempéries sur plus d'une de leurs faces à l'action climatique armé d'acier de classe FeE400, le pourcentage des armatures sera 0.25% de la section du béton si la longueur de l'élément est inférieure à 2.4m, avec un espacement n'excédant pas la plus petite valeur de 25 cm et deux fois l'épaisseur du béton [CBA93/B5.3].

$$- A_{min} = 0.23 \times \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} = 0.966 \text{ cm}^2$$

$$\text{➤ } A_t = \max(A_{cal}; A_{min}) = 0.966 \text{ cm}^2$$

v. Choix des armatures :

$$4T8 \longrightarrow A = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$4T8 \longrightarrow e = 25 \text{ cm.}$$

vi. Armatures de répartition

$$A_r^t \geq \frac{A_t}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2 / m_L$$

✚ ELS

$$- e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{1147.2}{2390} = 0.48 \text{ m}$$

$$- e_0 = 0.48 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = \frac{0.1}{2} - 0.02 = 0.03 \text{ m}$$

➤ Le point d'application d'un effort normal de compression N_{ser} se trouve en dehors de la section \Rightarrow la section est partiellement comprimée (S.P.C).

i. Détermination des contraintes

- **C** : Centre de pression (point d'application) ;
- **c** : La distance du point C à l'arrête la plus comprimée ;
- **y2** : La distance du point C à l'axe neutre ;
- **y1** = y2 + c ;

- N est un effort de compression $\rightarrow y_2 > 0$ et
- C se trouve à l'extérieur de la section $\rightarrow c$ sera considéré comme négatif.

1) Calcul des contraintes :

- $p = -3c^2 - \frac{90A'}{b}(c - d) + \frac{90A}{b}(d - c)$
- $c = e_0 - \frac{h}{2} = 48 - \frac{10}{2}$
- $c = -43 \text{ cm}$
- $p = -3 \times (-43)^2 + \frac{90 \times 2.01}{100} \times (8 + 43)$
- $p = -5454.74$
- $q = -2c^3 - \frac{90A'}{b}(c - d)^2 - \frac{90A}{b}(d - c)^2$
- $q = -2 \times (-43)^3 - \frac{90 \times 2.01}{100} \times (8 + 43)^2$
- $q = 154308.791$

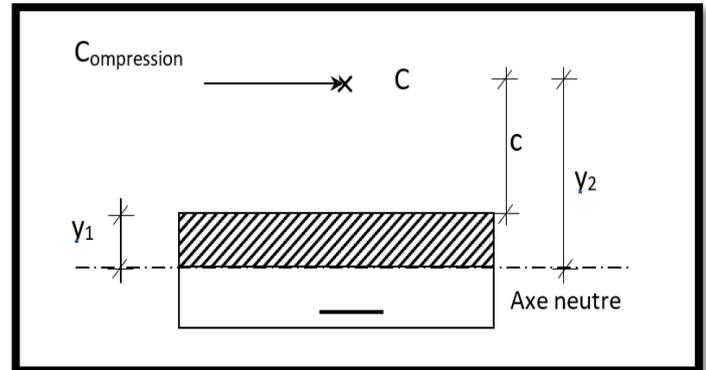


Fig.IV.22 : Position de centre de pression

y_2 : est la solution de l'équation :

- $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0 \Rightarrow y_2^3 - 5454.74 y_2 + 154308.791 = 0$
- $y_2^3 + p \times y_2 + q = 0$
- $y_2^3 - 5454.74 \times y_2 + 154308.791 = 0$

Donc la résolution de l'équation est comme suite :

- $\Delta = q^2 + \frac{4 \times p^3}{27} = 154308.791^2 + \frac{4}{27} \times (-5454.74)^3 = -233443242.6 < 0$
- $\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = \frac{3 \times 154308.791}{2 \times (-5454.74)} \times \sqrt{\frac{-3}{-5454.74}} = -0.995 \Rightarrow \varphi = 174.35^\circ$
- $a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \times \sqrt{\frac{5454.74}{3}} = 85.28$
- $y_{21} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 85.28 \times \cos\left(\frac{174.35}{3}\right) = 45.04 \text{ cm}$
- $y_{22} = a \cos\left(\left(\frac{\varphi}{3}\right) + 120^\circ\right) = 85.28 \times \cos\left(\frac{174.35}{3} + 120\right) = -85.15 \text{ cm}$
- $y_{23} = a \cos\left(\left(\frac{\varphi}{3}\right) + 240^\circ\right) = 85.28 \times \cos\left(\frac{174.35}{3} + 240\right) = 40.18 \text{ cm}$
- $y_2 = \max(y_{21}; y_{22}; y_{23}) = 45.04 \text{ cm}$
- $0 < y_1 = y_2 + c = 45.04 - 43 = 2.04 < 10 \dots\dots$ condition vérifiée

➤ D'où : $y_1 = 2.04 \text{ cm}$

ii. Calcul du moment statique :

$$- S = \frac{b \cdot y_1^2}{2} - 15 \cdot A \cdot (d - y_1) = \frac{100 \times (2.04)^2}{2} - 15 \times 2.01 \times (8 - 2.04) = 28.39 \text{ cm}^3.$$

$$- k = \frac{N_s}{100 \cdot S} = \frac{2390}{100 \times 28.39} = 0.84$$

$$- \sigma_b = k \cdot y_1 = 0.84 \times 2.04 = 1.71 \text{ MPa}$$

$$- \sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \times 0.84 \times (8 - 2.04) = 75.10 \text{ MPa}$$

➤ L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) =$$

➤ Avec :

$$- FeE400 \Rightarrow \eta = 1.6 \text{ et } f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{➤ Donc : } \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

✓ Conclusion

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \text{Les armatures calculées en E.L.U. sont maintenues}$$

iii. Vérification des contraintes de cisaillement

$$- T_u^{max} = 1.5 F_p = 1.5 \times 114.72 = 172.08 \text{ daN}$$

$$- \tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} = \frac{1720.8}{100 \times 8 \times 100} = 0.021 \text{ MPa}$$

$$- \left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \\ \tau_u = 0.021 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

➤ Il n'y a pas de reprise de bétonnage

• Remarque

Pour éviter le risque de rupture en cas de séisme, on prévoit une nappe d'armatures semblables

Chapitre V

Etude de l'ascenseur

V.2 Etude de l'ascenseur

D'après la norme française NF-P82-209 qui répartit les ascenseurs en cinq classes dont la classe I contient les ascenseurs destinés principalement au transport des personnes, que l'on désignait auparavant sous le terme simple d'ascenseur, les Dimensions de la cabine (voir constitution des ascenseurs et monte-charge P58/59).

C'est ainsi que la norme l'EN 12183 a adopté plusieurs types de cabine selon la charge à transporter, et pour un immeuble à usage d'habitation ; On a opté pour un ascenseur de 08 personnes dont la charge maximale est d'environ 450 daN, donc ; les dimensions sont :

Largeur de la cabine :	$L_c = 1,10 \text{ m}$
Profondeur de la cabine :	$P_c = 1,40 \text{ m}$
Largeur de la gaine :	$L_G = 1,50 \text{ m}$
Profondeur de la gaine :	$P_G = 1,70 \text{ m}$
Hauteur de la cabine :	$H_c = 2,20 \text{ m}$
Largeur du passage libre :	$L_p = 0,80 \text{ m}$
Hauteur du passage libre :	$H_p = 2,00 \text{ m}$
Epaisseur de voile :	$e = 0,15 \text{ m}$
Hauteur de course :	$C = 31,56 \text{ m}$

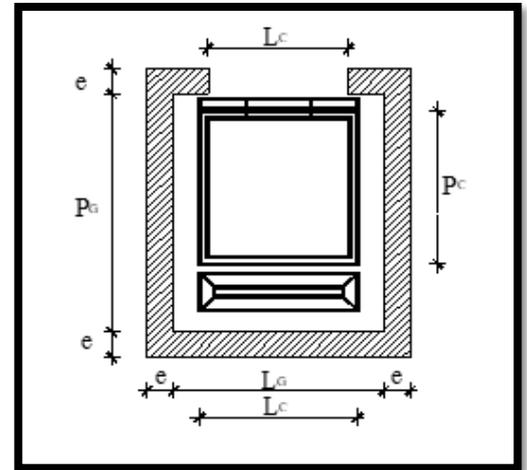


Fig.V.2 : Dimensions de l'ascenseur

Remarque :

Les dimensions de l'ascenseur sont prises en assurant la protection contre le feu et le bruit, pour cela on prend l'épaisseur de la dalle machine égale à 15cm ; et une gaine d'ascenseur de vitesse supérieure à 1 m/s.

V.2.1 : Descente de charges

V.2.1.1 : Surcharge d'exploitation

$Q = 600 \text{ daN}$ (8 personnes)

V.2.1.2 : Charges permanentes

i. **Masse de la cabine** : est composé de la somme des masses suivantes :

1) Masse des côtés (surface latérale)

✓ La masse de la surface des côtés, augmentée de 10% à raison de $11,5 \text{ daN/m}^2$:

$$- S_1 = (L_c + 2 \times P_c) \times h_c$$

$$- S_1 = (1,10 + 2 \times 1,40) \times 2,20 = 8,58 \text{ m}^2$$

$$- M_1 = (11,5 + 0,1 \times 11,5) \times 8,58 = 108,54 \text{ daN}$$

2) Masse du plancher

✓ La masse du plancher a raison de 70 daN/m^2 pour appareils de 300 à 600 daN de charge :

$$- S_2 = L_c \times P_c$$

$$- S_2 = 1,10 \times 1,40 = 1,54 \text{ m}^2$$

$$- M_2 = 70 \times 1,54 = 107,8 \text{ daN}$$

3) Masse du toit

- ✓ La masse du toit à raison de 20 daN/m² :
- $S_3 = L_c \times P_c = 1.40 \times 1.10 = 1.54 \text{ m}^2$
- $M_3 = 20 \times 1.54 = 30.8 \text{ daN}$

4) Masse de l'arcade

- ✓ La masse de l'arcade à raison de partie fixe de 60 daN plus 60 daN/m de largeur de cabine de 300 daN à 600 daN de charge :
- $M_4 = 60 + (60 \times 1.10) = 126 \text{ daN}$

5) Masse de La porte de la cabine :

- ✓ Partie fixe de 80 daN plus 25 daN/m² de surface de porte
- $M_5 = 80 + (25 \times 0.8 \times 2) = 120 \text{ daN}$

6) Masse du parachute :

- ✓ Parachute à prise amortie :
- ✓ $M_6 = 100 \text{ daN}$

7) Masse des accessoires :

- $M_7 = 80 \text{ daN}$

8) Masse des poulies de moulage :

- ✓ Deux poulies supplémentaires → $M_8 = 30 \times 2 = 60 \text{ daN}$
- ✓ $P_T = \sum M_i = 108.54 + 107.80 + 30.8 + 126 + 120 + 100 + 80 + 60$
- ✓ $P_T = 733.14 \text{ daN}$

ii. Masse du contre poids :

- ✓ $M_p = P + \frac{Q}{2} = 736.91 + \frac{600}{2} = 1033.14 \text{ daN}$

- iii. Masse du câble :** Détermination du diamètre du câble ; d'après la norme NF 82-210 C_s doit être pour cet appareille au minimum 12 et le rapport D/d au minimum 40 et aussi selon Abaque de détermination de suspentes :

$$\left\{ \begin{array}{l} D/d = 40 \Rightarrow d = D/40 = 500/40 \Rightarrow d = 12.5\text{mm} \\ C_s = 13 \end{array} \right.$$

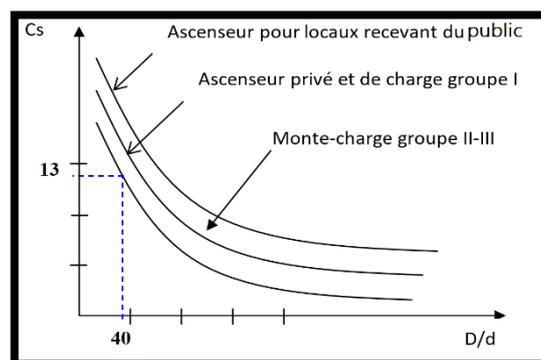


Fig.V.3 : Abaque de détermination de suspentes

➤ **Avec :**

- D : Diamètre de la poulie de moulage pris entre 400 et 800mm ;
- d : Diamètre du câble et
- C_s : Coefficient de sécurité (abaque de détermination des suspentes).

$$\checkmark C_s = \frac{C_r}{M} \implies C_r = C_s \times M$$

✓ M : égal à la somme de la charge utile Q, poids mort P et la Masse des câbles qui est considérée comme négligeable par rapport aux deux autres.

✓ C_r : charge de rupture effective.

$$- C_r = C_s \times M \implies C_r = 13 \times (600 + 733.14) = 17330.82 \text{ daN}$$

✓ Pour obtenir la charge de rupture minimale nécessaire C_m , il convient de faire intervenir le coefficient de câblage qui est légal à 0.85 donc :

$$\checkmark C_m = \frac{C_r}{0,85} \implies C_m = \frac{17330,82}{0,85} = 20389.20 \text{ daN}$$

✓ C_m : Égal aussi :

$$- C_m = C_r(\text{cable}) \cdot n \cdot m$$

➤ **Avec**

- **m**: type de moulage brin
- **n** : nombre de câble
- $C_r(\text{cable})$: Charge de rupture par câble en fonction du diamètre ; $d = 12,5\text{mm} \implies C_r(\text{cable}) = 8152 \text{ daN}$ (voir tableau suivant) :

Ø des câbles	Ø des fils	Section mm ²	Masse linéaire	Charge admissible totale Cr [daN]
7.87	0.5	21.05	0,203	3223
9.48	0.6	30.26	0,293	4650
1.1	0.7	41.27	0,396	6232
12.6	0.8	53.34	0,515	8152
14.2	0.9	67.98	0,656	10805
15.5	1.0	83.84	0,810	12830

Tableau.V.1 : Caractéristique des câbles

$$- n = \frac{30389.20}{2 \times 8152} \implies n = 1.25 \text{ On prend } n = 2 \text{ câbles.}$$

1) Masse totale des câbles M_c :

$$- M_c = M_L \times n \times C$$

➤ **Avec :**

- M_L : Masse linéaire en fonction du diamètre d'un seul câble

$$- D = 12.5 \text{ mm} \xrightarrow{\text{tableau}} ML = 0.515 \text{ daN/ml}$$

✓ C : C'est la course du câble (hauteur de course) $\implies C = 31.62 \text{ m}$

$$- M_c = 0.515 \times 2 \times 31.62 = 32.57 \text{ daN}$$

d) Masse du treuil :

- $Mg = 1200 \text{ daN}$

Résumé :

- ✓ Poids mort = 733.14 daN
- ✓ Masse du câble = 32.5 daN
- ✓ Masse du contre poids = 1033.14 daN
- ✓ Treuil en haut + moteur = 1200 daN
- $G = 733.14 + 32.5 + 1033.14 + 1200 = 2998.78 \text{ daN}$

V.2.1.3. Combinaisons fondamentales

Etat limite ultime (ELU) : $q_u = (1,35G + 1,5 Q) = (1,35 \times 2998.78 + 1,5 \times 600) = 4948.35 \text{ daN}$.

Etat limite de service (ELS) : $q_s = (G + P) = (2998.78 + 600) = 3598.78 \text{ daN}$.

V.2.2 : Etude du plancher**V.2.2.1. Vérification de poinçonnement :**

- ✓ Pour chacun des quatre appuis :

- $q_u^a = \frac{q_u}{4} = \frac{4948.35}{4} = 1237.088 \text{ daN}$

- $q_s^a = \frac{q_s}{4} = \frac{3598.78}{4} = 899.695 \text{ daN}$

- ✓ D'après l'article A.5.2.4 du « BAEL91 » :

- Si $q_u^a \leq \frac{0.045 \times U_c \times f_{c28} \times h}{\gamma_b}$

- ✓ Donc : Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- Avec :

- q_u^a : Charge ultime pour chaque appui ;
- U_c : Périmètre D du contour au niveau du feuillet moyen ;
- h : Epaisseur de la dalle égal à 15 cm ;
- U, V représentent les côtes du rectangle ($U//L_x$ et $V//L_y$) sur lequel la charge Q_u s'applique, compte tenu de la diffusion à 45degré dans le béton.

- ✓ La surface impact ($a \times b$) est de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$.

- $U = a + 2.h/2 = 10 + 2 \times 15/2 \quad U = 25 \text{ Cm}$

- $V = b + 2.h/2 = 10 + 2 \times 15/2 \quad V = 25 \text{ Cm}$

- $U_c = 2 \times [U+V] \Rightarrow U_c = 100 \text{ cm}$

- ✓ $q_u^a = 12370.88 \text{ N} < \frac{0.045 \times 1000 \times 25 \times 150}{1.5} = 112500 \text{ N} \longrightarrow$ Condition vérifiée

- **Donc** : La dalle résiste au poinçonnement

V.2.2.2. Calcul des sollicitations

L'étude des dalles soumise à des charges localisées sera fait à l'aide des abaques de Pigeaud et en plaçant les charges au centre, leurs moments seront :

- ✓ $M_x = q^a (M_1 + \nu.M_2)$
- ✓ $M_y = q^a (M_2 + \nu.M_1)$
- ν : Coefficient de poisson qui égal à 0 a l'ELU, et à 0,2 a l'ELS.
- M_1, M_2 sans dimension sont données à partir des rapports U/L_x et V/L_y dans les abaques suivants $\zeta = \frac{L_x}{L_y}$

ELU

- $M_{xu} = q_u^a \times M_1$
- $M_{yu} = q_u^a \times M_2$

ELS

- $M_{xs} = q_s^a \times (M_1 + 0.2 \times M_2)$
- $M_{ys} = q_s^a \times (M_2 + 0.2 \times M_1)$
- ✓ La charge au m^2 sera :
- $Q_u^a = \frac{q_u^a}{V \times U} = \frac{1237.088}{0.25^2} = 19793.408 \text{ daN/m}^2$ et
- $Q_s^a = \frac{q_s^a}{V \times U} = \frac{899.695}{0.25^2} = 14395.120 \text{ daN/m}^2$

Lorsque la charge n'est pas concentrique, on procède de la façon suivante :

- Soit une dalle de dimensions ($L_x \times L_y$) soumise à une charge concentrique (A) répartie sur un rectangle ($U \times V$).
- On divise la dalle en rectangles fictifs donnant les charges symétriques :
- 4 rectangles symétriques A, 2 rectangles symétriques B, 2 rectangles symétriques C et 1 rectangle au centre D. (Fig.V.5)

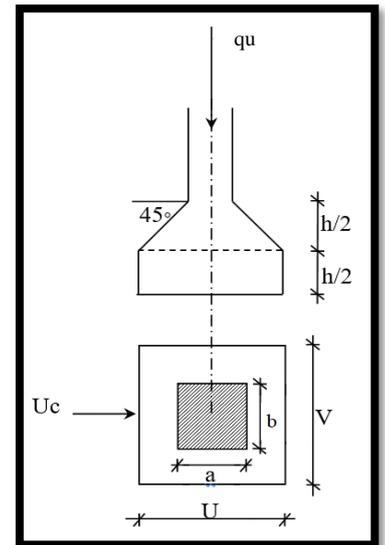


Fig.V.4 : schéma de la surface impact

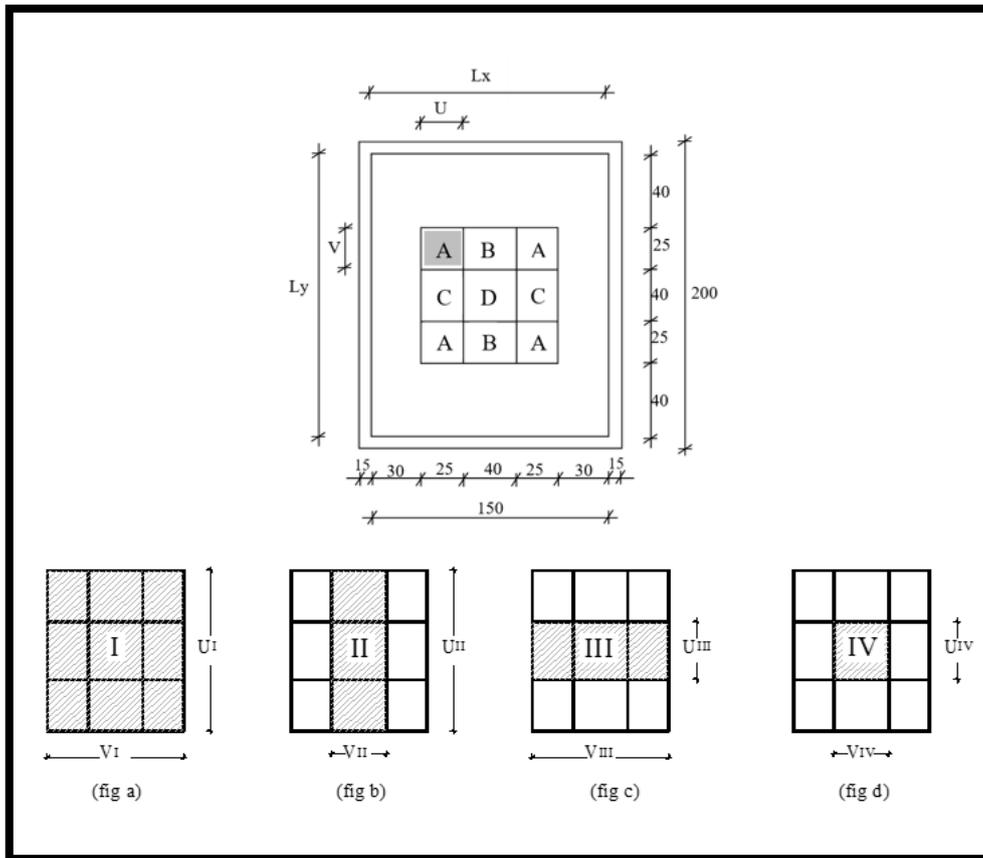


Fig.V.5 : Schéma pour le calcul des moments dus aux charges localisées

On cherche les moments produits par les rectangles :

- $I=4A+2B+2C+D$ (fig a)
- $II=2B+D$ (fig b)
- $III=2C+D$ (fig c)
- $IV=D$ (fig d)

Il est évident que les moments produits par la charge non concentrique A seront donnés par :

$$✓ A = \frac{I+II+III+IV}{4}$$

$$✓ \zeta = \frac{Lx}{Ly} = \frac{1.50}{1.70} = 0.9 \implies 0.4 < 0.88 < 1 \text{ La dalle porte dans les deux sens}$$

➤ Donc

$$✓ M_{xc} = \frac{(M_{xI} - M_{xII} - M_{xIII} + M_{xIV})}{4}$$

$$✓ M_{yc} = \frac{(M_{yI} - M_{yII} - M_{yIII} + M_{yIV})}{4}$$

➤ Avec

✓ $M_x = (M_1 + \nu M_2) \times q_u$

- $M_x = (M_1 + \nu M_2) \times (4 \times Q^a) \Rightarrow M_x / 4 = (M_1 + \nu M_2) \times Q^a$

✓ $M_y = (M_2 + \nu M_1) \times q_u$

- $M_y = (M_2 + \nu M_1) \times (4 \times Q^a) \Rightarrow M_y / 4 = (M_2 + \nu M_1) \times Q^a$

✓ $Q^a = Q^a \times S$ avec $S = U \times V$

	I	II	III	IV
U(m)	0.90	0.90	0.4	0.40
V(m)	0.90	0.40	0.9	0.90
S(m ²)	0.81	0.36	0.36	0.16
U/L _x	0.60	0.60	0.27	0.27
V/L _y	0.53	0.23	0.53	0.23
M ₁	0.087	0.099	0.135	0.160
M ₂	0.071	0.096	0.100	0.140
$Q_a^{u'} = Q_a^u \times S$ [N]	160326.60	71256.27	71256.27	31669.45
$Q_a^{s'} = Q_a^s \times S$ [N]	116600.47	51822.43	51822.43	23032.19
M_X^U [N.m]	13948.41	7054.37	9619.60	5067.11
M_Y^U [N.m]	11383.19	6840.60	7125.63	4433.72
M_X^S [N.m]	11799.97	6125.41	8032.48	4330.05
M_Y^S [N.m]	10307.48	6001.04	6581.45	3961.54
M_{Xc}^U [N.m]	2341.56			
M_{Yc}^U [N.m]	1850.68			
M_{Xc}^S [N.m]	1972.13			
M_{Yc}^S [N.m]	1686.53			

Tableau.V.2 : Tableau récapitulatif des résultats.

V.2.2.3. Descente des charges

- Dalle machine: ($e_p = 16$ cm) $\Rightarrow G = 0.16 \times 2500 = 400$ daN/m²
- La dalle n'est pas accessible, alors la surcharge d'exploitation $Q = 100$ daN/m²

i. Combinaison fondamentale :

✚ E.L.U

- $q_u = 1.35G + 1.5Q$
- $q_u = 1.35 \times 400 + 1.5 \times 100 = 690$ daN/m².

➤ Pour une bande de 1m de largeur :

- $\bar{q}_u = q_u \times 1.00 = 690 \text{ daN/m}_L$.

E.L.S

- $q_{ser} = G + Q$

- $q_{ser} = 400 + 100 = 475 \text{ daN/m}^2$.

➤ Pour une bande de 1m de largeur

- $\bar{q}_s = q_s \times 1.00 = 500 \text{ daN/m}_L$.

ii. Calcul des sollicitations

E.L.U

$$\begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times \bar{q}_u \times L_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x ; \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u & \text{Suivant la direction } L_y. \end{cases}$$

E.L.S

$$\begin{cases} M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times \bar{q}_{ser} \times L_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x ; \\ M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} & \text{Suivant la direction } L_y. \end{cases}$$

➤ Avec : μ_x et $\mu_y = f(\rho, \nu)$

- Coefficient de poisson :

$$\begin{cases} \nu = 0 \Rightarrow \text{Etats limites ultimes (béton fissuré) et} \\ \nu = 0.2 \Rightarrow \text{Etats limites de service (béton non fissuré).} \end{cases}$$

iii. Calcul des moments dus aux charges réparties :

E.L.U

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.5}{1.7} = 0.88$ **tableau** → $\mu_x^u = 0.0476$ et $\mu_y^u = 0.7438$

$M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times L_x^2 = 0.0476 \times 690 \times 1.50^2 = 73.899 \text{ daN.m}$

$M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u = 0.7438 \times 73.899 = 54.966 \text{ daN.m}$

E.L.S

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.80}{2.00} = 0.90$ **tableau** → $\mu_x^{ser} = 0.0546$ et $\mu_y^{ser} = 0.8216$

$M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times q_{ser} \times L_x^2 = 0.0546 \times 500 \times 1.5^2 = 61.425 \text{ daN.m}$

$M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} = 61.425 \times 0.8216 = 50.467 \text{ daN.m}$

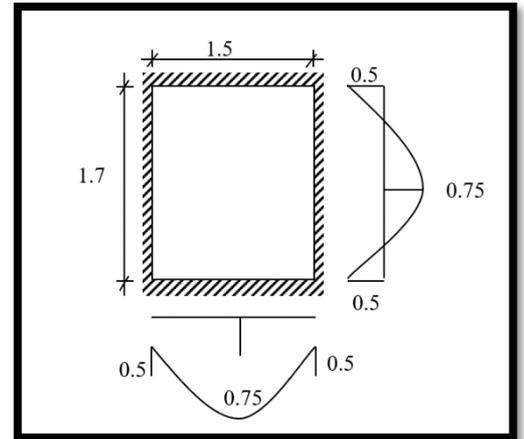


Fig.V.6 : dimensions de panneau de dalle d'ascenseur

iv. Moments totaux sollicitant la dalle machine :

Ce sont les moments dus aux charges concentrées et les moments dus aux charges réparties :

E.L.U

$$M_{xt}^u = (M_{xc}^u + M_x^u) = (2341.56 + 738.99) \Rightarrow M_{xt}^u = 3080.55 \text{ N}$$

$$M_{yt}^u = (M_{yc}^u + M_y^u) = (1850.68 + 549.66) \Rightarrow M_{yt}^u = 2400.34 \text{ N}$$

E.L.S

$$M_{xt}^{ser} = (M_{xc}^{ser} + M_x^{ser}) = (1972.13 + 614.25) \Rightarrow M_{xt}^{ser} = 2585.38 \text{ N}$$

$$M_{yt}^{ser} = (M_{yc}^{ser} + M_y^{ser}) = (1686.53 + 504.67) \Rightarrow M_{yt}^{ser} = 2191.20 \text{ N}$$

- Moment max en travée : $M_t = 0.75 \times M_{xt}$ et
- Moment max en appuis : $M_a = -0.5 \times M_{xt}$

Moments panneau	M_{tx}^u [N.m]	M_{tx}^{ser} [N.m]	M_{ax}^u [N.m]	M_{ax}^{ser} [N.m]	M_{ty}^u [N.m]	M_{ty}^{ser} [N.m]	M_{ay}^u [N.m]	M_{ay}^{ser} [N.m]
(1)	2310.41	1939.04	-1540.28	-1292.69	1800.26	1643.40	-1200.17	-1095.10

Tableau.V.3 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales

V.2.2.4 Calcul du ferrailage de la dalle pleine

i. Sens X-X

➤ **En travées**

E.L.U

- $M_{tx}^u = 2310.41 \text{ N.m}$

1) Vérification de l'existence des armatures comprimées

- $\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{2310.41}{14.17 \times 100 \times (14.5)^2} = 0.008$

- $\mu = 0.008 < \mu_{AB} = 0.392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} =$

348 MPa

- $\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.01$

- $\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.996$

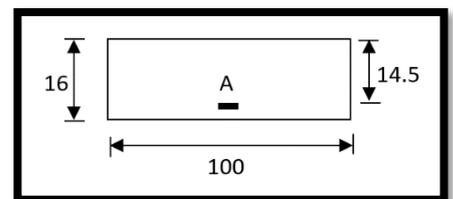


Fig.V.7 : Section de calcul en travée

2) **Détermination des armatures :**

$$- A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{2310.41}{348 \times 0.996 \times 14.5} = 0.46 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

3) **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

$$- A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$- A_t = \max(A_t; A_{\min}) = 1.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

4) **Choix des armatures :**

$$4T10/\text{m}_L \longrightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2.$$

$$(T10 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}).$$

Remarque : pour des raisons pratiques on prendre 6T10 $\longrightarrow e = 15$

E.L.S

- $M_{tx}^{ser} = 1939.04 \text{ N.m}$
 - Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \stackrel{?}{\leq} \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$
- Avec $\gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{ser}} = 1.19$

$$\frac{1.19-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.345 > \alpha = 0.01$$

Conclusion

- ✓ $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
 - ✓ Fissuration peu nuisible
- $$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$
- (Aucune vérification pour (σ_s))

➤ **En appuis**

E.L.U

$$- M_{ax}^u = - 1540.28 \text{ N.m}$$

1) **Vérification de l'existence des armatures comprimées**

- $\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{1540.28}{14.17 \times 100 \times (14.5)^2} = 0.005$
- $\mu = 0.005 < \mu_{AB} = 0.392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas}$
- $1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$
- $\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.006$
- $\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.998$

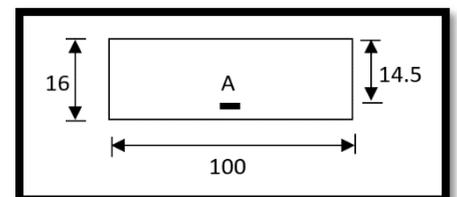


Fig.V.8 : Section de calcul en appui

2) Détermination des armatures

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{1540.28}{348 \times 0.996 \times 14.5} = 0.31 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

3) Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

- $A_{min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$
- $A_t = \max(A_t; A_{min}) = 1.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$

4) Choix des armatures

4T10/m_L → A = 3.14cm².
 (T10 → e = 25cm).

Remarque : pour des raisons pratiques on prendre 6T10 → e = 15

✚ E.L.S

- $M_{ax}^{ser} = -1292.69 \text{ daN.m}$
 - Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\Rightarrow \alpha \stackrel{?}{\leq} \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$
- Avec $\gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{ser}} = 1.19$

$$\frac{1.19-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.345 > \alpha = 0.006$$

Conclusion

- ✓ $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
 - ✓ Fissuration peu nuisible
- $$\Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$
- (Aucune vérification pour (σ_s))

❖ Sens Y-Y :

➤ En travées

✚ E.L.U

- $M_{ty}^u = 1800.26 \text{ daN.m}$

1) Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_y^2} = \frac{1800.26}{14.17 \times 100 \times (13.5)^2} = 0.007$$

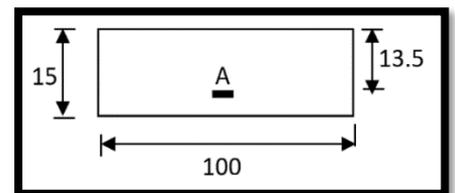


Fig.V.9 : Section de calcul en travée

$$\mu = 0.007 < \mu_{AB} = 0.392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_t \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.009$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.996$$

2) Détermination des armatures

$$A_{tx}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_y} = \frac{1800.26}{348 \times 0.996 \times 13.5} = 0.39 \text{ cm}^2 / m_L$$

3) Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1.28 \text{ cm}^2 / m_L$$

4) Choix des armatures

$$4\text{T}10/m_L \longrightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2.$$

$$(\text{T}10 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}).$$

Remarque : pour des raisons pratiques on prendre 6T10 $\longrightarrow e = 15$

E.L.S

$$M_{ty}^{\text{ser}} = 1643.40 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\Rightarrow \alpha \stackrel{?}{\leq} \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \text{Avec } \gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{\text{ser}}} = 1.10$$

$$\frac{1.10-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.3 > \alpha = 0.009$$

Conclusion

- ✓ $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
 - ✓ Fissuration peu nuisible
- $$\Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$
- (Aucune vérification pour (σ_s))

➤ **En appuis**

✚ **E.L.U**

- $M_{ay}^u = 1200.17 \text{ daN.m}$

1) **Vérification de l'existence des armatures comprimées**

- $\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_y^2} = \frac{1200.17}{14.17 \times 100 \times (13.5)^2} = 0.005$ $\mu = 0.005 < \mu_{AB} = 0.392 \Rightarrow A' \text{ N'existe}$

pas.

$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

- $\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.006$

- $\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.998$

2) **Détermination des armatures**

$A_{ay}^u = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_y} = \frac{1200.17}{348 \times 0.998 \times 13.5} = 0.26 \text{ cm}^2 / m_L$

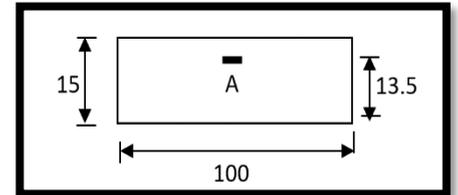


Fig.V.10 : Section de calcul en

3) **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2 / m_L$

- $A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1.28 \text{ cm}^2 / m_L$

4) **Choix des armatures :**

4T10/m_L → A = 3.14cm².

(T10 → e = 25cm).

Remarque : pour des raisons pratiques on prendre 6T10 → e = 15

✚ **E.L.S**

- $M_{ay}^{ser} = 1095.10 \text{ daN.m}$

- Flexion simple

- Section rectangulaire sans A' } $\Rightarrow \alpha \stackrel{?}{\leq} \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

- Acier FeE400

➤ Avec $\gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{ser}} = 1.10$

$\frac{1.10-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.3 > \alpha = 0.009$

Conclusion

- ✓ $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
 - ✓ Fissuration peu nuisible
- } \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.
(Aucune vérification pour (σ_s))

V.2.2.5. Vérification des contraintes de cisaillement :**i. Tu max**

- $T_x^u = q_a^u + q_u \times \frac{Lx}{2}$
- $T_x^u = 12370.88 + 6900 \times \frac{1.50}{2} = 17545,88N$

ii. Calcul de $\bar{\tau}$

- $\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{17545.88}{(100 \times 14.5) \times 100} = 0.121 \text{ MPa}$
- $\bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$
- $\left. \begin{array}{l} \tau_u = 0.121 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \\ \text{(Il n'y a pas de reprise de bétonnage)} \end{array} \right\} \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$

V.2.2.6. Vérification de la flèche**i. Condition de la flèche : [BAEL 91 / B.7.5]**

- $\frac{h_d}{L_x} > \frac{M_{tx}^{ser}}{20 M_x^{ser}}$
- $\rho = \frac{A}{b \times d_x} < \frac{2}{f_e}$

ii. Vérification si la flèche est nécessaire

$$\frac{h_d}{L_x} \geq \frac{M_{tx}^{ser}}{20 M_x^{ser}} \Rightarrow \frac{h_d}{L_x} = \frac{16}{150} = 0.1066 > \frac{2310.41}{20 \times 3080.55} = 0.03 \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 14.5} = 0,002 < \frac{2}{400} = 0.005 \dots \text{condition vérifiée ; } f_e \text{ en MPa}$$

➤ Conclusion

Les 02 conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Chapitre VI

Etude sismique

VI.1. Introduction

Un tremblement de terre est causé par la libération brutale d'énergie de déformation au niveau la croûte terrestre. Cet ébranlement s'effectue le long des endroits bien spécifiques connus sous le nom de failles. Ce phénomène est lié à la concentration des contraintes dues à la collision entre les plaques tectoniques. La dislocation au niveau des failles libère de l'énergie élastique sous forme d'ondes sismiques qui se propagent dans la terre et provoquant un tremblement de terre. L'allure générale du mouvement provoqué par séisme dépend du caractère de l'excitation dans le foyer, de la profondeur du foyer et de la distance épiscopale.

Ce phénomène représenté depuis toujours un de plus graves désastres de l'humanité. Leur apparition brutale est imprévue, la violence des forces mises en jeu et l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations.

Le calcul sismique dans notre étude sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien [R.P.A.99 (version2003)].

VI.2. Objectifs de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non- amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

VI.3. Méthodes de calcul des forces sismique

Selon l'article 4.1.1 du RPA.9 (Version 2003), les forces sismiques peuvent être déterminées par deux méthodes :

- Méthode statique équivalente ;
- Méthode dynamique modale spectrale.

VI.3.1. Méthode statique équivalente

Principe de la méthode : [RPA99 (version 2003) /4.2.1]

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement dans les 2 directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux de l'action sismique.

Le R.P.A.99 (version2003) permet sous certaines conditions de faire les calculs par cette méthode, qui consiste à considérer la structure comme soumise à un effort tranchant à sa base donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

➤ **Avec**

- A : Coefficient d'accélération de zone ;
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen ;
- Q : Facteur de qualité ;
- R : Facteur de comportement et
- W : Poids total de la structure.

VI.3.2. Méthode dynamique modale spectrale

VI.3.2.1. Principe

Par cette méthode il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés 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.

VI.3.2.2. Modélisation

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel encasté à la base, ou les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (2 translations horizontales, et une rotation d'axe verticale) [RPA99/v2003 4.3.2].

VI.3.2.3. Présentation du logiciel

Robot Bat est un logiciel de calcul, d'analyse et de conception d'une variété très large de structures. Ce code de calcul qui est basé sur la méthode des éléments finis, possède plusieurs caractéristiques qui facilitent le travail de l'ingénieur :

- Il donne plusieurs possibilités de création du modèle ;
- Il calcule automatiquement le centre de gravité et le centre d'inertie de chaque niveau ainsi que le poids total de la structure ;
- Contient une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position « vérifier structure » ;
- Il permet un affichage des résultats sous forme de tableaux et graphiques bien détaillés comme il donne le maximum des efforts internes (moments fléchissant M, efforts tranchants T, efforts normales, contraintes σ ...)

VI.4. Etapes de modélisation

Pour la modélisation nous avons suivi les étapes suivantes :

- Choix du plan du travail : notre structure est un modèle tridimensionnel ;
- Choix de l'unité du travail ; KN et m ;

- Création graphique du modèle en utilisant l'interface du Robot Bat (voir Fig.IV.1) :
 - Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments barres ;
 - Les voiles et les dalles Pleine par panneau et
 - Les dalle en corps creux par bardage (béton 0).
- Introduire les propriétés du matériau utilisé : les propriétés du béton ;
- Introduire les propriétés de chaque élément de la structure : la section et le matériau utilisé ;
- Introduire les conditions aux limites ;
- Détermination des charges : pour notre cas, on a trois types :
 - **Charge permanente G** : contient le poids total de la structure et la charge permanente distribuée par les planchers aux poutres principales et secondaire ainsi que la poussée des terres pour les voiles périphériques du sous-sol.
 - **Charges d'exploitation Q** : les charges d'exploitations distribuées par les planchers aux poutres.
 - **Les forces sismiques E** : contient les masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau et le spectre dans les trois sens (X, Y et Z).
- Détermination des combinaisons de charges :
 - 1) $1.35G + 1.5Q$ (Etat limite ultime) ;
 - 2) $G + Q$ (Etat limite de service) ;
 - 3) $0.8G + E$;
 - 4) $0.8G - E$;
 - 5) $G + Q + E$;
 - 6) $G + Q - E$;
- Vérification des erreurs ;
- Lancement de l'analyse et
- Interprétation des résultats.

VI.5. Calcul la force sismique par la méthode statique équivalente

La force sismique totale à la base de la structure doit être calculée dans les deux directions par :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

➤ Avec

- A : Coefficient d'accélération de zone ;
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen ;
- Q : Facteur de qualité ;
- R : Facteur de comportement et
- W : Poids total de la structure.

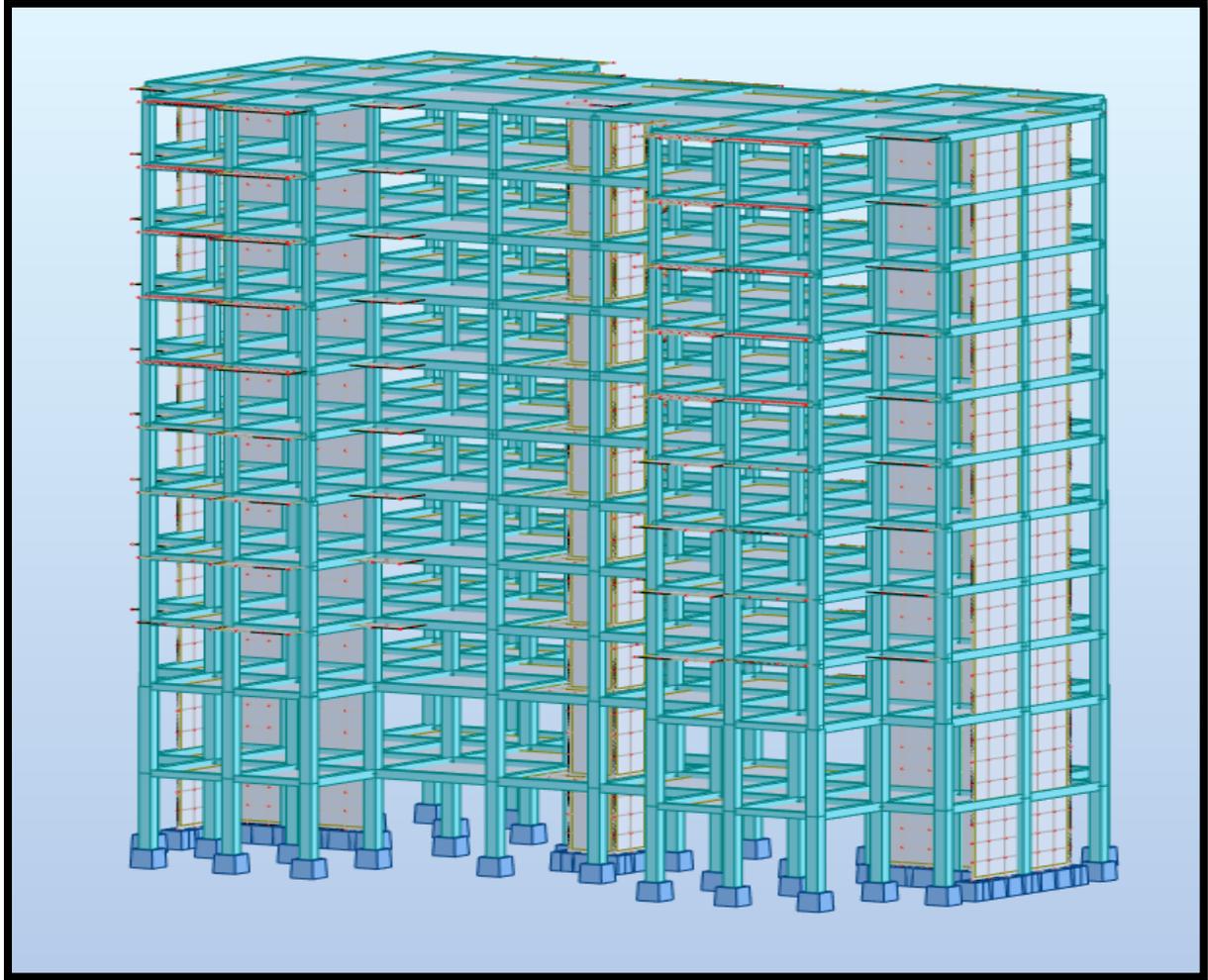


Fig.VI.1 : Interface de Robot Structural Analysis Professional 2021

VI.5.1. Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} (T/3)^{\frac{5}{3}} & T > 3s \end{cases}$$

➤ **Avec**

- T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7)
- η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} \geq 0.7$$

Où : ζ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages donné par le **tableau (4.2)**.

Portique en béton armé, remplissage léger $\Rightarrow \xi = 7\%$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + 7)} \geq 0.882 \geq 0.7 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Site meuble (S_2) $\Rightarrow T_2 = 0.40s$ (Tableau 4.7)

FORMULE 01 : $T = C_T h_N^{3/4}$

FORMULE 02 : $T = 0.09 \times h_N / \sqrt{D}$

➤ Avec

- h_N : Hauteur mesurée en (m) à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.
- C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau (4.6).
- D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA $\Rightarrow C_T = 0.05$

➤ Dans la direction x

- $h_N = 35.19$ m
- $C_T = 0.05$
- $D = 31.20$ m

T statique		Min (F_1, F_2)
Formule 01	Formule 02	0.57
0.72	0.57	

Tableau.VI.1 : Choix de T statique (direction X)

- $T = 0.57$
- $T_2 = 0.40s \leq T = 0.57 < 3s$
- $\Rightarrow D_x = 2.5\eta \times (T_2/T)^{2/3} = 2.5 \times 0.882 \times (0.40/0.57)^{2/3}$
- $D_x = 1.74$

➤ Dans la direction y

- $h_N = 35.19$ m
- $C_T = 0.05$
- $D = 17.40$ m

T statique		Min (F_1, F_2)
Formule 01	Formule 02	0.72
0.72	0.94	

Tableau.VI.2 : Choix de T statique (direction Y)

- $T = 0.72$
- $T_2 = 0.40s \leq T = 0.72 < 3s$
- $\Rightarrow D_y = 2.5\eta \times (T_2/T)^{2/3} = 2.5 \times 0.882 \times (0.40/0.72)^{2/3}$
- $D_y = 1.48$

VI.5.2. Coefficient d'accélération de zone A

Donné par le tableau (4.1) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

- Zone IIa
 - Groupe 2 (Ouvrage courants ou d'importance moyenne)
- } **A = 0.15**

VI.5.3. Coefficient de comportement R : [RPA99 (version2003) /tableau 4]

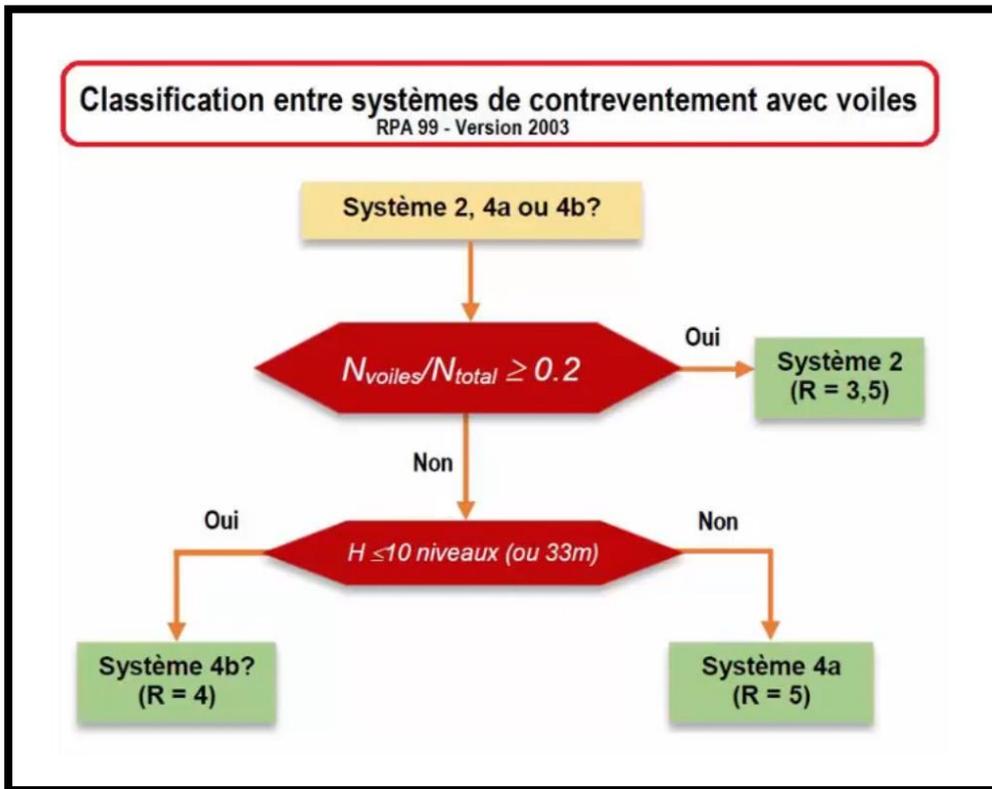


Fig.VI.2 : Classification entre système de contreventement avec voiles

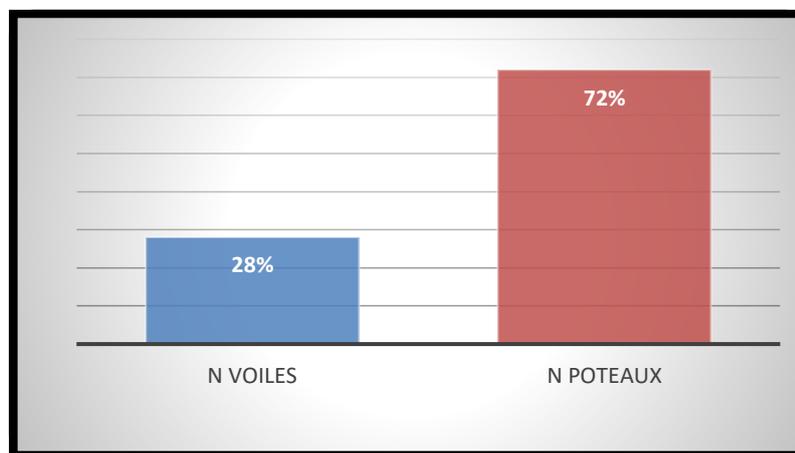


Fig.VI.3 : Distribution de l'effort Normal

Pour notre cas les voiles reprennent 28 % de la charge verticale donc on a un système : voiles porteurs en béton armé => R = 3,5.

VI.5.4. Facteur de qualité Q [RPA99 (version2003) /tableau 4.4]

D'après RPA99 (version2003) :

$$Q = 1 + \sum Pq$$

➤ Avec

- **Pq** : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non et sa valeur est donnée au tableau 4.4

Sens X (Vx)

$$Q_x = 1.10$$

Sens Y (Vy)

$$Q_y = 1.20$$

VI.5.5. Calcul du poids de la structure W

$$W = \sum WGi + \beta \sum Qi \quad [\text{RPA99version2003/formule 4.5}]$$

WGi : Poids du aux charge permanentes ;

$W Qi$: Poids du aux charges d'exploitation ;

$\sum WGi$: Résultante des réactions verticales dues aux charges permanentes

$\sum Qi$: Résultante des réactions verticales dues aux charges d'exploitation

Remarque : le poids total de la structure est donné par le logiciel rabot bat :

$$W = 3365409.54 \text{ kg} = 33654.10 \text{ KN}$$

VI.5.6 Calcul la force sismique V

VI.5.6.1 Calcul de Vx

A	D	Q	W	R	Vx	80% Vx
0.15	1.74	1.1	32187.92	3.5	2640.33	2112.26

Tableau.VI.3 : Tableau récapitulatif des résultats de la méthode statique (sens X)

VI.5.6.2 Calcul de Vy

A	D	Q	W	R	Vy	80% Vy
0.15	1.48	1.2	32187.92	3.5	2449.96	1959.97

Tableau.VI.4 : Tableau récapitulatif des résultats de la méthode statique (sens Y)

La résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

- $V_{xdyn} = 2271.49 \text{ KN} > 80\% V_x = 2112.26 \text{ KN} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**
- $V_{ydyn} = 2253.63 \text{ KN} > 80\% V_y = 1959.97 \text{ KN} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

VI.6. Calcul de la force sismique par l'analyse dynamique modale spectrale

L'action sismique est définie à partir d'un spectre réponse défini dans le règlement parasismique Algérien « RPA99/version 2003 », est une courbe de réponse maximale d'accélération (S_a/g) d'un système à un seul degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

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

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

➤ Avec

- **A** : Coefficient d'accélération de zone.
- **η** : Facteur de correction d'amortissement.
- **ξ** : Pourcentage d'amortissement critique.
- **R** : Coefficient de comportement de la structure.
- **T_1, T_2** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.
- **Q** : Facteur de qualité.

Pour notre étude les valeurs caractérisant le spectre de réponse sont présentées sur le tableau suivant :

A	η	ξ	R	T_1	T_2	Q
0.15	0.882	7 %	3.5	0.15	0.40	1.10

Tableau.VI.5 : Valeurs caractérisant le spectre de réponse élastique (sens X)

A	η	ξ	R	T_1	T_2	Q
0.15	0.882	7 %	3.5	0.15	0.40	1.20

Tableau.VI.6 : Valeurs caractérisant le spectre de réponse élastique (sens Y)

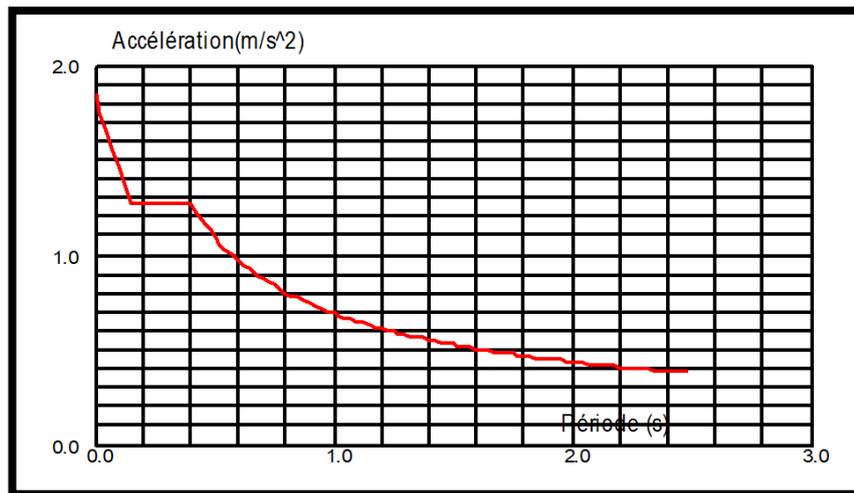


Fig.VI.4 : Spectre de réponse en format Sa-T

Après avoir modélisé la structure, et en introduisant tous les paramètres prédéfinis, on obtient le model suivant :

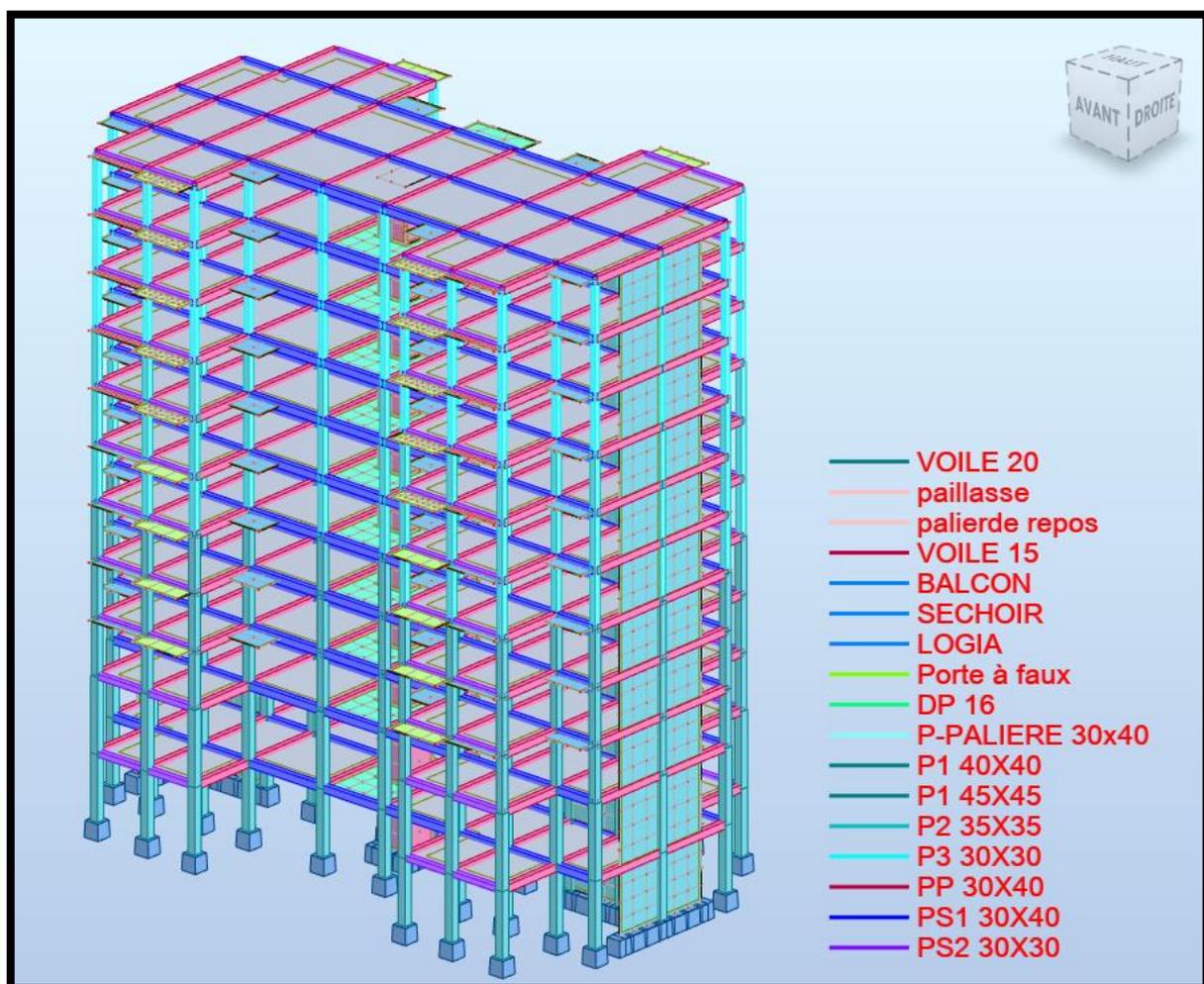


Fig.VI.5 : Model 3D du bâtiment

VI.6.1. Nombre de modes à considérer : [RPA99version 2003/4.3.4]

Pour les structures représentées par des modèles plans dans 2 directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des 2 directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives supérieur à 90% au moins de la masse totale de la structure (le nombre minimum de modes à retenir est de 03 dans chaque direction considérée).

- Dans notre cas, la condition décrite ci-dessus n'est pas satisfaite pour 3 modes
 - Le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq \sqrt{3N}$
- Avec :
 - N : le nombre de niveaux au-dessus du sol (N = 10 niveaux) ;
 - ✓ K = 9 modes

VI.7. Vérification vis-à-vis le règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003**i. Vérification du comportement dynamique**

Mode	Période (sec)	Masse cumulée UX (%)	Masse cumulée UY (%)	UX (%)	UY (%)
1 ^{er} Mode	<u>0.73</u>	0.00	69.83	0.00	<u>69.83</u>
2 ^{ème} Mode	<u>0.61</u>	67.85	0.00	<u>67.85</u>	0.00
3 ^{ème} Mode	0.59	67.85	69.83	<u>0.00</u>	<u>0.00</u>
Dernier mode	0.07	<u>92.48</u>	<u>91.68</u>	5.46	0.00

Tableau.VI.7 : Résultat de l'analyse modale.

1) Vérification ART 4.3.4 RPA 2003 :

Le nombre de modes à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenues soit égale à au moins à 90% de la masse totale de la structure :
 - Directions xx : 8^{ème} mode : Masse cumulée = 92.48 % => **Condition vérifiée**
 - Directions yy : 8^{ème} mode : Masse cumulée = 91.68 % => **Condition vérifiée**

2) Vérification Art 4.2.4 RPA 2003 :

Estimation de la période fondamentale de la structure :

FORMULE 01 : $T = C_T h_N^{3/4}$

FORMULE 02 : $T = 0.09 \times h_N / \sqrt{D}$

T = min {T (formule 1) ; T (formule 2)}

T statique		Min (F ₁ , F ₂)	T dynamique (2 ^{ème} mode)	1.3 T	Condition
Formule 01	Formule 02	0.57	0.61	0.74	C.V
0.72	0.57				

Tableau.VI.8 : Vérification de la période dans la direction X

T statique		Min (F ₁ , F ₂)	T dynamique (1 ^{er} mode)	1.3 T	Condition
Formule 01	Formule 02	0.72	0.73	0.94	C.V
0.72	0.76				

Tableau.VI.9 : Vérification de la période dans la direction Y

3) Vérification en renversement :

- **Sens X**

ETAGE	V _x total	V _x étage (KN)	h (m)	Mr (KN)	W (KN)	X _g (m)	Ms (KN.m)	Vérification	
1	2271.49	47.27	3.06	144.65	32187.92	15.6	502131.552	2271.49	Vérifiée
2	2224.22	102.18	6.12	625.34				2224.22	Vérifiée
3	2122.04	112.16	9.18	1029.63				2122.04	Vérifiée
4	2009.88	142.8	12.24	1747.87				2009.88	Vérifiée
5	1867.08	163.01	15.3	2494.05				1867.08	Vérifiée
6	1704.07	184.04	18.36	3378.97				1704.07	Vérifiée
7	1520.03	216.96	21.42	4647.28				1520.03	Vérifiée
8	1303.07	249.49	24.48	6107.52				1303.07	Vérifiée
9	1053.58	301.32	27.54	8298.35				1053.58	Vérifiée
10	752.26	390.42	31.62	12345.08				752.26	Vérifiée
11	361.84	389.25	35.19	13697.71				361.84	Vérifiée

Tableau.VI.10 : Vérification en renversement dans la direction X

• Sens Y

ETAGE	Vx total	Vy étage (KN)	h (m)	Mr (KN)	W (KN)	Yg (m)	Ms (KN.m)	Vérification	
1	2253.62	42.79	3.06	130.94	32187.92	8.7	280034.904	2138.69	Vérifiée
2	2210.83	102.37	6.12	626.50				446.98	Vérifiée
3	2108.46	115.12	9.18	1056.80				264.98	Vérifiée
4	1993.34	147.34	12.24	1803.44				155.28	Vérifiée
5	1846	166.1	15.3	2541.33				110.19	Vérifiée
6	1679.9	183.79	18.36	3374.38				82.99	Vérifiée
7	1496.11	215.47	21.42	4615.37				60.67	Vérifiée
8	1280.64	246.81	24.48	6041.91				46.35	Vérifiée
9	1033.83	293.89	27.54	8093.73				34.60	Vérifiée
10	739.94	380.1	31.62	12018.76				23.30	Vérifiée
11	359.84	393.55	35.19	13849.02				20.22	Vérifiée

Tableau.VI.11 : Vérification en renversement dans la direction Y

4) Vérification des effets P- Δ

• Sens X

Etage	P	Δ	V	h	θ	Vérification
1	-25497.45	0.16	2271.49	3.57	0.0050308	OK
2	-22851.78	0.38	2224.22	4.08	0.0095690	OK
3	-20679.98	0.33	2122.04	3.06	0.0106052	OK
4	-18517.38	0.41	2009.88	3.06	0.0124047	OK
5	-16263.28	0.45	1867.08	3.06	0.0128666	OK
6	-14009.60	0.49	1704.07	3.06	0.0130573	OK
7	-11755.93	0.51	1520.03	3.06	0.0128647	OK
8	-9487.72	0.51	1303.07	3.06	0.0120399	OK
9	-7235.01	0.51	1053.58	3.06	0.0113778	OK
10	-4982.31	0.49	752.26	3.06	0.0106489	OK
11	-2734.59	0.58	361.84	3.06	0.0142505	OK

Tableau.VI.12 : Vérification des effets P-Δ dans la direction X

- Sens Y

Etage	P	Δ	V	h	θ	Vérification
1	-25497.45	0.24	2253.62	3.57	0.0076377	OK
2	-22851.78	0.60	2210.83	4.08	0.0151244	OK
3	-20679.98	0.53	2108.46	3.06	0.0169238	OK
4	-18517.38	0.62	1993.34	3.06	0.0186703	OK
5	-16263.28	0.65	1846.00	3.06	0.0187429	OK
6	-14009.60	0.68	1679.90	3.06	0.0184778	OK
7	-11755.93	0.68	1496.11	3.06	0.0173844	OK
8	-9487.72	0.66	1280.64	3.06	0.0160277	OK
9	-7235.01	0.65	1033.83	3.06	0.0148427	OK
10	-4982.31	0.62	739.94	3.06	0.0136648	OK
11	-2734.59	0.60	359.84	3.06	0.0148016	OK

Tableau.VI.13 : Vérification des effets P- Δ dans la direction Y

5) Verification ART 5.10 RPA 2003

- Les déplacements latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui suit ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage (3cm).
- Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit : $\delta_k = R \delta_{ek}$.

➤ Avec

- δ_{ek} : déplacement due aux forces sismiques F_i . (y compris l'effet de torsion).
 - R : coefficient de comportement (R=3,5).
- ✓ Le déplacement relatif au niveau « K » par rapport au niveau « K-1 » est égal à :
- $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Niveau	Δ_{kx}	Δ_{ky}
1	0.160	0.241
2	0.380	0.597
3	0.333	0.528
4	0.412	0.615
5	0.452	0.651
6	0.486	0.678
7	0.509	0.677
8	0.506	0.662
9	0.507	0.649
10	0.492	0.621
11	0.577	0.596

Tableau.VI.14 : Valeurs des déplacements inter-étages

Le déplacement inter-étage max = 0.683 cm < 1% de la hauteur de l'étage => condition vérifiée

VI.8. Conclusion

Après le calcul sismique, la structure répond aux exigences du règlement parasismique Algérien RPA99v.2003, il est donc possible de passer au calcul du ferrailage des éléments de la structure

Chapitre VII

Etude des portiques

VII.1. Introduction

L'ossature du bâtiment est constituée par un système mixte voiles-portique dont les éléments verticaux sont constitués de (poteaux-voiles) et horizontaux (poutres). L'assemblage des poteaux et des poutres constitue les portiques.

VII.2. Définition

Poteaux

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent des points d'appuis des poutres Permettant de transmettre les charges de la superstructure aux fondations, ils sont sollicités à la flexion composée.

Poutres

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux Poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donné qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

VII.3. Ferrailage des portiques

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont à considérer sont les suivantes :

- G : Charges permanentes ;
- Q : Charges d'exploitations et
- E : Efforts sismiques.

VII.3.1. Combinaisons d'actions

- Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires selon le [CBA93] :
 - $1,35G + 1,5Q$ (ELU)
 - $G+Q$ (ELS)
- Combinaisons accidentelles selon le [RPA 99v2003] :
 - $0,8 \times G \pm E$
 - $G + Q \pm E$

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

VII.3.2. Ferrailage des poutres

On distingue 3 types de poutres :

- Poutres principales : (30×40) cm².
- Poutres secondaires : (30×40) cm².
- Poutres secondaires : (30×30) cm².

VII.3.2.1. Ferrailages réglementaires

i. Recommandation du R.P.A.99 (version 2003) [ART 7.5.2.1] :

1) Armature longitudinale

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section, donc :

- Armatures minimales : 0.5% B en zone IIa.
- **Avec :**
 - B : Section de la poutre
 - Armatures maximales : Longueur de recouvrement est de : $40.\varnothing$ en zone IIa.
 - La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$\text{CBA99 } A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

$$\text{RPA99v2003 } = A_{\min} = 0.005 \times b \times h$$

Pour les armatures tendues.

2) Armatures transversales

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S \times b \quad \text{RPA99/V2003 [ART 7.5.2.2].}$$

- **Avec :**
 - b : Largeur de la section.
 - S : L'espacement des armatures transversales.
- L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :
 - Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S = \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \varnothing\right)$$

- En dehors de la zone nodale : **BAEL91 : [BAEL91r99 /Article-4.2]**

$$S = \frac{h}{2}$$

ii. Les sollicitations des poutres :

A l'aide du fichier des résultats donné par le logiciel " Robot Structural Analysis Professional 2021 " ; on obtient les résultats suivants :

Types des poutres	EN APPUI			EN TRAVEE			EFFORT TRANCHAT [KN]
	M _{ELU} [KN.m]	M _{ELS} [KN.m]	M _{acc} [KN.m]	M _{ELU} [KN.m]	M _{ELS} [KN.m]	M _{ACC} [KN.m]	
POUTRE P (30×40)	- 105.84	- 76.90	- 95.45	44.46	32.43	34.07	-102.23
POUTRE S1 (30×40)	- 44.83	-15.11	- 25.59	32.73	11.96	24.14	19.08
POUTRE S2 (30×30)	-15.11	-10.67	-25.59	11.96	8.57	24.14	21.8

Tableau.VII.1 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants

VII.3.2.2 Exemple de calcul

On prend la poutre principale (30×40) cm² comme un exemple de calcul.

i. Calcul des armatures longitudinales

➤ En travée

ELU

M_{t_u} = 44460 N

1) Vérification de l'existence des armatures comprimées

- $\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{44460}{14.17 \times 30 \times 36^2} = 0.081$
- $\mu = 0.081 < 0.392$ Acier FeE400 $\Rightarrow A' \neq \emptyset$ et $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$
- $\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.192}) = 0.106$
- $\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.106 = 0.958$

2) Détermination des armatures

- $A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times b \times d} = \frac{44460}{348 \times 0.958 \times 36} = 3.70 \text{ cm}^2$

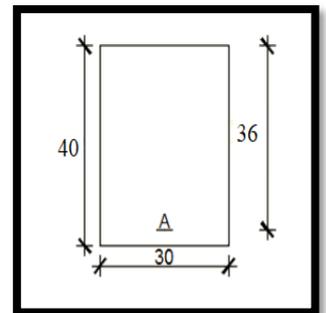


Fig.VII.1 : Section de calcul en travée

ELS

M_{t_s} = 32430 N

Flexion simple

Section rectangulaire sans A' } $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$

Acier FeE400

➤ Avec

$$- \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^s} = \frac{44460}{32430} = 1.37$$

$$- \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{0.37}{2} + \frac{25}{100} = 0.435 > \alpha = 0.106 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion

- ✓ $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa}$
- ✓ Fissuration peu nuisible maintenues \Rightarrow Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues
- ✓ Aucune vérification pour σ_s

🚦 **Situation Accidentelle**

$$M_{tacc} = 34070 \text{ N}$$

1) Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$✓ \mu = \frac{M_T^{acc}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{34070}{18.48 \times 30 \times 36^2} = 0.047$$

$$✓ \mu = 0.047 < 0.379 \text{ Acier FeE400} \Rightarrow A' \neq \text{ et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$✓ \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.047}) = 0.060$$

$$✓ \beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.060 = 0.976$$

2) Détermination des armatures

$$✓ A_T^{acc} = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{34070}{400 \times 0.976 \times 36} = 2.42 \text{ cm}^2$$

ii. Calcul les armatures minimales✓ **Condition imposée par le RPA99 (version 2003)**

$$A_{min} = 0.005 \times b \times h = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition imposée par le CBA93 (version 2003)**

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 30 \times 40 = 1.45 \text{ cm}^2.$$

3) Choix des armature

$$A_t = \max (A_{cal}, A_{acc}, A_{min}) = 6.00 \text{ cm}^2.$$

$$✓ 3T12+2T14 \longrightarrow A=6.47 \text{ cm}^2$$

➤ **En appui**🚦 **ELU**

$$M_{au} = 105840 \text{ N}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

- $\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{105840}{14.17 \times 30 \times 36^2} = 0.192$
- $\mu = 0.192 < 0.392$ Acier FeE400 $\Rightarrow A' \nexists$ et $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$
- $\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.192}) = 0.269$
- $\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.269 = 0.892$

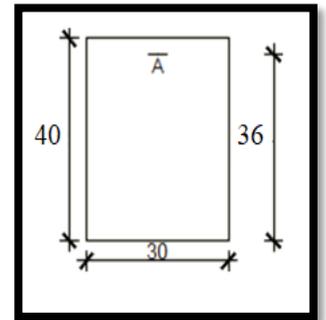


Fig.VII.2 : Section de calcul en appui

1) Détermination des armatures

- $A_t^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times b \times d} = \frac{105840}{348 \times 0.892 \times 36} = 9.47 \text{ cm}^2$

ELLS

$M_{ts} = 76900 \text{ N}$

Flexion simple

Section rectangulaire sans A' } $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Acier FeE400

Avec

- $\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^e} = 1.38$
- $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{0.37}{2} + \frac{25}{100} = 0.435 > \alpha = 0.106 \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

Conclusion

- ✓ $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
- ✓ Fissuration peu nuisible maintenues \Rightarrow Les armatures calculées à l'ELU seront maintenue
- ✓ Aucune vérification pour σ

Situation Accidentelle

$M_{tacc} = 95480 \text{ N}$

1) Vérification de l'existence des armatures comprimées

- ✓ $\mu = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{95480}{18.48 \times 30 \times 36^2} = 0.133$
- ✓ $\mu = 0.133 < 0.379$ Acier FeE400 $\Rightarrow A' \nexists$ et $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$
- ✓ $\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.133}) = 0.179$
- ✓ $\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.179 = 0.928$

2) Détermination des armatures

$$\checkmark A_a^{\text{acc}} = \frac{M_a^{\text{acc}}}{\sigma_s \times b \times d} = \frac{95450}{400 \times 0.928 \times 36} = 7.14 \text{ cm}^2$$

iii. Calcul les armatures minimales**✓ Condition imposée par le RPA99 (version 2003)**

$$A_{\text{min}} = 0.005 \times b \times h = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

✓ Condition imposée par le CBA93 (version 2003)

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times \frac{f_{c28}}{f_e} \times b \times d = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 30 \times 40 = 1.45 \text{ cm}^2.$$

3) Choix des armature

$$A_t = \max (A_{\text{cal}}, A_{\text{acc}}, A_{\text{min}}) = 9.47 \text{ cm}^2.$$

$$\checkmark 5T14 \longrightarrow A=9.47 \text{ cm}^2$$

VII.3.2.3. Vérification de l'effort tranchant

$$T_u = 102230 \text{ N}$$

i. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$- T_u \stackrel{?}{\leq} 0.267 \times a \times b \times f_{c28}$$

➤ Avec :

$$- a = 0.9 \times d = 0.9 \times 36 = 32.4$$

$$- b = 300$$

$$- f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\checkmark T_u = 102230 \leq 0.267 \times 32.4 \times 300 \times 25 = 648810 \text{ N} = 648810 \text{ N}$$

⇒ L'effort tranchant n'influence pas au voisinage des appuis.

ii. Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinale

$$- \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{102230}{300 \times 360} = 0.947 \text{ MPa}$$

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

$$- \tau_u = 0.947 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration peu nuisible}$$

✓ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

iii. Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures

La section sur appui est soumise aux sollicitations :

- M_u : moment sur appui généralement négatif et
- V_u : effort tranchant

Au niveau des armatures inférieures

- La bielle d'appui exerce sur l'armature A_i un effort de compression évalué à $\frac{M_u}{Z}$ et $Z = 0.9d$
 - La condition de stabilité exige $A_i \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq |V_u| + \frac{M_u}{0.9 \times d}$
- Le moment M_u étant pris avec son signe
- 1^{er} cas : $|V_u| + \frac{M_u}{0.9 \times d} < 0$ pas de vérification de la section de la A_i
 - $|V_u| + \frac{M_u}{0.9 \times d} < 0$
 - $|102230| + \frac{-105.87 \times 1000 \times 100}{0.9 \times 36} \stackrel{?}{\leq} 0$
 - $-224529.26 < 0$ C.V \rightarrow alors l'effort tranchant n'influe pas sur les armatures transversales.

iv. Section et écartement des armatures transversales A_t :

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_{lmin}\right)$$

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1.2\right) = 1.14$$

On prend $\varphi_t = 8\text{mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow 4\varphi 8 \rightarrow A_t = 2.01\text{cm}^2$ (1 cadre + 1 étrier)

v. L'espacement des armatures transversales : selon BAEL91

$$- \frac{A_t}{b \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj} \times K}{0.8 \times f_e \times (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

- $K=1$ (flexion simple)

- $\alpha = 90^\circ$

$$- \delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3f_{t28})} = \frac{2.01 \times 0.8 \times 235}{30 \times (0.947 - 0.3 \times 2.1)} = 39.73 \text{ cm}$$

$$- \delta_{t2} \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) = \min(0.9 \times 32.4; 40) = 32.4\text{cm}$$

$$- \delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{2.01 \times 235}{0.4 \times 30} = 39.36\text{cm}$$

- Selon l'RPA99 (version 2003) :

- Zone nodale :

- ✓ $\delta_{t4} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1.2\right) = 10\text{cm}$

- ✓ Zone courante :

- $\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20\text{cm}$

- Donc :

- $\delta_t = 15\text{cm}$ en zone courante

- $\delta_t = 10\text{cm}$ en zone nodale

vi. **Longueur de recouvrement :**

$$A_{t\min} = 40 \phi_{l\max}$$

➤ Remarque :

Etant donné que la procédure des sollicitations ainsi que le calcul du ferrailage est la même que celle déjà montrée ci-avant ; on donne directement les valeurs des armatures trouvées et les choix du ferrailage

Type des poutres		Amin [cm ²]		Acal [cm ²]	Barres choisis	Acor[cm ²]	Longueur de recouvrement [cm]
		B.A.E.L	R.P.A				
Poutres principales (30x40)	Travées	1,30	6	6	3T12+2T14	6.47	60
	Appuis	1,30	6	9.47	3T12+4T14	9.55	60
Poutres secondaires (30x40)	Travées	1.3	6	4.8	3T12+2T14	6.47	60
	Appuis	1.3	6	5.8	3T12+2T14	6.47	60
Poutres secondaires (30x30)	Travées	0.94	4.5	2.4	4T12	4.52	50
	Appuis	0.94	4.5	2.2	4T12	4.52	50

Tableau.VII.2 : Tableau récapitulatif du ferrailage

VI.3.3 Etude des poteaux

VI.3.3.1 Leurs rôles

Supporter les charges verticales (effort de compression dans le poteau)

Participer à la stabilité transversale par le système poteaux – poutres pour reprendre les efforts Horizontaux :

- Effet du vent
- Effet de la dissymétrie des charges
- Effet de changement de la température
- Effet des efforts sismiques

Les poteaux seront sollicités à la compression simple ou à la flexion composée selon l'excentricité de l'effort normal par rapport au centre de gravité de la section. Chaque poteau est soumis à un effort normal (N) et à deux moments fléchissant (M_{y-y} , M_{z-z}) voir (Fig.VII.3),

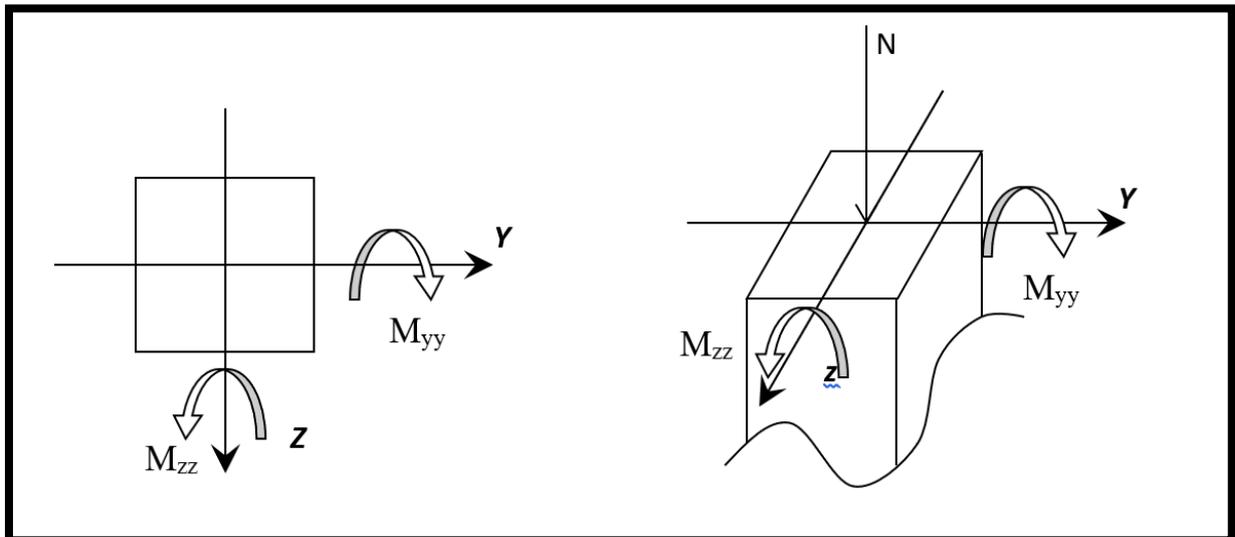


Fig.VII.3 : Sollicitation sur les poteaux

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- Une section partiellement comprimée (s.p.c).
- Une section entièrement comprimée (s.e.c).
- Une section entièrement tendue (s.e.t).

a) Section partiellement comprimée

Une section partiellement comprimée si :

Le centre de pression (point d'application de l'effort normal N) se trouve à l'extérieur des armatures si l'effort normal est un effort de traction.

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section si l'effort normal est un effort de compression

Si l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section ; alors il faut vérifier :

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c') \geq N'(d - c') - M_1$$

➤ Avec M_1 : Moment fléchissant par rapport aux armatures tendues.

b) Section entièrement comprimée

La section est entièrement comprimée \Rightarrow le diagramme des déformations passe par le pivot C [domaine 3] caractérise par $\epsilon_b = 2 \%$ pour la fibre située à $\frac{3}{7}$ de la fibre la plus comprimée.

c) Section entièrement tendue

Une section est entièrement tendue si l'effort normal est un effort de traction et si le centre de pression se trouve entre les deux traces d'armatures.

VI. 3.3.2. Combinaison de charges

• Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires selon le [B.A.E.L 91] :

- $1,35G + 1,5Q \longrightarrow$ ELU
- $G + Q \longrightarrow$ ELS

• Combinaisons accidentelles selon le [RPA 99v2003] :

- $0,8 \times G \pm E$
- $G + Q \pm E$

VI.3.3.3. Principe de calcul

1) $N_{\max}, M_{XX_{\text{corr}}}, M_{yy_{\text{corr}}}$ (ELU)

2) $M_{yy_{\max}}, N_{\text{corr}}, M_{XX_{\text{corr}}}$ (ELA)

3) $M_{XX_{\max}}, N_{\text{corr}}, M_{yy_{\text{corr}}}$ (ELA)

4) $N_{\min}, M_{XX_{\text{corr}}}, M_{yy_{\text{corr}}}$ (ELA)

VI.3.3.4. Ferrailage réglementaire

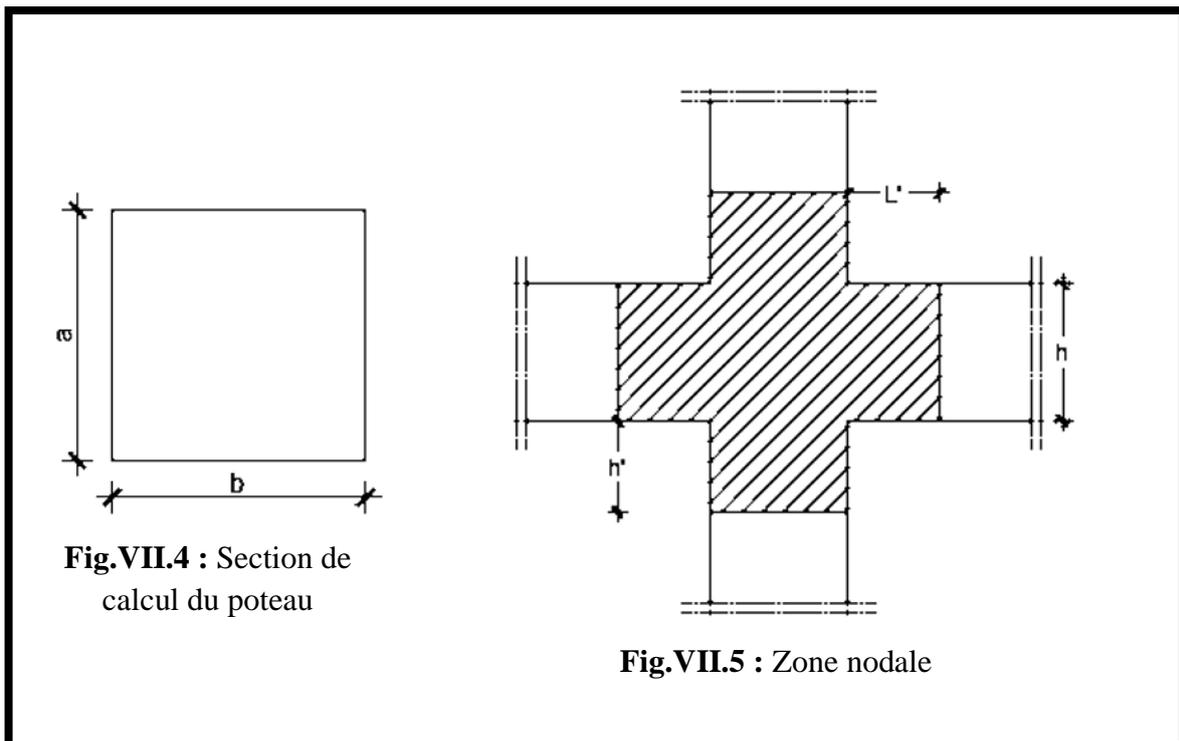
i. Armatures longitudinales

✓ **Recommandation du R.P.A99 (version 2003) [ART 7.4.2.1]**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets

- Leur pourcentage minimal sera de : 0,8% en (**Zone IIa**).
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - ✓ 4% en zone courante.
 - ✓ 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm

- La longueur minimale du recouvrement est de :
 - ✓ 40Φ en (**Zone IIa**).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
 - ✓ 25cm en (**Zone IIa**).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur de la zone nodale (zone critique)
- Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre des armatures longitudinales dans la zone nodale sont :
 - ✓ $L' = 2h$
 - ✓ $h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm}\right)$



- Avec
 - h: la hauteur de la poutre ;
 - b et a : dimension du poteau et
 - h_e : la hauteur libre entre deux niveaux.
 - $L' = h/2$

✓ **Conditions imposées par les règles BAEL.91/A.8.1.21 :**

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

$$A_{\min} = \max \left[\frac{0.2 \times b \times h}{100} + \frac{8(b + h)}{100} \right] \Rightarrow \text{pour la compression simple.}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow \text{pour la flexion simple.}$$

$$A_{\min} = b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow \text{pour la traction simple}$$

ii. Armatures transversales

✓ Selon RPA99/version 2003

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivant :

$$\frac{A_t}{\delta_t} \geq \frac{\rho_a \times T_u}{a \times f_e}$$

Avec :

T_u : Effort tranchant de calcul ;

a : Hauteur totale de la section brute;

f_e : Contrainte limite élastique de l'armature transversale ;

ρ_a : Coefficient dépendant de l'élançement géométrique λ_g :

- $\rho_a = 2.5$ si $\lambda_g \geq 5$; $\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a}; \frac{L_f}{b}\right)$
- $\rho_a = 3.5$ si $\lambda_g < 5$

Avec :

- L_f : Longueur de flambement ;
- A et b : dimensions du poteau dans la direction de déformation considérée
- δ_t : Espacement des armatures transversales qui peut être déterminé comme suit :

➤ Dans la zone nodale :

$$\delta_t \leq \min(10\phi_L; 15\text{cm}) \Rightarrow \text{zone IIa}$$

➤ Dans la zone courante :

$$\delta_t \leq 15\phi_L \Rightarrow \text{zone Iia}$$

➤ Avec

- ϕ_L : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Section minimale des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{\delta_t \times b}$$

- ✓ En pourcentage est donné comme suit :
- 0.4% si $\lambda_g \geq 5$
- 0.8% si $\lambda_g \leq 3$
- Si $3 \leq \lambda_g \leq 5$; interpolation des valeurs limitent précédentes.

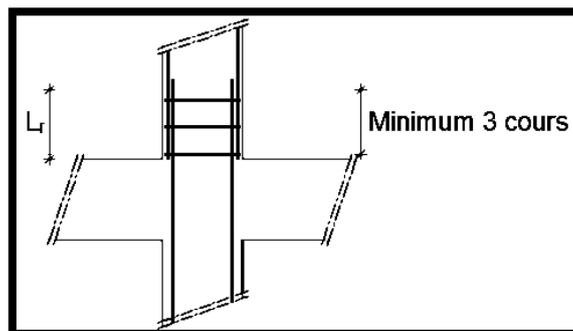


Fig.VII.6 : Armatures transversales dans la zone de recouvrement

Type de poteaux	ELU (cas 01)		ACC (cas 02)		ACC (cas 03)		ACC (cas 04)	
	POT (45×45)	N_{max}	1521.79	N_{cor}	127.76	N_{cor}	1278.85	N_{min}
$M_{y_{cor}}$		3.79	$M_{y_{max}}$	36.3	$M_{y_{cor}}$	0.66	$M_{y_{cor}}$	5.2
$M_{x_{cor}}$		0.43	$M_{x_{cor}}$	10.79	$M_{x_{max}}$	94.56	$M_{x_{cor}}$	37.36
POT (40×40)	N_{max}	1195.1	N_{max}	474.88	N_{max}	215.06	N_{min}	475.45
	$M_{y_{cor}}$	25.48	$M_{y_{cor}}$	61.31	$M_{y_{cor}}$	43.51	$M_{y_{cor}}$	61.79
	$M_{x_{cor}}$	35.42	$M_{x_{cor}}$	5.92	$M_{x_{cor}}$	78.65	$M_{x_{cor}}$	19.51
POT (35×35)	N_{max}	789.75	N_{max}	280.21	N_{max}	61.28	N_{min}	217.92
	$M_{y_{cor}}$	13.65	$M_{y_{cor}}$	61.24	$M_{y_{cor}}$	44.55	$M_{y_{cor}}$	28.3
	$M_{x_{cor}}$	17.14	$M_{x_{cor}}$	5.29	$M_{x_{cor}}$	58.61	$M_{x_{cor}}$	52.3
POT (30×30)	N_{max}	387.96	N_{max}	88.58	N_{max}	31.99	N_{min}	59.91
	$M_{y_{cor}}$	31.81	$M_{y_{cor}}$	50.28	$M_{y_{cor}}$	29.46	$M_{y_{cor}}$	22.46
	$M_{x_{cor}}$	26.51	$M_{x_{cor}}$	4.06	$M_{x_{cor}}$	35.64	$M_{x_{cor}}$	30.2

Tableau.VII.3 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant, efforts normaux

Types	Niveaux	Section [cm ²]
1	Sous-sol et RDC	(45 × 45)
2	1 ^{er} – 2 ^{ème} – 3 ^{ème} étage	(40 × 40)
3	4 ^{ème} – 5 ^{ème} - 6 ^{ème} étage	(35 × 35)
4	7 ^{ème} – 8 ^{ème} – 9 ^{ème} étage	(30 × 30)

Tableau.VII.4 : Tableau récapitulatif des sections des poteaux

VII.3.3.4. Exemple de calcul

Ferraillage du poteau de Section : (45 × 45) cm².

i. Cas 01**✚ Calcul suivant l'axe y-y****1) Position du point d'application de l'effort normal N':**

- $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{379}{1521.79} = 0,25 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 3.75 \text{ cm} \rightarrow$ L'effort normal de compression est appliqué à la moitié de la dimension du noyau central. Alors on a une compression centrée.

2) Calcul de la section total

- $B = a \times b = 45 \times 45 = 2025 \text{ cm}^2 = 0.2025 \text{ m}^2.$

3) Calcul de la section réduite Br

- $Br = (45-2) \times (45-2) = 1849 \text{ cm}^2 = 0.1849 \text{ m}^2.$

4) Calcul la longueur de flambement L_f

- $L_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 357 = 249.9 \text{ cm} = 2.499 \text{ m}$

5) Calcul de coefficient non fonction de λ

- $\alpha = \frac{0.85}{\left[1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} = \frac{0.85}{\left[1+0.2\left(\frac{19.24}{35}\right)^2\right]} = 0.80 / 1.1 = 0.73$

6) Détermination des armatures

- $A_s \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b}\right) \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(\frac{1521790}{0.73} - \frac{184900 \times 25}{0.9 \times 1.5}\right) \frac{1.15}{400} = 3850.68 \text{ mm}^2 = - 38.51 \text{ cm}^2 < 0$
- $A = 0 \text{ cm}^2$

7) Calcul les armatures minimales

- $A_{\min} = 4u$
- $A = (4 \times 2 \times (b + a)) / 100$
- $A = (4 \times 2 \times 2 \times 45) / 100$
- $A = 7.2 \text{ cm}^2$

8) Choix des armatures

- $A_s = \max (A_{\min}, A_{\text{cal}}) = 7.2 \text{ cm}^2$

ii. Cas 02**✚ Calcul suivant l'axe y-y****1) Position du point d'application de l'effort normal N':**

- $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{3630}{127.76} = 28.41 \text{ cm} > \frac{h}{2} = 22.5 \text{ cm}$

2) Vérification de l'application forfaitaire

- $\frac{L_f}{h} \leq \text{Max} \left[15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h} \right] = \frac{249.9}{45} < \text{Max} \left[15 ; 20 \times \frac{28.41}{45} \right]$
- $5.55 < \text{Max} [15 ; 12.62] \Rightarrow 5.55 < 15 \Rightarrow$
- La section sera calculée en flexion composé sous les sollicitations majorées suivantes :

$$N'_1 = N$$

- $M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2)$

3) Excentricité du second ordre e_2 : [BAEL91]

- $e_a = \max [2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}] = \max [2 \text{ cm} ; \frac{357}{250}] = 2 \text{ cm}$

- $e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi] ; \Phi = 2$

- $\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{1.79}{6.98} = 0.26$

- $e_2 = \frac{3 \times 249.9^2}{10^4 \times 45} \times [2 + 0.26 \times 2] ; \Phi = 2$

- $e_2 = 1.05 \text{ cm}$

- $e_0' = e_0 + e_a + e_2 = 28.41 + 2 + 1.05 = 31.46 \text{ cm}$

4) Calcul des sollicitations majorées

- $M'_1 = N'_1 \times (e_0 + \frac{h}{2} - c)$

- $M'_1 = 127.76 \times (31.46 + \frac{45}{2} - 4.5) \times 10^{-2} = 63.19 \text{ KN.m}$

✓ Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue M_1

5) Calcul des armatures en flexion simple

a) Vérification de l'existence des armatures comprimées

- $\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{63190}{14,2 \times 45 \times (40.5)^2} = 0.060$

- $\mu = 0,060 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow$ (acier FeE400) $\Rightarrow A'$ n'existe pas ; $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$

- $\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

- $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.077$

- $\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0.969$

b) Détermination des armatures

- $A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{63190}{348 \times 0.969 \times 40.5} = 4.74 \text{ cm}^2$

✓ On revient à la flexion composé (sollicitation réelle).

- $A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 4.74 - \frac{127760}{100 \times 348} = 1.06 > 0 \Rightarrow$ On prendra $A = 1.06 \text{ cm}^2$

c) Armatures minimales

- CBA 93 :

- $A_{\min} = \max \left[\frac{0.2 \times b \times h}{100} ; \frac{8(b+h)}{100} \right] = \max \left[\frac{0.2 \times 45 \times 45}{100} ; \frac{8(45+45)}{100} \right] = \max [4.05 ; 7.2]$

- $A_{\min} = 7.2 \text{ cm}^2$.

- RPA99 v 2003:

- $0.008 \times a \times b = 0.008 \times 45 \times 45 = 16.2 \text{ cm}^2$.

- $A = \max (A_{\text{cal}}, A_{\text{PRA}}, A_{\text{CBA}}) = (1.06 \text{ cm}^2; 16.2 \text{ cm}^2; 7.2 \text{ cm}^2) = 16.2 \text{ cm}^2$

iii. Cas 03

✚ Calcul suivant l'axe x-x

1) Position du point d'application de l'effort normal N' :

$$- e_0 = \frac{M}{N} = \frac{9456}{1278.85} = 7.39 \text{ cm} \quad 3.75 < 7.39 < 22.5$$

2) Vérification de l'application forfaitaire

$$- \frac{L_f}{h} \leq \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = \frac{249.9}{45} < \text{Max} [15 ; 20 \times \frac{7.39}{45}]$$

$$- 5.55 < \text{Max} [15 ; 3.28] \Rightarrow 5.55 < 15 \Rightarrow \text{La section sera calculée en flexion composé sous les sollicitations majorées suivantes :}$$

$$N'_1 = N$$

$$\bullet M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2)$$

3) Excentricité du second ordre e_2 : [BAEL91]

$$- e_a = \text{max} [2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}] = \text{max} [2 \text{ cm} ; \frac{357}{250}] = 2 \text{ cm}$$

$$- e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi] ; \Phi = 2$$

$$- \alpha = \frac{M_g}{M_g + M_d} = \frac{23.93}{37.85} = 0.63$$

$$- e_2 = \frac{3 \times 249.9^2}{10^4 \times 45} \times [2 + 0.26 \times 2] ; \Phi = 2$$

$$- e_2 = 1.36 \text{ cm}$$

$$- e_0' = e_0 + e_a + e_2 = 7.39 + 2 + 1.36 = 10.75 \text{ cm}$$

4) Calcul les sollicitations majorées

$$- M'_1 = N'_1 \times (e_0 + \frac{h}{2} - c)$$

$$- M'_1 = 1278.85 \times \left(10.75 + \frac{45}{2} - 4.5\right) \times 10^{-2} = 63.19 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est partiellement comprimée :

$$- \underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_1 \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1) - M_1}_2$$

$$- M'_1 = N'_1 \times (e_0 + \frac{h}{2} - c)$$

$$- M'_1 = 1278.85 \times \left(10.75 + \frac{45}{2} - 4.5\right) \times 10^{-2} = 367.66 \text{ KN.m}$$

$$1 = (0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h = (0,337 \times 45 - 0,81 \times 4.5) \times 14.2 \times 45^2$$

$$1 = 331257.6 \text{ N.m}$$

$$2 = N'_1 \times (d - c_1) - M_1 = 1278.85 \times (45 - 4.5) \times 10^{-2} - 367.66 = 150.27 \text{ KN.m}$$

$$- 331.26 > 152.69 \text{ SPC Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue } M_1$$

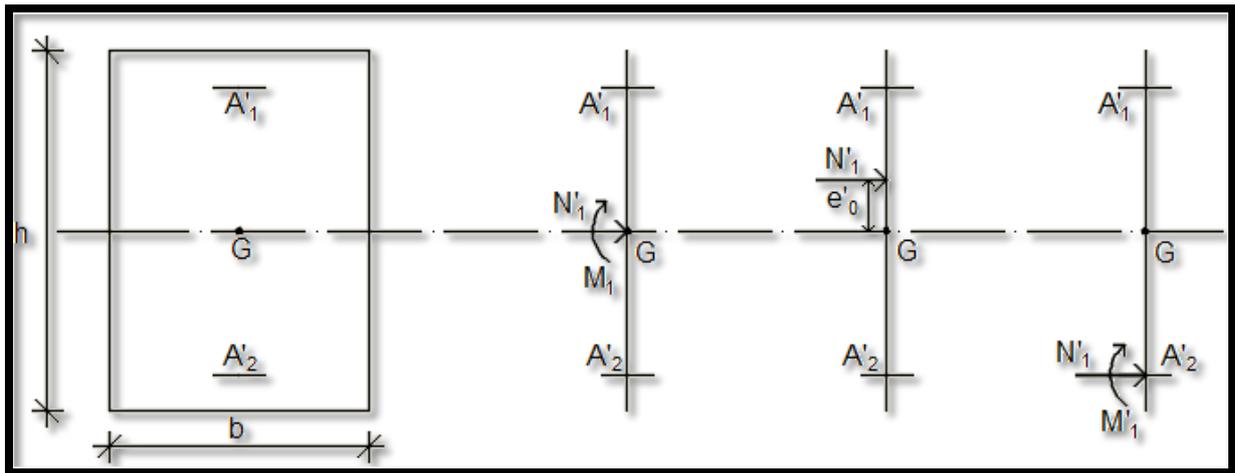


Fig.VII.7 : Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale.

5) Calcul des armatures en flexion simple

a) Vérification de l'existence des armatures comprimées

- $\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{3676060}{14,2 \times 45 \times (40,5)^2} = 0,350$
- $\mu = 0,350 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow$ (acier FeE400) $\Rightarrow A'$ n'existe pas ; $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$
- $\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$
- $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,565$
- $\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,774$

b) Détermination des armatures

- $A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{365240}{348 \times 0,774 \times 54} = 30,33 \text{ cm}^2$
- ✓ On revient à la flexion composée (solicitation réelle).
- $A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 30,33 - \frac{1278850}{100 \times 348} = -6,42 < 0 \Rightarrow$ On prendra $A = 0 \text{ cm}^2$

c) Armatures minimales

- CBA 93 :
 - $A_{\min} = \max \left[\frac{0,2 \times b \times h}{100} ; \frac{8(b+h)}{100} \right] = \max \left[\frac{0,2 \times 45 \times 45}{100} ; \frac{8(45+45)}{100} \right] = \max[4,05 ; 7,2]$
 - $A_{\min} = 7,2 \text{ cm}^2$.
- RPA99 v 2003:
 - $0,008 \times a \times b = 0,008 \times 45 \times 45 = 16,2 \text{ cm}^2$.
 - $A = \max (A_{\text{cal}}, A_{\text{PRA}}, A_{\text{CBA}}) = (0 \text{ cm}^2; 16,2 \text{ cm}^2; 7,2 \text{ cm}^2) = 16,2 \text{ cm}^2$

iv. Cas 04

✚ Calcul suivant l'axe x-x

1) Position du point d'application de l'effort normal N' :

$$- e_0 = \frac{M}{N} = \frac{M}{N} = \frac{3736}{632.63} = 5.91 \text{ cm} \quad 3.75 < 5.91 < 22.5$$

2) Vérification de l'application forfaitaire

$$- \frac{L_f}{h} \leq \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = \frac{249.9}{45} < \text{Max} [15 ; 20 \times \frac{5.91}{45}]$$

$$- 5.55 < \text{Max} [15 ; 2.63] \Rightarrow 5.55 < 15 \Rightarrow \text{La section sera calculée en flexion composé sous les sollicitations majorées suivantes :}$$

$$N'_1 = N$$

$$\bullet M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2)$$

3) Excentricité du second ordre e₂ : [BAEL91]

$$- e_a = \text{max} [2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}] = \text{max} [2 \text{ cm} ; \frac{357}{250}] = 2 \text{ cm}$$

$$- e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi] ; \Phi = 2$$

$$- \alpha = \frac{M_g}{M_g + M_d} = \frac{1.19}{1.25} = 0.95$$

$$- e_2 = \frac{3 \times 249.9^2}{10^4 \times 45} \times [2 + 0.26 \times 2] ; \Phi = 2$$

$$- e_2 = 1.62 \text{ cm}$$

$$- e_0' = e_0 + e_a + e_2 = 5.91 + 2 + 1.62 = 9.53 \text{ cm}$$

4) Calcul les sollicitations majorées

$$- M'_1 = N'_1 \times (e_0 + \frac{h}{2} - c)$$

$$- M'_1 = 632.63 \times (9.53 + \frac{45}{2} - 4.5) \times 10^{-2} = 174.16 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est partiellement comprimée :

$$- \underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_1 \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1) - M_1}_2$$

$$- M'_1 = N'_1 \times (e_0 + \frac{h}{2} - c)$$

$$- M'_1 = 632.63 \times (9.53 + \frac{45}{2} - 4.5) \times 10^{-2} = 174.16 \text{ KN.m}$$

$$1 = (0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h = (0,337 \times 45 - 0,81 \times 4.5) \times 14.2 \times 45^2$$

$$1 = 331257.6 \text{ N.m}$$

$$2 = N'_1 \times (d - c_1) - M_1 = 632.63 \times (45 - 4.5) \times 10^{-2} - 174.16 = 82.06 \text{ KN.m}$$

- $331.26 > 152.69$ SPC Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue M_1

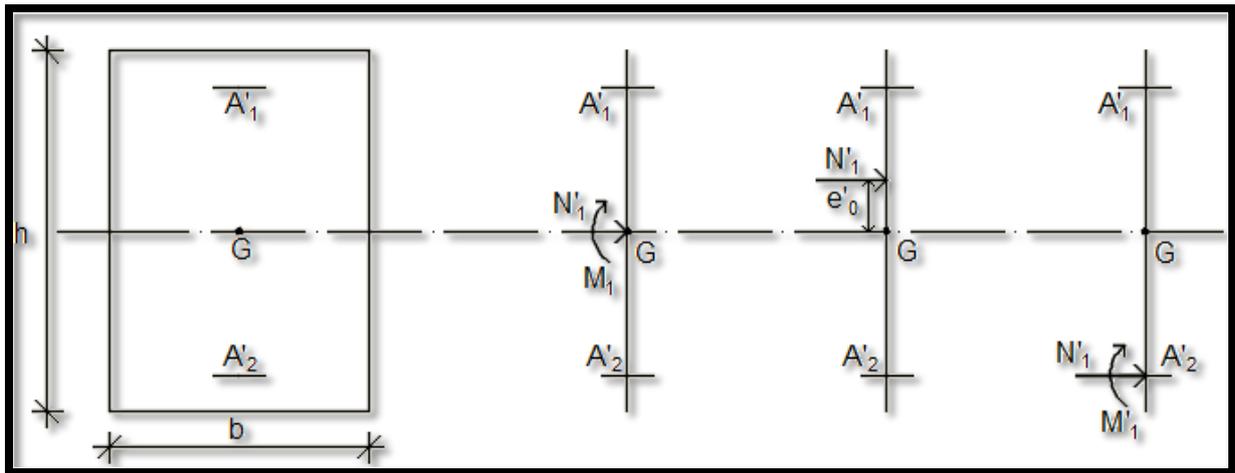


Fig.VII.7 : Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale.

5) Calcul des armatures en flexion simple

a) Vérification de l'existence des armatures comprimées

- $\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{174160}{14,2 \times 45 \times (40.5)^2} = 0.166$
- $\mu = 0.166 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow$ (acier FeE400) $\Rightarrow A' n'existe pas ; 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$
- $\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$
- $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.228$
- $\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = \beta = 0.909$

b) Détermination des armatures

- $A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{174160}{348 \times 0.909 \times 45} = 12.23 \text{ cm}^2$
- ✓ On revient à la flexion composé (solicitation réelle).
- $A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 12.23 - \frac{174160}{100 \times 348} = -6.06 < 0 \Rightarrow$ On prendra $A = 0 \text{ cm}^2$

c) Armatures minimales

- CBA 93 :
 - $A_{\min} = \max \left[\frac{0.2 \times b \times h}{100} ; \frac{8(b+h)}{100} \right] = \max \left[\frac{0.2 \times 45 \times 45}{100} ; \frac{8(45+45)}{100} \right] = \max[4.05 ; 7.2]$
 - $A_{\min} = 7.2 \text{ cm}^2$.
- RPA99 v 2003:
 - $0.008 \times a \times b = 0.008 \times 45 \times 45 = 16.2 \text{ cm}^2$.
- $A = \max (A_{\text{cal}}, A_{\text{PRA}}, A_{\text{CBA}}) = (0 \text{ cm}^2; 16.2 \text{ cm}^2; 7.2 \text{ cm}^2) = 16.2 \text{ cm}^2$

v. Choix des armatures

$$A = \max(\text{cas1}, \text{cas2}, \text{cas3}, \text{cas4}) = 16.2 \text{ cm}^2 \longrightarrow 8\text{T}14+4\text{T}12 = 16.84 \text{ cm}^2$$

vi. Vérification de l'effort tranchant :

✓ D'après le fichier résultat robot bat :

- $T_{\max} = 54510 \text{ N}$
- $\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{54510}{45 \times 40.5 \times 100} = 0.30 \text{ MPa}$
- $\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$
- $\tau_u = 0.30 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.66 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$

vii. Diamètre des armatures transversales A_t :

- $\varphi_t \geq \frac{\varphi_{l\max}}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm}$
- ✓ On prend $\varphi_t = 8 \text{ mm}$ avec nuance d'acier FeE235.

viii. L'espace des armatures transversales :

➤ Selon BAEL91

- $\delta_t \leq \min(15\varphi_{l\min}; 40 \text{ cm}; b + 10 \text{ cm}) = \min(18; 40; 55) \text{ cm} = 18 \text{ cm}$
- $\delta_t = 15 \text{ cm}$.

➤ Selon l'RPA99/2003 :

- ✓ **Zone nodale :**
- $\delta_t \leq \min(10\varphi_{l\min}; 15 \text{ cm}) = \min(12; 15) \text{ cm} = 10 \text{ cm}$
- ✓ **Zone courante :**
- $\delta_t \leq 15\varphi_{l\min} = 15 \text{ cm}$
- $\delta_t = 15 \text{ cm}$

ix. Armatures transversales minimales

- $\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{249.9}{45} = 5.55 > 5 \Rightarrow A_{\min} = 0.3\%b \times \delta_t = 0.003 \times 45 \times 10 = 1.35 \text{ cm}^2$

x. Détermination de la zone nodale

- La zone nodale est constituée par les nœuds poteau-poutre ;
- $L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$;
- $H' = \max\left(\frac{261}{6}; 30; 30; 60\right) = 60 \text{ cm}$

xi. La longueur de recouvrement :

- $l_r = 40\varphi_{l\max} = 60 \text{ cm}$

Remarque :

Le calcul des armatures des autres types de poteaux s'effectuera de la même façon que Précédemment ; et le ferrailage sera résumé dans le tableau suivant :

Type	Section cm ²	A _{cal} cm ²	A _{min RPA} cm ²	A _{min CBA} cm ²	Choix	A _{adopté} cm ²	Recouvrement cm ²
(45 × 45)	2025	7.2	16.2	7.2	4T12+8T14	16.84	65
(40 × 40)	1600	7.6	12.8	6.4	4T16+4T14	14.2	65
(35 × 35)	1225	10.8	9.8	5.6	4T16+4T12	12.57	65
(30 × 30)	900	8.2	7.2	4.8	8T12	9.05	50

Tableau.VII.5 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux

Chapitre VIII

Etude des voiles

VIII.1. Généralités

Les voiles sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, en générale ils sont verticaux et chargés dans leur plan. Ils peuvent être construits en béton armé ou non armé.

Le rôle des voiles est de :

- Reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportées par les planchers ;
- Participer au contreventement de la construction (vent et séisme) et
- Servir de cloisons de séparation entre locaux.

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

Un poteau rectangulaire dans la largeur est supérieur à quatre fois son épaisseur est considéré comme un voile.

Qu'ils soient appelés armés ou non armés, les voiles en béton comportent un minimum d'armatures :

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

VIII.2 Ferrailage des voiles

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée à la base. La figure 1 montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.

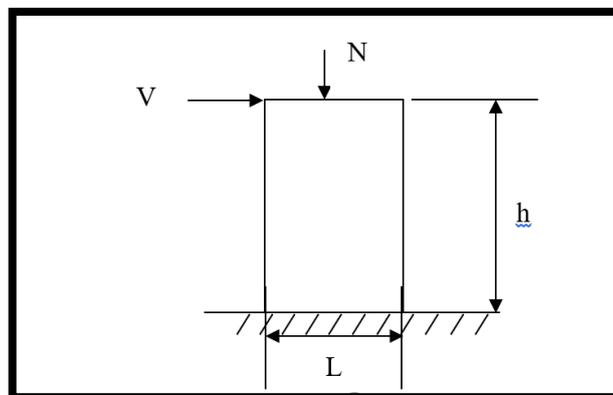


Fig.VIII.1 : Schéma d'un voile

Le voile est donc sollicité par un effort normal N , un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

- Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :
 - 1) D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile et d'armatures verticales uniformément réparties.
 - 2) D'armatures horizontales, parallèles aux faces du murs et elles sont aussi uniformément réparties.
 - 3) D'armatures transversales (épingles) (perpendiculaires aux parements du voile)

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'assurer la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

VIII.2.1 Procédure de ferrailage

Pour le ferrailage des voiles, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements **CBA 93** et **RPA 99 version 2003**.

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

Le calcul se fait par une méthode simplifiée, basée sur les contraintes.

Nota : Les contraintes maximale et minimale du voile peuvent être déterminées à l'aide de M et N qui sont lues à partir du fichier résultat de ROBOT BAT.

1^{er} cas : Section Entièrement Comprimée

Si : $(\sigma_{\max} \text{ et } \sigma_{\min}) > 0$ la section du voile est entièrement comprimée " **pas de zone tendue**".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99 version 2003 Art (7.7.4.1).

$(A_l, A'l) \geq 0,0015.b.h$ (0,15%).

2^{ème} cas : Section Entièrement tendue

Si : $(\sigma_{\max} \text{ et } \sigma_{\min}) < 0$ la section du voile est entièrement tendue " **pas de zone comprimée**"

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales

- $A = \frac{f_t}{f_e}$; on compare A par la section minimale exigée par le RPA 99 version 2003.
- Si : $A < A_{\min} = 0,15 \%$ de la section du voile, on ferraille avec la section minimale.
- Si : $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A.

3^{ème} cas : Section Partiellement Tendue

Si : $(\sigma_{\max} \text{ et } \sigma_{\min})$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement tendue, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

Armatures verticales Art 7.7.4.1 du RPA 99 version 2003 :

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le RPA exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton. Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme.

Armatures horizontales Art 7.7.4.2 du RPA 99 version 2003 :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures ; les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Règles communes Art 7.7.4.3 du RPA 99 version 2003 :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est comme suit :

- Globalement dans la section du voile : 0,15%
- En zone courante : 0,10 % Armatures transversales
- L'espace des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $(1,5 \cdot a ; 30 \text{ cm})$.
- Les deux nappes doivent être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'abouts) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

{ $40\emptyset$ pour les barres situées dans les zones où le renversement de sign des efforts est possible
 { $20\emptyset$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action des combinaisons

- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

2.1.1. Détermination des efforts

Dans chaque direction de la force sismique nous avons des différents types de voiles comme indiqué dans les tableaux (1 à 3) ci-dessous :

SENS (X-X)				
Type	Long[m]	Larg.[m]	Hauteur [m]	Voiles
X-II	2.5	20	4.08	3 et 9
X-I	3.25	20	4.08	4 et 8
X-III	1.80	15	4.08	6

Tableau.VIII.1 : caractéristiques des voiles dans sens X-X

SENS (Y-Y)				
Type	Long[m]	Larg.[m]	Hauteur [m]	Voiles
Y-I	2.9	20	4.08	1-2-10-11
Y-II	1.8	15	4.08	5 et 7

Tableau.VIII.2 : caractéristiques des voiles dans sens Y-Y

A partir de ROBOT 2021 on a tiré les résultats sollicitations suivantes :

1/ (M_{\max} , N_{cor}) ;

2/ (N_{\max} , M_{cor}) et

3/ (N_{\min} , M_{cor}) ;

Remarque : Dans chaque direction de la force sismique nous avons des différents résultats des M_{\max} et N_{\max} comme indiqué dans les tableaux (VI.2, VI.3) ci-dessous :

✚ Sens (X-X)

X-X	N max & Mcor			
Type	Voile	N [KN]	M [KN.m]	V [KN]
X-I	Voiles 4 et 8	-1,744.83	-285.87	-392.46
X-II	Voiles 3 et 9	-1,633.66	-932.36	-385.34
X-III	Voiles 6	-1,281.59	-154	-104.64
X-X	N min & Mcor			
Type	Voile	N [KN]	M [KN.m]	V [KN]
X-I	Voiles 4 et 8	14.70	74.39	0.34
X-II	Voiles 3 et 9	3.64	37.38	0.48
X-II	Voiles 6	3.22	37.05	0.5
X-X	Mmax & Ncor			
Type	Voile	N [KN]	M [KN.m]	V [KN]
X-I	Voiles 4 et 8	-1324.13	106.23	0.61
X-II	Voiles 3 et 9	-1397.70	-530.02	0.27
X-III	Voiles 6	-319.08	12.76	-0.86

Tableau.VIII.3 : Les efforts agissent sur les voiles suivant le sens (X-X)

✚ Sens (Y-Y)

Y-Y	N max & Mcor			
Type	Voile	N [KN]	M[KN.m]	V [KN]
Y-I	Voiles 5 et 7	1102.78	-30.75	-17.93
Y-II	Voiles 1,2,10,11	-4215.08	-2938.06	9.22
Y-Y	N min & Mcor			
Type	Voile	N [KN]	M[KN.m]	V [KN]
Y-I	Voiles 5 et 7	-14.59	30.50	-155.67
Y-II	Voiles 1,2,10,11	4236.47	978.55	5.53
Y-Y	M max & Ncor			
Type	Voile	N [KN]	M[KN.m]	V [KN]
Y-I	Voiles 5 et 7	236.47	-362.96	162.06
Y-II	Voiles 1,2,10,11	4258	2742.2605	10.273

Tableau.VIII.4 : Les efforts agissent sur les voiles suivant le sens (Y-Y)

Exemple du calcul

Nous avons pris comme exemple le voile 1 de type Y-II (sens Y-Y) au niveau du RDC, qu'il a les caractéristiques géométriques et les sollicitations suivantes :

Longueur [m]	Hauteur [m]	Ep [m]
2.9	4,08	0,20

Tableau.VIII.5 : caractéristiques de voile Y-II dans sens Y-Y

$N_{\max} / M_{\text{cor}}$			$N_{\min} / M_{\text{cor}}$			$M_{\max} / N_{\text{cor}}$		
N [KN]	M [KN.m]	V [KN]	N [KN]	M [KN.m]	V [KN]	N [KN]	M [KN.m]	V [KN]
4215.08	-2938.06	9.22	4236.47	978.55	5.53	4257.87	2742.27	20.27

Tableau.VIII.6 : Les efforts agissent sur le voile Y-II suivant le sens (Y-Y)

VIII.2.1.2. Les caractéristiques géométriques du voile

- $I = (0,2 \times 2,9^3) / 12 = 0,41 \text{ m}^4$ (I : inertie du voile)
- $\Omega = 0,2 \cdot 2,9 = 0,58 \text{ m}^2$ (Ω = surface en plan du voile)
- $V = L/2 = 2,9/2 = 1,45 \text{ m}$ (v : la position de l'axe neutre)

i. Armatures verticales**1^{ere} cas :**

$N_{\max} = -4215,08 \text{ KN}$ (effort de compression), $M_{\text{cor}} = 2938,06 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M \cdot v}{I} = \frac{-4257,08}{0,58} + \frac{-2938,06 \times 1,45}{0,41}$$

$$\sigma_1 = -17,658,08 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M \cdot v}{I} = \frac{4215,08}{0,58} - \frac{2938,06 \times 1,45}{0,41}$$

$$\sigma_2 = 3123,32 \text{ KN/m}^2$$

➤ (σ_{\max} et σ_{\min}) sont de signe différents \Rightarrow la section du voile est partiellement tendue

$$\text{tg} \alpha = \frac{\sigma_c}{L_1} = \frac{\sigma_t}{L_T}$$

$$L_T = \frac{\sigma_t \times L_1}{\sigma_c}$$

$$L_1 = L - L_T$$

- $L_T = \frac{\sigma_t \times (L-LT)}{\sigma_c}$
- $(\sigma_c + \sigma_t) \times LT = \sigma_t \times L$
- $L_t = \frac{\sigma_t \times L}{\sigma_c + \sigma_t} = \frac{3123.32 \times 2.9}{17658.08 + 3123.32} = 0.44 \text{ m}$
- $\sigma_t = \frac{Ft}{S}$
- $Ft = S \times \sigma_t$
- $S = \frac{b \times LT}{2} = \frac{0.20 \times 0.44}{2} = 0.044 \text{ m}^2$.
- $Ft = \frac{1}{2} \times \sigma_t \times E_p \times L_t = 13.74 \text{ t}$
- $A = \frac{Ft}{F_e} = \frac{13.74}{4000} = 3.43 \text{ cm}^2$

2^{ème} cas

$M_{\max} = 978.55 \text{ KN}$, $N_{\text{cor}} = 4236.47 \text{ KN.m}$ (effort de traction).

- $\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} = \frac{4236.47}{0.58} + \frac{978.55 \times 1.45}{0.41}$
- $\sigma_1 = 10764.98 \text{ KN/m}^2$
- $\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v}{I} = \frac{4236.47}{0.58} - \frac{978.55 \times 1.45}{0.41}$
- $\sigma_2 = 3843.53 \text{ KN/m}^2$

$\sigma_1 > 0$ et $\sigma_2 > 0 \Rightarrow$ La section du voile est entièrement comprimée

$A_s = \frac{0,15}{100} \cdot S$, avec S la section globale du voile considéré.

$$\Rightarrow A_s = \frac{0,15}{100} \times 290 \times 20 = 8.7 \text{ cm}^2$$

3^{ème} cas

$N_{\min} = 4481, 964 \text{ KN.m}$ (effort de traction), $M_{\text{cor}} = 2886,59 \text{ KN}$

- $\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} = \frac{4215.08}{0.58} + \frac{2742.2605 \times 1.45}{0.41}$
- $\sigma_1 = 17039.39 \text{ KN/m}^2$
- $\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v}{I} = \frac{4257.87}{0.58} - \frac{2742.26 \times 1.45}{0.41}$
- $\sigma_2 = -2357.08 \text{ KN/m}^2$

➤ $(\sigma_{\max}$ et $\sigma_{\min})$ sont de signe différents \Rightarrow la section du voile est partiellement tendue

$$- \operatorname{tg}\alpha = \frac{\sigma_c}{L_1} = \frac{\sigma_t}{LT}$$

$$- L_T = \frac{\sigma_t \times L_1}{\sigma_c}$$

$$- L_1 = L - LT$$

$$- L_T = \frac{\sigma_t \times (L - LT)}{\sigma_c}$$

$$- (\sigma_c + \sigma_t) \times LT = \sigma_t \times L$$

$$- L_t = 0.36$$

$$- Ft = 1/2 \times \sigma_t \times Ep \times Lt = 8.83 \text{ t}$$

$$- A = 2.21 \text{ cm}^2$$

$$- A_{\min} = 0,0015 \cdot 455 \cdot 20 = 8.7 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage longitudinal des voiles récapitulé dans le tableau 5 ci-dessous :

Type de voile	A retenu [cm ² /mL]	Choix d'armature	Espacement en zone d'about	Espacement en zone courante
I-XX	9.75	22T10/nappe	10 cm	20 cm
II-XX	8.28	17T10/nappe	10 cm	20 cm
III-XX	5.4	13T10/nappe	10 cm	20 cm
I-YY	8.28	19T10/nappe	10 cm	20 cm
II-YY	8.7	13T10/nappe	10 cm	20 cm

Tableau.VIII.7 : ferrailage longitudinale des voiles

ii. Calcul des armatures transversales

1) Vérification de la résistance des voiles au 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% (Art 7.7.2 RPA 99/version 2003).

- La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = \frac{\bar{V}}{b_0 d} = \frac{1.4 \times V_{u \text{ cal}}}{b_0 d}$

Avec :

V : l'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur de voile.

d : hauteur utile, (d=0,9h).

h : hauteur totale de la section brute.

- La contrainte limite est : $\bar{\tau}_u = 0,2f_{ct28} = 5 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{b_0 d} = \frac{1,4 \times V_{u \text{ cal}}}{b_0 d} = \frac{1,4 \times 394,867 \times 1000}{0,9 \times 20 \times 3250} = 0,94 \text{ MPa}$$

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

- $\tau_u = 0,94 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 5 \text{ MPa}$ C.V

2) L'espacement minimal des barres verticales et horizontales

Selon RPA99 (version 2003) :

- ✓ $S \leq \min(1,5 \times a ; 30 \text{ cm})$
- ✓ $S \leq \min(1,5 \times 20 ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$, alors l'espacement se prend en fonction du nombre de barre à condition que : $S \leq 30 \text{ cm}$

Donc, on adoptera un espacement : $S = 20 \text{ cm}$. $S' = 20/2 = 10 \text{ cm}$

3) Calcul des armatures transversales

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad [\text{CBA93/A. 5. 1. 2. 3}].$$

$$\begin{cases} k = 0 \text{ (Pas de reprise de bétonage)} \\ \alpha = 90^\circ \end{cases}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_{t28} \times k}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_t \geq \frac{\tau_u}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \times b_0 \times S_t = \frac{0,94}{0,9 \times \frac{400}{1}} \times 20 \times 20 = 1,2 \text{ cm}^2$$

- Armatures transversales minimales :

$$\frac{A_{t \text{ min}}}{b \times S} \geq \frac{1}{f_e} \min \left[\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right]$$

$$A_{t \text{ min}} \geq \frac{b \times S}{f_e} \times \frac{\tau_u}{2} = \frac{20 \times 20}{400} \times \frac{0,94}{2} = 0,47 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark A_t = \max(A_{t \text{ cal}} ; A_{t \text{ min}})$$

$$\checkmark A_t = \max(1,2 \text{ cm}^2 ; 0,47 \text{ cm}^2)$$

- Choix : $5\emptyset 10 \Rightarrow A_t = 3,93 \text{ cm}^2$

Le ferrailage transversal des voiles adoptés est indiqué dans le tableau ci-dessous :

Types	V_u [KN]	$\tau_u \frac{1,4 \cdot V_u \text{ cal}}{b_0 d}$	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	A retenu [cm ²]	Espacement
I-XX	394.867	0.94	C.V	5 HA 10	20 cm
II-XX	305.273	0.95	C.V	5 HA 10	20 cm
III-XX	382.109	2.20	C.V	5 HA 10	20 cm
I-YY	392.460	2.03	C.V	5 HA 10	20 cm
II-YY	385.341	1.03	C.V	5 HA 10	20 cm

Tableau.VIII.8 : Le ferrailage transversal des voiles

VIII.3 Ferrailage des voiles périphériques

Selon le [RPA99V Articles 10.1.2], les ossatures en dessous du niveau de base, formées de poteaux cours doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations et le niveau de base.

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- Épaisseur ≥ 15 cm
- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical)
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante

VIII.3.1. Détermination des sollicitations

VIII.3.1.1. Poids propre du voile périphérique

- ✓ $P_{Pr} = \gamma_b \times V_b$
- ✓ $\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$
- ✓ $V_b = 1 \times h \times e$
- Avec
 - h : la hauteur de voile et
 - e : Epaisseur de voile.
 - $V_b = 1 \times 3.57 \times 0,15 = 0,5355 \text{ m}^3$
 - $P_{Pr} = 25 \times 0,5355 = 13.388 \text{ KN}$

✚ **ELU**

- $N_u = 1,35 \times 13.388 = 18.08 \text{ KN}$

✚ **ELS**

- $N_{ser} = P_{Pr} = 13.39 \text{ KN}$

VIII.3.1.2. Calcul des poussées des terres : [THÉORIE DE RANKINE (1860)]

$\sigma = K_p \times \gamma \times h$

➤ **Avec :**

- K_p : coefficient de poussée $K_p = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$;

- h : hauteur du voile et

- γ : Masse volumique des terres.

- K_p : utiliser les tables de Caquot et Kérisel

➤ Avec : $\delta = \frac{2}{3} \varphi$; $\varphi = 35^\circ$ (δ : frottement mur /sol)

D'après le tableau de « L'HERMINIER-ABSI » : $K_p = 0,247$.

- $\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$

i. Calcul des contraintes

- $\sigma_i = K_p \times \gamma \times h$

- $h = 0 \Rightarrow \sigma_0 = 0 \text{ kN/m}^2$

- $h = 3.57 \Rightarrow \sigma_1 = 0,247 \times 17 \times 2,50 = 15.00 \text{ kN/m}^2$

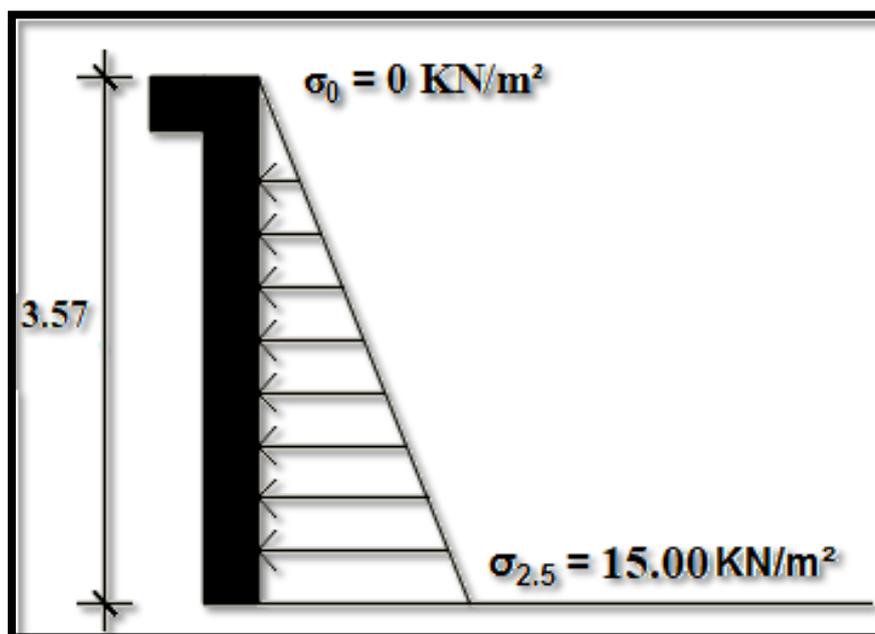


Fig.VIII.2 : Schéma des contraintes de voile périphérique.

On considère le voile est comme une dalle qui s'appuyant Sur 4 coté avec une charge uniformément répartie

$$q = \frac{15}{2} = 7.5 \text{ kN/m}^2$$

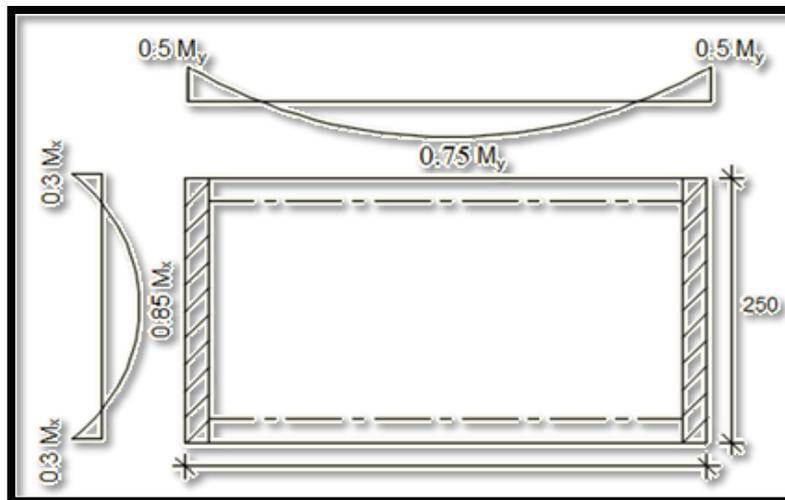


Fig.VIII.3 : Schéma Panneau de dalle dont au moins un appui peut assurer un encastrement partiel

ii. Combinaisons fondamentales

ELU

- $\bar{q}_u = 1,35 \times q \Rightarrow \bar{q}_u = 1,35 \times 7.5 \Rightarrow \bar{q}_u = 10.13 \text{ kN/m}^2$
- Pour une bande de 1m de largeur : $q_U = \bar{q}_U \times 1 \text{ m} = 10.13 \text{ kN/m}$

ELS

- $\bar{q}_{ser} = q \Rightarrow \bar{q}_{ser} = 7.5 \text{ kN/m}^2$
- Pour une bande de 1m de largeur : $q_{ser} = \bar{q}_{ser} \times 1 \text{ m} = 7.5 \text{ kN/m}$

iii. Calcul des sollicitations

ELU

- $M_{xu} = \mu_{xu} \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow$ Suivant la direction l_x ;
- $M_{yu} = \mu_{yu} \times M_{xu} \Rightarrow$ Suivant la direction l_y .

ELS

- $M_{x ser} = \mu_{x ser} \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow$ Suivant la direction l_x ;
- $M_{y ser} = \mu_{y ser} \times M_{x ser} \Rightarrow$ Suivant la direction l_y .

➤ Avec : μ_x et $\mu_y = f(\rho; \nu)$ et $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

- $\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.57}{4.80} = 0,74 \Rightarrow$ La dalle portant suivant deux directions.

- **Calcul des moments pour un panneau de dalle simplement appuyé sur son pourtour :**

✚ **ELU**

$$\bullet \rho = 0,74 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^u = 0.0633 \\ \mu_y^u = 0.4938 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 1) M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times l_x^2 = 0.0633 \times 10.13 \times 3.57^2 \\ \quad \quad \quad M_x^u = 8.17 \text{ KN.m} \\ 2) M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u = 0.4938 \times 8.17 \\ \quad \quad \quad M_y^u = 4.03 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✚ **ELS**

$$\bullet \rho = 0,74 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^{ser} = 0,0696 \\ \mu_y^{ser} = 0,6315 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times q_{ser} \times l_x^2 = 0.0696 \times 7.5 \times 3.57^2 \\ \quad \quad \quad M_x^{ser} = 6.65 \text{ KN.m} \\ M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} = 4.20 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Combinaisons	Sens x-x		Sens y-y	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_a [KN.m]	-2.451	-1.995	-2.015	-2.1
M_t [KN.m]	6.9445	5.6525	3.0225	3.15

Tableau.VIII.9 : Tableau récapitulatif des sollicitations (moment en appuis et travée)

3.1.3. Calcul des ferrailages

1) Enrobage

La fissuration est considérée comme préjudiciable $\Rightarrow a = 2 \text{ cm}$

$$\phi_{max} \leq \frac{h}{10} = \frac{20}{10} = 2 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prendra } \phi = 1.00 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_x = 2.5 \text{ cm} \\ C_y = 3.5 \text{ cm} \end{cases}$$

2) Les hauteurs utiles

$$d_x = h - C_x = 15 - 2.5 = 12.5 \text{ cm}$$

$$d_y = h - C_y = 15 - 3.5 = 11.5 \text{ cm}$$

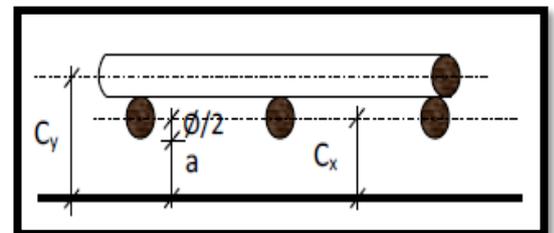


Fig.VIII.4 : Enrobage.

3) Espacement maximal des armatures : [Article BAEL IV.5.c]

- Pour les armatures suivent le sens x-x : $\delta \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$
- Pour les armatures suivent le sens y-y : $\delta \leq \min(4h_d; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$

a) Sens x-x :**ELU**

$$M_{tx}^u = 6.9445 \text{ KN.m}$$

1) Vérification de l'existence des armatures comprimées :

- $\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{6944.5}{14,17 \times 100 \times (12.3)^2} = 0,032$
- $\mu = 0,032 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow$ (acier FeE400) \Rightarrow

A' n'existe pas ; $1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

- $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,041$
- $\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,984$

2) Détermination des armatures :

- $A = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{6944.5}{348 \times 0,984 \times 12,3} = 1.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

3) Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

- Acier FeE400: $A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 1,2 \text{ cm}^2$

4) Conditions exigées par le RPA99/V2003 :

- $A_{\min\text{RPA}} = 0,1\% \times b \times h$
- $A_{\min\text{RPA}} = 0,001 \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2$
- $A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}; A_{\min\text{RPA}}) \Rightarrow A = 1,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

5) Choix des armatures :

- 5T10/ml $\longrightarrow A = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$
- (T10 $\longrightarrow e = 20\text{cm}$)

ELS

$$M_{tx}^{\text{ser}} = 5.6525 \text{ KN.m}$$

- $D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 3.93}{100} = 0,590 \Rightarrow D = 0.590$
- $E = 2 \times d \times D = 2 \times 12,5 \times 0,590 = 14.75 \Rightarrow E = 14.75$
- $Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \Rightarrow Y_1 = 3,30 \text{ cm}^2$

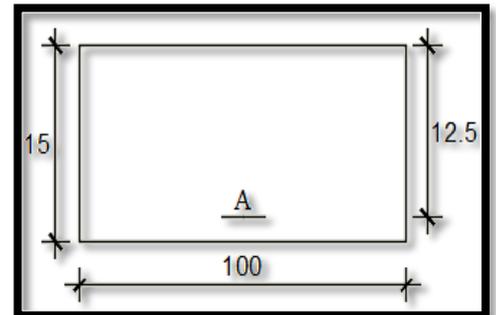


Fig.VIII.5 : Section de calcul en travée (x-x).

- $I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A(d - Y_1)^2 \Rightarrow I_1 = 6187.43 \text{ cm}^4$
- $K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{2861}{6187.43} = 0,35 \Rightarrow K = 0,46$
- $\sigma_b = K \times Y_1 \Rightarrow \sigma_b = 1,52 \text{ MPa}$
- $\sigma_s = 15 \times K \times (d - Y_1) \Rightarrow \sigma_s = 63.48 \text{ MPa}$
- **Contrainte admissibles :**
 - Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
 - $\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right] \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$
 - $\left. \begin{array}{l} \sigma_b = 1,52 < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 63,83 < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow$ Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues

b) Sens y-y :

ELU

$$M_{ty}^u = 0,936 \text{ KN.m}$$

1) Vérification de l'existence des armatures comprimées :

- $\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{936}{14,2 \times 100 \times (11,5)^2} = 0,0049$
- $\mu = 0,0049 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow$ (acier FeE400) =
- > A' n'existe pas ; $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$
- $\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$
- $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,0061$
- $\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,997$

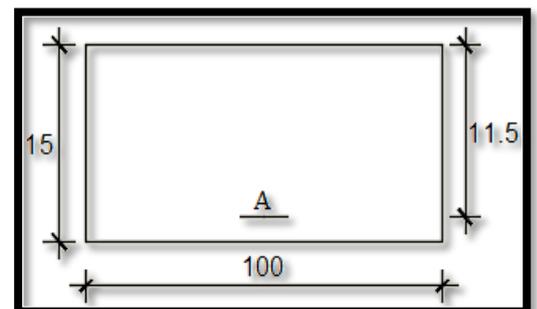


Fig.VIII.6 : Section de calcul en travée (y-y).

2) Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{936}{348 \times 0,997 \times 11,5} = 0,23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

3) Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$\text{Acier FeE400 : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 1,2 \text{ cm}^2$$

4) Conditions exigées par le RPA99/V2003 :

- $A_{\min RPA} = 0,1\% \times b \times h = 1,2 \text{ cm}^2$
- $A_{\min RPA} = 0,0001 \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2$
- $A = \max(A_{cal}; A_{\min}; A_{\min RPA}) \Rightarrow A = 1,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$

5) Choix des armatures :

- 5T10/ml \longrightarrow $A=3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$
- (T10 \longrightarrow $e = 20\text{cm}$)

ELS

$$M_{tx}^{ser} = 0,998 \text{ KN.m}$$

- $D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 3.93}{100} = 0.59 \Rightarrow D = 0.59$
- $E = 2 \times d \times D = 2 \times 11,5 \times 0.59 = 13.57 \Rightarrow E = 13.57$
- $Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \Rightarrow Y_1 = 3,14 \text{ cm}^2$
- $I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A(d - Y_1)^2 \Rightarrow I_1 = 5151.96 \text{ cm}^4$
- $K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{998}{5152} = 0,19 \Rightarrow K = 0,19$
- $\sigma_b = K \times Y_1 \Rightarrow \sigma_b = 0,59 \text{ MPa}$
- $\sigma_s = 15 \times K \times (d - Y_1) \Rightarrow \sigma_s = 23.83 \text{ MPa}$

• Contrainte admissibles :

- Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
- $\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right] \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$
- $\left. \begin{array}{l} \sigma_b = 0,59 < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 23.83 < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow$ Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues

Chapitre IX

Etude de l'infrastructure

IX.1. Introduction

Les fondations sont les éléments d'assises de la structure, qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges venant de la superstructure (poteaux, voiles...) c'est l'enjeu essentiel de la construction de l'ouvrage.

Ils servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure à savoir le poids propre ou les charges permanentes, les surcharges d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques.

- Pour déterminer le type de fondation qui convient mieux à supporter l'ouvrage, il est nécessaire de procéder à un calcul préliminaire à fin d'adopter une solution qui parait satisfaisante et convenable avec notre structure, l'ingénieur réalise une étude sur la capacité portante du sol, l'environnement de l'ouvrage, les forces mise en jeu et les tassements admissibles. La nature du terrain va déterminer en grande partie le type de fondation à utiliser, Le choix du type de fondation se fait selon :
 - Type d'ouvrage construire.
 - La nature et l'homogénéité du bon sol.
 - La capacité portance de terrain de fondation.
 - La charge totale et le poids de la superstructure transmise au sol.
 - La raison économique.
 - La facilité de réalisation

Pour le cas des bâtiments courants, il existe plusieurs types de fondations :

a) Fondations superficielles :

- Semelles isolées ;
- Semelles filantes et
- Semelles générales.

b) Fondations profondes :

- Semelle sur puits et
- Semelle sur pieux.

IX.2. Calcul de la semelle isolée

Pour le prédimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal $N_{u \max}$ qui est obtenu à la base du poteau le plus sollicité.

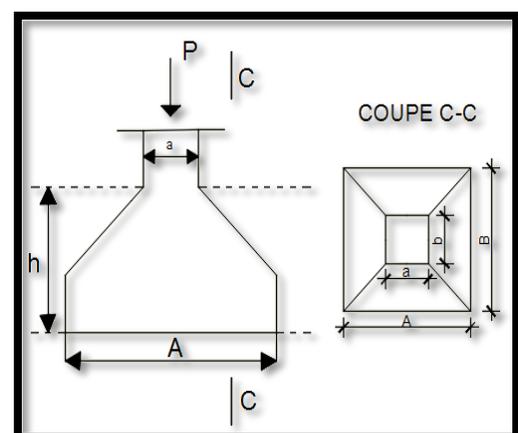


Fig.XI.1 : Semelle isolée.

- $N_u = 2162.34 \text{ kN}$
- $\bar{\sigma}_{sol} = 2,5 \text{ MPa}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = \frac{N_u}{A \cdot B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A \cdot B \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{sol}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right.$$

- $A = \left(\frac{a}{b}\right) \cdot B$

➤ Avec : $a = 45 \text{ cm}$; $b = 45 \text{ cm}$

- $B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{45}{45} \times \frac{2162.34}{2,5}} = 294.09 \text{ cm}^2$

- $A = \left(\frac{45}{45}\right) \times B \Rightarrow A = B$

On prend : $B = 300 \text{ cm} \Rightarrow A = 300 \text{ cm}$

Semelle	a [cm]	b [cm]	N _U [kN]	$\bar{\sigma}_{sol}$ [MPa]	B [cm]	On adopte	
						B [cm]	A [cm]
Centre	45	45	2162.34	2.5	294.09	300	300
Rive	45	45	2162.34		294.09	300	300

Tableau.IX.1 : Tableau récapitulatif des sollicitations (moment en appuis et travée)

Conclusion

D'après le prédimensionnement des semelles isolées on a conclu que ces dernières se chevauchent suivant une seule direction. Alors le choix d'un radier général est indispensable.

IX.3. Etude du radier

Généralité

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme une dalle pleine renversée reposant sur des nervures.

Le calcul suivant est présenté pour le panneau le plus défavorable.

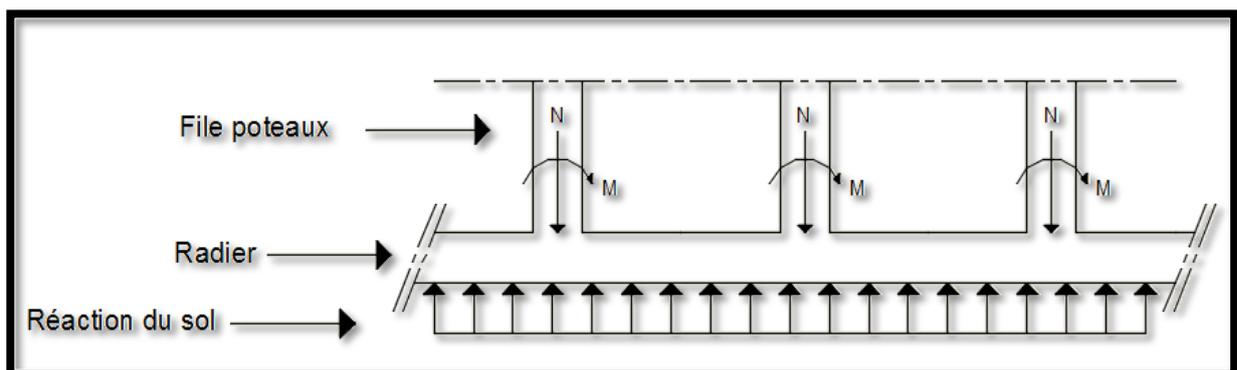


Fig.XI.2 : Schéma statique du radier général.

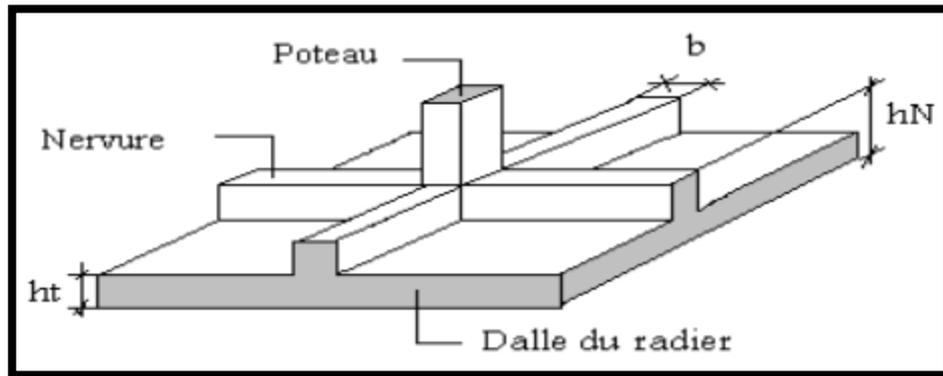


Fig.XI.3 : Schéma du radier nervuré.

➤ **Remarque :**

Il sera calculé à la flexion simple sur les combinaisons d'action suivantes :

Situation	ELU	ELS	ACC
Combinaison	1.35G + 1.5Q	G + Q	G + Q + E
			0.8G + E
			0.8G - E

Tableau.IX.2 : Tableau des combinaisons de calcul du radier nervuré.

IX.3.1. Pré-dimensionnement du radier**IX.3.1.1. Hauteur du radier**

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

- Condition forfaitaire (flèche) ;
- Condition de rigidité ;
- Condition de non cisaillement et
- Condition de non poinçonnement.

i. Condition forfaitaire (fléchi) :

$$- \frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5}$$

➤ **Avec :**

- L : la plus grande portée du panneau de dalle entre axes des poteaux.

$$\checkmark L_{\max} = 4.80 \text{ m}$$

$$\Leftrightarrow \frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow \frac{4.80}{8} \leq h \leq \frac{4.80}{5} \Rightarrow 0,60 \text{ m} \leq h \leq 0,96$$

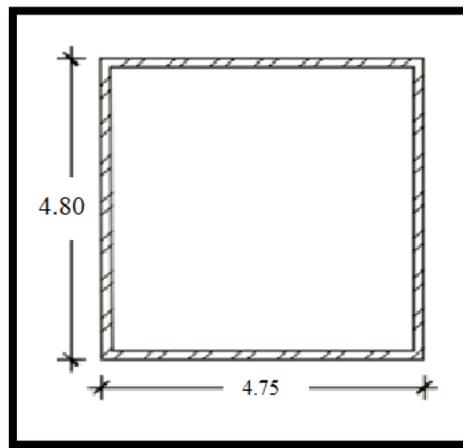


Fig.XI.4 : Panneau le plus sollicité.

ii. Condition de rigidité

➤ Pour qu'un plancher soit rigide, il faut que : $L \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$- L_e = \frac{1}{\lambda} \quad \text{et} \quad \lambda = \sqrt[4]{\frac{k \times b}{4 \times D}} \quad \text{et} \quad D = E \times I \Rightarrow L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

- K : coefficient d'élasticité du sol ;

- Pour un sol de densité moyenne, $K=40 \text{ MN/m}^3$ [1] ; [HENRY THONIER]

- E : module de Young du béton ($E=3.10^4 \text{ MPa}$) ;

- I : inertie du radier ; $I = \frac{b \times h^3}{12}$ et

- b : largeur du radier.

✓ Pour notre cas $L = 4.80 \text{ m}$

$$\Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 40}{3 \times 10^4} \left(\frac{2 \times 4.80}{\pi}\right)^4} \Rightarrow h \geq 0,70 \text{ m}$$

iii. Condition de non poinçonnement : [CBA 93/ A.5.2.4.2]

$$- N_u \leq 0,045 \times U_C \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots (1)$$

➤ Avec :

- N_u : Charge maximale appliquée par les poteaux sur le radier, calculée à l'E.LUR ;

- U_C : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen et

- h : Epaisseur totale du radier.

$$- U_C = 2 \times (a_1 + b_1)$$

$$- a_1 = (a + h)$$

- $b_1 = (b + h)$
- $U_c = 2 \times (a_1 + b_1 + 2h) = U_c = 2 \times (0.45 + 0.45 + 2h) = 1.8 + 4h$
- a: section du poteau le plus sollicité

➤ L'équation (1) deviendra :

- $N_u \leq 0,045 \times (1.8 + 4h) \times h \times \frac{25}{1,5}$
- $N_u \leq 0.75h \times (1.8 + 4h)$
- $3h^2 + 1.35 h - 2162.34 \geq 0$

✓ La vérification se fera pour le poteau le plus sollicité :

- $N_u = 2162.34 \text{ KN} = 2.16234 \text{ MN}$

⇒ On aura : $h \geq 0,65\text{m} \Rightarrow h \geq 65 \text{ cm}$

iv. Condition de non cisaillement : [CBA A.5.2.2/A5.1.1]

- (Fissuration préjudiciable) $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa}$

- $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{T_u^{\max}}{b \times 0,9h} \leq \bar{\tau}_u$ [BAEL91/A5.1.1]

- $T_u^{\max} = \max(T_x^{\max}; T_y^{\max})$

➤ Avec :

- τ_u : Contrainte tangentielle ;
- $\bar{\tau}_u$: Contrainte tangentielle admissible et
- T_u^{\max} : Effort tranchant max.
- $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.75}{4.80} = 0,99 \Rightarrow$ le panneau de dalle travail suivant deux directions.

Donc :

- ✓ $T_x^u = \frac{\bar{q}_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4}$
- $T_y^u = \frac{\bar{q}_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4}$

1) Calcul (\bar{q}_u) :

- **Calcul du débordement**

- $S_{\text{débord}} d \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right) = \max(45\text{cm}; 30\text{cm}) \Rightarrow d = 45 \text{ cm}$ de chaque côté.

- **La surface du radier est de :**

- $S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}} + S_{\text{débord}}$

- $S_{\text{radier}} = [(2.5+0.9) \times (9.5+0.9)] \times 2 + [(6.3+0.9) \times (17.40+0.9)] \times 2 + [(13.6+0.9) \times (9.5 + 0.9)]$

- $S_{\text{radier}} = 484.94 \text{ m}^2$

• **Le poids de la superstructure**

$G = 32187.92 \text{ KN} ; Q = 5 \text{ KN/m}^2$

- $\bar{q}_u = 1,35 \times \frac{G}{S_r} + 1,5Q = 1,35 \times \frac{32187.92}{484.94} + 1,5 \times 5 \Rightarrow \bar{q}_u = 66.38 \text{ KN/m}^2$

Pour une bande de 1 m de largeur : $q_u = \bar{q}_u \times 1,00 = 97.11 \text{ KN/ml}$

- $T_x^u = \frac{97.11 \times 4.75}{2} \times \frac{4.8^4}{4.8^4 + 4.75^4} = 117.73 \text{ KN}$

- $T_y^u = \frac{66.38 \times 4.80}{2} \times \frac{4.75^4}{4.8^4 + 4.75^4} = 114.09 \text{ KN}$

- $T^{\max} = \max(T_x^{\max}, T_y^{\max}) \Rightarrow T^{\max} = 117.73 \text{ KN/ml}$

2) Calcul de h :

$\Rightarrow h \geq \frac{T^{\max}}{0,9 \times b \times \tau_{cu}} = \frac{117.73}{0,9 \times 100 \times 1,17 \times 100} = 18,01 \text{ cm} \Rightarrow h \geq 18,01 \text{ cm}$

Remarque :

Pour satisfaire les quatre conditions citées précédemment ; on prend la hauteur du radier égale

$h = 90 \text{ cm}$.

IX.3.1.2. La hauteur des nervures h_n

$h_n \geq \frac{L}{10} = \frac{480}{10} = 48 \text{ cm}$

On prendra $h_n = 50 \text{ cm}$

IX.3.1.3. Epaisseur de la dalle

$e \geq \frac{L}{20} = \frac{480}{20} = 24 \text{ cm}$

On prendra $e = 40 \text{ cm}$

IX.3.2. Pré dimensionnement des poutres

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$0,3h \leq b_0 \leq 0,4h$ [BAEL91]

$b_1 \leq \min\left(\frac{L - b_0}{2}; \frac{L}{10}\right)$

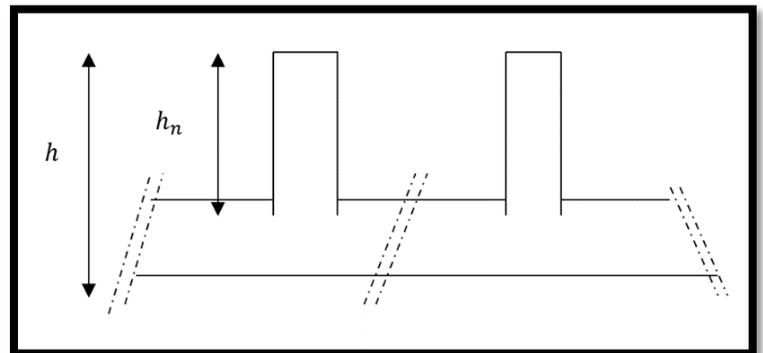


Fig.XI.5 : Dimension du radier

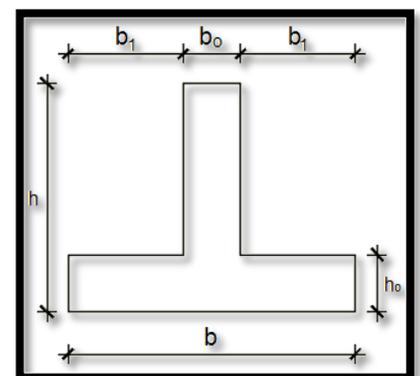


Fig.XI.6 : dimension de la poutre.

$$L_x = 475 \text{ cm} ; L_y = 480 \text{ cm}$$

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0$$

Type des poutres	h [cm]	h ₀ [cm]	b ₀ [cm]	b ₁ [cm]	b [cm]
Poutre principale	90	40	35	45	125
Poutre secondaire	90	40	35	45	125

Tableau.IX.3 : Tableau récapitulatif des dimensions des poutres

IX.3.3. Détermination des sollicitations

IX.3.3.1. Caractéristiques du radier

i. Dimensions de radier

- $h = 90 \text{ cm} ; h_0 = 40 \text{ cm} ; h_n = 50 \text{ cm}$

ii. Surface du radier

- $S = 484,94 \text{ m}^2$

iii. Abscisses du centre de gravité du radier

- $V_X = 15,6 \text{ m} ; V_Y = 8,7 \text{ m}$

IX.3.3.2. Calcul du poids propre du radier Pr

- Poids du radier sans poutres : $p = S_r \times h_0 \times \gamma_b$

➤ Avec

- h_0 : Épaisseur du radier sans poutres et

- γ_b : Masse volumique du béton.

i. Poids du radier sans poutres

- $Pr = S \times e \times \gamma_b = 484,94 \times 0,40 \times 25 = 4849,4 \text{ KN}$.

ii. Poids des poutres

- Poids des poutres principales : $p_p = L(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b$

- $p_p = L(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b = 0,4 \times 17,40 \times 0,35 \times 25 = 60,9 \text{ KN}$

- Poids des poutres secondaires : $p_s = L'(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b$

- $p_p = L(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b = 0,4 \times 31,20 \times 0,35 \times 25 = 163,8 \text{ KN}$

✓ Poids total = 5074,1 KN

- Surcharge d'exploitation $Q = 5 \times 484,94 = 2424,7 \text{ KN}$

iii. Combinaisons d'actions :

• ELU

Formule	N_u^1 [KN]	N_u^2 [KN]	N_u [KN]	M_x [KN.m]	M_y
$N_u = N_u^1 + N_u^2$	64311.07	2684.33	74888.47	50.77	82.35

Tableau.IX.4 : Tableau récapitulatif des sollicitations à l'ELU.

➤ Avec

$$- M_{x/G} = \sum (M_x + F_x \times (x_i - x_g))$$

$$- M_{y/G} = \sum (M_y + F_y \times (y_i - y_g))$$

• ELA

Formule	N_a^1 [KN]	N_a^2 [KN]	N_a [KN]	M_x [KN.m]	M_y
$N_a = [(G + Q \pm E) + Qr + Pr]$	47023.71	1,886.28	48909.99	-43.14	58.71

Tableau.IX.5 : Tableau récapitulatif des sollicitations à l'ELA.

• ELS

Formule	N_s^1 [KN]	N_s^2 [KN]	s [KN]	M_x [KN.m]	M_y
$N_s = (G + Q) + (Pr + Qr)$	57457.8	2684.33	60142.13	20.59	27.17

Tableau.IX.6 : Tableau récapitulatif des sollicitations à l'ELS.

• Inertie de radier

$$- I_{xx} = 22667.47 \text{ m}^4$$

$$- I_{yy} = 12921.87 \text{ m}^4$$

IX.3.4. Vérification des contraintes sous-radier

$$\checkmark \sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot v$$

$$\checkmark \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$\sigma_{1,2}$: Contraintes du sol sous la structure (sous le radier)

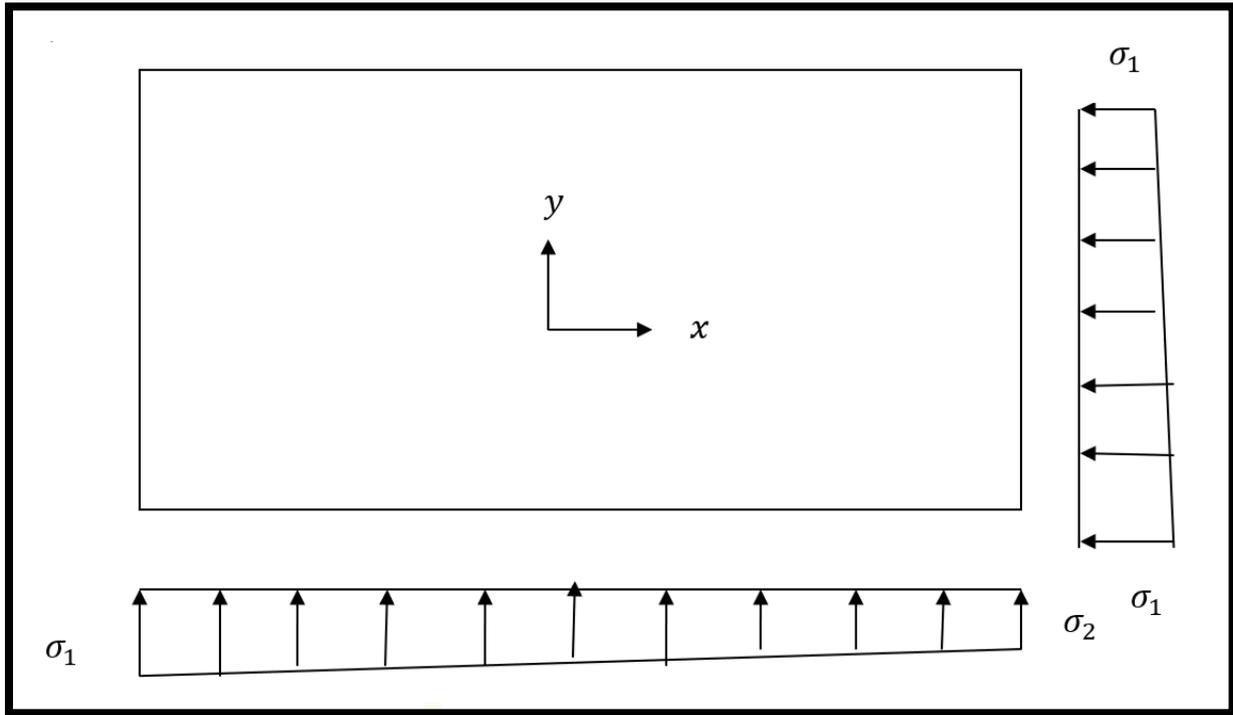


Fig.XI.7 : Schéma des contraintes du sol

IX.3.4.1. Situation durable et transitoire

✚ ELU

- $\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_r} \pm \frac{M_u}{I_r} \cdot V$
- $N_u = 74888.47 \text{ KN}$

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2.5 \text{ bars}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{adm}} = \sigma_{\text{sol}}^u = 2\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 5 \text{ bars}$$

a) Sens X-X

• Calcul de σ_1 et σ_2

- $\sigma_{1,2} = \left[\frac{74888.47}{484.94} \pm \frac{50.77}{22667.47} \times 8.7 \right] \cdot 10^{-2}$
- $\sigma_1 = 1.54 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{\text{adm}} = 5 \text{ bars} \longrightarrow \text{Condition Vérifiée}$
- $\sigma_2 = 1.54 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{\text{adm}} = 5 \text{ bars} \longrightarrow \text{Condition Vérifiée}$

• La contrainte moyenne

- $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.54 \text{ bars}$

b) Sens Y-Y• **Calcul de σ_1 et σ_2**

- $\sigma_{1,2} = \left[\frac{74888.47}{484.94} \pm \frac{28.35}{12921.87} \times 15.6 \right] \cdot 10^{-2}$
- $\sigma_1 = 1.54 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{\text{adm}} = 5 \text{ bars} \longrightarrow \text{Condition Vérifiée}$
- $\sigma_2 = 1.54 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{\text{adm}} = 5 \text{ bars} \longrightarrow \text{Condition Vérifiée}$

• **La contrainte moyenne**

- $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.54 \text{ bars}$

✚ **ELS**

- $\sigma_{1,2} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_r} \pm \frac{M_{\text{ser}}}{I_r} \cdot V$
- $N_{\text{ser}} = 60142.13 \text{ KN}$

a) Sens X-X

- $\sigma_{1,2} = \left[\frac{60142.13}{484.94} \pm \frac{20.59}{22667.47} \times 8.7 \right] \cdot 10^{-2}$
- $\sigma_1 = 1.24 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{\text{adm}} = 2.5 \text{ bars} \longrightarrow \text{Condition Vérifiée}$
- $\sigma_2 = 1.24 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{\text{adm}} = 2.5 \text{ bars} \longrightarrow \text{Condition Vérifiée}$

• **La contrainte moyenne**

- $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.24 \text{ bars}$

b) Sens Y-Y

- $\sigma_{1,2} = \left[\frac{60142.13}{484.94} \pm \frac{27.17}{12921.87} \times 15.6 \right] \cdot 10^{-2}$
- $\sigma_1 = 1.24 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{\text{adm}} = 2.5 \text{ bars} \longrightarrow \text{Condition Vérifiée}$
- $\sigma_2 = 1.24 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{\text{adm}} = 2.5 \text{ bars} \longrightarrow \text{Condition Vérifiée}$

• **La contrainte moyenne**

- $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.24 \text{ bars}$

IX.3.4.2. Situation accidentelle**a) Sens X-X**

- $\sigma_{1,2} = \left[\frac{48909.99}{484.94} \pm \frac{43.14}{22667.47} \times 8.7 \right] \cdot 10^{-2}$
- $\sigma_1 = 1 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{\text{adm}} = 3.75 \text{ bars} \longrightarrow \text{Condition Vérifiée}$
- $\sigma_2 = 1 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{\text{adm}} = 3.75 \text{ bars} \longrightarrow \text{Condition Vérifiée}$

• **La contrainte moyenne :**

- $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1 \text{ bars}$

b) Sens Y-Y

- $\sigma_{1,2} = \left[\frac{48909.99}{484.94} \pm \frac{58.61}{12921.87} \times 15.6 \right] \cdot 10^{-2}$
- $\sigma_1 = 1 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{\text{adm}} = 3.75 \text{ bars} \longrightarrow \text{Condition Vérifiée}$
- $\sigma_2 = 1 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{\text{adm}} = 3.75 \text{ bars} \longrightarrow \text{Condition Vérifiée}$

- **La contrainte moyenne**

- $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1 \text{ bars}$

IX.3.5. Vérification vis-à-vis de l'effort de soulèvement

On doit vérifier que sous la pression hydrostatatique le bâtiment ne soulève pas :

$$p \geq 1,5 \times S \times \gamma \times Z$$

➤ Avec :

- P : Poids du bâtiment ;
- S : Surface d'assise du bâtiment ;
- Z : L'ancrage et
- γ : Poids volumique de l'eau ; $\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$

➤ Pour la structure à étudier :

- $P = P_{\text{Batiment}} + P_{\text{radier}} = 48678,98 + 7890,1 = 56569,08 \text{ KN}$
- $1,5 \times S \times \gamma \times Z \Rightarrow 1,5 \times 484,94 \times 10 \times 3,57 = 25968,537 \text{ KN}$
- $p \geq 1,5 \times S \times \gamma \times Z \Rightarrow$ La structure est stable ; Donc il n'y pas de risque au soulèvement.

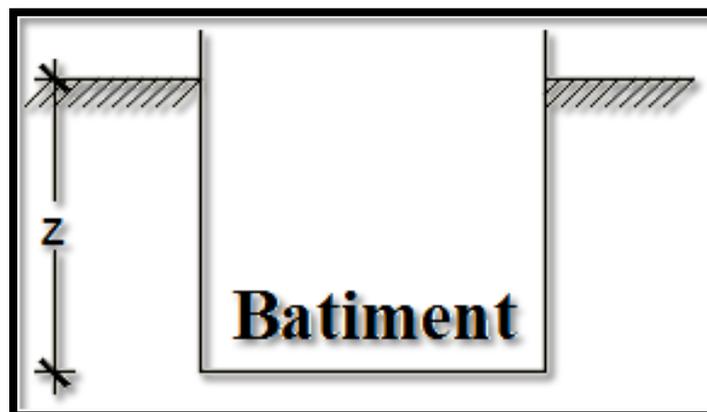


Fig.XI.8 : L'encrage de de la structure.

IX.3.6. Ferrailage du radier

IX.3.6.1. Ferrailage de la dalle

- Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur en flexion simple.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.

i. Détermination des efforts :

- Pour une bande de 1m $q = \sigma_m \times 1m$
- Le panneau le plus sollicité :

- $l_x = 4.75 m , l_y = 4.80 m$
- $\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{475}{480} = 0.99 > 0.4 \rightarrow$ Le panneau travaille suivant deux directions.
- $M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 \Rightarrow$ Suivant la direction l_x ;
- $M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow$ Suivant la direction l_y .

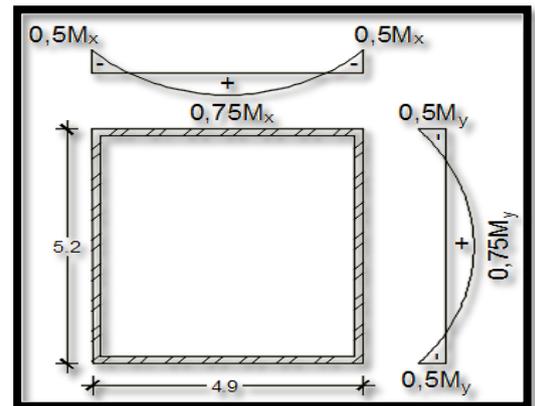


Fig.XI.9 : Schéma du panneau de la dalle.

ELU

- $q = \sigma_m \times \frac{L}{4} \times 1ml = 184.8 \times 1m_L = 184.8 \text{ KN/ml}$
- $\rho = 0,99 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0376 \\ \mu_y = 0.9771 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times l_x^2 \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u \end{cases}$
 $\Rightarrow \begin{cases} M_x^u = 0.0376 \times 184.8 \times 4.75^2 = 156.77 \text{ KN.m} \\ M_y^u = 0.9771 \times 156.77 = 153.18 \text{ KN.m} \end{cases}$

• **Moment en travée**

- $Mt_x^u = 0,75 \times M_x^u = 0,75 \times 156.77 = 117.58 \text{ KN.m}$
- $Mt_y^u = 0,75 \times M_y^u = 0,75 \times 153.18 = 114.88 \text{ KN.m}$

• **Moment en appuis intermédiaires**

- $Ma_x^u = 0,5 \times M_x^u = 0,5 \times 156.77 = -88.38 \text{ KN.m}$
- $Ma_y^u = 0,5 \times M_y^u = 0,5 \times 114.88 = -76.59 \text{ KN.m}$

ELS

- $q = \sigma_m \times \frac{L}{4} \times 1ml = 1.24 \times \frac{480}{4} \times 1m_L = 148.8 \frac{\text{KN}}{m_L}$
- $\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{475}{480} = 0.99 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0449 \\ \mu_y = 0.9847 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^s = \mu_x^s \times q_u \times l_x^2 \\ M_y^s = \mu_y^s \times M_x^s \end{cases}$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_x^s = 0,0449 \times 148,8 \times 4,75^2 = 150,74 \text{ KN.m} \\ M_y^s = 0,9847 \times 150,74 = 148,43 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moment en travée :**

- $Mt_x^s = 0,75 \times M_x^s = 0,75 \times 150,74 = 113,055 \text{ KN.m}$

- $Mt_y^s = 0,75 \times M_y^s = 0,75 \times 148,43 = 111,32 \text{ KN.m}$

- **Moment en appuis intermédiaires :**

- $Ma_x^s = 0,5 \times M_x^s = 0,5 \times 150,74 = 75,37 \text{ KN.m}$

- $Ma_y^s = 0,5 \times M_y^s = 0,5 \times 148,43 = 74,21 \text{ KN.m}$

Sens	ELU		ELS	
	M travée [KN.m]	M appuis [KN.m]	M travée [KN.m]	M appuis [KN.m]
Sens X-X	117.58	-88.38	113.055	-75.37
Sens Y-Y	114.88	-76.59	111.32	-74.21

Tableau.IX.7 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales en appuis et en travées

ii. Calcul des armatures

1) Enrobage

La fissuration est considérée comme préjudiciable $\Rightarrow a = 4 \text{ cm}$

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle.
(B.A.E.L 91).

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} \text{ Avec } h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$\phi_{\max} \leq \frac{40}{10} = 4 \text{ cm} = 40 \text{ mm} \Rightarrow \text{on prendra}$$

$$\phi = 20 \text{ mm}$$

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_x = 4 + \frac{2}{2} = 5 \text{ cm} \\ C_y = 4 + 2 + \frac{2}{2} = 7 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d_x = h_0 - C_x = 40 - 5 = 35 \text{ cm}$$

$$d_y = h_0 - C_y = 40 - 7 = 33 \text{ cm}$$

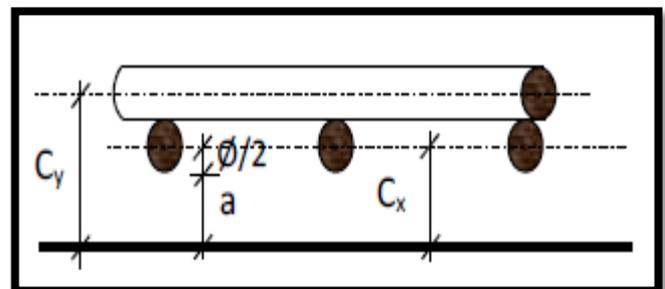
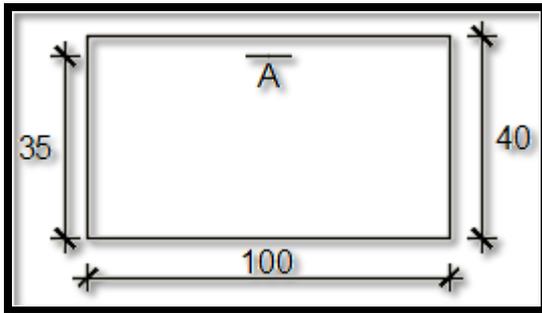


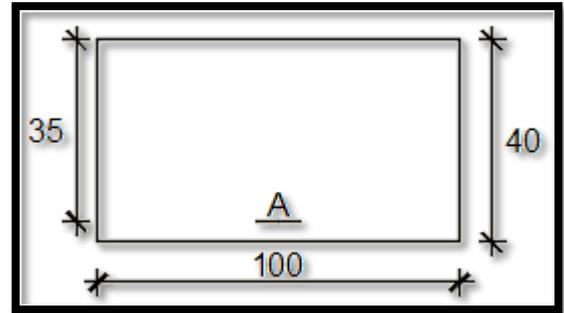
Fig.XI.10 : Enrobage

2) Section de Calcul

- Sens X-X



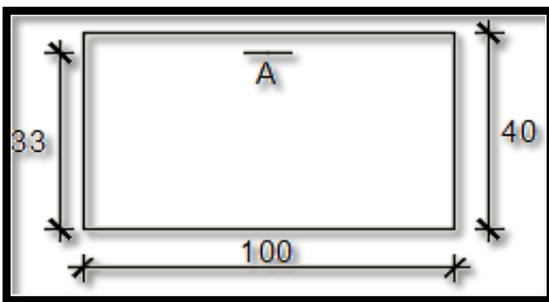
- En appuis



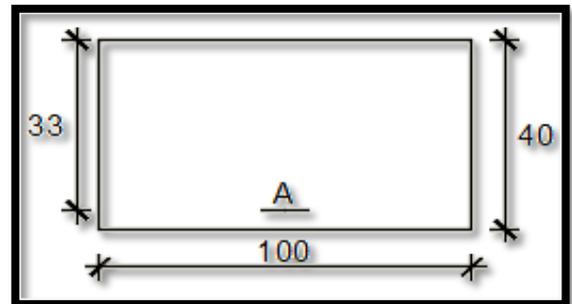
- En travée

Fig.XI.11 : Section de calcul dans le sens X-X.

- Sens Y-Y



- En appuis



- En travée

Fig.XI.12 : Section de calcul dans le sens Y-Y

3) Calcul du ferrailage de la dalle pleine

- Sens X-X

➤ En travées :

$$M_t^u = 117580 \text{ N. m}$$

🚦 ELU

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$- \mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{117580}{14,17 \times 100 \times (35)^2} = 0,068$$

$$- \mu = 0,068 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$- \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

- $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,088$
- $\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,965$

- **Détermination des armatures**

- $A = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{117580}{348 \times 0,965 \times 35} = 10 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

- Acier FeE400 : $A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 3,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$
- $A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 10,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- **Choix des armatures :**

- 4T20/ml $\rightarrow A = 12,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$
- (T20 $\rightarrow e = 25 \text{ cm}$)

- **ELS**

$$M_{tx}^{\text{ser}} = 113550 \text{ N.m}$$

- $D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 12,57}{100} = 1,89 \text{ cm}$
- $E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 35 \times 1,89 = 132,3 \text{ cm}^2$
- $y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,89 + \sqrt{1,89^2 + 132,3} = 9,69 \text{ cm}$
- $I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$
- $I = \frac{100 \times 9,69^3}{3} + 15 \times 12,57 \times (35 - 9,69)^2 = 151112,84 \text{ cm}^4$
- $K = \frac{M_{tx}^{\text{ser}}}{I} = \frac{113550}{151112,84} = 0,75$
- $\sigma_b = K \times y_1 = 0,75 \times 9,69 = 7,27 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
- $\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,75 \times (35 - 9,69) = 284,74 \text{ MPa}$
- $\bar{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right] = 201,63 \text{ MPa}$
- $\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage doit être recalculé à l'ELS}$

- **Détermination des armatures à l'Etat limite de service**

- $\mu_1 = \frac{M_{tx}^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{113550}{201,63 \times 100 \times (35)^2} = 0,00459 = 0,0046$

- $\mu_1 = 0,0046 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,892 \\ K_1 = 31,30 \end{cases}$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées**

- $\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201,63}{31,30} = 6,44 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$

$$- A_s = \frac{M_x^{ser}}{\sigma_s \times \beta_1 \times d} = \frac{113550}{201,63 \times 0,892 \times 35} = 18,04 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures**

$$- 6T20/ml \rightarrow A = 18,85 \text{ cm}^2/ml$$

$$- (T20 \rightarrow e = 15\text{cm})$$

➤ **En appuis**

$$\mathbf{Ma_x^u = 88380 \text{ N.m}}$$

✚ **ELU**

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées**

$$- \mu = \frac{Ma_x^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{88380}{14,17 \times 100 \times (35)^2} = 0,051$$

$$- \mu = 0,051 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$- \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$- \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,065$$

$$- \beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,974$$

• **Détermination des armatures**

$$- A = \frac{Ma_x^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{88380}{348 \times 0,974 \times 35} = 7,45 \text{ cm}^2/ml$$

• **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

$$- \text{Acier FeE400: } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 3,2 \text{ cm}^2/ml$$

$$- A = \max(A_{cal}; A_{\min}) \Rightarrow A = 7,45 \text{ cm}^2/ml$$

• **Choix des armatures**

$$- 6T14/ml \rightarrow A = 9,24 \text{ cm}^2/ml$$

$$- (T20 \rightarrow e = 15\text{cm})$$

✚ **ELS**

$$- \mathbf{Ma_x^{ser} = 75370 \text{ N.m}}$$

$$- D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 9,24}{100} = 1,39 \text{ cm}$$

$$- E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 35 \times 1,39 = 97,3 \text{ cm}^2$$

$$- y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,39 + \sqrt{1,39^2 + 97,3} = 8,57 \text{ cm}$$

$$- I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$- I = \frac{100 \times 8,57^3}{3} + 15 \times 9,24 \times (35 - 8,57)^2 = 117799,08 \text{ cm}^4$$

$$- K = \frac{M_x^{ser}}{I} = \frac{75370}{117799,08} = 0,64$$

- $\sigma_b = K \times y_1 = 5,48 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
- $\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,68 \times (35 - 8,57) = 253,73 \text{ MPa}$
- $\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$
- $\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \implies \text{le ferrailage doit être recalculé à l'ELS}$

- **Détermination des armatures à l'Etat limite de service**

- $\mu_1 = \frac{M_x^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{75370}{201,63 \times 100 \times (35)^2} = 0,0031$
- $\mu_1 = 0,0031 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,909 \\ K_1 = 39,95 \end{cases}$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées**

- $\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201,63}{39,95} = 5,05 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \implies A' \text{ n'existe pas.}$
- $A_s = \frac{M_x^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{75370}{201,63 \times 0,909 \times 35} = 11,75 \text{ cm}^2$

- **Choix des armatures**

- 6T16/ml $\rightarrow A = 12,06 \text{ cm}^2/\text{ml}$
- (T16 $\rightarrow e = 15\text{cm}$)
 - **Sens Y-Y**

➤ **En travées**

 **ELU**

$$M_t^u = 114880 \text{ N.m}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

- $\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{114880}{14,17 \times 100 \times (33)^2} = 0,074$
- $\mu = 0,074 < \mu_L = 0,392 \implies (\text{acier FeE400}) \implies A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$
- $\implies \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$
- $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \implies \alpha = 0,096$
- $\beta = 1 - 0,4\alpha \implies \beta = 0,962$

- **Détermination des armatures :**

- $A = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{114880}{348 \times 0,962 \times 33} = 10,40 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

- Acier FeE400: $A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 3,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$- A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\text{min}}) \Rightarrow A = 10.40 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Choix des armatures**

$$- 6T16/\text{ml} \rightarrow A = 12.06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$- (T20 \rightarrow e = 15\text{cm})$$

✚ **ELS**

$$M_t^{\text{ser}} = 111320 \text{ N.m}$$

$$- D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 12.06}{100} = 1.81 \text{ cm}$$

$$- E = 2 \times d_y \times D = 2 \times 33 \times 1.81 = 119.46 \text{ cm}^2$$

$$- y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.81 + \sqrt{1.81^2 + 119.46} = 9.27 \text{ cm}$$

$$- I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$- I = \frac{100 \times 9.27^3}{3} + 15 \times 12.06 \times (33 - 9.27)^2 = 128420.39 \text{ cm}^4$$

$$- K = \frac{M_x^{\text{ser}}}{I} = \frac{111320}{128420.39} = 0,87$$

$$- \sigma_b = K \times y_1 = 8.06 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$- \sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0.87 \times (33 - 9.27) = 309.68 \text{ MPa}$$

$$- \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$- \left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage calculé à l'ELUR ne convient pas pour l'ELS.}$$

• **Détermination des armatures à l'Etat limite de service**

$$- \mu_1 = \frac{M_x^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{111320}{201,63 \times 100 \times (33)^2} = 0.0051$$

$$- \mu_1 = 0,0051 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,887 \\ K_1 = 29.25 \end{cases}$$

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées**

$$- \sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201,63}{29.25} = 6.89 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$- A_s = \frac{M_x^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{111320}{201,63 \times 0,887 \times 33} = 18.86 \text{ cm}^2$$

• **Choix des armatures**

$$- 7T20/\text{ml} \rightarrow A = 21.99 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$- (T20 \rightarrow e = 14\text{cm})$$

➤ **En appuis**

$$M_{y^u} = 76590 \text{ N.M}$$

ELU

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées**

- $\mu = \frac{M_{x^u}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{76590}{14,2 \times 100 \times (33)^2} = 0,050$
- $\mu = 0,050 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow$ (acier FeE400) $\Rightarrow A'$ n'existe pas ; $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$
- $\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$
- $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,064$
- $\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,974$

• **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_{x^u}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{76590}{348 \times 0,974 \times 33} = 6,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

- Acier FeE400: $A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 3,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$
- $A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 6,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$

• **Choix des armatures :**

- 5T14/ml $\rightarrow A = 7,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$
- (T14 $\rightarrow e = 20\text{cm}$)

ELS

$$M_{y^{\text{ser}}} = 74210 \text{ N.m}$$

- $D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 7,70}{100} = 1,16 \text{ cm}$
- $E = 2 \times d_y \times D = 2 \times 33 \times 1,16 = 76,56 \text{ cm}^2$
- $y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,16 + \sqrt{1,16^2 + 76,56} = 7,67 \text{ cm}$
- $I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$
- $I = \frac{100 \times 7,64^3}{3} + 15 \times 7,70 \times (33 - 7,67)^2 = 89146,42 \text{ cm}^4$
- $K = \frac{M_{\text{tx}}^{\text{ser}}}{I} = \frac{74210}{89146,42} = 0,83$
- $\sigma_b = K \times y_1 = 6,37 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
- $\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,83 \times (33 - 7,64) = 315,36 \text{ MPa}$
- $\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3}f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$

- $\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \implies \text{le ferrailage doit \u00eatre recalcul\u00e9 \u00e0 l'ELS}$

• **D\u00e9termination des armatures \u00e0 l'Etat limite de service**

- $\mu_1 = \frac{M_{xy}^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{74210}{201,63 \times 100 \times (33)^2} = 0,0033$

- $\mu_1 = 0,0033 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,906 \\ K_1 = 38,19 \end{cases}$

• **V\u00e9rification de l'existence des armatures comprim\u00e9es :**

- $\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201,63}{38,19} = 5,28 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \implies A' \text{ n'existe pas.}$

- $A_s = \frac{M_{tx}^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{74210}{201,63 \times 0,906 \times 33} = 12,31 \text{ cm}^2$

• **Choix des armatures :**

- 7T16/ml $\rightarrow A = 14,07 \text{ cm}^2/\text{ml}$
- (T16 $\rightarrow e = 14\text{cm}$)

IX.3.6.2. Ferrailage du d\u00e9bordement

Le d\u00e9bordement est de 45 cm de chaque cot\u00e9

 **ELU**

$\sigma_m = 184.8 \text{ KN/m}^2$

\u2192 Pour une bonde de 1m de largeur

$q = \sigma_m \times 1\text{ml} = 184.8 \times 1\text{m}_L = 184.8 \text{ KN/m}_L$

$M_u = -q_u \times \frac{l^2}{2} = -184.8 \times \frac{0,45^2}{2} = -18.71 \text{ KN.m}$

• **V\u00e9rification de l'existence des armatures comprim\u00e9es**

- $\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{18710}{14,17 \times 100 \times (36)^2} = 0,010$

- $\mu = 0,010 < \mu_L = 0,392 \implies A' \text{ n'existe pas et}$

$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \implies \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

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

- $\beta = 1 - 0,4\alpha \implies \beta = 0,995$

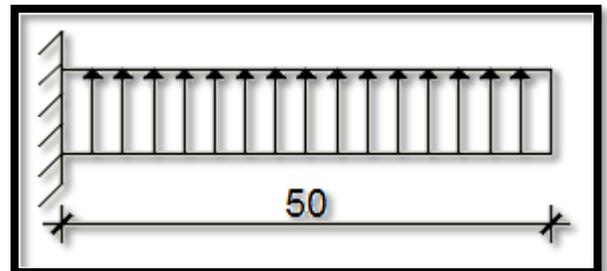


Fig.XI.13 : Sch\u00e9ma statique du d\u00e9bordement.

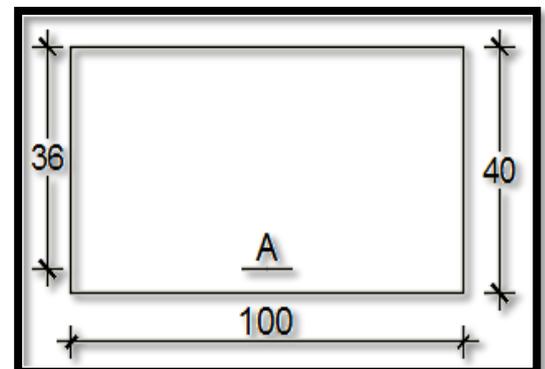


Fig.XI.14 : Section de calcul.

- **Détermination des armatures**

- $A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{18710}{348 \times 0,995 \times 36} = 1,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

- $A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{2,1}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 4,35 \text{ cm}^2$

- $A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 4,35 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- **Choix des armatures**

- 5T14/ml $\rightarrow A = 7,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- (T14 $\rightarrow e = 20\text{cm}$)

- **ELS**

- $\sigma_m = 148,8 \text{ KN/m}^2$

- Pour une bonde de 1m de largeur

- $q_{\text{ser}} = \sigma_m \times 1\text{ml} = 148 \times 1\text{m}_L = 148 \text{ KN/m}_L$

- $M_{\text{ser}} = -q_{\text{ser}} \times \frac{l^2}{2} = -148 \times \frac{0,50^2}{2} = -15,067 \text{ KN.m}$

- $D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 7,70}{100} = 1,16 \text{ cm}$

- $E = 2 \times d \times D = 2 \times 36 \times 1,16 = 83,52 \text{ cm}^2$

- $y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,16 + \sqrt{1,16^2 + 83,52} = 8,05 \text{ cm}$

- $I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$

- $I = \frac{100 \times 8,05^3}{3} + 15 \times 7,70 \times (36 - 8,05)^2 = 107617,56 \text{ cm}^4$

- $K = \frac{M_{\text{tx}}^{\text{ser}}}{I} = \frac{15067}{107617,56} = 0,14$

- $\sigma_b = K \times y_1 = 1,13 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

- $\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,16 \times (36 - 8,05) = 58,70 \text{ MPa}$

- $\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3}f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$

- $\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les ferrailages calculés à l'ELUR sont maintenus.}$

- **Remarque**

Pour des raisons pratiques, on utilise pour le ferrailage du débordement le prolongement des armatures en appui et travée du radier.

1) Vérification de l'effort tranchant

- $T_u^{max} = q_u \times L = 184.8 \times 0,45 = 83.16 \text{ KN}$
- $\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{83160}{1000 \times 360} = 0,231 \text{ MPa}$
- Fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min \left[0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = 2,5 \text{ MPa}$
- $\tau_u = 0,231 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne de la poutre.

2) Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

✓ Vérifier si : $T_u^{max} \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$

- $a = 0.9 \times d$
- $a = 0.9 \times 33 = 297 \text{ cm}$

$$T_u^{max} = 83160 \text{ N}$$

- $83160 \leq 0.267 * 297 * 1000 * 25$
- $83160 \leq 1982475 \text{ N}$

Donc :

➤ Il Ya pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

3) Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures

La section sur appui est soumise aux sollicitations :

- M_u : moment sur appui généralement négatif et
- T_u : effort tranchant

Au niveau des armatures inférieures

- La bielle d'appui exerce sur l'armature A_i un effort de compression évalué à $\frac{M_u}{Z}$ et $Z = 0.9d$

- La condition de stabilité exige $A_i \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq |V_u| + \frac{M_u}{0.9 \times d}$

➤ Le moment M_u étant pris avec son signe

- 1^{er} cas : $|V_u| + \frac{M_u}{0.9 \times d} < 0$ pas de vérification de la section de la A_i

- $|V_u| + \frac{M_u}{0.9 \times d} < 0$

- $|83160| + \frac{18.71 \times 1000 \times 100}{0.9 \times 36} \stackrel{?}{<} 0$

- $25413.086 > 0 \text{ C.N.V} \rightarrow$ Il faut satisfaire $\left(|V_u| + \frac{M_d^u}{0.9 \times d}\right) \times \frac{1.15}{f_e}$
- $\frac{1.15}{40000} \left(|83160| + \frac{18.71 \times 1000 \times 100}{0.9 \times 36}\right) = 4.05 < 7.70 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$

Section des armatures transversales A_t

Le diamètre des armatures d'âme doit être inférieur ou égal à la plus petit des trois quantités suivantes [C.B.A 93].

- ✓ $\phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right)$
- $H_t = 20 \text{ cm}^2$
- $\phi_l = 0.8 \text{ cm}$
- $b_0 = 100 \text{ cm}$
- $\phi_t \leq \min(1.14; 0.8; 10) = 0.8$

On prend :

- $\phi_t = 0.8 \text{ cm} \rightarrow A_t = 4\phi 8 \rightarrow = 2.01 \text{ cm}^2. \quad e = 20 \text{ cm}$

IX.3.7. Ferrailage des poutres de redressement (Libages)

Pour faciliter le calcul des poutres, on remplace les charges triangulaires et trapézoïdales par des charges équivalentes uniformes (par unité de longueur). Ces dernières sont obtenues en égalisant les sollicitations maximales (M, T) provoquées par le chargement réel et celles données par une charge désignée par (q équivalente).

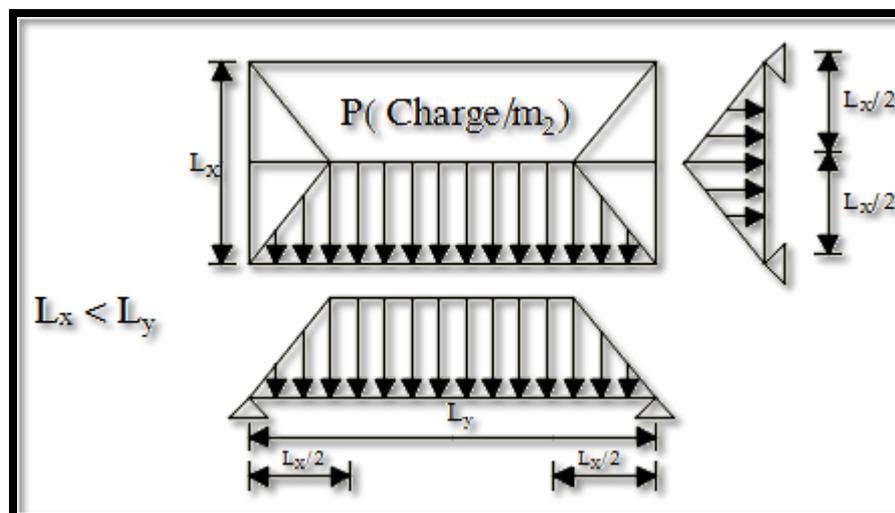


Fig.XI.15 : la répartition des charges sur une dalle portée par 4 poutres.

Disposition des charges pour la poutre la plus défavorable :

- Avec :
 - \bar{q}_1 : Charge surfacique provenant du radier en [KN/m²].
 - q_1 : Charge linéaire équivalente en [KN/m_L]
 - Pour une charge trapézoïdale : $q_1^p = \left[\bar{q}_1 \times \frac{L_y + (L_y - L_x)}{2} \right] \times \frac{L_x}{L_y}$
 - Pour une charge triangulaire: $q_1^t = \left[\bar{q}_1 \times \frac{L_x^2}{2} \right] \times \frac{1}{L_x}$

3.7.1 Charges équivalentes

- Avec : $L_x = 4.75$ m ; $L_y = 4.80$ m

- **Poutre principale**

- ✚ **ELU**

- $q_1^u = \left[\bar{q}_1 \times \frac{L_y + (L_y - L_x)}{2} \right] \times \frac{L_x}{L_y}$
- Avec : $\bar{q}_1 = 184.8$ KN/m²
- $q_{ep}^u = \left[184.8 \times \frac{4.80 + (4.80 - 4.75)}{2} \right] \times \frac{2}{4.80} \Rightarrow q_1^u = 371.53$ KN/m_L

- ✚ **ELS**

- $q_1^{ser} = \left[\bar{q}_1 \times \frac{L_y + (L_y - L_x)}{2} \right] \times \frac{2}{L_y}$
- Avec : $\bar{q}_1 = 148.8$ KN/m²
- $q_1^{ser} = \left[148.8 \times \frac{4.80 + (4.80 - 4.75)}{2} \right] \times \frac{2}{4.80} \Rightarrow q_1^{ser} = 300.7$ KN/m_L

- ✚ **ELA**

- $q_1^{acc} = \left[\bar{q}_1 \times \frac{L_y + (L_y - L_x)}{2} \right] \times \frac{2}{L_y}$
- Avec : $\bar{q}_1 = 120$ KN/m²
- $q_1^{acc} = \left[120 \times \frac{4.80 + (4.80 - 4.75)}{2} \right] \times \frac{2}{4.80} \Rightarrow q_1^{acc} = 241.25$ KN/m_L

- **Poutre secondaire**

- ✚ **ELU**

- $q_1^u = \left[\bar{q}_1 \times \frac{L_x}{2} \right] \times \frac{2}{L_x}$
- Avec : $\bar{q}_1 = \sigma_m = 184.8$ KN/m²
- $q_1^u = \left[184.8 \times \frac{4.75}{2} \right] \Rightarrow q_1^u = 184.8$ KN /m_L

✚ ELS

$$- q_1^{\text{ser}} = \left[\bar{q}_1 \times \frac{L_x}{2} \right] \times \frac{2}{L_x}$$

$$\text{➤ Avec : } \bar{q}_1 = \sigma_m = 148.8 \text{ KN/m}^2$$

$$- q_1^{\text{ser}} = \left[148.8 \times \frac{4.75}{2} \right] \times \frac{2}{L_x} \Rightarrow q_1^{\text{ser}} = 148.8 \text{ KN/m}_L$$

➤ Situation accidentelle (ACC) :

$$- q_1^{\text{acc}} = \left[\bar{q}_1 \times \frac{L_x}{2} \right] \times \frac{2}{L_x}$$

$$\text{➤ Avec : } \bar{q}_1 = \sigma_m = 120 \text{ KN/m}^2$$

$$- q_1^{\text{acc}} = \left[120 \times \frac{4.75}{2} \right] \Rightarrow q_1^{\text{acc}} = 120 \text{ KN/m}_L$$

		\bar{q}_1 [KN/m ²]	q [KN/m _L]
Poutre principale	ELU	184.80	371.53
	ELS	148.80	300.70
	ACC	120.00	241.25
Poutre secondaire	ELU	184.80	184.80
	ELS	148.80	148.80
	ACC	120.00	120.00

Tableau.IX.8 : Tableau récapitulatif de différentes charges en [KN].

Sollicitations	Poutres Principales		Poutres secondaires	
	Travées	Appuis	Travées	Appuis
Mu [KN.m]	-412.2	712.2	-231.9	308.5
Mser [KN.m]	-333.6	576.5	-186.8	248.4
Macc [KN.m]	-267.7	462.5	-150.6	200.3
Tu [KN]	914.1		446.9	
Acalculée	14.2	24.1	8.4	10.3
Choix des armatures	9T16	9T20	6T16	6T16
Achoisi	18.1	28.27	12.06	12.06

Tableau.IX.9 : tableau récapitulatif des sollicitations et ferrailage

3.7.2. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : [CBA93/A.5.1.3]

- **Poutre au sens principale**

- $\tau = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{914100}{125 \times 81 \times 100} = 0,90 \text{ MPa}$

- Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min \left[0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right] = 2,5 \text{ MPa}$

- $\tau = 0,90 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

- **Poutre au sens secondaire**

- $\tau = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{446900}{125 \times 81 \times 100} = 0,44 \text{ MPa}$

- Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min \left[0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right] = 2,5 \text{ MPa}$

- $\tau = 0,44 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne

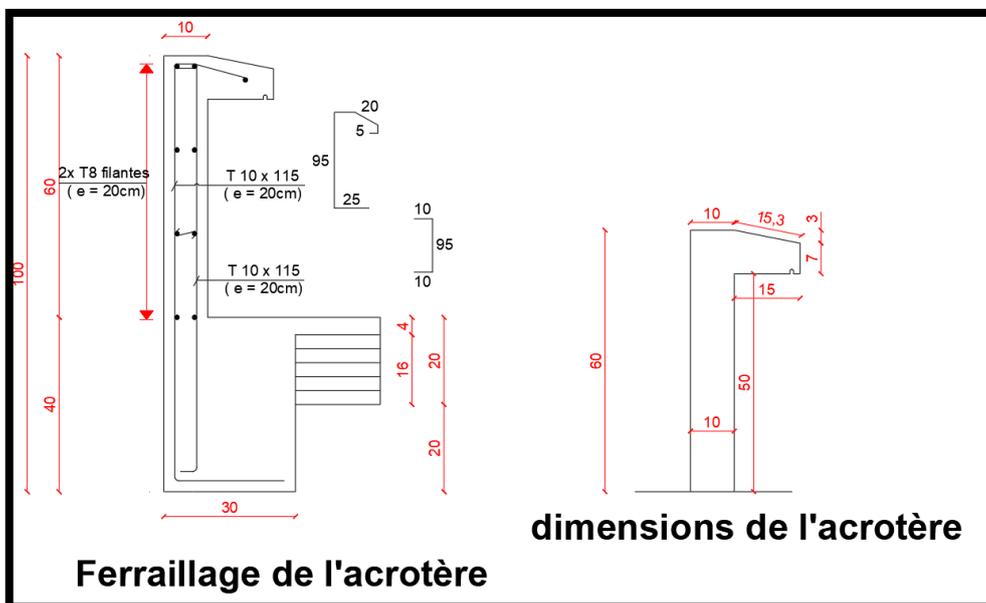
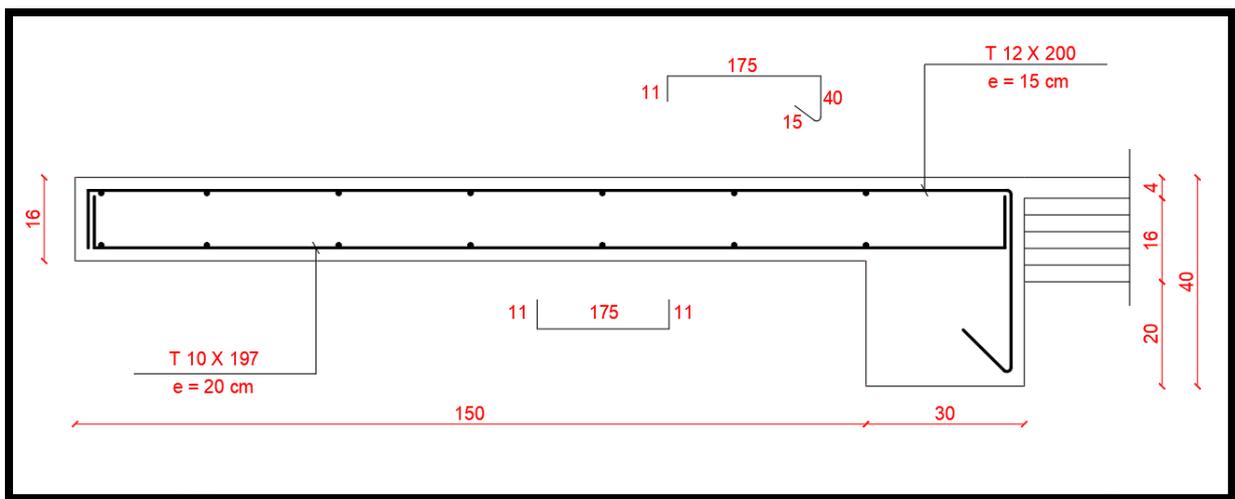
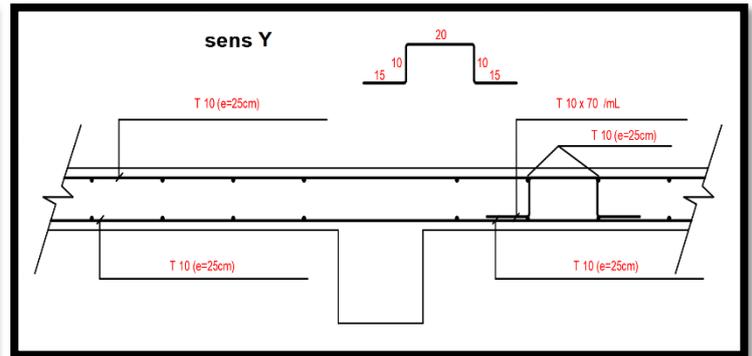
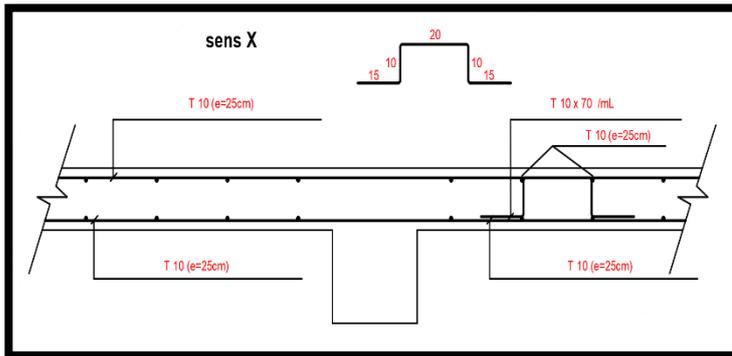
Conclusion

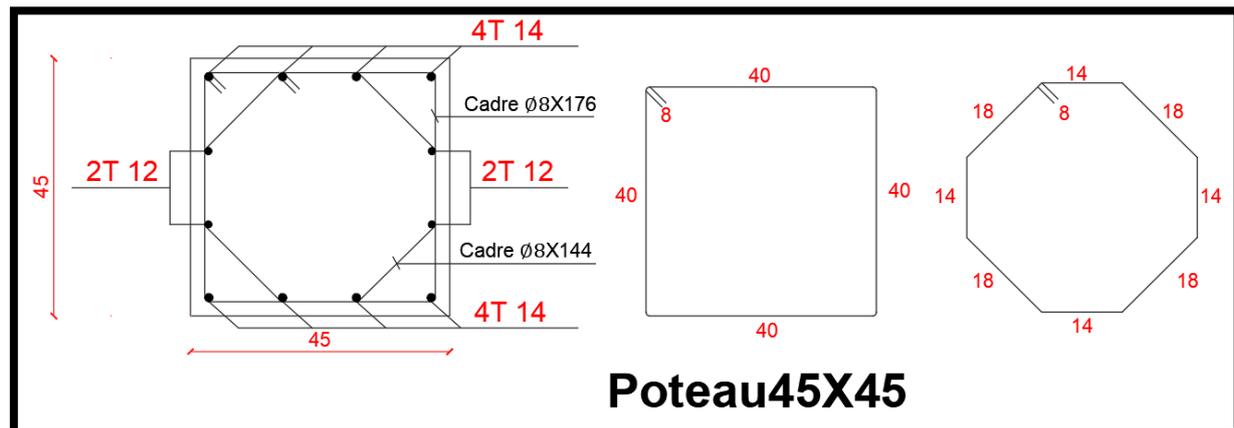
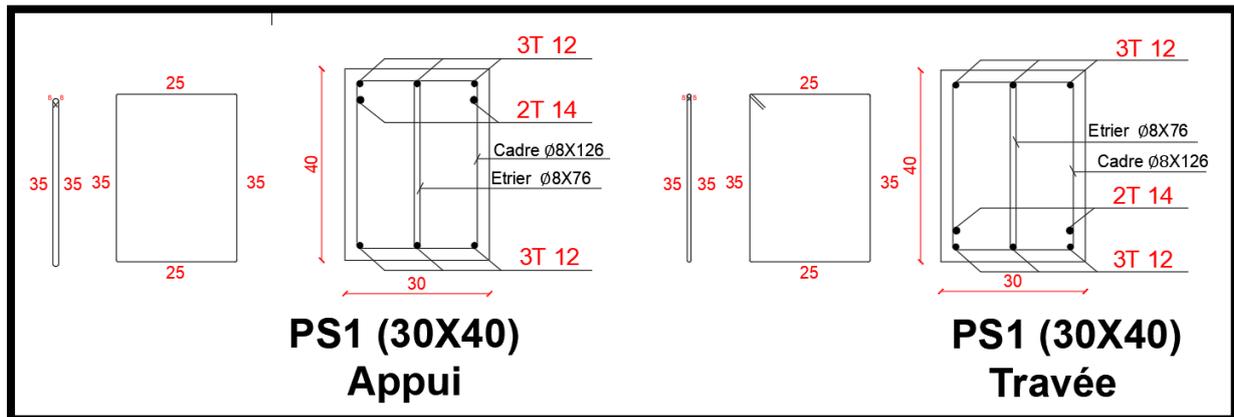
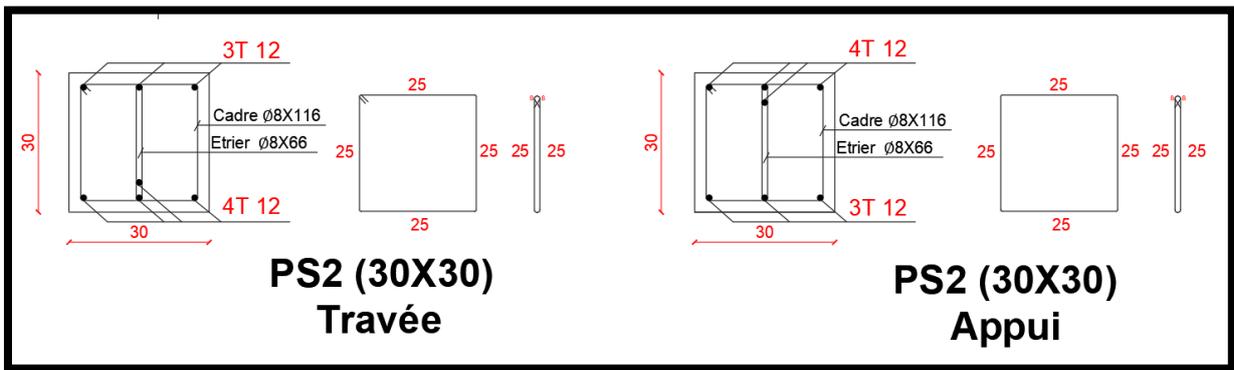
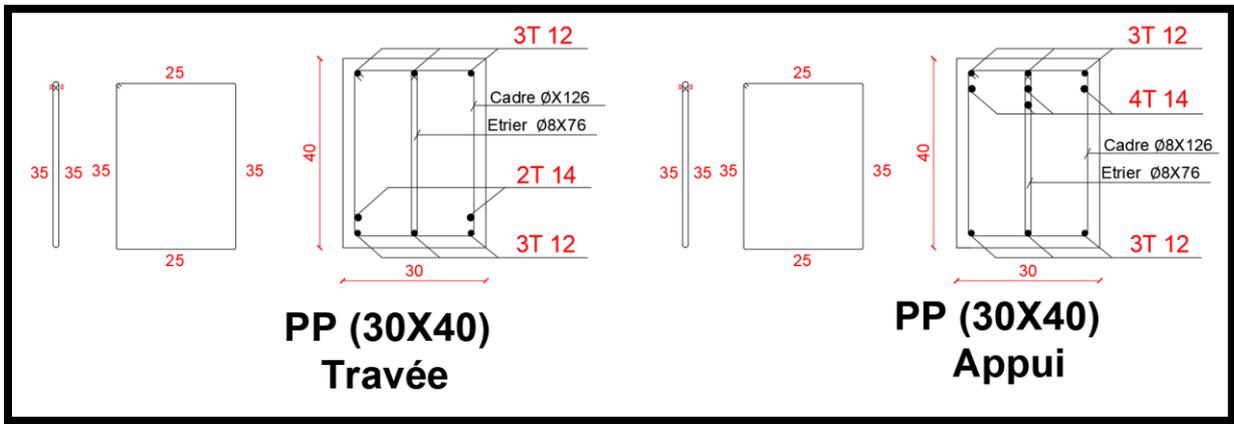
Ce projet de fin d'étude, nous a permis, d'une part, de concrétiser et mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation de licence et de master et d'acquérir, d'autre part, les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié tels que le RPA (99/version 2003) ; BAEL91 ; la pratique des logiciels ROBOT BAT, Auto CAD, RDM 6, etc. Ainsi, cette étude nous a permis d'arriver aux conclusions suivantes :

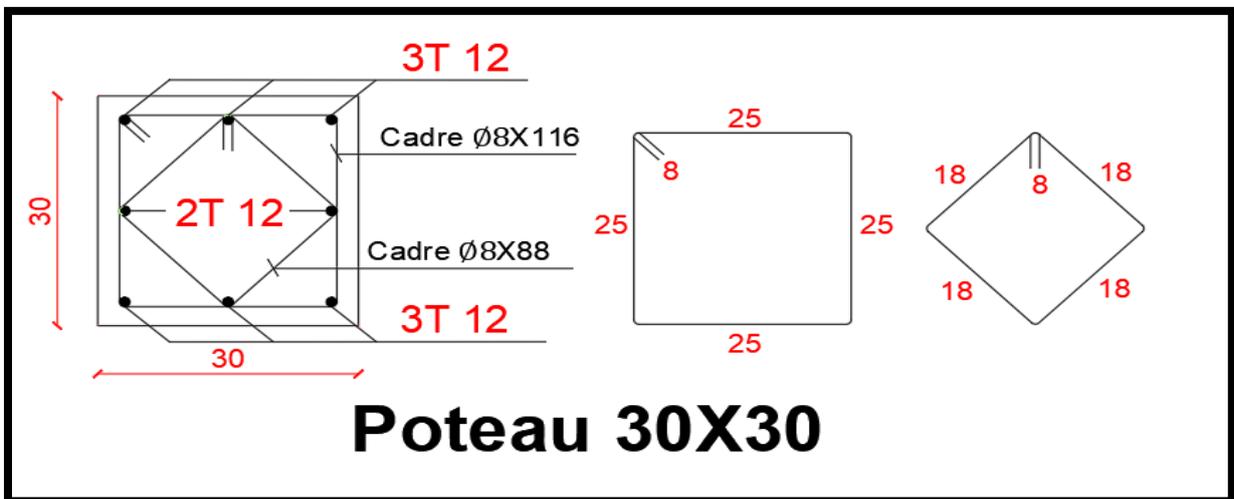
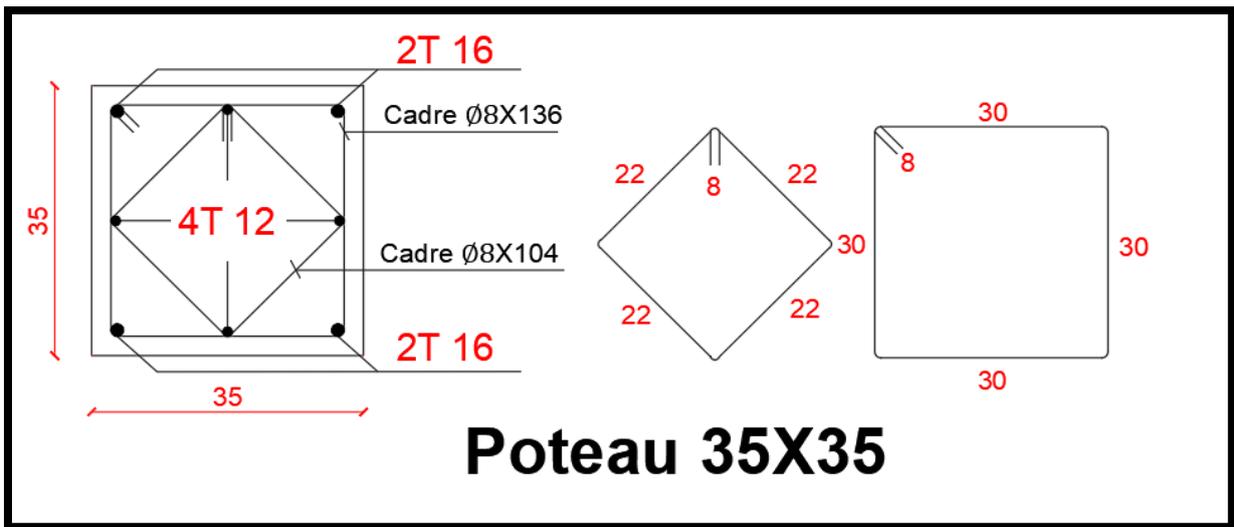
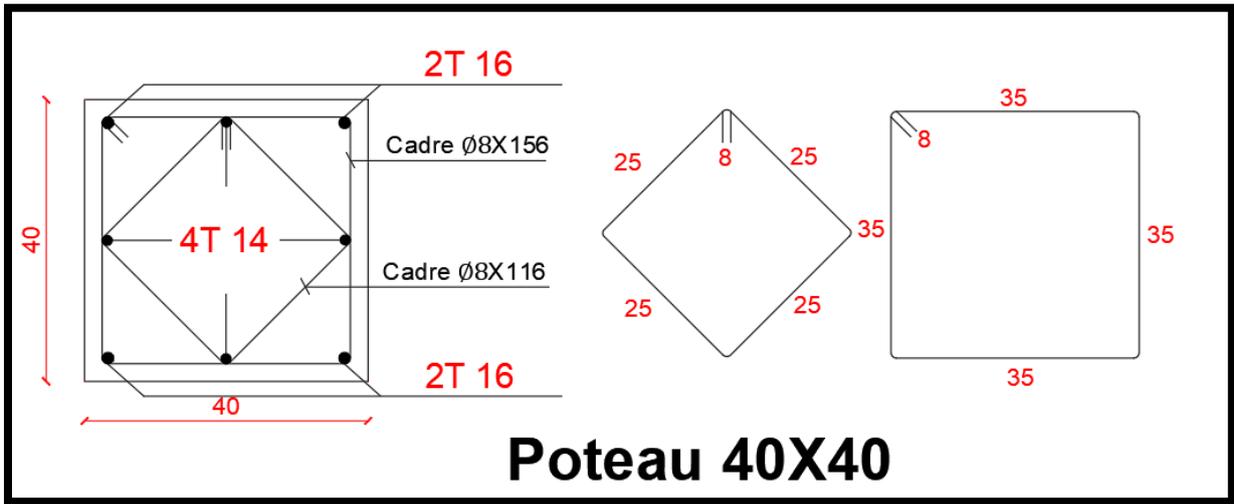
- La modélisation doit englober tous les éléments de la structure, pour avoir un comportement proche du réel ;
- La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, et influe directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes ;
- Il est nécessaire d'équilibrer entre la résistance et l'économie. Il faut se baser sur la sécurité afin de garantir la stabilité totale de la structure tout en assurant l'économie qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage ;
- Afin d'éviter le risque de cisaillement des poteaux ; ces derniers ont été ferrailés conformément aux exigences RPA dans le sens transversal et
- Le radier est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.

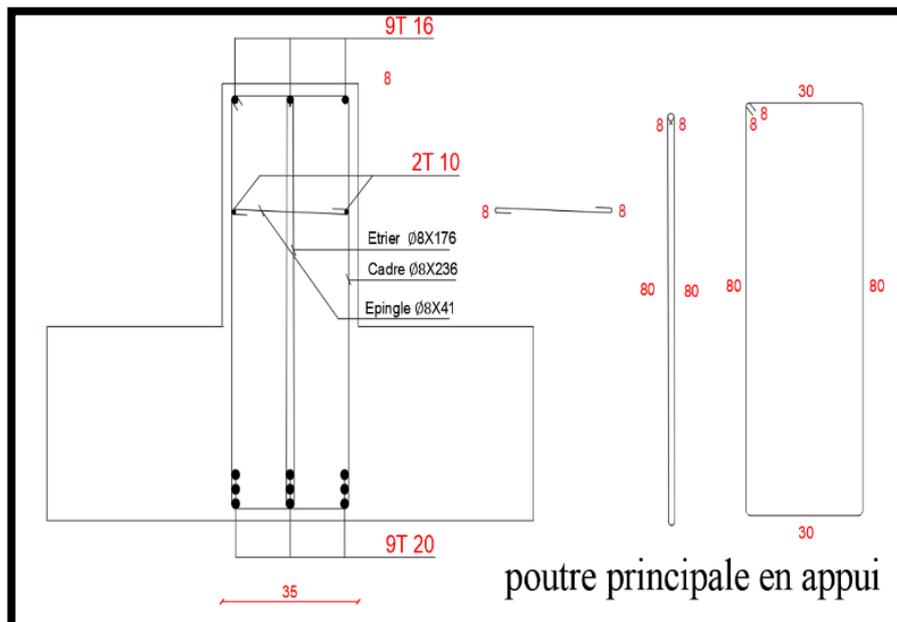
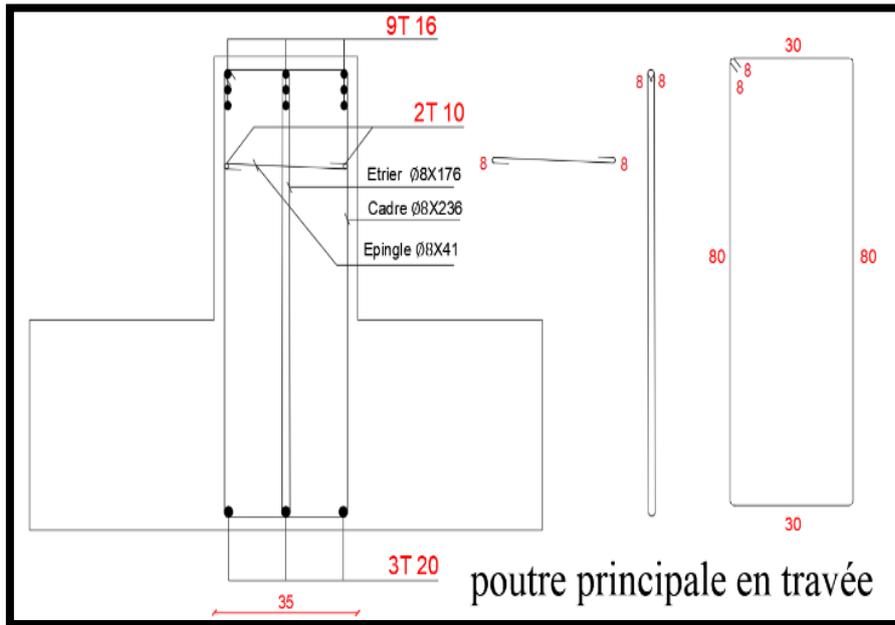
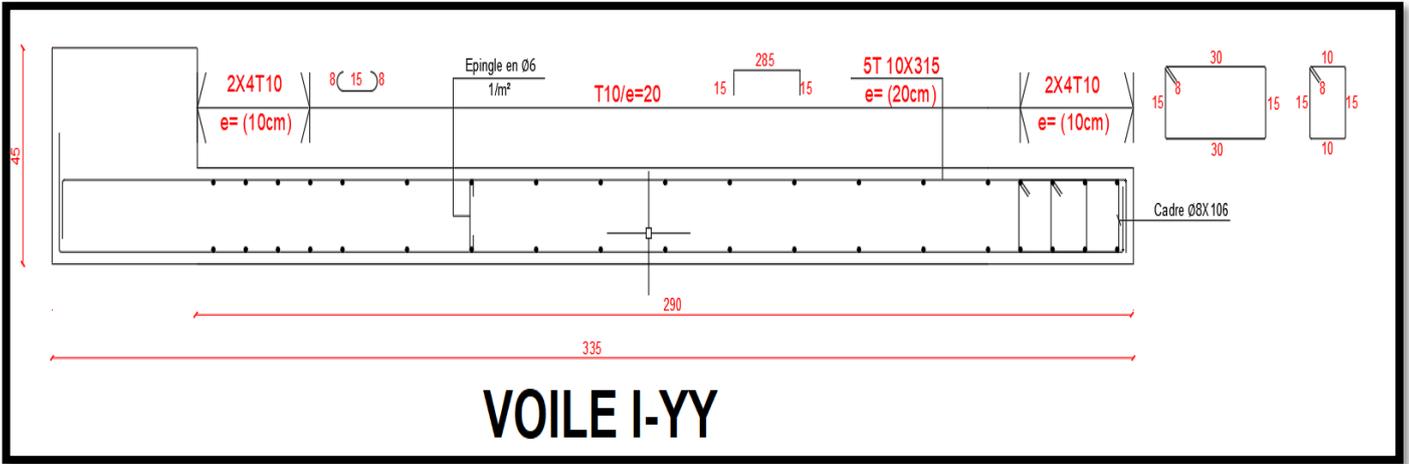
Pour conclure, on doit dire que ce projet de fin d'étude est pour nous une expérience très bénéfique, car elle est considérée comme une étape très importante pour la transition entre deux milieux certes différents mais complémentaires et qui sont le domaine académique universitaire et la vie professionnelle.

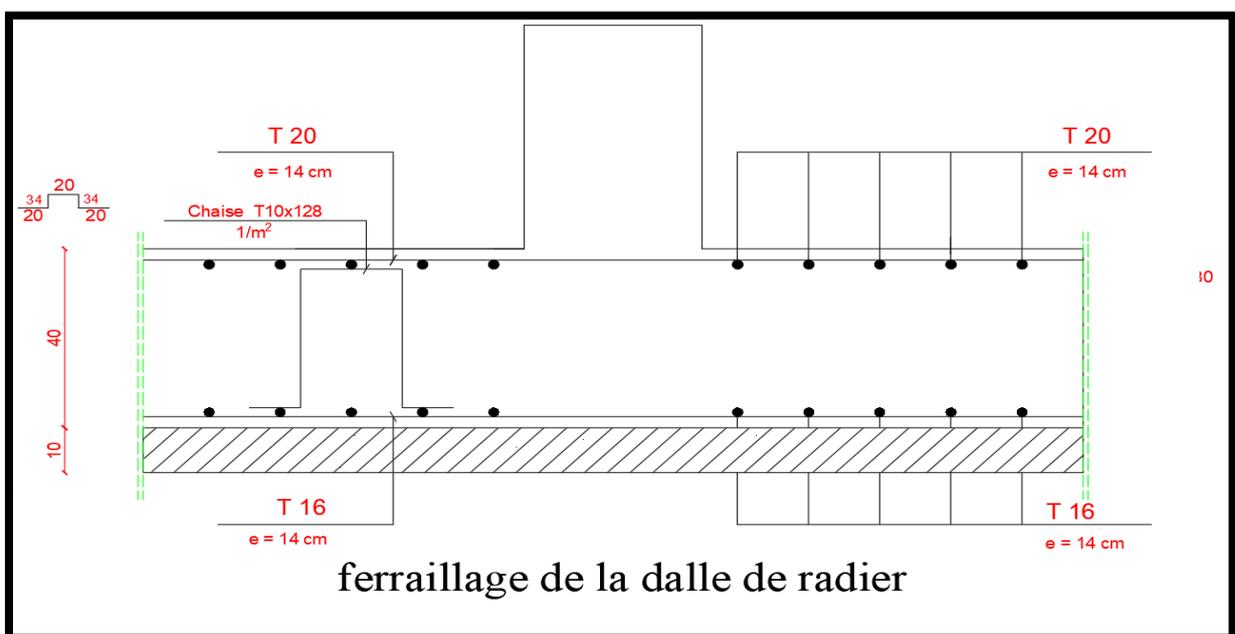
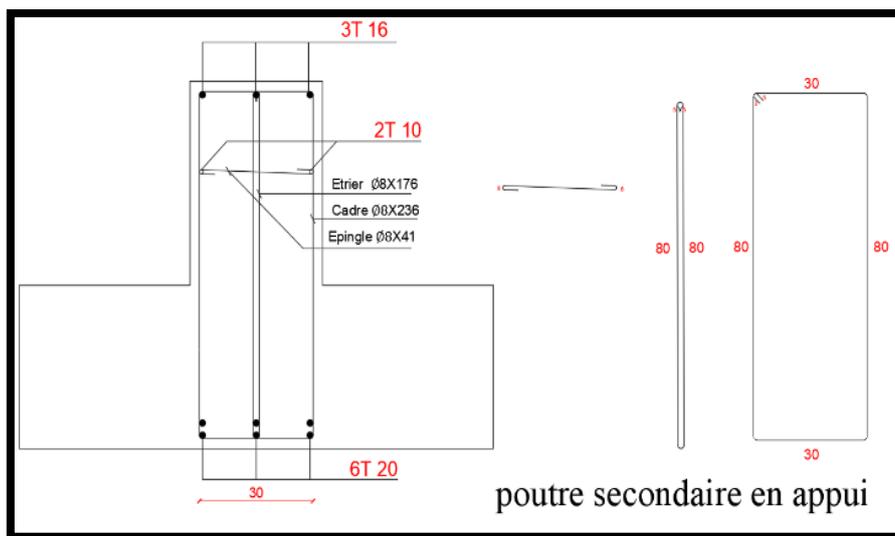
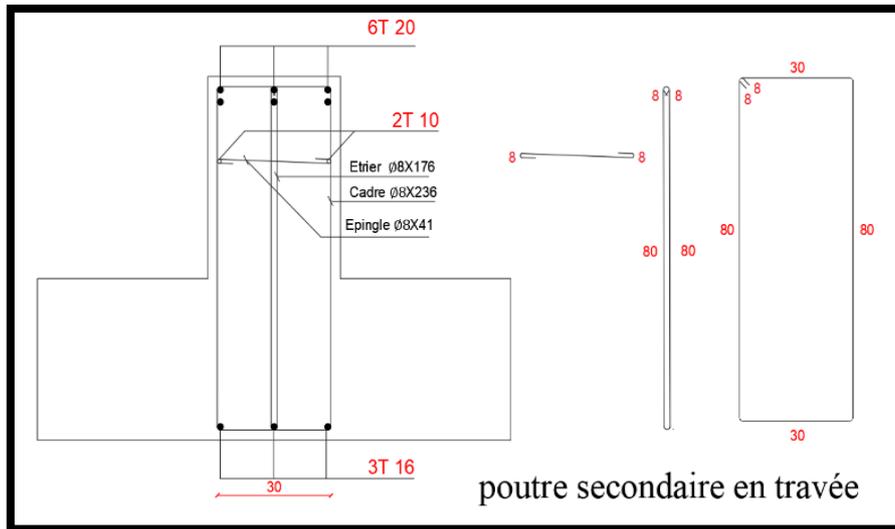
Les figures de ferrailage











Notation

BAEL	Béton armé à l'état limite
RPA	Règle parasismique algérien
ELU	Etat limite ultime
ELS	Etat limite service
G	Action permanente
Q	Action d'exploitation
E	Action accidentelle
σ_b	Contrainte du béton
$\bar{\sigma}_b$	Contrainte admissible du béton
σ_s	Contrainte d'acier
$\bar{\sigma}_s$	Contrainte admissible d'acier
τ_u	Contrainte de cisaillement
$\bar{\tau}_u$	Contrainte admissible de cisaillement
f_{cj}	Résistance caractéristique du béton à la compression
f_{c28}	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours
f_{tj}	Résistance caractéristique du béton à la traction
f_{c28}	Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours
A_{st}	Section d'armature
A_r	Armature de répartition
γ_b	Coefficient de sécurité béton
γ_s	Coefficient de sécurité d'acier
θ	Coefficient d'application
M_f	Moment fléchissant
T	Effort tranchant
N	Effort normal
q_u	Chargement ultime
q_s	Chargement service
E_{ij}	Module de déformation longitudinale instantané
E_{vj}	Module de déformation longitudinale différée

h	Hauteur des éléments (poteau...)
b	Largeur des éléments
h₀	Hauteur de la table de comprissions
∅_t	Diamètre des armatures
I_{xx}	Moment d'inertie par rapport à l'axe des abscisses
I_{yy}	Moment d'inertie par rapport à l'axe des ordonnées
l_f	Longueur de flambement
B_r	Section réduite
l_x	La plus petite dimension d'un panneau de dalle plein
l_y	La plus grande dimension d'un panneau de dalle plein
I₀	Moment d'inertie de la section homogène
I_f	Moment d'inertie fictif
f	Flèche due à une charge considérée
Δf_t	Flèche total
A	Coefficient d'accélération de zone
D	Facteur d'amplification dynamique
R	Coefficient de comportement global de la structure
Q	Facteur de qualité
W	Poids total de la structure
V	Force sismique total
C_T	Coefficient de période

Bibliographie

REGLEMENTS



Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.



Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA93.



Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91.

LIVRES



Béton armé - Guide de calcul Jacques Lamirault, Henri Renaud.



Ouvrages en béton armé Technologie du bâtiment - Gros œuvre -
Edition 2003 Auteur(s) : Henri Renaud

LOGICIELS



Logiciel d'analyse des structures ROBOT version 2021



Logiciel de ferrailage ROBOT EXPERT



EXCEL 2016



WORD 2016



AUTO CAD 2018