



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

People's Democratic republic of Algeria

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministry of Higher Education and Scientific Research

جامعة عبد الحميد بن باديس - مستغانم

University Abdelhamid Ibn Badis – Mostaganem

كلية العلوم و التكنولوجيا

Faculty of Sciences and Technology

قسم الهندسة المدنية و المعمارية

Civil engineering & architecture department



N° d'ordre : M/GC/2021

**MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE
MASTER ACADEMIQUE**

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Thème

**Etude d'un bâtiment en béton armé à usage
d'habitation en RDC + 9 étages**

Présenté par :

- TENE MBA HYVANEL BRICE

- SITOIE ABUDO JOSE

Soutenu le 08 / 07 / 2021 devant le jury composé de :

Président : Dr BENSOUA Mohamed

Examineur: Dr MEHALA Tewfik

Encadrant : Dr MALIKI Mustapha

Année Universitaire : 2020 / 2021

Dédicace

Je dédie ce mémoire de fin d'étude

À mes parents MBA Jean Pierre et MAKOUBO Catherine qui ont toujours cru en moi et m'ont donné l'opportunité de faire mes propres choix.

Aux Frères maristes de Mostaganem qui m'ont accompagné sur plusieurs plans au courant de ces cinq dernières années.

A mes ami(e)s pour leur sympathie, écoute et encouragements.

TENE MBA Hyvanel Brice

Dédicace

Avec l'expression de ma reconnaissance que je dédie ce modeste travail à tous ceux qui m'ont toujours soutenu dans ma vie personnelle et académique, particulièrement à:

A ma chère mère Fatima Jaime M. Siteo, qui m'a fait comprendre que le ciel est toujours bleu afin que je puisse avoir confiance en moi même et ne jamais cesser de croire, c'est avec ton amour et éducation que je peux être qui je suis.;

A la mémoire de mon père José Lazaro Siteo que Dieu le garde, vos précieux conseils sont gardés dans mon cœur.

A mes frères, sœurs et à tous ceux que me sont chers.

SITOE Abudo Jose

Remerciements

Par les présents mots nous tenons à remercier nos pays respectifs le Cameroun et le Mozambique qui nous ont offert l'opportunité d'étudier en Algérie.

Nous exprimons notre profonde gratitude à l'endroit de Mr MALIKI Mustapha pour son encadrement son extrême disponibilité à notre égard, ses orientations et suivis. Grace à votre accompagnement nous avons pu réaliser ce travail qui nous ouvrira plusieurs horizons.

Nous Remercions l'entreprise ABM par le billet de son directeur Mr BOUALEM de nous avoir accueillir dans sa centrale à béton pour un stage. Merci de nous avoir montrer comment faire fonctionner une centrale à béton de façon optimale.

Nous Remercions l'entreprise de promotion immobilière GUELLOUH, de nous avoir accepté pour un stage. Merci de nous avoir donné toutes les informations nécessaires à la conception de ce projet de fin d'étude.

Nous remercions tous les enseignants du département de génie civil. Un merci spécial à Mr MEBROUKI, Mr SAID BEKOUICHE Mr BENSOULA Mohamed, Madame MOSTEFA qui ont répondu à toutes nos sollicitations pendant la rédaction de ce mémoire.

Index des figures

Figure 1 : Diagramme des déformations limites de la section (règle des trois pivots)	5
Figure 2 : Diagramme parabole-rectangle (béton)	6
Figure 3 : Diagramme contraires-déformations (Acier).	8
Figure 4 : plan d'un étage courant	12
Figure 5 : Pénétrromètre dynamique lourd	14
Figure 6 :Caisse de carotte après prélèvement du sol	15
Figure 7 :Matériel de l'essai granulométrique	17
Figure 8 :Calcimètre	18
Figure 9 :Appareil de Casagrande	19
Figure 10 : Poutre de type $b \cdot h$	25
Figure 11 : Section réduite d'un poteau	26
Figure 12 : Voile en élévation	30
Figure 13 :Plancher d'un étage a corps creux	35
Figure 14 : Poutrelle	36
Figure 15 : Disposition constructive des armatures	37
Figure 16 : Diagramme des moment en appuis pour une poutre à deux travée	40
Figure 17 :Diagramme des moments des appuis pour une poutre de plus de deux travées	41
Figure 18 : Diagramme des efforts tranchants pour les poutrelles de type 1	46
Figure 19 : Diagramme des moments fléchissants à ELU.....	47
Figure 20 : ferrailage des poutrelles.....	52
Figure 21 : Dimension d'un panneau de dalle	52
Figure 22 : Hypothèse de calcul.....	53
Figure 23 : enrobage	53
Figure 24 : Récapitulatif des types de dalle.....	54
Figure 25 : Dalle de type 1.....	54
Figure 26 : Coefficient pour une dalle portante sur 4 cotés	55
Figure 27 : panneau appuyé sur 3 cotés.....	56
Figure 28 :Coefficient pour une dalle portante sur 3 cotés	56
Figure 29 : panneau appuyé sur 2 cotés.....	57
Figure 30 : dessin ferrailage dalle.....	68
Figure 31 : Escalier	69
Figure 32 :Schéma statique d'un escalier à paillasse avec un palier de l'étage courant.....	73
Figure 33 : Diagramme des moments fléchissants et effort tranchant à ELU.....	74
Figure 34 : Diagramme des moment fléchissants et effort tranchant à l'ELS	75
Figure 35 : Section de calcul	75
Figure 36 : Section de calcul	77
Figure 37 : dessin du ferrailage des escaliers	80
Figure 39 : schéma statique de la console palière.....	80
Figure 40 : Diagramme des moments fléchissants de la poutre palière	81
Figure 41 :Diagramme des efforts tranchants de la poutre palière	81
Figure 42 : Dessin ferrailage poutre palière	84
Figure 43 : Modélisation 3D par Robot	88
Figure 44 : Disposition des voiles.....	97
Figure 45 : mode1, translation sens y	98
Figure 46 : mode2, translation sens x	98
Figure 47: mode 3, torsion	98
Figure 48 : Disposition du ferrailage d'un voile	102
Figure 49 : Diagramme des contraintes	105
Figure 50 : Diagramme des contraintes	107
Figure 51 : Disposition du ferrailage dans les voiles.....	110

Index des figures

Figure 52 : poteau 50*50	115
Figure 53 : position de N_1, M_1, M'_1 sur une section transversale	116
Figure 54 : Position de N_1, M_1, M'_1 sur la section transversale	118
Figure 55 : Zone nodale	121
Figure 56 : ferrailage des poteaux de type 30*30	122
Figure 57 : ferrailage des poteaux du type 35*35	122
Figure 58 : ferrailage des poteaux du type 40*40	123
Figure 59 : ferrailage des poteaux du type 45*45	123
Figure 60 : ferrailage des poteaux du type 50*50	124
Figure 61 : Dessin du ferrailage des poutre 30*45-appuis	130
Figure 62 : Dessin du ferrailage des poutre 30*45-travée	131
Figure 63 : Dessin du ferrailage des poutre 30*50-appuis	131
Figure 64 : Dessin du ferrailage des poutre 30*50-travée	132
Figure 65 : Semelle isolé	134
Figure 66 : Radier général	135
Figure 67 : dimension de la poutre	137
Figure 68 : Enrobage de la dalle du radier	139
Figure 69 : Section de calcul en travée X-X	139
Figure 70 : Dessin ferrailage radier général sens x-x	141
Figure 71 : Dessin ferrailage radier général sens y-y	141
Figure 72 : schéma statique du débordement	141
Figure 73 : section de calcul du débord	142
Figure 74 : ferrailage des nervures en appuis	144
Figure 75 : ferrailage des nervures en travée	145

Index des tableaux

Tableau 1 : Caractéristiques géométriques du projet	2
Tableau 2 récapitulatif des Valeurs de la limite d'élasticité F_e :	7
Tableau 3 : Tableau de classification des sol à partir des % en carbonate.....	18
Tableau 4 :Récapitulatif de la loi de dégression.....	27
Tableau 5 : choix des poteaux.....	29
Tableau 6 : Charge permanente du mur extérieur	32
Tableau 7 : Charges permanentes du mur intérieur.....	32
Tableau 8 : Descente des charges terrasse accessible	33
Tableau 9 : Descente des charges pour un planchers d'étage courant.....	33
Tableau 10 : Descente des charges du balcon a corps creux.....	33
Tableau 11 : Descente des charges d'une cage d'escalier d'ascenseur.....	34
Tableau 12 : Evaluation des charges.....	38
Tableau 13 : Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire	42
Tableau 14 : Récapitulatif de calcul du moment en appuis ELS et ELU-poutrelle type 3.....	43
Tableau 15 : Récapitulatif du calcul du moment en travée à l'ELU-poutrelle type 3	43
Tableau 16 : Récapitulatif du calcul du moment en travée à l'ELS-poutrelle type 3	43
Tableau 17 : Récapitulatif du calcul des effort tranchant-poutrelle type 3.....	44
Tableau 18 : Récapitulatif de calcul du moment en appuis ELS et ELU-poutrelle type 4.....	44
Tableau 19 : Récapitulatif du calcul du moment en travée à l'ELU-poutrelle type 4	44
Tableau 20 : Récapitulatif du calcul du moment en travée à l'ELS-poutrelle type 4	44
Tableau 21 : Récapitulatif du calcul des effort tranchant-poutrelle type 3.....	44
Tableau 22 : Longueur réduite	45
Tableau 23 : Récapitulatif de calcul du moment en appuis ELS et ELU-poutrelle type 1.....	45
Tableau 24 : Récapitulatif du calcul abscisses du moment maximum	45
Tableau 25 : Récapitulatif du moment fléchissant en travée à ELS et à ELU type 1.....	45
Tableau 26 : Récapitulatif du calcul des effort tranchant-poutrelle type 1.....	46
Tableau 27 :Récapitulatif général du calcul des moments et efforts tranchants des poutrelles de notre structure	46
Tableau 28 : Récapitulatif des armatures des poutrelles	51
Tableau 29 : Combinaison fondamentales du plancher RDC	54
Tableau 30 : Récapitulatif du calcul des moments pour une dalle de type 1 sens x-x.....	55
Tableau 31 : Récapitulatif du calcul des moments pour une dalle de type sens y-y.....	55
Tableau 32 : Récapitulatif des sollicitations maximales des dalle de type 1	55
Tableau 33 : Récapitulatif du calcul des moments pour une dalle de type 2 sens x-x.....	56
Tableau 34 : Récapitulatif du calcul des moments pour une dalle de type 2 sens y-y.....	57
Tableau 35 : Récapitulatif des sollicitations maximales des dalle de type 2	57
Tableau 36 : Récapitulatif du calcul des moments pour une dalle de type 3 sens x-x.....	57
Tableau 37 : Récapitulatif du calcul des moments pour une dalle de type 3 sens y-y.....	58
Tableau 38 : : Récapitulatif des sollicitations maximales des dalle de type 3	58
Tableau 39 : Récapitulatif des calculs des panneaux de type 1	59
Tableau 40 : Récapitulatif des calculs des panneaux de type 2	60
Tableau 41 : Récapitulatif des calculs des panneaux de type 3	61
Tableau 42 :Récapitulatif des sollicitation maximales des différents panneaux.....	62
Tableau 43 : Dimension des éléments d'escalier d'étages courants	71
Tableau 44 : charges permanentes et surcharge du palier	71
Tableau 45 :Charges permanentes et surcharges de la paillasse.....	72
Tableau 46 : Réaction à l'ELU et a ELS	73
Tableau 47 :Moments fléchissants et efforts tranchants de la section 1-1.....	74
Tableau 48 :moment fléchissant en appuis et travée d'un escalier	74
Tableau 49 : Valeurs des pénalités P_q	95

Index des tableaux

<i>Tableau 50 : Caractéristiques dynamiques propre pour notre modelé de disposition</i>	<i>97</i>
<i>Tableau 51 : vérifications du déplacement relatif de tous les niveaux.....</i>	<i>100</i>
<i>Tableau 52 : caractéristiques géométrique des voiles</i>	<i>103</i>
<i>Tableau 53 : efforts agissant sur les voiles sens x-x</i>	<i>104</i>
<i>Tableau 54 : efforts agissant sur les voiles sens x-x</i>	<i>104</i>
<i>Tableau 55 : efforts agissant sur les voiles sens y-y</i>	<i>104</i>
<i>Tableau 56 : efforts agissant sur les voiles sens y-y</i>	<i>104</i>
<i>Tableau 57 : récapitulatif des sollicitations Max des voiles</i>	<i>104</i>
<i>Tableau 58 : Récapitulatif du calcul des sollicitations dans les poteaux</i>	<i>114</i>
<i>Tableau 59 : Récapitulatif des armatures selon le BAEL et RPA/V2003</i>	<i>121</i>
<i>Tableau 60 : Récapitulatif des sections d'aciers pour les poteaux</i>	<i>121</i>
<i>Tableau 61 : Récapitulatif des moments et des efforts tranchants dans les poutres.....</i>	<i>125</i>
<i>Tableau 62 : Récapitulatif des ferrailage des poutres</i>	<i>130</i>
<i>Tableau 63 :Récapitulatif des dimensions des poutres</i>	<i>137</i>
<i>Tableau 64 : Récapitulatif des ferrillages adoptés dalle pleine -radier</i>	<i>139</i>
<i>Tableau 65 :choix des sections d'acier du débordement.....</i>	<i>142</i>
<i>Tableau 66 :Récapitulatif des sollicitations de calculs nervure</i>	<i>143</i>
<i>Tableau 67 :Récapitulatif des efforts tranchants et moment de la nervure</i>	<i>143</i>
<i>Tableau 68 :Ferrailage de la nervure à l'ELU.....</i>	<i>143</i>

Table des matières

Dédicace	i
Remerciements	iii
Index des figures	iv
Index des tableaux	vi
Table des matières	viii
Liste des symboles	x
Introduction générale	1
Chapitre 1 : présentation du projet et caractéristiques des matériaux	2
I.1. Présentation du projet	2
I.2. Caractéristiques des matériaux et hypothèses de calculs	4
I.3. Sollicitations de calcul et combinaisons d'actions	9
I.4. Caractéristiques géotechniques du sol	10
I.5. Logiciels utilisés	10
I.6. Règlements utilisés	10
Chapitre 2 : Etude Géotechnique	13
II.1. Définition et But	13
II.2. Les étapes d'une étude géotechnique	13
II.3. Types d'essais	13
II.4. Analyse du rapport géotechnique	20
II.5. Conclusion	21
Chapitre 3 Prédimensionnement	23
Introduction	23
III.1. Prédimensionnement des poutres	23
III.2. Prédimensionnement des poteaux	25
III.3. Prédimensionnement des voiles	30
III.4. Prédimensionnement des dalles	31
III.5. Evaluation des charges et surcharges :	32
Chapitre 4 les planchers	35
IV.1. Définition :	35
IV.2. Plancher à corps creux	35
IV.3. - Dalle pleine	52
Chapitre 5 Etude des éléments secondaires	69
V.1. Les escaliers	69
V.2. Ferrailage des escaliers :	73
V.3. Etude de la console palière	80
Chapitre 6 : Etude dynamique	85
VI.1. Caractéristiques dynamiques propres	85
VI.2. Etude sismique	86
VI.3. Choix de la méthode de calcul	89
VI.4. Calcul de la résultante des forces	93
VI.5. Spectre de réponse de calcul	95
VI.6. Disposition de voile	97

Table des matières

VI.7. La résultante des forces sismiques _____	99
Chapitre 7 : Etude des voiles _____	101
VII.1. Introduction _____	101
VII.2. Les voiles de contreventement _____	101
Chapitre 8 Etude des portiques _____	111
VIII.1. Introduction _____	111
VIII.2. Ferrailage des poteaux _____	111
VIII.3. Ferrailage des poutres _____	124
VIII.4. Conclusion : _____	132
Chapitre 9 : Etude de l'infrastructure _____	133
IX.1. Généralité _____	133
IX.2. Etude du radier _____	135
Conclusion générale _____	146
Bibliographie _____	147
Logiciels utilisés _____	147
Annexes _____	148

Liste des symboles

ELU	Etat limite ultime de résistance
ELS	Etat limite de service
G	Charge permanents
Q ; P	Charge d'exploitation
E	Charge sismique
q_u	Chargement ultime
q_s	Chargement de service
M_f	Moment fléchissant
M_t	Moment de flexion en travée
M_a	Moment de flexion en appui
M_d	Moment en appui droite
M_g	Moment en appui gauche
N	Effort normal
T_d	Effort tranchant à droit du point considéré
T_g	Effort tranchant à gauche du point considéré
f_{c28}	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours d'âge
f_{t28}	Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours d'âge
E_{ij}	Module de déformation longitudinale instantané
E_{vj}	Module de déformation longitudinale différée
γ_s	Coefficient de sécurité pour l'acier
γ_b	Coefficient de sécurité pour le béton
h	Hauteur des éléments (poteaux, poutres)
b	Largeur des éléments
h₀	Hauteur de la table de compression
σ_b	Contrainte de calcul dans le béton
$\bar{\sigma}_b$	Contrainte admissible limite dans le béton
σ_s	Contrainte de calcul dans l'acier
$\bar{\sigma}_s$	Contrainte admissible limite dans l'acier
τ_u	Contrainte tangentielle de calcul
$\bar{\tau}_u$	Contrainte tangentielle limite
ϕ_t	Diamètre des armatures
S	Espacement entre armatures transversales
A^u	Armatures calculées à l'ELUR
A^s	Armatures calculées à ELS

Liste des symboles

A_a	Armatures en appuis
A_t	Armatures en travées
I_{xx}	Inertie par rapport à l'axe des abscisses
I_{yy}	Inertie par rapport à l'axe des ordonnées
M_{zz}	Inertie massique
L_f	Longueur de flambement
B_r	Section réduite
L_x	La plus petite dimension d'un panneau de dalle pleine
L_y	La plus grande dimension d'un panneau de dalle pleine
I₀	Moment d'inertie de la section homogène
I_f	Moment d'inertie fictif
f	Flèche due à une charge considérée (g; j; p)
Δ f_t	Flèche total

Introduction générale

Nous vivons dans une société où la croissance démographique est une réalité. Face à cette croissance un fort besoin en infrastructure se fait sentir : logement, hôpitaux, route, etc. Dans notre mission d'ingénieur en génie civil, nous sommes appelés à proposer des solutions pertinentes résolvant le problème d'infrastructure respectant 2 critères de bases ; la sécurité et des coûts optimisés. Notre projet de fin d'étude intitulé « Etude d'un Bâtiment à Usage d'habitation en rez de chaussée + 8 étages » S'intègre dans cette logique, dans la mesure où nous nous penchons sur l'étude complète d'un bâtiment en R+8 éléments constitutif d'un vaste projet immobilier constitué de : 8 tours (R+8), des salles de sports, crèches, espace de jeu, espace vert, parking sous-terrain. Ce projet est porté par l'entreprise Promotion Immobilière Guellouh.

Dans le cadre de l'étude complète de notre bâtiment R+8, nous développerons notre sujet sur trois axes :

- Une étude géotechnique, dans cette partie nous parlerons des différents types d'essais réalisés sur le site ensuite nous nous pencherons sur l'analyse des résultats du rapport fourni par le Laboratoire SAFESC BENMOSTEFA qui a effectué plusieurs séries de test sur le site de construction.
- Une étude technique, dans le but de déterminer les ferraillements éléments de notre structures et infrastructures.

Plusieurs logiciels (Robot, Robot Expert, Excel) et règlement (RPA 99/ 2003) seront utilisés.

Enfin, toujours dans le cadre de notre projet, nous nous sommes aussi intéressé au béton et à sa constitution, matériaux de base pour notre type de construction. Cet intérêt nous a conduit à effectuer un stage de quelques semaines au sein de l'entreprise ABM-Mostaganem, leader dans la fourniture du béton prêt à l'emploi à Mostaganem.

Chapitre 1 : présentation du projet et caractéristiques des matériaux

I.1. *Présentation du projet*

I.1.1. *Présentation du projet*

Pour notre travail de fin d'étude il a été soumis à notre étude un pôle immobilier de 407 logements, constitué de 8 tours R+8 en béton armé, situé à la parcelle N°24 à Kharrouba-Mostaganem. Selon le RPA (règlement parasismique Algérien), la zone de Mostaganem est classée zone sismique II-a.

Etant donné que notre pôle est constitué de tours identiques, notre étude se basera sur un seul bâtiment puis il sera généralisé à l'ensemble du pôle.

I.1.2. *Caractéristiques géométriques du projet*

Tableau 1 : Caractéristiques géométriques du projet

Nomination	Valeurs (m)
Largeur du plan	21,70
Longueur du plan	22,70
Hauteur du RDC	3,06
Hauteur de l'étage courant	3,06
Hauteur totale de l'ouvrage	27,54

I.1.3. *Choix du système de contreventement*

I.1.3.1. *Définition*

En génie civil, un contreventement est un système statique destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions sur celui-ci (par exemple : vent, séisme, choc, freinage, etc.). Il sert également à stabiliser localement certaines parties de l'ouvrage (poutres, poteaux) relativement aux phénomènes d'instabilité (flambage ou déversement).

Afin d'assurer la stabilité globale d'un bâtiment, il est nécessaire que celui-ci soit contreventé selon au moins 3 plans verticaux non colinéaires et un plan horizontal ; on distingue donc les contreventements verticaux (destinés à transmettre les efforts horizontaux dans les fondations) des contreventements horizontaux (destinés à s'opposer aux effets de torsion dus à ces efforts).

Chapitre 1 : Présentation du projet et caractéristiques des matériaux

Un contreventement peut être réalisé par des voiles (contreventements verticaux) ou des plaques (contreventements horizontaux) en béton armé, en maçonnerie, en bois ou en tôle ondulée ; ou par des treillis en bois ou en acier.

I.1.3.2. *Choix du contreventement*

Pour les sollicitations horizontales, le problème peut se résumer à :

- La connaissance des efforts horizontaux engendrés par le séisme.
- Les réparties sur les différents éléments de contreventement.

Notre bâtiment dépasse quatre niveaux (14 mètres) et situé en zone *Ila*. Le contreventement par portique auto stable est donc écarté (Art. 1-b du RPA99/version 2003).

Initialement nous avons choisis le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voiles.

Néanmoins et après plusieurs tentatives, nous n'avons pas pu justifier l'interaction portiques – voiles.

Pour cela, un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, a été opté pour notre bâtiment.

Pour ce système, il y a lieu de vérifier ce qui suit :

- Les voiles de contreventement reprennent plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises totalement par les voiles à tous les niveaux

I.1.4. *Plancher*

Le type de plancher adopté est le plancher semi-préfabriqué en « poutrelles corps creux + dalle de compression », pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Les portées de notre projet ne sont pas grandes.
- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- Minimiser le coût de coffrage.

Néanmoins, il existe des zones où on a opté les dalles pleines, à cause de leurs formes irrégulières (des triangles ou des trapèzes), et ça dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles adaptées à ces zones.

I.1.5. *Maçonnerie*

Chapitre 1 : Présentation du projet et caractéristiques des matériaux

La maçonnerie de notre structure est exécutée en briques creuses.

Murs extérieurs : ils sont constitués en deux rangées

- Brique creuse de 15 cm d'épaisseur.
- L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

Murs intérieurs (cloisons de répartition) : ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur.

I.1.6. *Revêtement*

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les locaux humides (WC Salle De Bain Cuisine).
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Dalles de sol pour les plancher.
- Plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable, sous une forme de pente inclinée de 1 % pour évacuer les eaux pluviales et éviter toutes stagnations.

I.1.7. *Isolation*

- L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher et par le vide d'air des murs extérieurs.
- L'isolation thermique est assurée par les couches de polystyrène pour le plancher terrasse

I.1.8. *Acrotère*

Dans notre bâtiment, la terrasse est accessible. Nous ne ferons pas l'étude de l'acrotère.

I.2. *Caractéristiques des matériaux et hypothèses de calculs*

I.2.1. *Béton armé*

Le béton armé est un matériau de construction qui associe béton et barres d'acier. Il conjugue ainsi les qualités de compression du béton et la résistance à la traction de l'acier.

Aussi, le principe du béton armé est d'insérer dans la matrice de béton des aciers dans les zones tendues.

Cette association est efficace car : l'acier adhère au béton ce qui permet la transmission des efforts d'un matériau à l'autre.

I.2.2. Caractéristique mécanique des matériaux

I.2.2.1. Béton

Pour cette partie de la développerons dans un autre chapitre de façon approfondie la composition du béton et les différents tests effectués pour assurer la qualité du béton.

I.2.2.1.1. Composition du béton

Le béton est constitué par un mélange intime de matériaux inertes, appelés "granulats" (sables, graviers, pierres cassées...) avec du ciment et de l'eau. Grâce à réaction du ciment, le mélange ainsi obtenu, appelé "béton frais", commence à durcir après quelques heures et acquiert progressivement ses caractères de résistance.

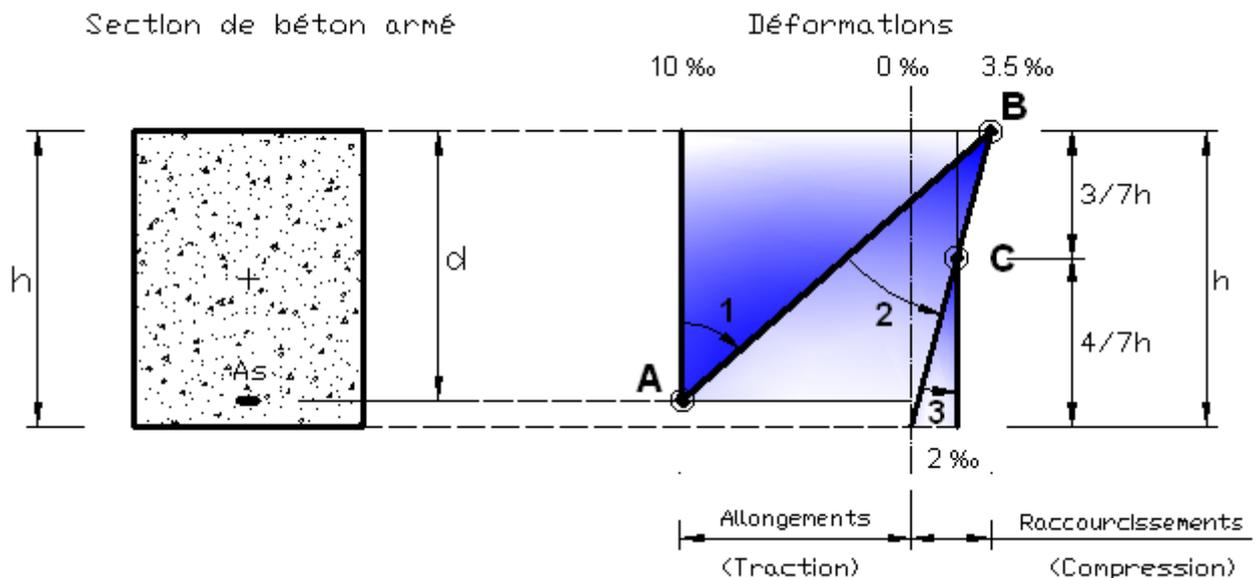


Figure 1 : Diagramme des déformations limites de la section (règle des trois pivots)

Pour notre projet, il a été choisi de travailler avec $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ (béton à usage courant)

Pour un béton d'âge inférieur à 28 jours, la résistance à la compression peut être obtenue par la formule suivante :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83*j} * f_{c28} \text{ pour } f_{c28} < 40 \text{ MPa} ; j \leq 28 \text{ jours}$$

Le poids volumique du béton $\gamma_{\text{beton}} = 25 \text{ KN/m}^3$

- **Coefficient de poisson :**

Pour le calcul des éléments bidimensionnels (dalles, coques...), on prendra :

- $\nu = 0 \Rightarrow$ états limites ultimes (béton fissuré).

- $\nu = 0,2 \Rightarrow$ états limites de service (béton non fissuré).

Avec

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.

- **Résistance à la traction (C.B.A 93, A.2.1.1.2):**

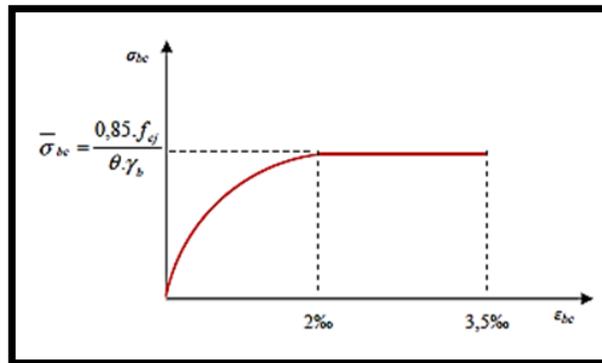


Figure 2 : Diagramme parabo-rectangle (béton)

La résistance caractéristique à la traction d'un béton est donnée par la formule :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 * f_{c28} \rightarrow f_{t28} = 0,6 + 0,06(25) \rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

Cette formule étant valable pour les valeurs de : $f_{c_j} \leq 60 \text{ MPa}$.

- **Contraintes limites de compression**

- La contrainte limite ultime du béton comprimé est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,85 * \frac{f_{c28}}{\theta * \gamma_b} \text{ (C. B. A 93, A. 4.3.4.1.) [2] ; avec } \gamma_b: \text{ coefficient de sécurité}$$

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{en situation durable et transitoire} \\ 1,15 & \text{en situation accidentelle} \end{cases}$$

- Le coefficient θ est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h, à 0,9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h, et à 0,85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{0,85 * 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = \frac{0,85 * 25}{1,15} = 18,5 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c_j} \text{ (C. B. A 93, A. 4.5.2); } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

- **La contrainte ultime de cisaillement (C.B.A 93, A.5.1.2.1) :**

Chapitre 1 : Présentation du projet et caractéristiques des matériaux

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

- Fissuration non préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 * f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

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

- **Module de déformation longitudinale du béton (C.B.A 93, A.2.1.2.) :**

- Le module de déformation longitudinale instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_i est donné par :

$$E_i = 11000 * \sqrt[3]{f_{C28}} = 32164,195 \text{ MPa}$$

Le module de déformation longitudinale différée :

Pour les déformations différées du béton qui comprennent le retrait et le fluage, on considère dans le calcul que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation pour le calcul des déformations finales du béton, utilise le module de déformation longitudinale différée E_{ij} qui est donné par la formule :

$$E_v = 3700 * \sqrt[3]{f_{C28}} = 10818,9 \text{ MPa}$$

I.2.2.2. Acier

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

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

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa (C. B. A 93, A. 2. 2. 1.)}$$

I.2.2.2.1. Caractéristique de l'acier :

Les valeurs de la limite d'élasticité garantie F_e sont données par le tableau suivant :

Tableau 2 récapitulatif des Valeurs de la limite d'élasticité F_e :

Type	Désignation	Limite d'élasticité f_e (Mpa)
Ronds Lisses	FeE235	235

Chapitre 1 : Présentation du projet et caractéristiques des matériaux

Barre HA	FeE400	400
	FeE500	500
Treillis soudés lisses	TSL	500

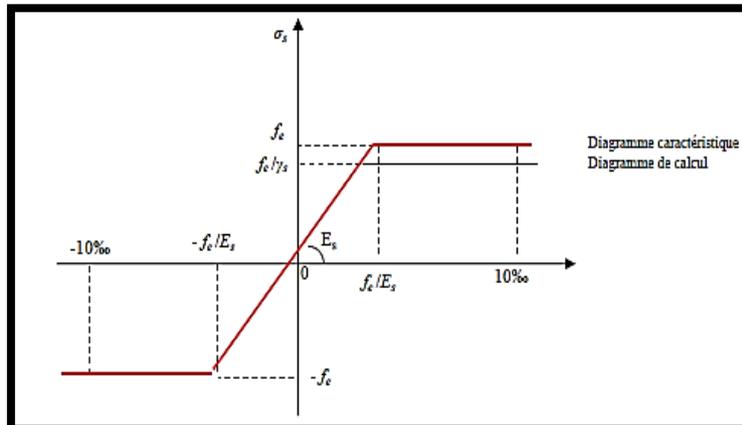


Figure 3 : Diagramme contraintes-déformations (Acier).

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence avec un acier de nuance

FeE400 Type 1 $f_e = 400 \text{ MPa}$

- **Contraintes limites :**

- Etat limite ultime (E.L.U):

La contrainte admissible de l'acier est définie par :

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \rightarrow \varepsilon_s \geq \varepsilon_L & \text{(C.B.A 93 A.2.2.2).} \\ \sigma_s = E_s * \varepsilon_s \rightarrow \varepsilon_s < \varepsilon_L \end{cases}$$

Avec :

ε_s : Allongement relatif de l'acier, limité à 10 ‰.

E_s : Module d'élasticité longitudinale est pris égal à 200 000 MPa.

f_e : Limite d'élasticité garantie.

Le diagramme contraint

Les déformations de calcul se déduisent du précédent en effectuant une affinité parallèlement à

la tangente à l'origine et dans le rapport $\frac{1}{\gamma_s}$

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

avec σ_s limite élastique de l'acier utilisé :

$$\begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} & \text{situation normale} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

- État limite de service (E.L.S):

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

η : Coefficient de fissuration.

$$\begin{cases} \eta = 1 & \text{pour les ronds lisses (RL)} \\ \eta = 1.6 & \text{pour les armatures à haute adhérence (HA)} \end{cases}$$

- **Fissuration préjudiciable** : $\sigma_s < \min\left(\frac{2}{3} * f_e; 110\sqrt{\eta * f_{tj}}\right)$

Donc

$$\bar{\sigma}_s \leq 201,63 \text{ MPa (HA)}$$

$$\bar{\sigma}_s \leq 156,66 \text{ MPa (R. lisses) avec } f_e = 235 \text{ MPa}$$

- **Fissuration très préjudiciable** : $\bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{1}{2}f_e; 90\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$

Donc

$$\bar{\sigma}_s < 164,97 \text{ MPa (H.A)}$$

$$\bar{\sigma}_s < 117,5 \text{ MPa (R. lisse) avec } f_e = 235 \text{ MPa}$$

- Fissuration peu nuisible

Aucune vérification n'est requise pour les aciers.

I.3. Sollicitations de calcul et combinaisons d'actions

I.3.1. Généralité

Le but de cette partie est de définir les différentes combinaisons de charges nécessaires pour assurer la durabilité et la sécurité de l'ouvrage.

I.3.2. Etat limite ultime

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

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

Etat limite de service

Combinaison d'action suivante : $G + Q$

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

$G+Q\pm E$

$0,8 G\pm E$

Avec : G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

E : effort de séisme

I.4. *Caractéristiques géotechniques du sol*

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré ferme (S2).
- D'après le rapport de l'étude géotechnique, La contrainte admissible du sol est de 2,0 bars.
- L'ancrage des fondations est : $H = 1.6$ m.

I.5. *Logiciels utilisés*

- ETABS (version 2017) : Pour la modélisation de la structure.
- SOCOTEC pour le ferrailage des éléments
- AUTOCAD (2017) : Pour les dessins des plans.
- Office Microsoft (Excel)
- RDM 6

I.6. *Règlements utilisés*

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément aux règlements ci-après :

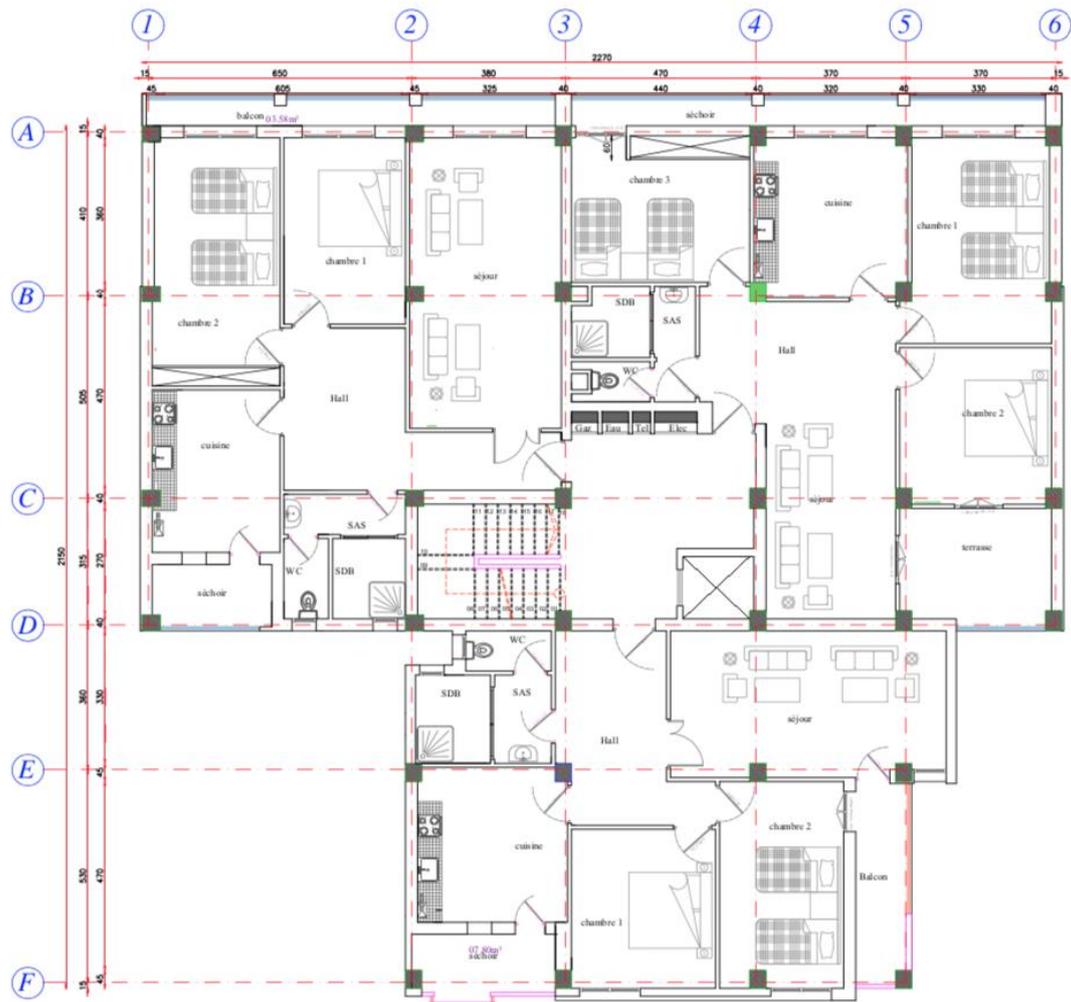
- **Règle de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A.93) : basé sur la théorie des états limites.**

1) Etats limites ultimes (ELU) qui correspondent à la limite :

- Soit de l'équilibre statique,

Chapitre 1 : Présentation du projet et caractéristiques des matériaux

- Soit de la résistance de l'un des matériaux,
 - Soit de la stabilité de forme,
- 2) Etats limites de service (ELS) qui sont définis compte -tenu des conditions d'exploitation ou de durabilité.
- **Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) : Le présent document technique réglementaire fixe les règles de conception et de calcul des constructions en zones sismiques.**
 - **DTR B.C. 2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation : Le présent document traite des charges permanentes et charges d'exploitation des bâtiments, de leur mode d'évaluation et des valeurs de ces charges à introduire dans les calculs.**
 - **D.T.R. -B.E.1.31 Règles d'exécution des travaux de fondations superficielles (1991).**
 - **D.T.R. B.C.2.33.1 Règles de calcul des fondations superficielles (1992). Vue en plan du RDC.**



PLAN DU 1ER AU 7ÈME ÉTAGE
(Bloc B)

Figure 4 : plan d'un étage courant

Chapitre 2 : Etude Géotechnique

II.1. Définition et But

L'étude géotechnique : est l'étude des sols. Elle a pour objectif de déterminer la nature, la composition, et la résistance du sol afin d'adapter le projet de construction à la typologie du sol, pour cela plusieurs types d'essais sont réalisés.

Une bonne étude permettra également d'optimiser le dimensionnement des fondations. Pour aller plus loin une étude hydrogéologique peut aussi être faite dans le cadre d'une étude géotechnique (typiquement pour le cas des grands projets), cette étude consiste à analyser l'eau dans le sol et à évaluer l'impact de l'eau sur la vie des ouvrages.

II.2. Les étapes d'une étude géotechnique

Pour mener à bien cette mission, l'intervention du géotechnicien se divise généralement en deux phases :

Phase 1 : une phase d'investigations réalisée sur le site étudié et permettant d'obtenir des informations relatives aux formations constituant le sous-sol (homogénéité ou hétérogénéité du sous-sol, détermination des caractéristiques géo-mécaniques des formations constituant le sous-sol, présence de circulations d'eaux souterraines...).

Différents moyens peuvent être utilisés pour obtenir ces informations : reconnaissance géologique visuelle, réalisation d'essais mécaniques en place (sondage par forage destructif avec ou sans réalisation d'essais pressiométrique, sondage par forage carotté, sondage au pénétromètre, etc..), essais en laboratoire géotechnique sur des matériaux prélevés sur site...

Phase 2 : une phase d'ingénierie permettant d'analyser les résultats des investigations, de les synthétiser pour ne garder que les paramètres représentatifs et importants, de modéliser à l'aide de ces paramètres le comportement du futur aménagement sur le site d'implantation envisagé et d'étudier la faisabilité de solutions techniques permettant l'adaptation spécifique d'un aménagement à son site.

II.3. Types d'essais

II.3.1. Essai sur terrain (In-situ)

II.3.1.1. Pénétration dynamique lourde

L'essai de pénétration dynamique est sans doute le plus ancien des essais géotechniques in situ, son principe demeurant très simple, à l'instar du clou que l'on enfonce dans une planche grâce à un marteau.

L'essai de pénétration dynamique permet de simuler le battage d'un pieu et de déterminer la résistance dynamique que le terrain oppose à l'enfoncement de celui-ci.

II.3.1.1.1. *Mode d'emploi*

Il consiste à faire pénétrer dans le sol par battage un train de tiges-lisses, muni à son extrémité d'une pointe de section connue. Le battage est assuré par une masse, appelée mouton, tombant d'une hauteur bien déterminée.

Pour une énergie de battage constante, fonction des caractéristiques de l'appareillage utilisé, on compte le nombre N de coups de mouton correspondant à un enfoncement donné du train de tiges dans le terrain.

Si la distance ne dépasse pas les 20 cm et le nombre de coups dépasse 150, c'est le cas de refus.

À l'aide d'un abaque fourni avec l'appareille PDL utilisée, et les résultats obtenus on peut déterminer les résistances dynamiques des sols.



Figure 5 : Pénétrromètre dynamique lourd

L'essai de pénétration dynamique est un outil économique, facile à mettre en œuvre, ce qui permet la reconnaissance des sols sur un assez grand nombre de points, et ce en un minimum de temps.

Il est en outre impératif de noter que le pénétrromètre dynamique ne doit jamais être utilisé seul. En effet, cet essai présente un caractère empirique.

Chapitre 2 : Etude Géotechnique

Le pénétromètre dynamique n'est pas adapté à l'étude des sols très lâches et des sols cohérents : dans les niveaux argileux très plastiques, le frottement assez important du terrain contre les tiges peut fausser l'interprétation de l'essai.

II.3.1.2. Sondage carotté

Les sondages carottés fournissent la meilleure qualité d'échantillon permettant de caractériser à la fois la nature et l'état des sols. Ils sont indispensables aussi pour la recherche des gisements de minerais, d'eau, d'hydrocarbures.

Les sondages carottés permettent de visualiser les terrains traversés, de préciser avec certitude leur disposition géométrique, d'effectuer un certain nombre d'essais de laboratoire et in situ.

II.3.1.2.1. Mode d'emploi

Pour effectuer un **sondage**, on va réaliser un forage par fonçage ou battage (carottier poinçonneur) ou par rotation (carottier rotatif).

Il s'agit de découper un cylindre de terrain le plus intact possible afin de réaliser des observations et des essais représentatifs des formations en place.

Par conséquent, en fonction de l'objectif fixé et de l'endroit où l'on veut prélever l'échantillon, les forages seront :

- **Carottés en totalité** (faible à moyenne couverture)
- Partiellement carottés (forte couverture).



Figure 6 : Caisse de carotte après prélèvement du sol

Les sondages carottés permettent d'effectuer un certain nombre d'essais. Les échantillons prélevés sont utilisés pour :

Déterminer la nature du sol, pour analyser le degré de fissuration et la pente des fissures

Diaclases et stratification dans le cas d'une roche et pour y pratiquer des essais de laboratoire (mécanique des sols, analyses minéralogiques ou chimiques).

Les carottes de sondages doivent conserver dans des caisses adaptées à cet effet. Il est conseillé de photographier en couleur afin de disposer d'un document de travail et d'archive utile

On distingue plusieurs types de sondages carottés : sondage verticaux, horizontaux et incliné.

II.3.1.3. *C- Conclusion*

Il existe plusieurs autres types d'essais qui sont réalisés sur le terrain, ensemble de ces prestations effectuées visent à déterminer la nature du sol via des prélèvements sur le site de réalisation du projet. Il est fortement conseillé de traiter les prélèvements avec soin pour éviter d'obtenir des résultats erronés.

II.3.2. *Essai en Laboratoire*

II.3.2.1. *Analyse granulométrique*

L'analyse granulométrique permet de détecter et mesurer la grosseur les pourcentages pondéraux respectifs des différentes familles de grains constituant l'échantillon. Elle s'applique à tous les granulats de dimension nominale inférieure ou égale à 63mm, à l'exclusion des fillers.

Cet essai consiste à classer les différents grains constituant l'échantillon en utilisant une série des tamis, emboîtées les uns sur les autres, dont les dimensions des ouvertures sont décroissantes du haut vers le bas. Le matériau étudié est placé en partie supérieure des tamis et le classement des grains s'obtient par vibration de la colonne de tamis.

II.3.2.1.1. *Mode opératoire*

Le matériau séché, de masse M , est versé sur une série de tamis choisis de telle manière que la progression des ouvertures soit croissante du bas de la colonne vers haut. En partie inférieure, on dispose un fond tamis étanche afin de récupérer les éléments fins (les fillers).

- Le refus du tamis ayant la plus grande maille est pesé. Soit R_1 la masse de ce refus.
- Le refus du tamis immédiatement inférieur est pesé. Soit R_2 la masse du refus deuxième refus.
- La somme R_1+R_2 représente le refus cumulé sur le deuxième tamis.

Cette opération est poursuivie pour tous les tamis pris dans l'ordre des ouvertures décroissantes. Ceci permet de connaître la masse des refus cumulés R_n aux différents niveaux de la colonne de tamis



Figure 7 :Matériel de l'essai granulométrique

II.3.2.2. *Essai d'évaluation des Carbonate $CaCO_3$*

II.3.2.2.1. *Mode opératoire*

- Prélever une masse m de 50 g de l'échantillon.
- Brouiller la masse m jusqu'à passage totale au tamis 0.2 mm.Placer le tamisa dans un flacon.
- Peser une masse m_1 à partir de la masse m .Verser la prise m_1 dans la fiole.
- Introduire un tub contenant 10 mm d'acide chlorhydrique.Relier la fiole au calcimètre.
- Verser l'acide dans le tube sur la prise d'essai.
- Noter le volume V de gazes dégagées.
- Déterminer la masse m_2 de carbonate contenu dans la prise d'essai à partir de volume V .



Figure 8 : Calcimètre

- **Remarque :** à la base de l'essai de carbonate on peut aisément faire la classification des sols.

Tableau 3 : Tableau de classification des sol à partir des % en carbonate

0 à 5%	Limon
5 à 10 %	Argile
10 à 30 %	Argile marneuse
30 à 70 %	La marne
70 à 90 %	Calcaire marneux
90 à 100%	Calcaire

II.3.2.3. *Limite d'Atterberg*

Les limites d'Atterberg sont des essais qui permettent de définir des indicateurs qualifiant la plasticité d'un sol, et plus précisément de prévoir le comportement des sols pendant les opérations de terrassement, en particulier sous l'action des variations de teneur en eau. Notons que cet essai se fait uniquement sur les éléments fins du sol et il consiste à faire varier la teneur en eau de l'élément en observant sa consistance, ce qui permet de faire une classification du sol.

II.3.2.3.1. *c.1 Mode opératoire*

- **Détermination de la limite de liquidité**

Chapitre 2 : Etude Géotechnique

Pour ce, on utilise la coupole de Casagrande, qui consiste en un appareillage composé d'un bol et d'un arbre à came permettant de transformer le mouvement de rotation en translation, on arrive donc à élever le bol à une certaine hauteur et de le laisser retomber sur un plan rigide. Pour réaliser ce premier test, il faut :

- Humidifier l'échantillon de sol fin et homogénéiser
 - Étaler l'échantillon dans le bol, de manière à avoir une épaisseur à peu près constante, de 1 [cm], avec une surface horizontale
 - Appliquer une rainure au milieu, séparant l'échantillon en deux parties distinctes et égales, de manière à voir le fond du bol
 - Tourner la manivelle en comptant la norme de fois que le bol s'est élevé puis rabattu jusqu'à ce que la fente se referme
 - Récupérer l'échantillon, le peser et calculer sa teneur en eau.
- **Détermination de la limite de plasticité**
 - Prendre un échantillon de sol fin séché
 - Ajouter un peu d'eau et homogénéiser le mélange
 - Former trois fils de 3mm et de 10 cm de longueur sur le modèle d'une petite barre de fer
 - Rouler les fils sur une planche de bois, servant à l'assécher au fur et à mesure, jusqu'à l'apparition des premières fissures. Les rétrécir si nécessaire pour maintenir la même longueur.
 - Récupérer l'échantillon, le peser et calculer sa teneur en eau.

A l'issue de cet essai, nous avons des résultats qui nous permettront de déterminer I_p . La valeur de I_p nous permettra de dire si le sol est liquide, plastique ou solide.



Figure 9 :Appareil de Casagrande

II.4. Analyse du rapport géotechnique

Dans cette partie nous commenterons les résultats obtenus après des essais effectués par l'entreprise de géotechnique BENMOSTEFA. Ils sont réalisés plusieurs investigations sur le terrain avec plusieurs prises d'échantillon, une copie du rapport complet du rapport est mise en annexe du présent document.

Nous focaliserons notre analyse sur les prises du bloc A, numéro d'échantillon SC01. Deux sondages ont été réalisés de (0,00 – 12) m et de (12 – 20) m.

II.4.1. Commentaire 1 : Analyse granulométrique

L'essai d'analyse granulométrique est un test qui vise à déterminer la nature du sol par classification (sable gros, sable fin, argile, limon).

Des courbes présentes dans l'annexe étude géotechnique à la page 14 montre que :

- De 0,3mm à 2mm on observe des sables gros
- De 0,02 mm à 0,3mm on observe des sables fins
- De 1μ à 0,02 mm on observe des argiles et limon.

A partir le tableau récapitulatif de l'annexe à la page 15, nous pouvons tirer la conclusion que notre sol est à prédominance sableuse. De ce même tableau nous remarquons que l'essai de casagrand visant à déterminer la limite de consistance n'a pas été réalisé car le sol est sableux.

II.4.2. 4.2 – Commentaire 2 : Essai de cisaillement rectiligne

Cet essai a pour but de mesurer les caractéristiques de rupture d'un échantillon de sol fin saturé soumis à un cisaillement direct selon le plan imposé à une vitesse constante.

Les paramètres recherchés Φ (angle de frottement) et c (la cohésion) sont des constantes nécessaires pour dimensionner les fondations et le coefficient de sécurité.

Les courbes fournis dans l'annexe, nous observons qu'il a été mesuré les contraintes normales et tangentielles pour trois points, ces données mesurés nous permettent d'obtenir les résultats suivants :

- Cohésion $c = 0,03$ bar
- Angle de frottement = $27, 25^\circ$

II.4.3. Commentaire 3 : Essai Pénétromètre dynamique

Chapitre 2 : Etude Géotechnique

L'essai au pénétromètre dynamique est un sondage géotechnique fournissant les caractéristiques d'un sol.

Pour notre cas, il a été utilisé pour nous permettre d'identifier à se situe le bon sol, profondeur à la quelle placée les fondations.

Les courbes fournies à l'annexe page 39, nous montre que le pénétromètre rencontre un refus à partir de 4m40, la machine à sûrement rencontré une roche ou un sol dur.

II.4.4. *Commentaire 4 : Essai chimique (Teneur en sulfate et teneur en carbonate)*

Ces essais chimiques visent à savoir si le sol contient des substances agressives pour le béton ou les armatures en fer.

Les deux tests qui ont été réalisé sont les suivant :

- Teneur en sulfate (EN932)
- Teneur en Carbonate CaCO_3 (NF- P94-048)

On observe des résultats obtenu dans l'annexe page 38 qu'il n'existe pas (0%) du sulfate et du carbonate dans notre sol. Ainsi nous dire que notre sol est de classe A_0 c'est à dire un sol non agressif, donc on devra utiliser un ciment normal.

II.4.5. *Résultat des calculs effectués*

Dans notre étude géotechnique l'un des objectifs recherché est la détermination de capacité portante. Dans ce rapport, la capacité portante a été évaluer selon 3 cas :

- La capacité portante au point de sondage a été évaluée à partir du cisaillement direct de type UU

$$Q_{adm} = 1,88 \text{ Kg/cm}^2$$

- La Capacité portante évalué à partir des résultats des essais de pénétration standard

$$Q_{adm} = 1,76 \text{ Kg/cm}^2$$

- La capacité portante évalué à partir des résultats des essais de pénétromètres

$$Q_{adm} = 1,66 \text{ Kg/cm}^2$$

II.5. *Conclusion*

Après cette étude géotechnique, pour la réalisation des fondations nous optons pour des un radier général car :

- **Le sol a une faible capacité portant, et nous souhaitons répartir les charges sur une grande plateforme.**

Chapitre 2 : Etude Géotechnique

- **Nous sommes dans une zone proche de la mer, donc il pourrait avoir une remontée de la nappe phréatique.**
- **Le bon sol est à 4m40.**

Chapitre 3 Prédimensionnement

Introduction

Le Prédimensionnement a pour but de déterminer les dimensions de différents éléments de la structure. Ces dimensionnements sont choisis selon les préconisations du RPA99 Version 2003, C BA 93, BAEL 91, les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être Augmentés après vérification dans la phase de dimensionnement.

III.1. Prédimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé coulé sur place supportant les Charges et surcharges. Leur Prédimensionnement s'effectue par des formules données par le BAEL91 et vérifie les dimensions données par le RPA2003 version 2003.

On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres Secondaires qui assurent le chaînage. et la vérification doit être :

- **D'après les règles BAEL91:**

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

$$0.4h \leq b \leq 0.8h$$

Avec :

L : portée de la poutre

h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

- **Vérification des conditions imposées par le RPA99 version 2003 :**

$$b = 30\text{cm} > 20\text{cm}$$

$$h = 40\text{cm} > 30\text{cm}$$

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

III.1.1. Pré-dimensionnement des poutres principales

- **D'après les règles BAEL91:**

$$L_{\max}=650\text{cm}$$

$$43.33 \leq h \leq 65$$

$$h=50\text{cm}$$

$$20 \leq b \leq 40$$

$$b=30\text{cm}$$

- **Vérification des conditions imposées par le RPA99 version 2003 :**

$$b = 35\text{cm} > 20\text{cm}$$

$$h = 50\text{cm} > 30\text{cm}$$

$$\frac{h}{b} = 1.43 < 4$$

Donc; la section de la poutre principale est de dimensions (30*50) cm²

III.1.2. *Prédimensionnement des poutres secondaires*

- **D'après les règles BAEL91:**

$$L_{\max}=530\text{ cm}$$

$$35.33 \leq h \leq 53$$

$$h=45\text{ cm}$$

$$18 \leq b \leq 36$$

$$b=30\text{cm}$$

- **Vérification des conditions imposées par le RPA99 version 2003 :**

$$b = 30\text{cm} > 20\text{cm}$$

$$h = 45\text{cm} > 30\text{cm}$$

$$\frac{h}{b} = 1,5 < 4$$

Donc ; la section de la poutre secondaire est de dimensions (30 * 45) cm²

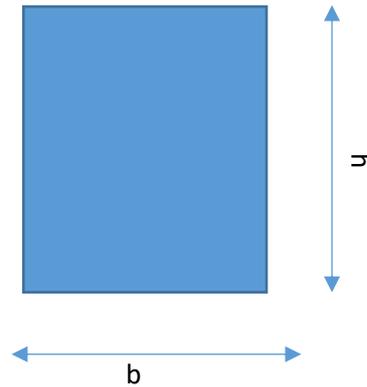


Figure 10 : Poutre de type b*h

III.2. Prédimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments de structure en génie qui ont une forme soit carré, soit rectangulaire soit carré.

III.2.1. Méthode de calcul

Les Prédimensionnement des poteaux doit respecter :

- Les critères de résistance
- Les conditions du RPA99 version
- Condition de flambement
- **Critères de résistance : Selon l'article B 8.4.1 du BAEL 91:**

$$N_u = \alpha * \left(\left[\frac{B_r * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} \right] + \left[\frac{A * f_e}{\gamma_s} \right] \right)$$

Avec :

N_u : Effort normal apporté par les différents niveaux

B_r : Section réduite

B_r : $(a - 2) * (b - 2)$ Poteau rectangulaire

B_r : $\pi(D - 2)(D - 2)^2 / 4$ Poteau circulaire

γ_b : Coefficient de sécurité du Béton

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier

f_e : Nuance de l'acier

A : Section des armatures longitudinale

Chapitre 3 : Prédimensionnement

α : Coefficient qui dépend de l'élanement

$$B_r \geq \left[\frac{\beta \cdot N_u}{\left[\theta \left(\frac{\sigma_{bc}}{0,9} \right) + 0,85 \left(\frac{A}{\beta_r} \right) \cdot \sigma_s \right] \cdot 10^3} \right] \cdot 10^4$$

- B_r : Section nette du béton ; $B_r = [(a - 0,02)]$.
- Θ : Facteur de durée d'application des charges ($\theta=1$).
- σ_{bc} : Résistance de calcul du béton en compression à l'état ultime.

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

- $A/B_r = 0,8 \%$ (Mostaganem : zone IIa)
- β : Coefficient de correction dépendant de l'élanement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

- $\beta = 1 + 0,2(\lambda/35)^2$ si $\lambda \leq 50$.
- $\beta = 0,85 + 2/1500$ si $50 < \lambda < 70$.

On se fixe un élanement mécanique $\lambda=35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où : $\beta = 1 + 0,2(35/35)^2 \rightarrow \beta = 1,2$

- FeE400 $\rightarrow \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

$$\text{Donc } B_r \geq \left(\left[\frac{1,2}{\left[1 \cdot \left(\frac{14,2}{0,9} \right) + 0,85 \left(\frac{0,8}{100} \right) \cdot 348 \right] \cdot 10^3} \right] 10^4 \right) \cdot N_u \Rightarrow B_r \geq 0,6613690 \cdot N_u$$

N_u : la charge verticale à l'ELU, il se calcul en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitations.

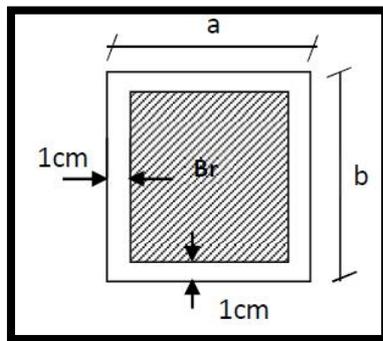


Figure 11 : Section réduite d'un poteau

Remarque :

Comme le nombre d'étage de ce bâtiment est supérieur à 5, l'évaluation des charges d'exploitation sera effectuée à l'aide de la loi de dégression.

- **Vérification des conditions de l'R.P. A 99 V2003**

$$\frac{N_u}{f_{c28} \times B_c} \leq 0.3$$

$$\begin{cases} \min(a, b) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4 \end{cases}$$

- **Vérification des conditions de flambement :**

Selon les règles de (CBA.93) on a : $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$ avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ et $L_f = 0,7 l_0$.

- **I** : Moment d'inertie de la section du poteau.
- **B** : Section du béton.
- λ : l'élancement du poteau.
- l_0 : hauteur d'étage.
- **a** : section du poteau.
- **L_f** : Longueur du flambement.

III.2.2. -loi de dégression

III.2.2.1. Application de la loi de dégression

Soit Q_0 la surcharge appliquée sur la terrasse.

Soit Q_i la surcharge appliquée à l'étage numéro (i)

Les étages seront numérotés de haut en bas.

Tableau 4 :Récapitulatif de la loi de dégression

i	Niveau	Formule	Charge d'exploitation(KN/m ²)
0	haut 8 eme étage	Q_0	1,5
1	haut 7 eme étage	$Q_0 + Q$	3
2	haut 6 eme étage	$Q_0 + 0.95 \times 2 \times Q$	4,35

Chapitre 3 : Prédimensionnement

3	haut 5 eme étage	$Q_0 + 0.90 \times 3 \times Q$	5,55
4	haut 4 eme étage	$Q_0 + 0.85 \times 4 \times Q$	6,6
5	haut 3 eme étage	$Q_0 + 0.80 \times 5 \times Q$	7,5
6	haut 2 eme étage	$Q_0 + 0.75 \times 6 \times Q$	8,25
7	haut 1 eme étage	$Q_0 + 0.71 \times 7 \times Q$	9
8	haut RDC	$Q_0 + 0.68 \times 8 \times Q$	9,75

Chapitre 3 : Prédimensionnement

Tableau 5 : choix des poteaux

H	ETAGE	G [KN]	Q [KN]	N _{supp} [KN]	N _{ups} [KN]	N _{ulong} [KN]	N _{pot} [KN]	N _{planc} [KN]	N _u [KN]	N _s [KN]	Br [cm ²]	a	choix	vérification RPA	Vérif. flambement
3,06	haut 8 ^e étage	5,76	1,5	26,072	20,822		0,000	235,967	282,861	205,604	187,470	15,692	30	19,420	24,735
3,06	Haut 7 ^e étage	10,74	3	52,144	41,644		7,776	447,151	548,715	398,610	363,669	21,070	30	27,048	24,735
3,06	haut 6 ^e étage	15,72	4,35	78,216	62,466		15,552	653,040	809,273	588,086	536,358	25,159	35	32,849	21,201
3,06	haut 5 ^e étage	20,7	5,55	104,288	83,288		26,136	853,633	1067,344	776,112	707,399	28,597	35	37,724	21,201
3,06	haut 4 ^e étage	25,68	6,6	130,359	104,110		36,720	1048,930	1320,120	960,607	874,930	31,579	40	41,954	18,551
3,06	haut 3 ^e étage	30,66	7,5	156,431	124,932		50,544	1238,932	1570,840	1143,972	1041,098	34,266	40	45,765	18,551
3,06	haut 2 ^e étage	35,64	8,25	182,503	145,754		64,368	1423,639	1816,264	1323,807	1203,757	36,695	45	49,211	16,490
3,06	haut 1 ^e étage	40,62	9	208,575	166,577		81,864	1608,345	2065,361	1506,362	1368,849	38,998	45	52,477	16,490
3,06	haut RDC	45,6	9,75	234,647	187,399		99,360	1793,052	2314,458	1688,916	1533,942	41,166	50	55,551	14,841

III.3. Prédimensionnement des voiles

Un contreventement est un système statique destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis à vis des effets horizontaux issus d'éventuelles actions sur celui-ci (par exemple : le vent le séisme, choc, freinage etc...).

Les voiles représentent un type de contreventement, ils peuvent être réalisés en maçonnerie ou en béton armé. Ils ont une triple fonction : supporter, contreventer et cloisonner l'espace.

Les voiles sont des murs en béton armé en se référant à l'article 7.7.1 de RPA99 (1) :

$e_{\min} = 15\text{cm}$.

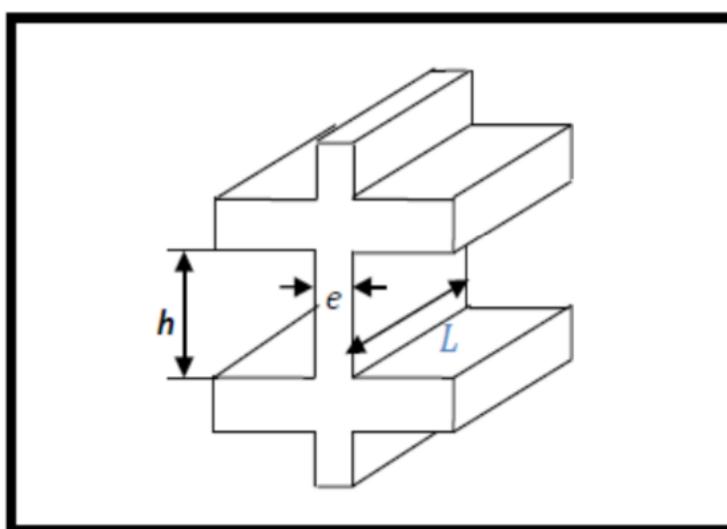


Figure 12 : Voile en élévation

Avec :

L : portée du voile.

e : épaisseur du voile.

h : hauteur d'étage.

D'après l'article 7.7.1 ; RPA99 version 2003, l'épaisseur du voile doit satisfaire les trois (03) conditions :

$$\bullet l \geq 4 * a \rightarrow a \leq \frac{l}{4}$$

Avec l : Largeur du voile correspondant à la portée maximale.

- $a_{\min} \geq 15\text{ cm}$ Avec :
- Condition de rigidité aux extrémités.

III.3.1. Voile de contreventement

Pour notre structure on

$$\begin{cases} h = 306 \\ hd = 20 \end{cases} \rightarrow he = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

Avec :

he : Hauteur libre d'étage.

h : Hauteur d'étage

hd : Hauteur de la dalle.

- $a \leq \frac{l}{4} = \frac{650}{4} = 162,5 \text{ cm}$
- $a \geq \frac{he}{20} = \frac{286}{20} = 14,3 \text{ cm}$

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

III.4. Prédimensionnement des dalles

Les dalles sont des plaques minces limitant les différents niveaux d'un bâtiment dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, qui reposent sur 2, 3 ou 4 appuis.

Leur rôle principal est la transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs. En plus de cette participation à la stabilité de la structure, ils offrent une isolation thermique et acoustique entre les différents étages. L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent beaucoup plus des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

III.4.1. 4.1 Dalle a corps creux

Il se compose de corps creux (hourdis) et d'une dalle de compression ferrillée par treillis soudé reposant sur des poutrelles en béton armé placées suivant le sens le plus petit.

L'épaisseur de ce type de planchers doit être calculée pour que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage ne soient pas trop élevées à cause des désordres que cela occasionnera aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même. On déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions ci-après :

- **Condition de la flèche suivante :**

$$\frac{L}{25} \leq ht \leq \frac{L}{20}$$

ht : la hauteur total (corps creux + dalle de compression)

Chapitre 3 : Prédimensionnement

L : la plus grande portée de la poutre entre nu d'appuis

$$L = 495 \text{ cm.} \quad 19.8 \leq ht \leq 24.75 \quad h_t = 20 \text{ cm (16+4)}$$

III.4.2. Plancher a dalle pleine

$$L_x = 470 \text{ cm}$$

$$L_y = 620 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{470}{620} = 0.758 > 0.4$$

La dalle est considérée comme portant dans deux direction.

III.5. Evaluation des charges et surcharges :

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque

Élément porteur de la structure, la charge qui lui revient au niveau de chaque plancher jusqu'à

La fondation. Les différentes charges et surcharges existantes sont :

Les charges permanentes (G).

Les surcharges d'exploitation (Q).

III.5.1. Maçonnerie : Mur

III.5.1.1. Charges permanentes du mur extérieur

Tableau 6 : Charge permanente du mur extérieur

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G(KN/m ³)
1-Enduit en plâtre	0.02	12	0.24
2-brique creuses	0.15	9	1.35
3-brique creuses	0.10	9	0.9
4-Lame d'air	0.05	-	0.0
5-Enduit en ciment	0.02	20	0.4
G			2.89

III.5.1.2. Charges permanentes du mur intérieur

Tableau 7 : Charges permanentes du mur intérieur

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G(KN/m ³)
1-Enduit en plâtre	0.02	12	0.24
2-brique creuses	0.10	9	0.9

Chapitre 3 : Prédimensionnement

3-Enduit intérieur	0.02	12	0.24
G			1

III.5.2. Descente des charges terrasse accessible

Tableau 8 : Descente des charges terrasse accessible

Matériaux	Épaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G(KN/m ³)
1-Protexion gravillon	0.04	20	0.8
2-Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3-Forme de pente	0.1	22	2.2
4-Isolation thermique en polystyrène	0.04	4	0.16
5-Dalle en corps creux	16+4	-	2.85
6-Enduit en ciment	0.02	10	0.2
G			6.33
Q			3

III.5.3. Descente des charges pour un plancher d'étage courant

Tableau 9 : Descente des charges pour un planchers d'étage courant

Matériaux	Épaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G(KN/m ³)
1-Carrelage	0.02	20	0.40
2-mortie de pose	0.02	20	0.40
3-Lit de sable	0.02	18	0.36
4-Plancher corps creux	16+4	-	2.85
5-Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6-Cloison de séparation	0.1	10	1
G			5.21
Q			1.5

III.5.4. Descente des charges du balcon a corps creux

Tableau 10 : Descente des charges du balcon a corps creux

Matériaux	Épaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G(KN/m ³)
1-Carrelage	0.02	20	0.40
2-Chape de mortier	0.02	20	0.40
3-Lit de sable	0.02	18	0.36
4-Dalle en corps creux	0.16+0.04	25	5.00
5-Enduit en ciment	0.02	20	0.40
G			6.56
Q			3.50

III.5.5. Descente des charges d'une cage d'escalier d'ascenseur

Chapitre 3 : Prédimensionnement

Tableau 11 : Descente des charges d'une cage d'escalier d'ascenseur

Matériaux	Épaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G(KN/m ³)
1-Protection gravillon	0.05	18	0.9
2-etancheite multicouche	0.02	6	0.12
3-Forme de pente	0.10	22	2.2
4-Isolation thermique	0.04	4	0.16
5-Dalle pleine	0.15	25	3.75
6-Enduit en ciment	0.02	20	0.4
G			7.53
Q			1

Chapitre 4 les planchers

IV.1. Définition :

Le plancher est la partie de la construction qui constitue une plateforme horizontale au rez de chaussée ou une séparation entre deux étages.

Il a pour fonction de supporter et de transmettre les charges aux éléments porteurs d'un bâtiment (murs, poteaux), il sert aussi d'isolant thermique et acoustique. L'étude du plancher vise à évaluer les moments fléchissants et les efforts tranchants sollicitant les poutrelles afin de déterminer le ferrailage nécessaire à adopter.

IV.2. Plancher à corps creux

Les planchers à corps creux sont constitués d'une dalle de compression (dalle en béton armé) reposant sur les poutrelles, ils assurent la double fonction qui est :

- Celle de la résistance : Les planchers supportant leur poids propre et les charges d'exploitations, servent à transmettre les charges verticales aux éléments porteurs verticaux et assurant la compatibilité des déplacements horizontaux.
- Celle d'isolation thermique et acoustique : Le calcul d'un plancher se résume au calcul des poutrelles qui sont perpendiculaires aux poutres principales.

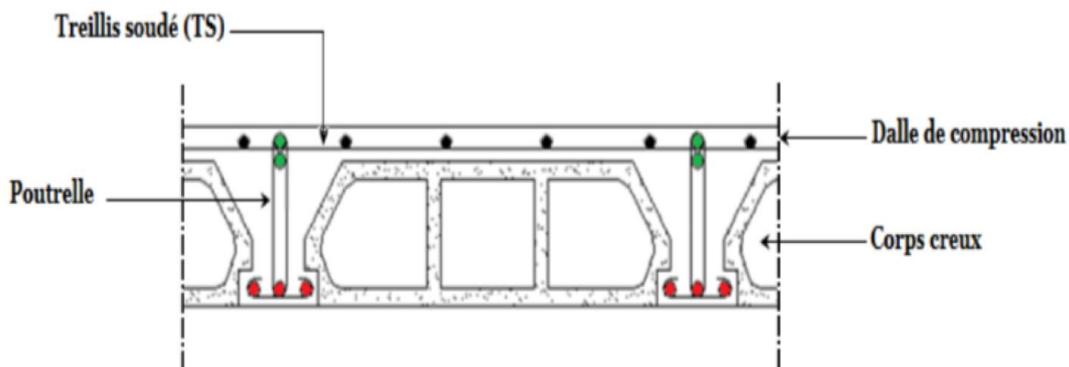


Figure 13 :Plancher d'un étage a corps creux

IV.2.1. Les poutrelles

Les poutrelles sont des petites poutres en béton armé formant le squelette d'un plancher, elles se calculent comme des sections en T, leur disposition se fait selon deux critères qui sont :

- Critère de la petite portée.
- Critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

IV.2.1.1. Pré dimensionnement des poutrelles

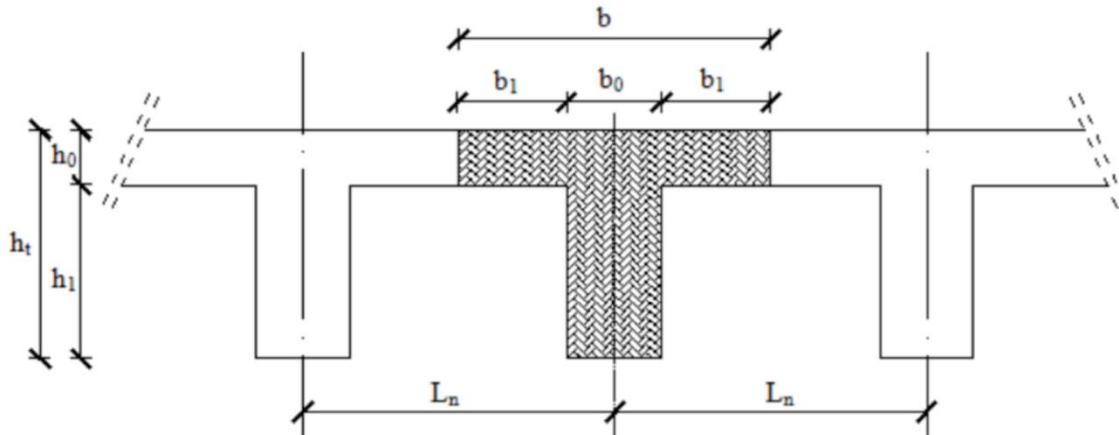


Figure 14 : Poutrelle

IV.2.1.1.1. Etude du ferrailage de la dalle de compression

Le ferrailage de la dalle de compression se calculera en respectant les conditions de l'article [B 6.8.4.23 du BAEL91].

L'hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, armée d'un quadrillage de barres (treillis soudés), dont l'espacement ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures A \perp
- 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures A //

D'après [A.4.1.3 du BAEL91] on a :

$$\text{Si : } L_n \leq 50 \text{ cm} \rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e} \text{ (} L_n \text{ en cm)}$$

$$\text{Si : } 50 \leq L_n \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{L_n}{f_e} \text{ (} L_n \text{ en cm)}$$

Avec :

- L_n : distance entre axe des poutrelles ($L_n=60$ cm).
- A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).
- A_2 : diamètre (A.R).

$$A_2 = \frac{A_1}{2}$$

• Armature perpendiculaire aux poutrelles

$$A_1 = 4 \cdot \frac{60}{400} = 0,60 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

$$5T6 \rightarrow A_1 = 1,7 \text{ cm}^2$$

- **Armature parallèle aux poutrelles**

$$A_2 = (A_1)/2 = 0,85 \text{ cm}^2$$

$$S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$$

$$4T6 \rightarrow A = 1,13 \text{ cm}^2.$$

Le ferrailage de la dalle de compression est assuré par un treillis soudé de diamètre $\phi 6$ dans les deux sens, espacées de 20 cm pour les armatures perpendiculaires à la poutrelle et 25 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

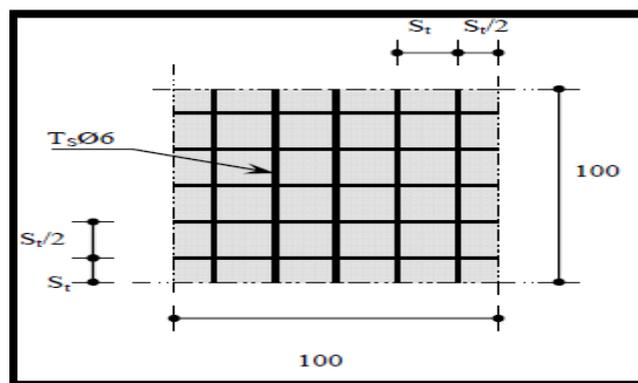


Figure 15 : Disposition constructive des armatures

IV.2.1.1.2. Étude des poutrelles

- **Evaluation des charges :**

- Combinaisons fondamentales :

ELU :

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

ELS :

$$q_{ser} = (G + Q) \times b$$

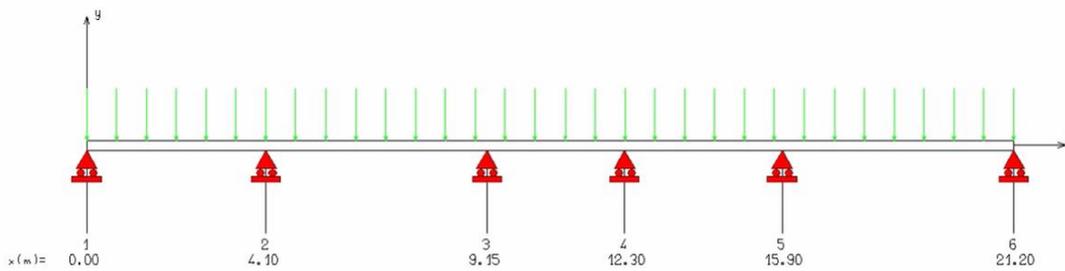
Chapitre 4 : Les Planchers

Tableau 12 : Evaluation des charges

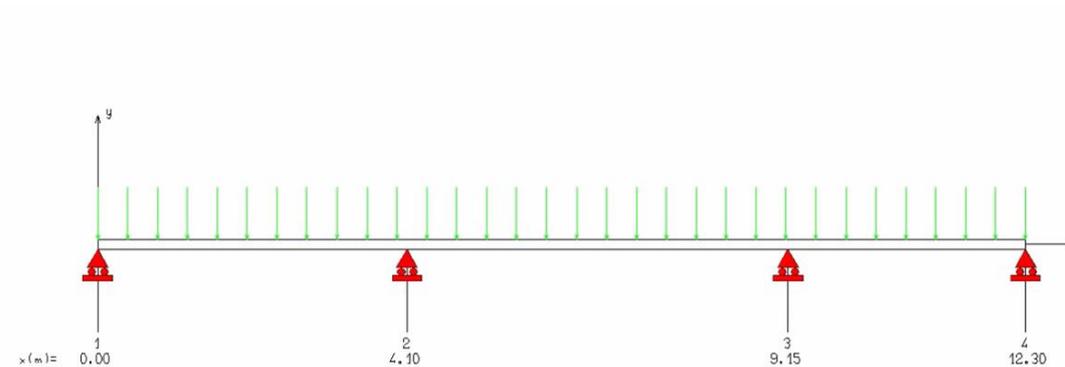
Type de plancher	b (m)	G (daN/m ²)	Q (daN/m ²)	q _u (daN/m)	q _{ser} (daN/m)
Terrasse	0,6	633,00	150,00	647,73	469,80
1 ^{er} au 8 ^{ème} étages	0,6	545,00	150,00	576,45	417,00

IV.2.1.1.3. Les différents types de poutrelles de notre structure

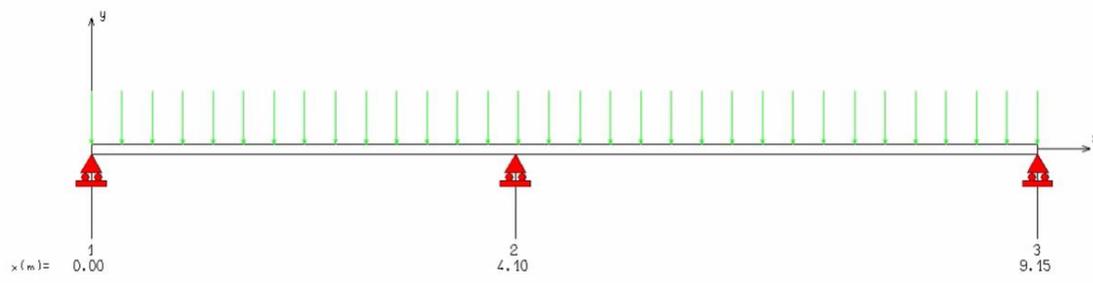
- **Type 1**



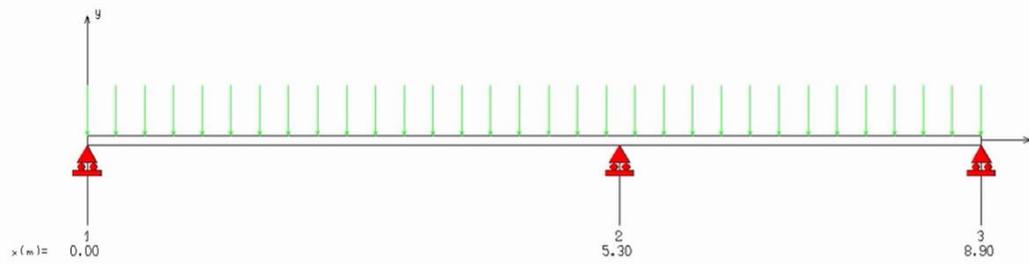
- **Type 2**



- **Type 3**



- **Type 4**



IV.2.1.2. Vérification conditions et des méthodes de calculs

La méthode de calcul est essentiellement définie en fonction du rapport de la charge d'exploitation aux charges permanentes, d'après le [B.A.E.L 91] la détermination des efforts tranchants et des moments fléchissant dans le cas des poutrelles, il faudra utiliser une ces trois méthodes qui sont les suivantes :

- Méthode forfaitaire : pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée,
- Méthode de Caquot minorée : les planchers à charge d'exploitation relativement élevée,
- La méthode des trois moments.

IV.2.1.2.1. -méthode forfaitaire

- **Condition d'application :**

- Plancher à surcharge modérée, $Q \leq \min(2G, 5KN/m^2)$.
- Les portées successives : $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$
- Le moment d'inertie est constant dans toutes les travées.
- La fissuration est peu nuisible (non préjudiciable).

- **Principe de la méthode :**

M_0 est la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée (poutre simplement appuyée) et qui est soumise aux mêmes charges.

- **Les moments :**

- Moment au Niveau des Appuis intermédiaires (M_a) :

Le moment sur appui donnée et calculer comme suit :

$M_a = -0,6M_0$ Dans la poutrelle à deux travées.

$M_a = -0,5M_0$ Pour les appuis voisins de rive dans une poutre à plus de deux travées.

$M_a = -0,4M_0$ Pour les autres appuis intermédiaires.

Telle que : M_0 est le moment isostatique le max entre deux travées encadrant l'appui considéré.

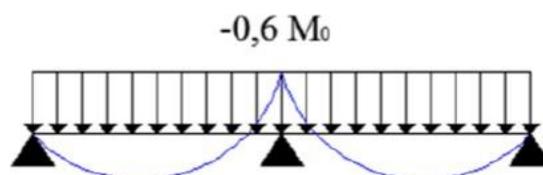


Figure 16 : Diagramme des moment en appuis pour une poutre à deux travée

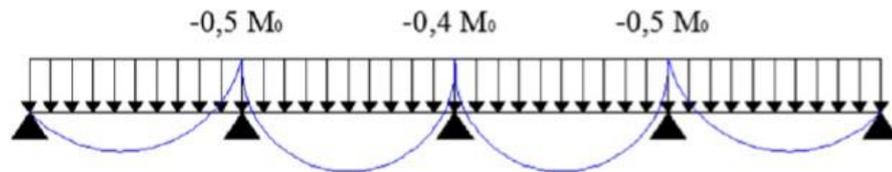


Figure 17 : Diagramme des moments des appuis pour une poutre de plus de deux travées

- Moment en appuis de rive :

$M_{ar} = 0$ → Pour appuis simples ;

$M_{ar} = -0.2$ → M_0 pour un encastrement parti

$M_{ar} = -0.4$ → M_0 pour un encastrement.

- Moments en travées (M_t) :

Le moment max dans chaque travée est déterminé par les expressions suivantes :

$$M_{t1} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max((1 + 0.3\alpha); 1.05) * M_0$$

$$M_{t2} \geq \frac{(1 + 0.3\alpha)}{2} * M_0 \rightarrow \text{pour une travée intermédiaire}$$

$$M_{t2} \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)}{2} * M_0 \rightarrow \text{pour une travée de rive}$$

Et on prend le max entre M_{t2} et M_{t2} avec :

M_g moment au Niveau d'appui gauche.

M_d moment au Niveau d'appui droit.

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} \text{ Degré de surcharge}$$

- **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

Pour utiliser la méthode forfaitaire, les conditions suivantes doivent être vérifiées :

- Les charges d'exploitation sont modérées c'est-à-dire : $Q \leq \max [2G; 500]$ en (daN/m²)
- La fissuration est peu préjudiciable.
- Les moments d'inerties sont identiques pour toutes les travées.
- Les portés successifs vérifient: $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$

- **Vérification des conditions :**

Chapitre 4 : Les Planchers

Tableau 13 : Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

Condition	Remarques
✓ Les charges d'exploitation sont modérées c'est-à-dire : $Q \leq \max [2G; 500]$ en (daN/m ²)	Toutes les poutrelles vérifiées cette condition
✓ La fissuration est peu préjudiciable.	Toutes les poutrelles vérifiées cette condition
✓ Les moments d'inerties sont identiques pour toutes les travées.	Toutes les poutrelles vérifiées cette condition
Les portés successifs vérifient le rapport énoncé dans les conditions d'applications	Aucune poutrelle ne vérifie cette condition

- **Conclusion :**

La méthode forfaitaire n'est pas appliquée car la condition (d) n'est pas vérifiée ; donc tous les types des poutrelles seront étudiés par la méthode de Caquot minoré.

IV.2.1.2.2. Méthode de Caquot minorée

- **Domaine d'application :**

La méthode de Caquot est appliquée dans le cas où l'une des trois dernières conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée, il faudra alors diminuer les moments sur appuis dus aux seules charges permanentes par application aux valeurs trouvées d'un coefficient compris entre 1 et 2/3.

- **Principe de la méthode :**

L'avantage de la méthode de Caquot est de libérer les résolutions du système d'équations linéaires, en outre, cette hypothèse simplifie les calculs et réduit ainsi le problème à l'étude d'une série des poutres à deux travées une fois hyperstatique

- **Application de la méthode Caquot**

Dans le cadre de notre travail nous allons faire les calculs de façon littérales pour les cas de 2 travées et de 5 travées, c'est à dire pour les poutrelles (Type 1, 3, 4)

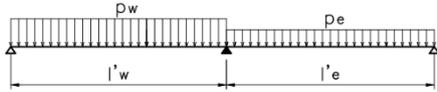
❖ **Type 3 et 4 (cas de deux travées)**

- **Calcul du moment en appuis**

Chapitre 4 : Les Planchers

Pour ce cas on adopte des longueurs de portées fictives telles que :

$$L' = L$$



$$M_a = -\frac{p_w l'_w{}^3 + p_e l'_e{}^3}{8.5(l'_w + l'_e)}$$

Tableau 14 : Récapitulatif de calcul du moment en appuis ELS et ELU-poutrelle type 3

Type 3	
L' _w	4,70 m
L' _e	3,60 m
P _w = ql ² /8	1788,54 daN.m ² (état limite ultime)
P _w = ql ² /8	1297,23 daN.m ² (état service)
P _e = ql ² /8	1049,32 daN.m ² (état limite ultime)
P _e = ql ² /8	761,07 daN.m ² (état service)
M _a	-3325,99 daN.m ² (état limite ultime)
M _a	-2412,34 daN.m ²

- Calcul du moment en travée**

Tableau 15 : Récapitulatif du calcul du moment en travée à l'ELU-poutrelle type 3

Etat limite ultime (daN.m ²)	
M _w = ql ² /8	1788,54
M _{t1} = 0,2 * M _w	357,70
M _e = ql ² /8	1049,32
M _{t2} = 0,2 * M _e	209,86

Tableau 16 : Récapitulatif du calcul du moment en travée à l'ELS-poutrelle type 3

Etat limite service (daN.m ²)	
M _w = ql ² /8	1297,23
M _{t1} = 0,2 * M _w	259,44
M _e = ql ² /8	761,07
M _{t2} = 0,2 * M _e	152,21

- Effort tranchant**

$$T(X) = \left(\frac{q_u \times l_i}{2} - q_u \times X \right) + \frac{|M_{i-1}| - |M_i|}{l_i}$$

Chapitre 4 : Les Planchers

Tableau 17 : Récapitulatif du calcul des effort tranchant-poutrelle type 3

X	M _{i-1}	M _i	T
4,70	M ₀ = 357,70	M ₁ = -3325,99	-738,40
3,60	M ₁ = -3325,99	M ₂ = 209,86	-2031,50

❖ Type 4 (cas de deux travées)

Tableau 18 : Récapitulatif de calcul du moment en appuis ELS et ELU-poutrelle type 4

Type 4	
L' _w	4,70 m
L' _e	3,30 m
P _w = qlw ² /8	1788,54 daN.m ² (état limite ultime)
P _w = qlw ² /8	1297,23 daN.m ² (état service)
P _e = qle ² /8	881,72 daN.m ² (état limite ultime)
P _e = qle ² /8	639,51 daN.m ² (état service)
Ma	-2264,78 daN.m ² (état limite ultime)
Ma	-1642,65 daN.m ²

- **Calcul du moment en travée**

Tableau 19 : Récapitulatif du calcul du moment en travée à l'ELU-poutrelle type 4

Etat limite ultime (daN.m ²)	
M _w = qlw ² /8	1788,54
M _{t1} = 0,2 * M _w	357,70
M _e = qle ² /8	881,72
M _{t2} = 0,2 * M _e	176,34

Tableau 20 : Récapitulatif du calcul du moment en travée à l'ELS-poutrelle type 4

Etat limite service (daN.m ²)	
M _w = qlw ² /8	1297,23
M _{t1} = 0,2 * M _w	259,44
M _e = qle ² /8	639,51
M _{t2} = 0,2 * M _e	127,90

- **Effort tranchant**

Tableau 21 : Récapitulatif du calcul des effort tranchant-poutrelle type 3

X	M _{i-1}	M _i	T
4,70	M ₀ = 259,44	M ₁ = -2264,78	-985,09
3,30	M ₁ = -2264,78	M ₂ = 127,90	-1793,80

❖ Cas 5 travées

- **Calcul du moment en appuis**

Longueur réduite : li = 0,8 * l

Chapitre 4 : Les Planchers

Tableau 22 : Longueur réduite

L1	L2	L3	L4	L5
3,76	2,64	2,16	3,76	2,88

$$M_i = -\frac{q'(l_w^3 + l_e^3)}{8,5(l_w + l_e)}$$

Tableau 23 : Récapitulatif de calcul du moment en appuis ELS et ELU-poutrelle type 1

	Ma	Mb	Mc	Md	Me	Mf
ELU	-1077,33	-852,01	-452,10	-813,97	-884,20	-632,06
ELS	-781,39	-617,96	-327,90	-590,37	-641,31	-458,43

- **Moment en travée**

- Calcul de l'abscisse du M_T maximum X_0

$$X_0 = \frac{|M_{i-1}| - |M_i|}{l_i \times q_u} + \frac{l_i}{2}$$

Tableau 24 : Récapitulatif du calcul abscisses du moment maximum

	Travée A-B	Travée B-C	Travée C-D	Travée D-E	Travée E-F
ELU	1,972	1,55	0,83	1,86	1,31
ELS	1,78	1,09	1,33	1,90	1,32

- Calcul du moment fléchissant en travée

$$M(X) = \left(\frac{q \times l_i}{2} X - q \times \frac{X^2}{2} \right) + \frac{|M_{i-1}| - |M_i|}{l_i} X - |M_{i-1}|$$

Tableau 25 : Récapitulatif du moment fléchissant en travée à ELS et à ELU type 1

	Travée A-B	Travée B-C	Travée C-D	Travée D-E	Travée E-F
	M_{AB}	M_{BC}	M_{CD}	M_{DE}	M_{EF}
ELU	184,03	-70,05	-233,64	294,34	-103,43
ELS	-123,85	-101,35	-230,2	194,97	-73,78

- **Effort tranchant**

$$T(X) = \left(\frac{q_u \times l_i}{2} - q_u \times X \right) + \frac{|M_{i-1}| - |M_i|}{l_i}$$

Tableau 26 : Récapitulatif du calcul des effort tranchant-poutrelle type 1

	Travée A-B	Travée B-C	Travée C-D	Travée D-E	Travée E-F
Longueur X	0	0	0	0	0
L'effort Tranchant à l'appuis gauche	1277,65	1006,48	532	1199,05	1020,27
Longueur X	4,7	3,3	2,7	4,7	3,6
L'effort Tranchant à l'appuis gauche	-1896,23	-1131,01	-1216,86	-1785,27	-1311,54

Tableau 27 :Récapitulatif général du calcul des moments et efforts tranchants des poutrelles de notre structure

Types	Moment en appuis		Moment en travée		Effort tranchant
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
1	-4,52	-3,27	2,94	1,94	12,77
2	-1,44	-1,04	10,34	7,44	18,76
3	-33,25	-24,12	3,57	2,59	20,31
4	-22,64	-16,42	3,57	2,59	17,93

IV.2.1.2.3. *Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissants pour cas 5 travées*

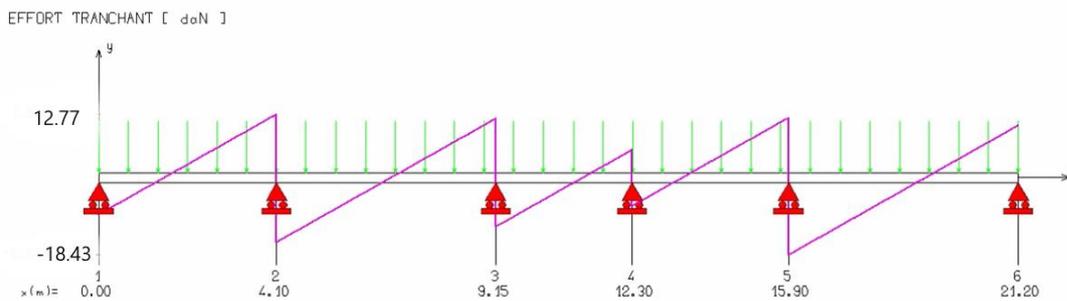


Figure 18 : Diagramme des efforts tranchants pour les poutrelles de type 1

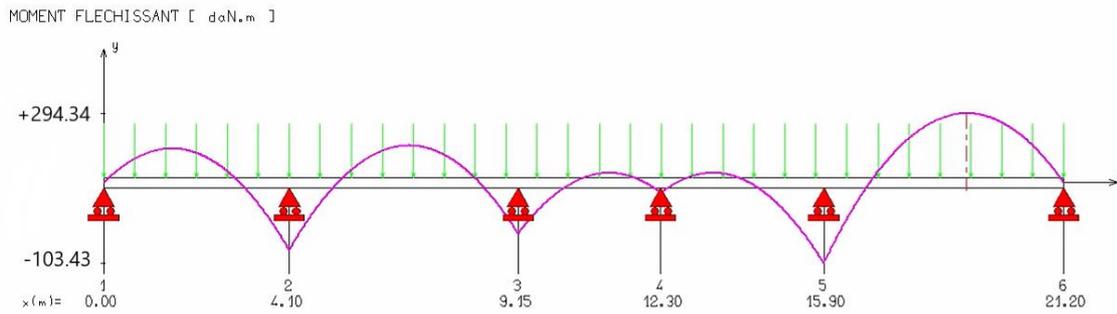


Figure 19 : Diagramme des moments fléchissants à ELU

IV.2.1.3. - Calcul du ferrailage

IV.2.1.3.1. Etat limite ultime

- **En travée**

$$M_u \text{ max} = 10,34 \text{ KN.m}$$

Moment qui équilibre la table de compression :

$$M_t = b \cdot h_o \cdot \sigma_b (d - h_o / 2)$$

$$M_t = 0,60 \times 0,04 \times 14,20 ((0,9 \times 0,20) - (0,04/2))$$

$M_t = 54,528 \text{ kN.m} \rightarrow M_u \text{ max} < M_t \rightarrow$ l'axe neutre se trouve dans la table.

\rightarrow La section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions (bxh).

$$\mu = \frac{M_{\text{max}}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{10340}{60 \cdot 18^2 \cdot 14,2} = 0,037$$

$\mu = 0,037 < 0,392$ (Acier FeE400) \rightarrow pivot A : Donc les armatures comprimées A' ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,035$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,985$$

$$A_s = \frac{M_u \text{ max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{10340}{0,985 \cdot 18 \cdot 348} = 1,67 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\text{min}} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 60 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (1,67 \text{ cm}^2 ; 1,30 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 1,30 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : $A_{st} = 3 \text{ HA10} = 2,36 \text{ cm}^2$

- **En appuis :**

$$M_{u \max} = 33,25 \text{ KN.m}$$

Vu que le moment en appuis est négatif et la partie tendue se trouve au niveau de la table on néglige les ailettes, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de largeur $b_0 = 10$ cm et de hauteur $h = 20$ cm.

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{33250}{10 \cdot 18^2 \cdot 14,2} = 0,722$$

$$\mu = 0,722 > 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \rightarrow \text{pivot B}$$

Calcul du moment absorbé par le béton seul

$$M_1 = \mu_1 * b * d^2 * f_{bu} = 0,372 * 10 * 18^2 * 17 = 204,89 \text{ Kn.m}$$

Donc la section d'armature tendue sera égale à :

$$A_s = \frac{M_1}{\beta * d * \sigma_s} + \frac{M_u - M_t}{(d - d') - \sigma_s}$$

$$\beta = (1 - 0,4 * \alpha_1) = 0,753$$

$$A_s = \frac{20489}{0,758 * 18 * 348} + \frac{(33250 - 20489)}{(18 - 5) * 348} = 4 + 2,82 = 6,82 \text{ cm}^2$$

Et la section des armatures comprimés comprimées sera :

$$A'_s = \frac{M_u - M_1}{(d - d') * 348} = 2,82 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 10 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(6,82 \text{ cm}^2 ; 0,22 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 6,82 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte: $6T12 = 6,79 \text{ Cm}^2$

IV.2.1.3.2. *Etat limite service*

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Fissurations peut préjudiciables} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{FeE400} \end{array} \right. \rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

- **En travée :**

$$M_u = 10,34 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 7,44 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{10,34}{7,44} = 1,38$$

$\alpha = 0,035 < 0,44 \rightarrow$ condition vérifiée

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent à l'E.L.S.

• **En Appuis :**

$$M_u = 33,25 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 24,12 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{33,25}{24,12} = 1,37$$

$\alpha = 0,035 < 0,45 \rightarrow$ condition vérifiée

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent à l'E.L.S.

IV.2.1.3.3. Vérification de la flèche

$$f = \frac{M.l^2}{10.E_v.I_{Fv}} \quad (\text{Art : Annexe D CBA 93}) \text{ et } f < \bar{f} = \frac{l}{500} \quad (L < 5\text{m. Art B.6.5.3 CBA 93})$$

$$I_{Fv} = 0,00008213 \text{ m}^4$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,9 \text{ MPa}$$

$$M_{u\max} = 33,25 \text{ KN.m}$$

$$f = \frac{M.l^2}{10.E_v.I_{Fv}} = \frac{33250 \cdot 4,7^2}{10 \cdot 10818,9 \cdot 10^6 \cdot 0,00008213} = 0,0088$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{380}{500} = 0,76.$$

$f = 0,0088 < \bar{f} = 0,76 \rightarrow$ condition vérifiée.

IV.2.1.3.4. Vérification de l'effort tranchant

Pour des fissurations peu préjudiciables on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u \quad \left(\text{(A.5.1.2.1.1 CBA 93)} \right)$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,20 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3,33 ; 5) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$T_u = 20,31 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{20310}{100 \cdot 180} = 1,12 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

IV.2.1.3.5. Ferrailage transversal

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24

($f_e = 235 \text{ MPa}$).

Le ferrailage transversal est calculé suivant les deux règlements suivants :

- **Selon le CBA 93 (page 40)**

$$\left[\begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \cdot f_{tj} \cdot K}{0,9 \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{Avec : } K = 1 \quad \text{pas de reprise de betonage} \\ S_t \leq \min \{ 0,9 \cdot d; 40 \text{ cm} \} \\ \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0,4 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b_o}{10} \right) \quad [3] \text{ (page 49)}$$

- **Selon le RPA 99 [2] (page 53)**

$$\left[\begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 \cdot b_0 \\ S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi_1 \right) \quad \text{zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

- ϕ_1 : diamètre minimum des armatures longitudinales.
- ϕ_t : diamètre minimum des armatures transversales.

- **Application**

$$\tau_u = 1,275 \text{ Mpa}$$

- Selon le CBA 93

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0.021 \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 16.2 \text{ cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0.01 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\emptyset_t \leq \text{Min} (0,57 \text{ cm} ; 1.2 \text{ cm} ; 1 \text{ cm}) = 0,57 \text{ cm}$$

- Selon le « RPA 99 version 2003 »

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,03 \\ \bullet S_t \leq 5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

On adopte : $\emptyset_t = 6 \text{ mm}$

IV.2.1.3.6. 6-choix des armatures

On adopte : **2HA6** = $0,57 \text{ cm}^2$ de $A_s = 0,57 \text{ cm}^2$

• -Choix Des Espacements

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

$$\frac{A_t}{S_t} = 0,057 \geq 0,036 \quad \text{ok}$$

Tableau 28 : Récapitulatif des armatures des poutrelles

Armature	Longitudinale	Transversale
Travée	3HA10	2φ6
Appuis	3HA16	2φ6

IV.2.1.3.7. Dessin du ferrailage

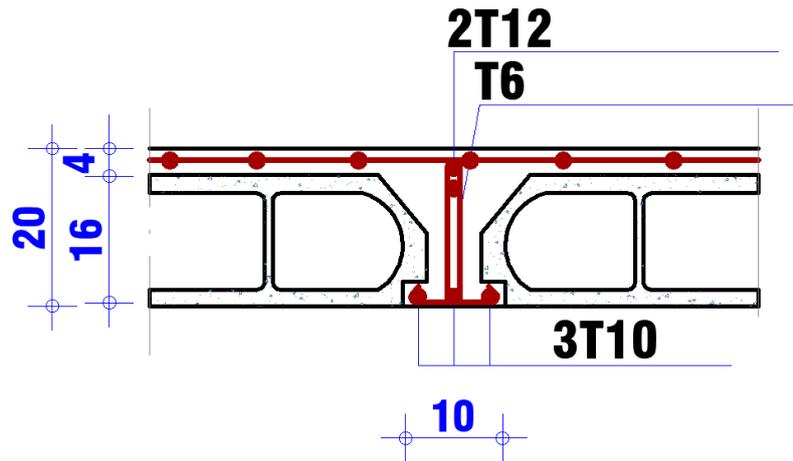


Figure 20 : ferrailage des poutrelles

IV.3. - Dalle pleine

Les dalles pleines sont des planchers rectangulaires de dimensions L_x et L_y dont

($L_x \leq L_y$) et d'une épaisseur h_d dont les appuis sont des poutres ou des voiles en béton armé. Ce sont des dalles partiellement ou totalement encastrés sur le contour des murs en maçonnerie (dalle simplement appuyée sur le contour).

- Pour $\rho < 0,4$; la dalle porte dans un seul sens.
- Pour $0,4 \leq \rho \leq 1$; la dalle porte suivant deux directions.

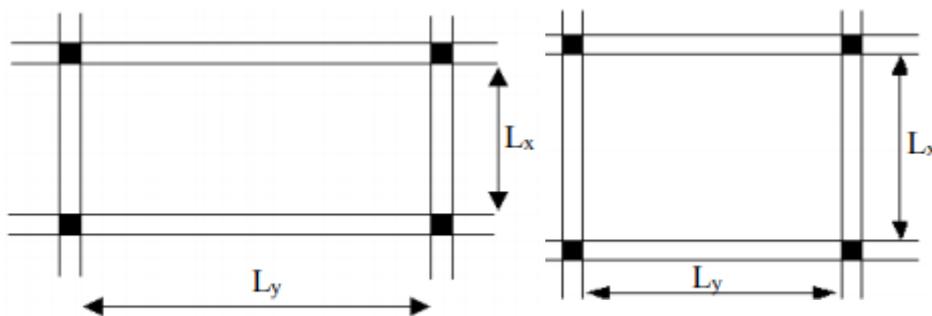


Figure 21 : Dimension d'un panneau de dalle

IV.3.1. Méthode de Calcul

La Méthode de calcul dépend du rapport $\frac{L_x}{L_y}$

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

Le principe du calcul est basé sur :

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

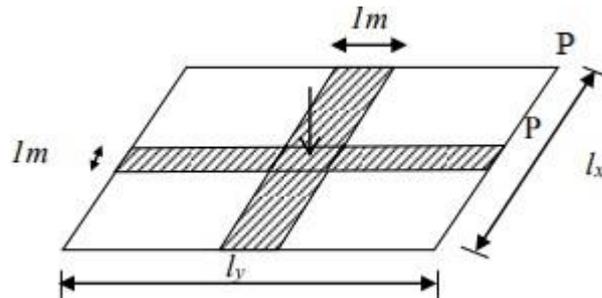


Figure 22 : Hypothèse de calcul

IV.3.1.1. Constatations : Sous l'effet de la charge :

- Chaque bande se déforme.
- Chaque bande dans un sens est soulagée par une série de bande élastique dans le deuxième sens.
- Les lignes de ruptures déterminées par essai de chargement figurent en traits interrompus.

IV.3.1.2. Diamètre des armatures :

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle.

$$\phi \leq \frac{h_d}{10} \text{ avec } h_d = 16 \text{ cm} \quad \phi \leq \frac{16}{10} = 1,6 \text{ cm}$$

on prendra $\phi = 1 \text{ cm}$

La fissuration est considérée comme préjudiciable : $a = 1 \text{ cm}$

IV.3.1.3. Calcul de l'enrobage :

$$C_x = a + \frac{\phi}{2} \rightarrow C_x = \left(10 + \frac{10}{2}\right) = 15 \text{ mm}$$

$$C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \rightarrow C_y = 10 + 10 + \frac{10}{2} = 25 \text{ mm}$$

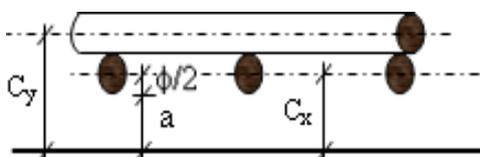


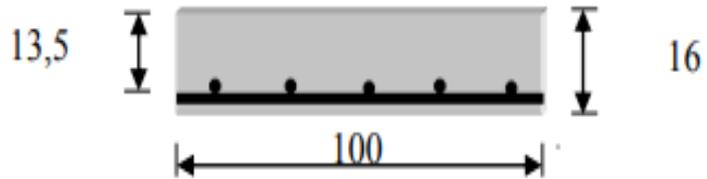
Figure 23 : enrobage

Figure : enrobage

- **Hauteur utile**

$$dx = hd - Cx = 16 - 1,5 = 14,5\text{cm}$$

$$dy = hd - Cy = 16 - 2,5 = 13,5\text{cm}$$



IV.3.1.4. Evaluation des charges et combinaisons fondamentales :

D'après la descente de charges effectuée dans le chapitre Prédimensionnement ; on a :

Tableau 29 : Combinaison fondamentales du plancher RDC

Etat	Charges daN/m ²	Combinaisons fondamentales		Pour une bande de 1m de largeur
ELU	G=660	$q_u = 1.35G + 1.5Q$	1266 daN/m ²	1266 daN/m ²
ELS	Q= 250	$q_{ser} = G + Q$	910 daN/m ²	910 daN/m ²

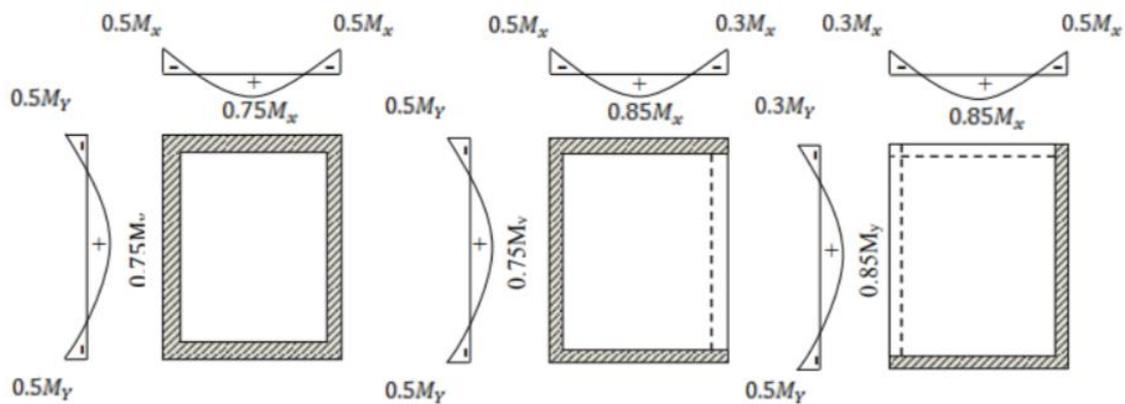


Figure 24 : Récapitulatif des types de dalle

IV.3.2. Vérification si la dalle porte sur 4 côté

IV.3.2.1. Type 1

$$M_x^u = \mu_x^u \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$M_y^u = \mu_y^u \cdot q_u \cdot L_y^2$$

$$L_x = 4,7 \text{ m}$$

$$L_y = 4,7\text{m}$$

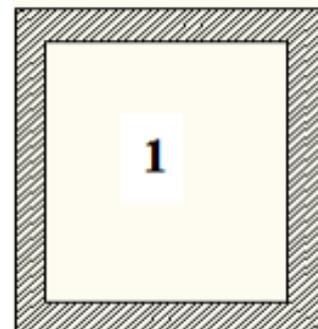


Figure 25 : Dalle de type 1

Chapitre 4 : Les Planchers

$$\alpha = \frac{I_x}{I_y} = \frac{4,7}{4,7} = 1 \Rightarrow \text{Dalle portante sur 4 cotés.}$$

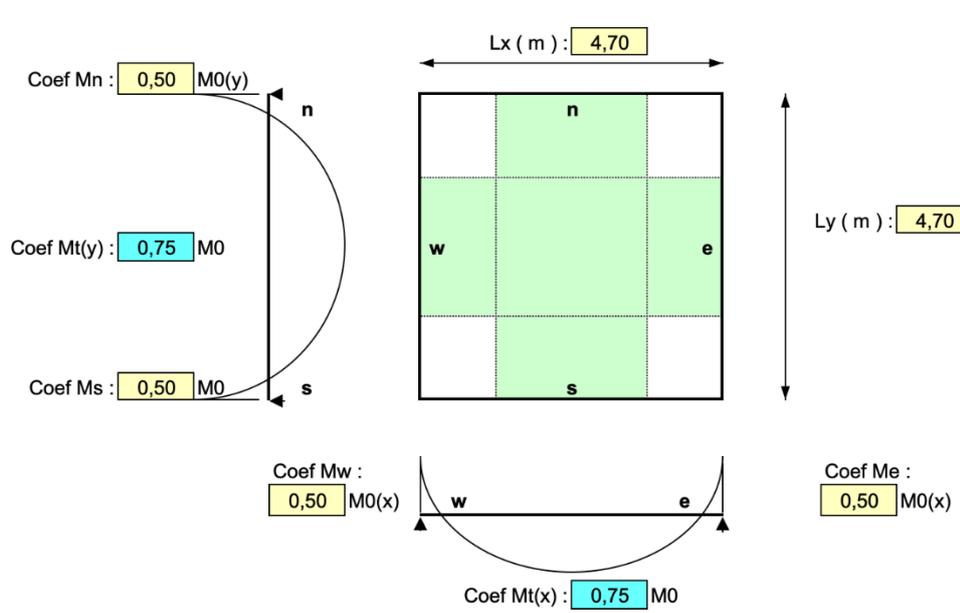


Figure 26 : Coefficient pour une dalle portante sur 4 cotés

- Sens x-x

Tableau 30 : Récapitulatif du calcul des moments pour une dalle de type 1 sens x-x

M0	ELU	14,67
	ELS	10,64
Travée	ELU	11
	ELS	7,98
Appuis	ELU(gauche)	7,33
	ELS (gauche)	5,32
	ELU (Droit)	7,33
	ELS (Droit)	5,32

- Sens y-y

Tableau 31 : Récapitulatif du calcul des moments pour une dalle de type sens y-y

M0 (daN.m)	ELU	14,67
	ELS	10,64
Travée (daN.m)	ELU	11
	ELS	7,98
Appuis (daN.m)	ELU(gauche)	7,33
	ELS (gauche)	5,32
	ELU (Droit)	7,33
	ELS (Droit)	5,32

Tableau 32 : Récapitulatif des sollicitations maximales des dalle de type 1

Sens	ELU		ELS	
	M _{appui} (daN.m)	M _{Travée} (daN.m)	M _{appui} (dan.m)	M _{travée} (daN.m)
x-x	7,33	11	5,32	7,98

Chapitre 4 : Les Planchers

y-y	7,33	11	5,32	7,98
-----	------	----	------	------

IV.3.2.2. Type 2

$L_x = 4,7 \text{ m}$

$L_y = 4,7 \text{ m}$

$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4,7}{4,7} = 1 \Rightarrow$ Dalle portante sur 4 cotés

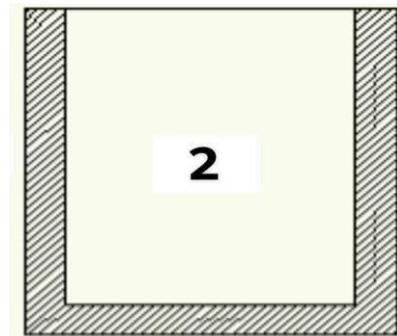


Figure 27 : panneau appuyé sur 3 cotés

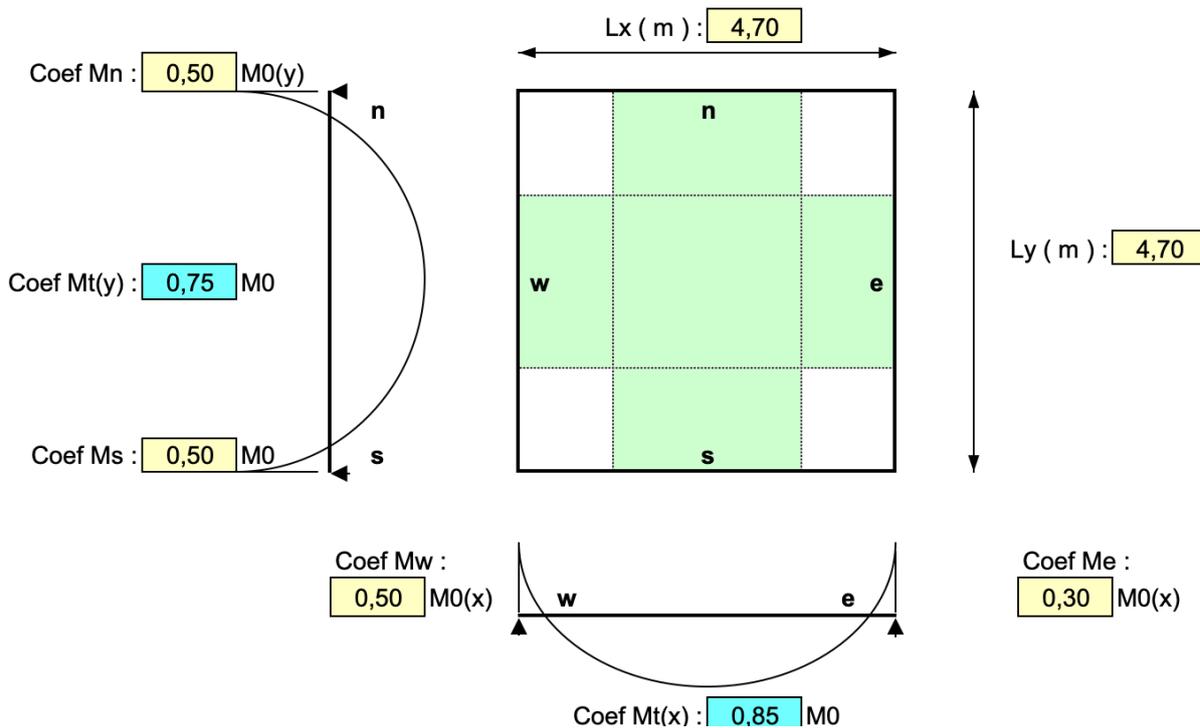


Figure 28 : Coefficient pour une dalle portante sur 3 cotés

- Sens x-x

Tableau 33 : Récapitulatif du calcul des moments pour une dalle de type 2 sens x-x

M0	ELU	14,67
	ELS	10,64

Chapitre 4 : Les Planchers

Travée	ELU	12,47
	ELS	9,04
Appuis	ELU(gauche)	7,33
	ELS (gauche)	5,32
	ELU (Droit)	4,40
	ELS (Droit)	3,19

- **Sens y-y**

Tableau 34 : Récapitulatif du calcul des moments pour une dalle de type 2 sens y-y

M0 (daN.m)	ELU	14,67
	ELS	10,64
Travée (daN.m)	ELU	11
	ELS	7,98
Appuis (daN.m)	ELU(gauche)	7,33
	ELS (gauche)	5,32
	ELU (Droit)	7,33
	ELS (Droit)	5,32

Tableau 35 : Récapitulatif des sollicitations maximales des dalle de type 2

Sens	ELU		ELS	
	M _{appuis} (daN.m)	M _{Travée} (daN.m)	M _{appuis} (dan.m)	M _{travée} (daN.m)
x-x	7,33	12,47	5,32	9,04
y-y	7,33	11	5,32	7,98

IV.3.2.3. Type 3

$$L_x = 3,3 \text{ m}$$

$$L_y = 3,6 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,3}{3,6} = 0,91 \Rightarrow \text{Dalle portante sur 4 cotés}$$

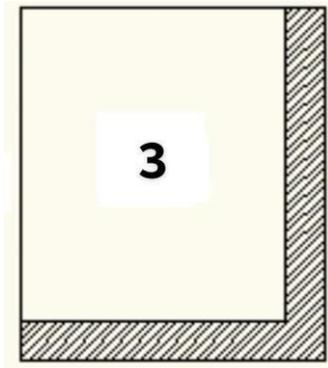


Figure 29 : panneau appuyé sur 2 cotés

- **Sens x-x**

Tableau 36 : Récapitulatif du calcul des moments pour une dalle de type 3 sens x-x

M0	ELU	8,63
	ELS	6,26
Travée	ELU	7,34
	ELS	5,32
Appuis	ELU(gauche)	4,32
	ELS (gauche)	3,13
	ELU (Droit)	2,59
	ELS (Droit)	1,88

- **Sens y-y**

Chapitre 4 : Les Planchers

Tableau 37 : Récapitulatif du calcul des moments pour une dalle de type 3 sens y-y

M0 (daN.m)	ELU	7,20
	ELS	5,23
Travée (daN.m)	ELU	6,12
	ELS	4,44
Appuis (daN.m)	ELU(gauche)	3,60
	ELS (gauche)	2,61
	ELU (Droit)	2,16
	ELS (Droit)	1,57

Tableau 38 : : Récapitulatif des sollicitations maximales des dalle de type 3

Sens	ELU		ELS	
	M _{appuis} (daN.m)	M _{Travée} (daN.m)	M _{appuis} (dan.m)	M _{travée} (daN.m)
x-x	4,32	7,34	3,13	5,32
y-y	3,6	4,44	2,61	4,44

Chapitre 4 : Les Planchers

Tableau 39 : Récapitulatif des calculs des panneaux de type 1

Panneaux	Longueur		Sens	Rapport lx/ly	ELU					ELS				
	l (m)				μ	M0x et M0y (daN.m)	Moment en appui		Moment en travée Mt (daN.m)	μ	M0x et M0y (daN.m)	Moment en appui		Moment en travée Mt (daN.m)
	lx	ly					Mag (daN.m)	Mad (daN.m)				Mag (daN.m)	Mad (daN.m)	
1	lx	3,25	X	0,69	0,0697	1329	665	665	997	0,0697	964	482	482	737
	ly	4,7	Y		0,4349	578	285	285	434	0,4349	419	210	210	315
2	lx	4,7	X	1	0,0368	1467	733	733	1100	0,0368	1064	532	532	798
	ly	4,7	Y		1	1467	733	733	1100	1	1064	532	532	798
3	lx	3,2	X	0,68	0,0711	1315	658	658	987	0,0711	958	447	447	716
	ly	4,7	Y		0,4187	551	275	275	413	0,4187	399	200	200	300
4	lx	2,7	Y	0,57	0,0859	309	155	155	232	0,0859	224	112	112	168
	ly	4,7	X		0,2732	1131	566	566	848	0,2732	820	410	410	615
5	lx	2,7	Y	0,84	0,6954	469	234	234	352	0,6954	340	170	170	255
	ly	3,2	X		0,0512	674	337	337	506	0,0512	489	244	244	367
6	lx	3,3	Y	0,70	0,4514	606	303	303	455	0,4514	440	220	220	330
	ly	4,7	X		0,0683	1343	671	671	1007	0,0683	974	487	487	731

Chapitre 4 : Les Planchers

Tableau 40 : Récapitulatif des calculs des panneaux de type 2

Panneaux	Longueur		Sens	Rapport lx/ly	ELU					ELS				
					μ	M0x et M0y (daN.m)	Moment en appui		Moment en travée	μ	M0x et M0y (daN.m)	Moment en appui		Moment en travée
	Mag (daN.m)	Mad (daN.m)					Mt (daN.m)	Mag (daN.m)	Mad (daN.m)			Mt (daN.m)		
1	lx	3,25	X	0,90	0,0452	862	431	259	733	0,0452	625	313	188	532
	ly	3,60	Y		0,8077	696	348	348	522	0,8077	505	253	253	379
2	lx	3,6	Y	0,77	0,5562	783	391	391	587	0,5562	568	284	284	426
	ly	4,7	X		0,0601	1408	704	422	1196	0,0601	1021	551	306	868
3	lx	3,20	X	0,89	0,0465	861	430	258	732	0,0465	624	312	187	531
	ly	3,6	Y		0,7809	672	336	336	504	0,7809	488	244	244	366
4	lx	4,7	Y	0,78	0,5750	1349	675	675	1012	0,5750	979	489	489	734
	ly	6,05	X		0,0588	2346	1173	704	1995	0,0588	1702	851	511	1447
5	lx	3,30	X	0,70	0,068	1343	671	403	1141	0,068	974	487	292	828
	ly	4,70	Y		0,4514	606	303	303	455	0,4514	440	220	220	330
6	lx	3,25	X	0,98	0,0380	724	362	217	616	0,0380	525	263	158	447
	ly	3,30	Y		0,9697	702	351	351	527	0,9697	509	255	255	382
7	lx	3,20	X	0,97	0,0392	725	363	218	616	0,0392	526	263	158	447
	ly	3,3	Y		0,9395	661	341	341	511	0,9395	494	247	247	371
8	lx	4,7	X	1	0,0368	1467	733	440	1247	0,0368	1064	532	319	904
	ly	4,7	Y		1	1467	733	733	1100	1	1064	532	532	798

Chapitre 4 : Les Planchers

Tableau 41 : Récapitulatif des calculs des panneaux de type 3

Panneaux	Longueur		Sens	Rapport lx/ly	ELU					ELS				
					μ	M0x et M0y (daN.m)	Moment en appui		Moment en travée	μ	M0x et M0y (daN.m)	Moment en appui		Moment en travée
	Mag (daN.m)	Mad (daN.m)					Mt (daN.m)	Mag (daN.m)	Mad (daN.m)			Mt (daN.m)		
1	lx	3,3	X	0,92	0,0439	863	432	259	734	0,0439	626	313	188	532
	ly	3,6	Y		0,8347	720	216	360	612	0,8347	523	157	261	444
2	lx	3,6	Y	0,6	0,2989	581	174	290	494	0,2989	421	126	211	358
	ly	6,05	X		0,0830	1943	972	583	1652	0,0830	1409	705	423	1198
3	lx	2,7	Y	0,45	0,1412	191	57	96	163	0,1412	139	42	69	118
	ly	6,05	X		0,1030	1356	678	407	1153	0,1030	984	492	295	836
4	lx	3,25	X	0,69	0,0697	1329	665	399	1130	0,0697	964	482	289	820
	ly	4,7	Y		0,4349	578	177	289	491	0,4349	419	126	210	357
5	lx	3,2	X	0,68	0,0711	1315	658	395	1168	0,0711	954	477	286	811
	ly	4,7	Y		0,4187	551	165	275	468	0,4187	399	120	200	340
6	lx	2,7	Y	0,82	0,6484	461	138	231	3,92	0,6484	334	100	167	284
	ly	3,3	X		0,0540	711	356	213	604	0,0540	516	258	155	438

Remarque :

Pour le calcul du ferrailage de la dalle pleine, on prend le cas le plus défavorable.

C'est-à-dire le plus grand panneau des 3 types suivant.

Tableau 42 :Récapitulatif des sollicitation maximales des différents panneaux

Plancher	Sens	Appuyé sur	ELU ($v = 0$)		ELS ($v = 0,2$)	
			M_{appuis} [daN.m]	$M_{travées}$ [daN.m]	M_{appuis} [daN.m]	$M_{travées}$ [daN.m]
	X-X	4 Appuis	1173	1995	851	1447
	Y-Y	4 Appuis	733	1100	532	798

IV.3.3. Calcul du ferrailage

Sens x-x

- **En Appuis**

- Etat Limite Ultime (ELU)

$$M_{tx}^u = 1995 \text{ daN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{19950}{10 \cdot 18^2 \cdot 14,2} = 0,716$$

$$\mu = 0,716 > 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \rightarrow \text{pivot B}$$

- Calcul du moment absorbé par le béton seul

$$M_1 = \mu_1 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,372 \cdot 10 \cdot 14^2 \cdot 17 = 12395,04 \text{ N.m}$$

Donc la section d'armature tendue sera égale à :

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{M_u - M_t}{(d - d') \cdot \sigma_s}$$

$$\beta = (1 - 0,4 \cdot \alpha_1) = 0,753$$

$$A_s = \frac{12395,04}{0,753 \cdot 18 \cdot 348} + \frac{(19950 - 12395,04)}{(18 - 5) \cdot 348} = 2,62 + 1,66 = 4,28 \text{ cm}^2$$

Et la section des armatures comprimées comprimées sera :

$$A'_s = \frac{M_u - M_1}{(d - d') \cdot 348} = 1,66 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 10 \cdot 14 \times \frac{2,1}{400} = 0,16 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(4,28 \text{ cm}^2; 0,16 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 4,28 \text{ cm}^2$$

Escapement minimum des armatures

$$L'écartement des armatures: e \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = \min(3 \times 16; 33\text{cm}) = 33\text{cm}.$$

Donc on adopte : 4T12 = 4,52 Cm²

- Etat Limite Service

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Fissurations peut préjudiciables} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{FeE400} \end{array} \right. \rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

En travée :

$$M_{tx}^u = 19950 \text{ N.m}$$

$$M_{tx}^s = 14470 \text{ N.m}$$

$$\gamma = \frac{19950}{14470} = 1,37$$

$$\alpha = 0,035 < 0,43 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent à l'E.L.S.

• En appuis

- Etat limite ultime (ELU)

$$M_{apx}^u = 1173 \text{ daN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{11730}{10 \cdot 14^2 \cdot 14,2} = 0,421$$

$$\mu = 0,421 > 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \rightarrow \text{pivot B}$$

- Calcul du moment absorbé par le béton seul

$$M_1 = \mu_1 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0,372 \cdot 10 \cdot 14^2 \cdot 17 = 12395,04 \text{ N.m}$$

Donc la section d'armature tendue sera égale à :

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{M_u - M_t}{(d - d') \cdot \sigma_s}$$

$$\beta = (1 - 0,4 \cdot \alpha_1) = 0,753$$

$$A_s = \frac{12395,04}{0,753 \cdot 18 \cdot 348} + \frac{(11730 - 12395,04)}{(18 - 5) \cdot 348} = 2,62 - 0,147 = 2,47 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 10 \cdot 14 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,16 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(2,47 \text{ cm}^2 ; 0,16 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 2,47 \text{ cm}^2$$

Espacement minimum des armatures

L'écartement des armatures: $e \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = \min(3 \times 16 ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$.

Donc on adopte: 4T10 = 3,14 Cm²

- Etat limite service

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Fissurations peut préjudiciables} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{FeE400} \end{array} \right. \rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

En travée :

$$M_{apx}^u = 11730 \text{ N.m}$$

$$M_{apx}^s = 8510 \text{ N.m}$$

$$\gamma = \frac{11730}{8510} = 1,37$$

$\alpha = 0,035 < 0,43 \rightarrow$ condition vérifiée

Donc les armatures calculées à l'E.L. U conviennent à l'E.L.S.

Sens Y-Y

• **Travée**

- Etat limite ultime (ELU)

$$M_{ty}^u = 1100 \text{ daN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{11000}{10 \cdot 14^2 \cdot 14,2} = 0,395$$

Chapitre 4 : Les Planchers

$\mu = 0,395 > 0,392$ (Acier FeE400) \rightarrow pivot B

- Calcul du moment absorbé par le béton seul

$$M_1 = \mu_1 * b * d^2 * f_{bu} = 0,372 * 10 * 14^2 * 17 = 12395,04 \text{ N.m}$$

Donc la section d'armature tendue sera égale à :

$$A_s = \frac{M_1}{\beta * d * \sigma_s} + \frac{M_u - M_t}{(d - d') * \sigma_s}$$

$$\beta = (1 - 0,4 * \alpha_1) = 0,753$$

$$A_s = \frac{12395,04}{0,753 * 18 * 348} + \frac{(11000 - 12395,04)}{(18 - 5) * 348} = 2,62 - 0,30 = 2,31 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 * 10 * 14 * \frac{2,1}{400} = 0,16 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(2,31 \text{ cm}^2 ; 0,16 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 2,31 \text{ cm}^2$$

Espacement minimum des armatures:

L'écartement des armatures : $e \leq \min(4h_d; 44\text{cm}) = \min(4 * 16 ; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$.

Donc on adopte : 3T10 = 2,36 Cm²

- Etat Limite Service

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Fissurations peut préjudiciables} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{FeE400} \end{array} \right. \rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

En travée :

$$M_{ty}^u = 11000 \text{ N.m}$$

$$M_{ty}^s = 7980 \text{ N.m}$$

$$\gamma = \frac{11000}{7980} = 1,37$$

$\alpha = 0,035 < 0,43 \rightarrow$ condition vérifiée

Donc les armatures calculées à l'E.L. U conviennent à l'E.L.S.

• **Appuis**

- Etat limite ultime (ELU)

$$M_{apx}^u = 733 \text{ daN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{7330}{10 \cdot 14^2 \cdot 14,2} = 0,263$$

$\mu = 0,263 < 0,392$ (Acier FeE400) \rightarrow pivot A : Donc les armatures comprimées A' ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,38$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,848$$

$$A_s = \frac{M_{u \max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7330}{0,848 \cdot 14 \cdot 348} = 1,77 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 60 \cdot 14 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,01 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(1,77 \text{ cm}^2; 1,01 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 1,77 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : $A_{st} = 3 \text{ HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2$

- Etat limite service

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Fissurations peut préjudiciables} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{FeE400} \end{array} \right. \rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$M_{ay}^u = 7330 \text{ N.m}$$

$$M_{apy}^s = 5320 \text{ N.m}$$

$$\gamma = \frac{7330}{5320} = 1,37$$

$$\alpha = 0,035 < 0,43 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L. U conviennent à l'E.L.S.

En conclusion : nous pouvons dire que les ferrailages calculés en ELU conviennent à l'état limite service (ELS)

IV.3.4. Vérification des contraintes de cisaillement

De notre tableau annexe de calcul, nous pouvons tirer la valeur maximale de l'effort tranchant

$$T = 30,57 \text{ kN.m}$$

$$\tau_u = \frac{30570}{1000 \cdot 140} = 0,218 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,05 * f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,218 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa} , \text{ il ya pas de reprise de bétonnage}$$

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV.3.5. Vérification si la flèche est nécessaire

$$\frac{h_d}{L_x} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h_d}{L_x} = \frac{16}{470} = 0,034 < \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{CNV}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{1,77}{100 \cdot 14} = 0,0012 < \frac{4.2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Une des conditions n'est pas vérifiée donc on doit vérifier la flèche.

IV.3.6. Vérification de la flèche

$$f = \frac{M.l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{Fv}} \quad (\text{Art : Annexe D CBA 93}) \text{ et } f \leq \bar{f}.$$

$$\bar{f} = \begin{cases} \frac{1}{500} \text{ avec } (L \leq 5) \\ 0,5 \text{ cm} + \frac{1}{1000} \text{ avec } (L > 5) \end{cases} \quad (\text{Art B.6.5.3 CBA 93})$$

$$I_{Fv} = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \cdot 0,16^3}{12} = 0,000341 \text{ m}^4$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,9 \text{ MPa}$$

Sens X-X

$$M_{u \text{ max}} = 11730 \text{ N.m}$$

$$f = \frac{Ml^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{Fv}} = \frac{11730 \cdot 6,05^2}{10 \cdot 10818,9 \cdot 10^6 \cdot 0,000341} = 0,11 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{605}{500} = 1,21 \text{ cm.}$$

$f = 0,11 \text{ cm} < \bar{f} = 1,21 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.

Sens-Y-Y

$$M_{u \text{ max}} = 7330 \text{ N.m}$$

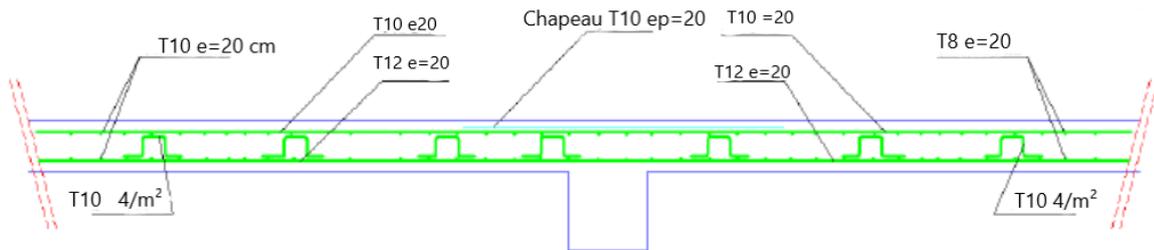
$$f = \frac{Ml^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{Fv}} = \frac{7330 \cdot 4,7^2}{10 \cdot 10818,9 \cdot 10^6 \cdot 0,000341} = 0,043 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{470}{500} = 0,94 \text{ cm.}$$

$f = 0,043 \text{ cm} < \bar{f} = 0,94 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.

IV.3.7. Dessin de ferrailage

Sens X-X



Sens Y-Y

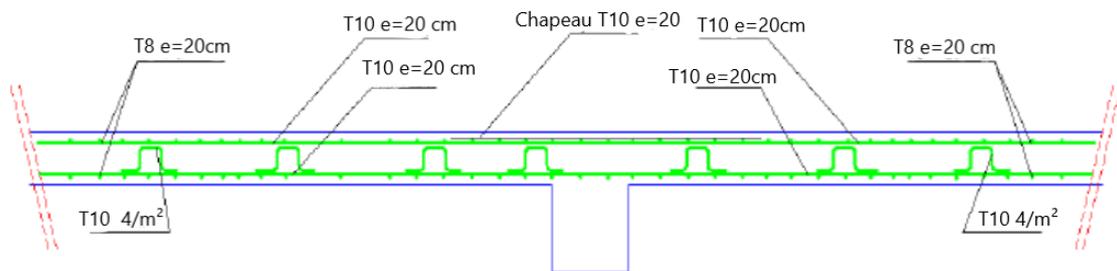


Figure 30 : dessin ferrailage dalle

Chapitre 5 Etude des éléments secondaires

V.1. Les escaliers

Dans une structure la circulation verticale se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. L'escalier sont constitués d'une paillasse et un palier de repos.

Notre bâtiment à usage d'habitation comporte le même type d'escalier, il a une forme droite, composé de deux volées et un palier de repos.

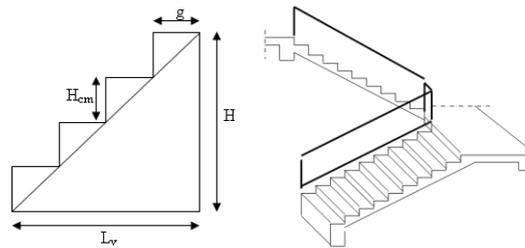


Figure 31 : Escalier

Les escaliers sont caractérisés par les dimensions suivantes :

H : Hauteur 'étage

g : Giron/largeur de la marche.

e_p : épaisseur de paillasse

h : hauteur de la contre marche

L : la longueur de la paillasse pochetée

n : nombre de contre marche

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL : $59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$

Pour passer d'un étage à l'autres difficilement, on prend « h et g» entre :

$$14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm.} \quad h= 17\text{cm}$$

$$22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm.} \quad g= 30\text{cm}$$

$$59 < 2h + g < 66 \text{ cm}$$

$$2h + g = 64\text{cm} \text{ ----- } 1$$

$$g = \frac{L}{n-1} \text{ ----- } 2$$

Chapitre 5 : Etude des éléments secondaires

$$h = \frac{H}{n} \text{-----} 3$$

Avec :

h_e : la hauteur d'étage. (3,06 m)

h : la hauteur des contres marches.

g : giron (la largeur de la marche).

H : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage.

L : projection horizontale de la longueur totale de la volée.

$$H = \frac{h_e}{2} = 153 \text{ cm}$$

$$L = 240 \text{ cm}$$

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

$$\frac{L}{n-1} + 2 \frac{H}{n} = 64 \text{ cm}$$

$$\text{Et puis : } 64 n^2 - n(64 + L + 2H) + 2H = 0$$

$$\text{Donc l'équation devient : } 64n^2 - 610n + 306 = 0$$

Ceci implique :

$$\Delta = b^2 - 4ac = 610^2 - 4 \times 64 \times 306 = 293764$$

$$\sqrt{\Delta} = 542$$

$$n = \frac{610 + 542}{2 \times 64} = 9$$

Donc :

$$n = 9 \text{ (contre marches)}$$

$$n-1 = 8 \text{ (marches)}$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

- **Inclinaison de la paille**

$$\text{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.56 \quad \alpha = 29.54$$

Chapitre 5 : Etude des éléments secondaires

- **La longueur de la paillasse**

$$L' = L_R = \sqrt{(H^2 + L^2)} = \sqrt{(1.53^2 + 2.4^2)} = 2.85\text{m}$$

$$L_{\text{palier}} = 1.30 \text{ m}$$

$$L_R + L_{\text{palier}} = 2.85 + 1.30 = 4.15\text{m}$$

Epaisseur de la paillasse :

Condition de résistance :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad L = 415\text{cm}$$

$$13.83 \leq e \leq 20.75$$

$$e_p = 16\text{cm}$$

V.1.1. Dimensions des éléments d'escalier d'étage courants

Tableau 43 : Dimension des éléments d'escalier d'étages courants

	Marche (cm)	Contre marche (cm)	Reculement (cm)	Hauteur Affranchir (cm)	Angle de pente (α)
Volé N 01	30	17	112	153	29.54
Volé N 02	30	17	112	153	29.54

V.1.2. Les charges du palier.

Tableau 44 : charges permanentes et surcharge du palier

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G(KN/m ³)
Carrelage	0.02	22	0.44
Poids propre	0.16	25	4.00
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Enduit en ciment	1.5	0.18	0.27
G	-	-	5.47
Q	-	-	2.50

- **Combinaisons fondamentales :**

Pour une bande de 1m de largeur :

- Etat limite ultime (E.L.U) :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1.35 \times 5.47 + 1.5 \times 2.5 = 11.13 \text{KN/m}^2$$

$$\bar{q}_u = q_u \times 1 = 11.13 \text{KN/m}^2 = 1113 \text{daN/m}^2$$

- Etat limite service (E.L.S)

$$q_{ser} = G + Q = 5.47 + 2.5 = 7.97 \text{KN/m}^2$$

$$\bar{q}_{ser} = q_{ser} \times 1 = 7.97 \text{KN/m}^2$$

V.1.3. Les charges de la paillasse.

Tableau 45 : Charges permanentes et surcharges de la paillasse

Matériaux	Épaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G(KN/m ³)
carrelage	0.02	22	0.44
Morte horizontal	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Revêtement vertical		$120 \times \frac{h}{g}$	0.68
Poids propre de paillasse		$25 \times ep / \cos \alpha$	4.60
Enduit en ciment	1.5	$18 \times \frac{1.5}{\cos \alpha}$	0.31
Marche	$22 \times \frac{h}{2}$		1.87
G	-	-	8.66
Q	-	-	2.5

• **Combinaisons fondamentales :**

Pour une bande de 1m de largeur:

- Etat limite ultime (E.L.U) :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1.35 \times 8.66 + 1.5 \times 2.5 = 15.44 \text{KN/m}^2$$

$$\bar{q}_u = q_u \times 1 = 15.44 \text{KN/m}^2 = 1544 \text{daN/m}^2$$

- Etat limite service (E.L.S)

$$q_s = G + Q = 8.66 + 2.5 = 11.16 \text{KN/m}^2$$

$$\bar{q}_s = q_s \times 1 = 11.16 \text{KN/m}^2$$

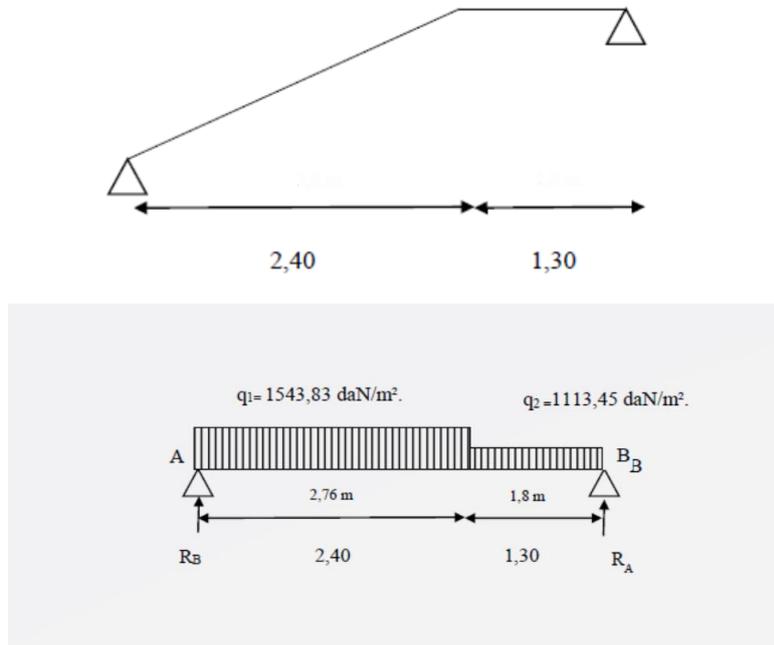


Figure 32 :Schéma statique d'un escalier à paillasse avec un palier de l'étage courant

V.2. Ferrailage des escaliers :

V.2.1. Calcul des réactions:

$$\Sigma M/B=0 \Rightarrow R_A = \frac{q_1 \cdot 2,4 \cdot \left(\frac{2,4}{2} + 1,3\right) + q_2 \cdot \frac{1,3^2}{2}}{3,7} = 27,58 \text{ kN/m}^2$$

$$\Sigma F_y=0 \Rightarrow R_A + R_B - 2,4 \cdot Q_a - 1,3 \cdot Q_b = 0$$

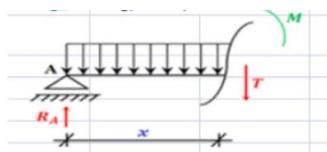
$$R_b = 23,94 \text{ kN}$$

Tableau 46 : Réaction à l'ELU et a ELS

	R_A (daN)	R_B (daN)	Verification
Formule	$\Sigma M/B = 0$	$\Sigma M/A = 0$	$\Sigma F_v = 0$
ELU	2758	2394	CV
ELS	1990	1720	CV

V.2.2. Calcul du moment fléchissant et efforts tranchant

Section 1-1: $0 \leq X \leq 2,40$



Chapitre 5 : Etude des éléments secondaires

Tableau 47 : Moments fléchissants et efforts tranchants de la section 1-1

	Formule		X=0	X=2,40
M(x) (daN/m)	$Ra \cdot x - (q1 \cdot \frac{x^2}{2})$	ELU	0	2172,44
		ELS	0	3405,17
T(x) (daN)	Ra - q1.x	ELU	2757,75	-947,32
		ELS	1990	-686

V.2.3. Calcul du moment fléchissant maximum :

Avec l'aide de logiciel RDM6 on obtient le moment fléchissant en travée et en appui suivante :

Tableau 48 : moment fléchissant en appuis et travée d'un escalier

	Xm(m)	Mmax [daN.m]	Mt [daN.m]	Ma [daN.m]
	Valeur		0,8 Mmax	- 0,3 Mmax
ELU	1.79	2463	1970.4	-738.9
ELS	1.79	1777	1421.6	-533.1

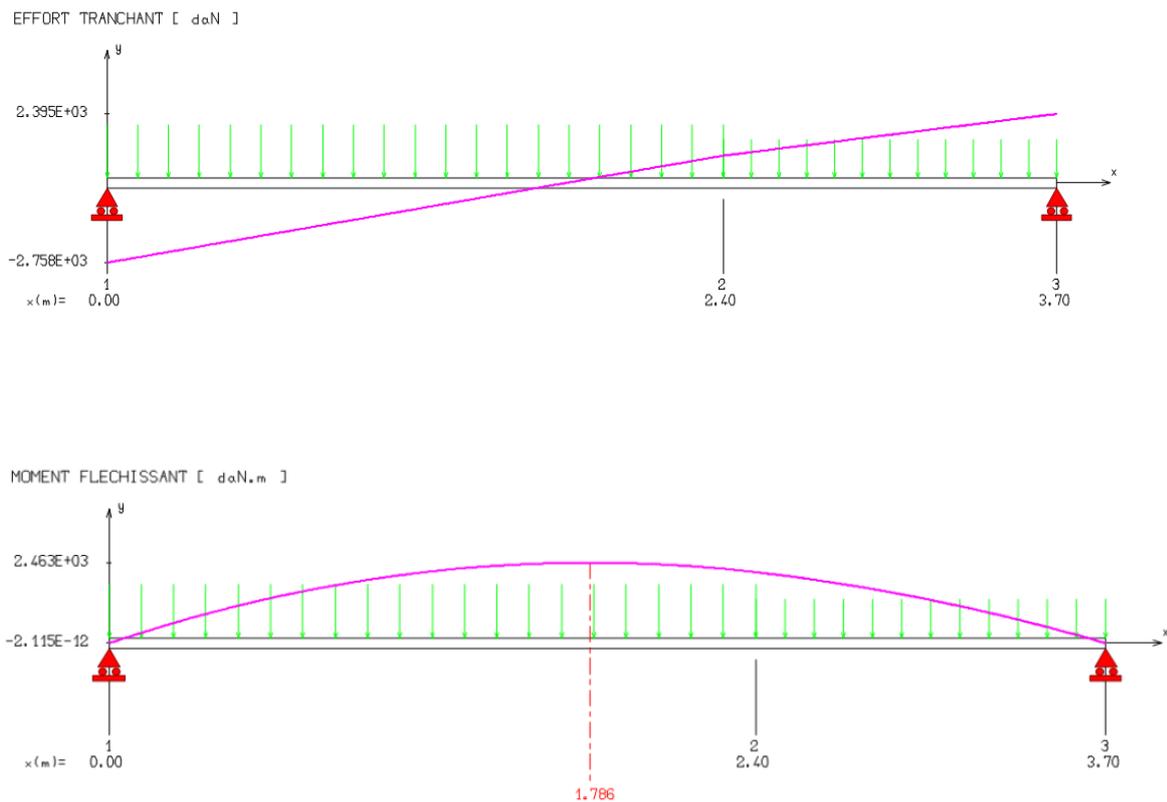


Figure 33 : Diagramme des moments fléchissants et effort tranchant à ELU

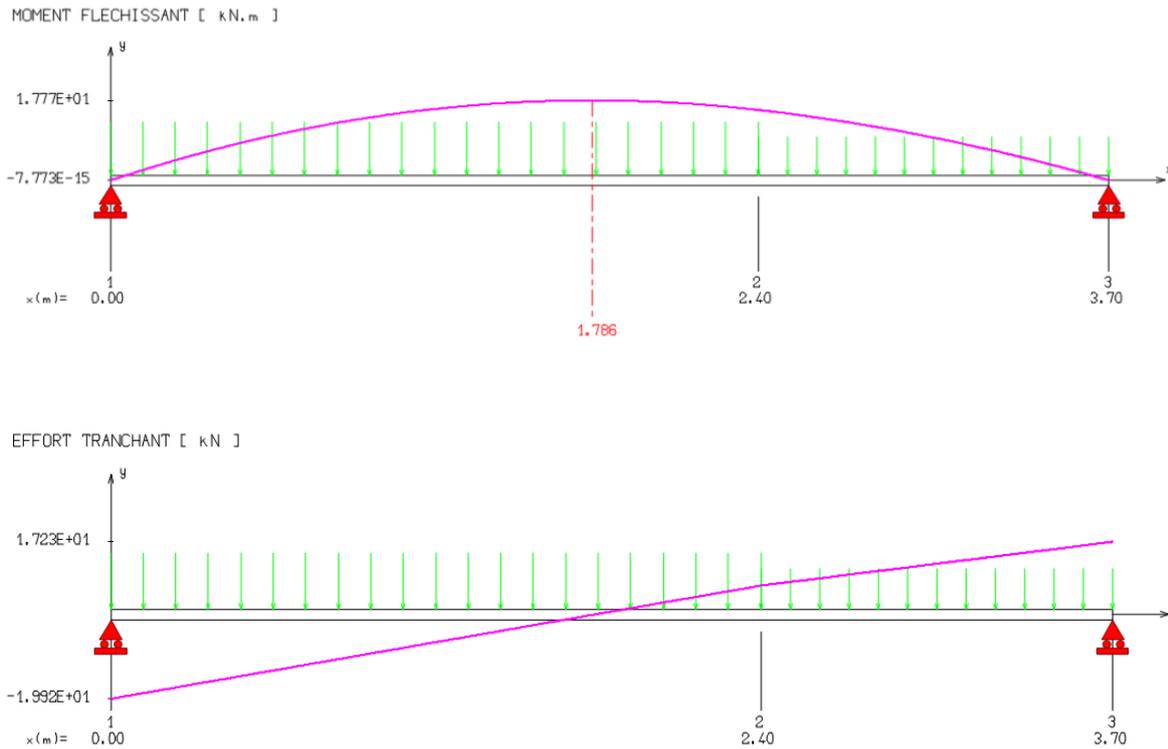


Figure 34 : Diagramme des moment fléchissants et effort tranchant à l'ELS

V.2.4. Calcul des armatures :

V.2.4.1. En travée :

V.2.4.1.1. Etat limite ultime (E.L.U) :

$M_t = 19,70 \text{ KN.m}$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

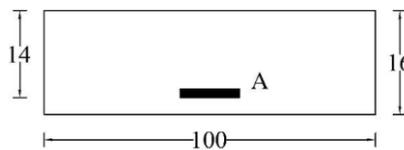


Figure 35 : Section de calcul

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{19704}{14,2 \times 100 \times 14^2} = 0,070$$

$\mu = 0,070 < \mu_l = 0,392 \text{ FeE400}$ Á n'existe pas et ;

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.09$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.964$$

$$A = \frac{M_{tu}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{19704}{348 \times 0.964 \times 14} = 4.20 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 14 \times \frac{2.1}{400} = 1.69 \text{ cm}^2$$

$$A_{tu} = \max(A_{cal} ; A_{\min}) \Rightarrow A_{tu} = 4.20 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$6T12 \Rightarrow A = 6.79 \text{ cm}^2$$

ep = cm

V.2.4.1.2. 0Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{t \text{ ser}} = 1421.6 \text{ daN/m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec $A' \neq \emptyset$

Acier FeE400

Fissuration peu nuisible

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{t \text{ ser}}} = \frac{19704}{14216} = 1.39$$

$$\alpha = \frac{1.39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445 > 0.09 \text{ cv}$$

- **Conclusion**

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable

Aucune vérification pour σ

Donc: les armatures calculées à E.L.U seront maintenues

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{tu}}{4} = 1.17 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$4T8 \Rightarrow A = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$E_p = 25 \text{ cm}$$

V.2.4.2. *En appuis:*

V.2.4.2.1. *Etat limite ultime (E.L.U)*

$$M_{au} = -738.9 \text{ daN}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

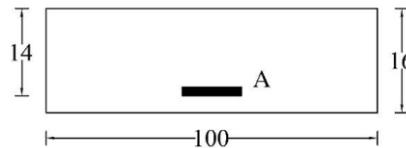


Figure 36 : Section de calcul

$$\mu = \frac{M_{au}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{7389}{14.2 \times 100 \times 14^2} = 0.027 < \mu_l = 0.392$$

\Rightarrow \hat{A} N'existe pas

$$1000 \epsilon_s > 1000 \epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\sigma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.034$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.986$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_{au} = \frac{M_{au}}{\sigma_b \times \beta \times d} = \frac{7389}{348 \times 0.986 \times 14} = 1.54 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{F_e} = 0.23 \cdot 100 \cdot 14 \cdot \frac{2.1}{400} = 1.69 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A_a = 1.69 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$4T12 \Rightarrow A=4,14 \text{ cm}^2$$

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

V.2.4.2.2. *Etat limite de service (E.L.S) :*

$$M_{a \text{ ser}} = -533.1 \text{ daN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec $A_{\bar{a}}$

Acier FeE400

Fissuration peu nuisible

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{a \text{ ser}}} = \frac{7389}{5331} = 1.39$$

$$\alpha = \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 > 0,034 \text{ cv}$$

- **Conclusion**

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable

Aucune vérification pour σ_s

Donc: les armatures calculées à E.L.U seront maintenues

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = 0.79 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$4T8 \Rightarrow A = 2.01 \text{ cm}^2$$

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

- **Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$T = 947,32 \text{ daN}$$

Chapitre 5 : Etude des éléments secondaires

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{9473,2}{100 \times 14 \times 100} = 0,067 \text{ MPa}$$

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

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u < \bar{\tau}_u \\ \text{il n'y a pas de reprise de betonage} \end{array} \right.$

Donc : Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Tableau 49 : Récapitulatif du ferrailage des escaliers

Armature longitudinal (cm ²)					
A _{calculée} (cm ²)		Ferrailage choisi		A _{adoptée} (cm ²)	
Travées	Appuis	Travées	Appuis	Travées	Appuis
4.20	1.54	6T12	6T12	6.79	6.79
Armature de répartition					
A _{calculée} (cm ²)		Ferrailage choisi		A _{adoptée} (cm ²)	
Travées	Appuis	Travées	Appuis	Travées	Appuis
1.17	0.79	4T8	4T8	2.01	2.01

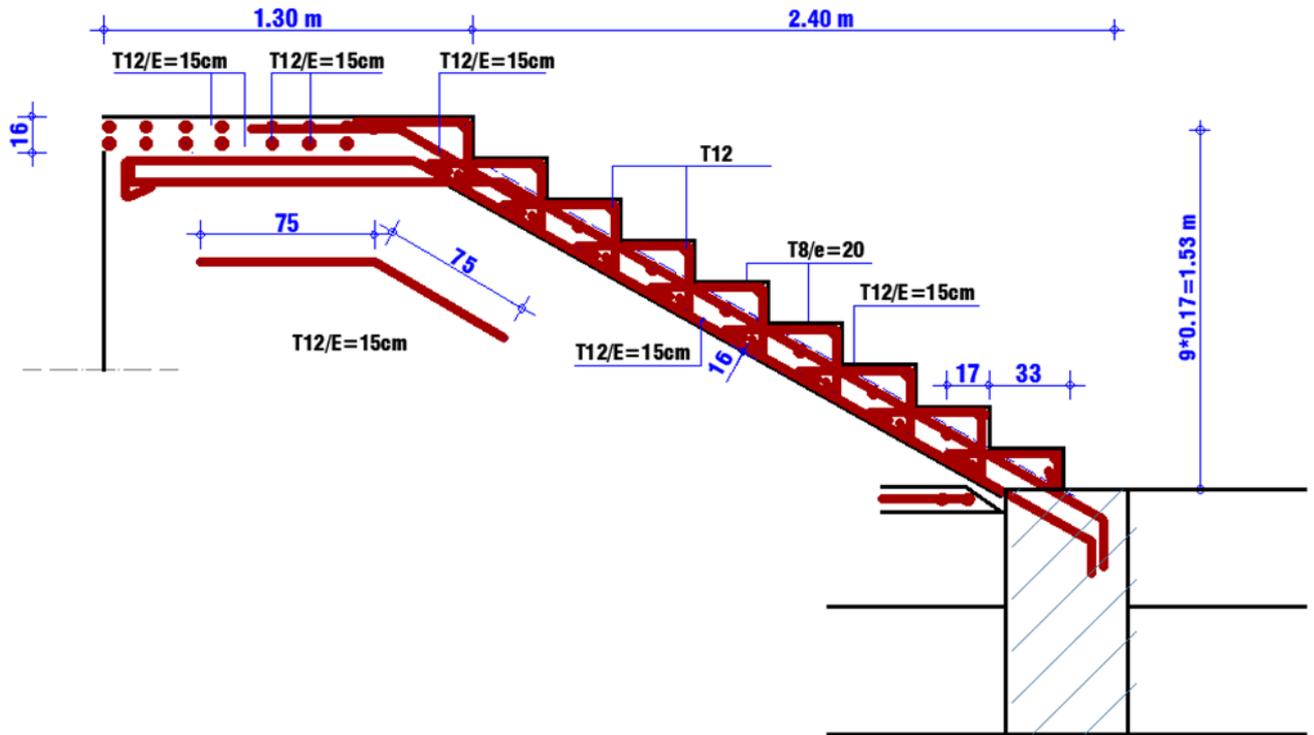


Figure 37 : dessin du ferrailage des escaliers

V.3. Etude de la console palière

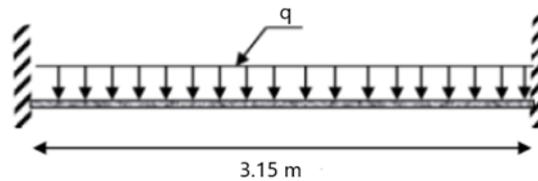


Figure 38 : schéma statique de la console palière

V.3.1. Dimensionnement :

La hauteur de la poutre doit respecter la condition de la flèche suivante :

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

La largeur b doit être comprise entre :

$$0,4h \leq b \leq 0,8h$$

h et b doivent vérifier les conditions du RPA99 :

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

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

$$h/b \leq 4$$

Avec : $L = 315 \text{ cm}$

$$21 \leq h \leq 31.5 \Rightarrow h = 30 \text{ cm}$$

$$12 \leq b \leq 24 \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

$h = 30 \text{ cm}$ cv

$b = 30 \text{ cm}$ cv

V.3.2. Sollicitation des poutres palier

Les moment max sont obtenus par partir du logiciel « RDM6 »

$l < 4$ cv

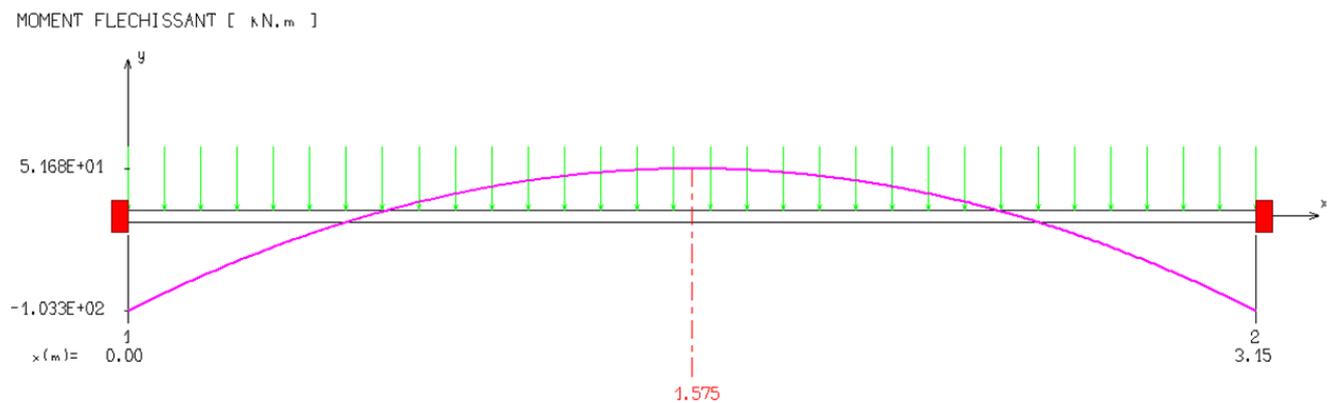


Figure 39 : Diagramme des moments fléchissants de la poutre palière

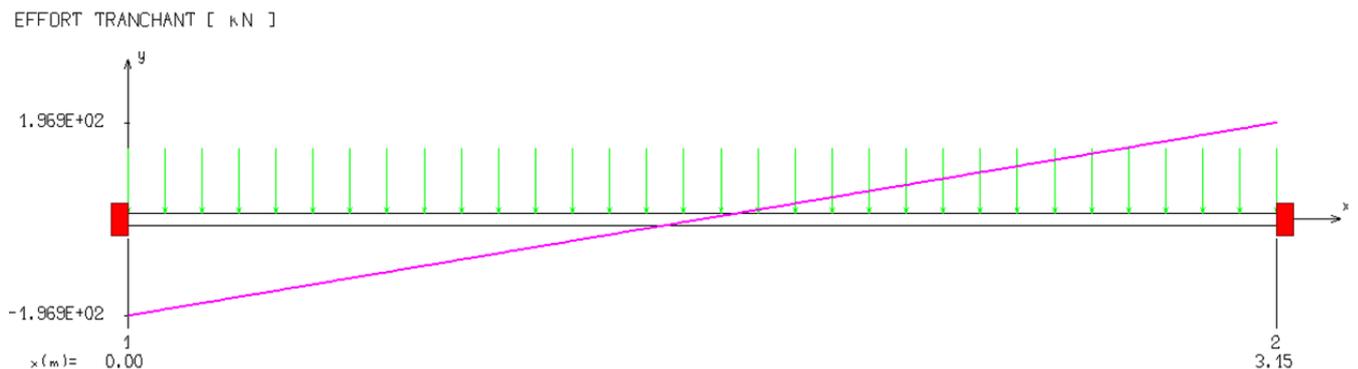


Figure 40 : Diagramme des efforts tranchants de la poutre palière

V.3.3. Calcul du ferrailage de la poutre palière

V.3.3.1. En Travée

- Etat limite ultime (E.L.U)

$$M_t^u = 51.68 \text{ KN.m}$$

- Vérification de la section comprimée

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{51680}{14,17 \times 30 \times 26^2} = 0,179$$

$$\mu = 0,179 < \mu_{AB} = 0,392 \rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \rightarrow \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,24$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,24 = 0,9$$

- Détermination des armatures

$$A_1 = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{51680}{348 \times 0,9 \times 26} = 6,34 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 6T12 $A=6,79 \text{ cm}^2$

- **Etat limite service (ELS)**

$$M_t^{ser} = 38,23 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{section rectangulaire avec } A' \neq \emptyset \\ \text{Acier FeE400} \\ \text{fissuration peu nuisible} \end{array} \right. \rightarrow \alpha^2 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{51,68}{38,28} = 1,35$$

$$\alpha \leq \frac{1,35 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,175 + 0,25 = 0,425 > 0,24 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc le ferrailage calculé à l'Etat Limite Ultime seront maintenus à l'Etat Limite service.

V.3.3.2. Appuis

- **Etat limite Ultime (ELU)**

$$M_d^u = 32,29 \text{ KN.m}$$

- Vérification de la section comprimée

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{32290}{14,17 \times 30 \times 26^2} = 0,11$$

$$\mu = 0,11 < \mu_{AB} = 0,392 \rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \rightarrow \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,11}) = 0,15$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,15 = 0,94$$

Détermination des armatures

$$A_1 = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{32290}{348 \times 0,94 \times 26} = 3,79 \text{ cm}^2$$

Choix d'armature : 3T14 A= 4.62cm²

- **Etat limite service (ELS)**

$$M_a^{ser} = -23,9 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{section rectangulaire avec } A' \neq \emptyset \\ \text{Acier FeE400} \\ \text{fissuration peu nuisible} \end{array} \right. \rightarrow \alpha^? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{32,29}{23,9} = 1,35$$

$$\alpha \leq \frac{1,35 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,175 + 0,25 = 0,425 > 0,15 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc le ferrailage calculé à l'Etat Limite Ultime seront maintenus à l'Etat Limite service.

V.3.3.3. Vérification nécessaire pour les poutre :

- **Armature longitudinales :**

Conditions imposées par le RPA 99 (Version 2003)

$$A_{min} = 0,005 \times 30 \times 30 = 4,5 \text{ cm}^2$$

- **Armature Transversales :**

Conditions imposées par le BAEL 91

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

$$A_{min} = 0,23 \times 30 \times 26 \times \frac{2,1}{400} = 0,94 \text{ cm}^2$$

- **Contrainte tangente**

$$T_u = 196,9 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = 0,25 \text{ MPa}$$

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

$A \tau_u < \bar{\tau}_u$ condition vérifiée

V.3.3.4. Dessin de ferrailage de la poutre palière

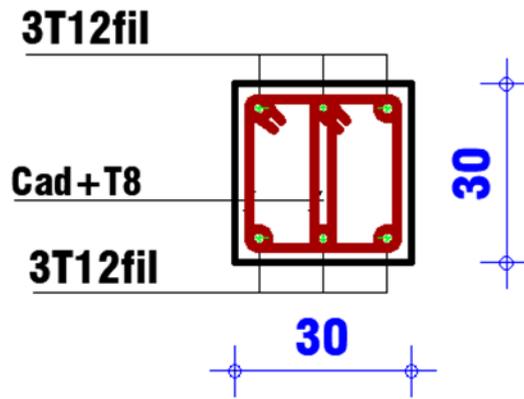


Figure 41 : Dessin ferrailage poutre palière

Chapitre 6 : Etude dynamique

VI.1. Caractéristiques dynamiques propres

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé, l'équation d'un tel système est donné par :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = \{0\} \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

[M] : Matrice de masse de la structure.

[K] : Matrice de rigidité de la structure.

$\{\ddot{x}\}$: Vecteur des accélérations.

$\{x\}$: Vecteur des déplacements.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui est donné par :

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

$\{A\}$: Vecteur des amplitudes.

ω : Fréquence de vibration.

φ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

$$\{\ddot{x}\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega.t + \varphi) \dots \dots \dots (3)$$

En substituant les équations (2) et (3) dans l'équation (1) ; on aura :

$$([K] - \omega^2[M]) \{A\} \sin(\omega.t + \varphi) = 0 \dots \dots \dots (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quel que soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$([K] - \omega^2[M]) \{A\} = \{0\} \dots \dots \dots (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues "A_i". Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice Δ_ω s'annule c'est à dire :

$$\Delta_\omega = |[K] - \omega^2[M]| = 0 \dots \dots \dots (6)$$

L'expression ci-dessus est appelée "Equation caractéristique".

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (n) en (ω^2).

Les (n) solutions ($\omega_1^2; \omega_2^2; \dots; \omega_n^2$) sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibrations possibles.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond à ω_1 et il est appelé mode fondamental ($\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$)

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{A\}_i$ ou forme modale (modale shape).

VI.2. Etude sismique

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude d'un ouvrage dans une zone sismique, son objectif est la détermination des caractéristiques dynamiques.

L'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul, on utilise alors un logiciel préétabli, Avec une modélisation adéquate de la structure qui peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres de la structure.

Dans cette étude nous allons utiliser le logiciel Robot.

VI.2.1. Modélisation de la structure

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est la modélisation adéquate de cette dernière.

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (D.D.L) infini par un modèle ayant un nombre de D.D.L fini et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes ; la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

VI.2.2. *Modélisation de la rigidité*

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type de poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisée par un élément surfacique type (wall) à quatre nœuds.
- Les planchers sont modélisés par deux éléments surfaciques (slab) pour dalles pleines et (plank) pour les Corps creux.
- A tous les planchers nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6DDL bloqués).

VI.2.3. *Modélisation de la masse*

- La masse des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le RPA99 version 2003 avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation.
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir 25 KN/m^3 .

VI.2.3.1. *Présentation du logiciel*

Le logiciel Auto desk Robot Structural Analysis (nommé Robot dans le fichier d'aide entier) est un progiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Robot permet de créer les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus,

Chapitre 6 : Etude dynamique

Dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par Robot est la Création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales.

VI.2.3.2. Etape de modélisation :

- Réglage des préférences et des préférences de l'affaire
- (Langue, unité et normes de conception)
- Lignes de construction (X, Y, Z)
- Définition des sections (poteaux, poutre, plancher et voile)
- Conditions d'appuis (encastrement)
- Chargement (permanente, exploitation et sismique)
- Analyse de la structure
- Résultats d'analyse

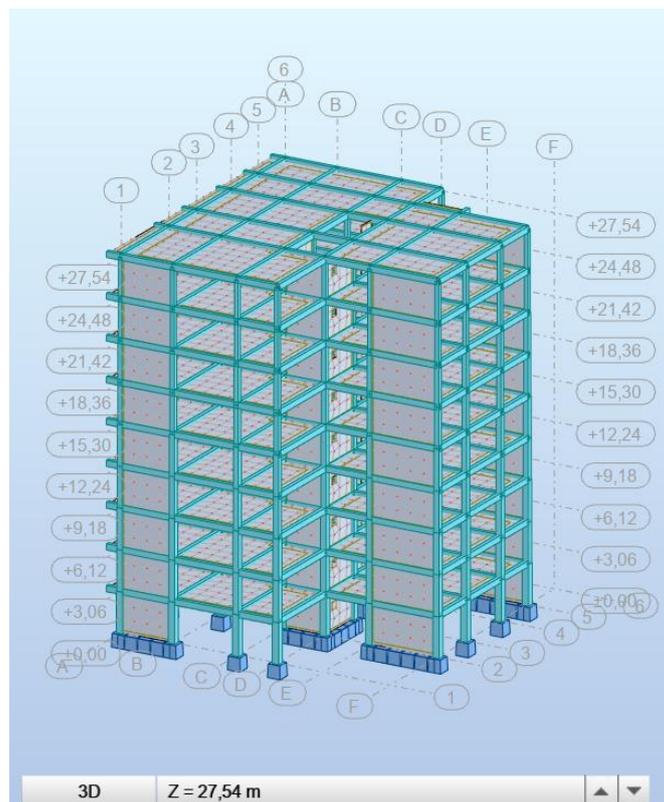


Figure 42 : Modélisation 3D par Robot

VI.2.3.3. Détermination des charges :

Pour notre structure, 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 secondaires ainsi que la poussée des terres pour les voiles périphériques du sous-sol.

- **Charge d'exploitation Q :**

Les charges d'exploitations distribuées par les planchers aux poutres.

Les forces sismiques EX et EY:

Contient les masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau et le spectre dans les

Trois sens (X, Y et Z).

VI.2.3.4. *Déterminations des combinaisons*

- $1,35G + 1,5Q$
- $G + Q$
- $0,8G + EX$
- $0,8G + EY$
- $0,8G - EX$
- $0,8G - EY$
- $G + Q + EX$
- $G + Q + EY$
- $G + Q - EX$
- $G + Q - EY$
- $G + Q + 1.2EX$
- $G + Q + 1.2 EY$

VI.3. *Choix de la méthode de calcul*

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier certaines conditions relatives

Aux règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA99 version 2003), et qui ont le rapport

Avec les régularités en plan et en élévation du bâtiment.

Le calcul des forces sismiques est mené selon les trois méthodes suivantes :

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

VI.3.1. Méthode statique équivalente

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 (version 2003) 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 donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{A * D * Q}{R} * W$$

Avec

A : Coefficient d'accélération de zone

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

Q : Facteur de qualité

R : Coefficient de comportement

W : Poids total de la structure

- **Condition d'application : [RPA 99 (version 2003) /4.1.2]**

Cette méthode peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Régularité en plan : [RPA99 (version 2003) /3.5.1. a]

1. Le bâtiment doit être présenté une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales ;

2. A chaque niveau la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité ne dépasse pas **15%** de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique ;

3. La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder **25%** de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

Condition non vérifié

4. Le rapport longueur /largeur du plancher est inférieur à 4 ;

5. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformable dans leur plan ;

Dans ce cas la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

- Régularité en élévation : [RPA99 (version2003) /3.5.1. b]

1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

2. Les raideurs et masses des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement de la base au sommet du bâtiment.

3. La variation de dimension en plan entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20%.

La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

VI.3.2. *La méthode modale spectrale*

VI.3.2.1. *La méthode d'analyse modale spectrale :*

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier,

Dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Dans notre projet, une étude dynamique de la structure s'impose du fait que les conditions de Régularité en plan et en élévation ne sont pas satisfaites.

VI.3.2.1.1. *Principe*

Il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

VI.3.2.1.2. *Nombre de modes à considérer : (RPA.99 / Version 2003 4.3.4).*

Pour les structures représentées par des modèles plans dans 2 directions orthogonales, le nombre de modes vibration à retenir dans chacune des 2 directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives doit être supérieure 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).

Le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$

Avec :

N : le nombre de niveau au-dessus du sol ($N=9$)

$K \geq 3\sqrt{9} \Rightarrow K \geq 9$ Modes $K=15$ modes

VI.3.2.2. *Interprétation des résultats :*

VI.3.2.2.1. *Résultante des forces sismiques de calcul : (RPA99 (version 2003) /4.3.6)*

La résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par combinaisons des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

- Si $V_t < 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, Moments, ...) dans le rapport.

VI.3.2.2.2. *Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente : (RPA99/4.2.3)*

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone ;

D : Facteur d'amplification dynamique moyen ;

Q : Facteur de qualité ;

R : Coefficient de comportement et

W : Poids total de la structure.

- **Coefficient d'accélération de zone A :**

Donné par (**Tableau 4.1p40 RPA 99 ver 2003**) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

- Zone sismique : IIa (wilaya de Mostaganem).

- Groupe d'usage : 2(Ouvrage courants ou d'importance moyenne).

$\Rightarrow A = 0.15$

- **Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :**

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 < T < T_2 \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 < T < 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \eta (T_2/3)^{\frac{2}{3}} (3/T)^{\frac{5}{3}} & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

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 :

$$\eta = \sqrt[2]{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

Où : ξ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages donné par le tableau (4.2 RPA99 version 2003)

Portique en béton armé, remplissage dense $\Rightarrow \xi=7\%$

$$\eta = \sqrt[2]{7/(2 + 7)} = 0.882 > 0.7 \text{ Condition vérifiée}$$

Site meuble (S3) $T= 0.50\text{s}$ (Tableau 4.7 RPA99 version 2003)

VI.4. Calcul de la résultante des forces

VI.4.1. Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de Formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

Les formules empiriques à utiliser selon le **RPA99/version 2003** sont :

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

h_N : Hauteur mesurée en (m) à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau qui est égale à 27,54 m.

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

$$D_x = 22,70 \text{ m}, D_y = 21,50 \text{ m}$$

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage

(Tableau 4.6 RPA 99 ver 2003).

$$T=C_T \times h_N^{3/4}$$

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA => $C_T = 0.05$

$$T=0.05 \times 27,54^{3/4}=0,60$$

$$T'_X=0,09 \frac{27,54}{\sqrt{22,70}}=0,52s$$

$$T'_Y=0,09 \frac{27,54}{\sqrt{21,50}}=0,53s$$

$$T_X=\min(0,60 : 0,52)=0,52 \text{ s}$$

$$T_Y=\min(0,60 : 0,53)=0,53 \text{ s}$$

S3- Site meuble

$$T_1=15s \quad T_2=0,50s$$

$$T_2 < T_X < 3.0 \text{ s}$$

$$D_X=2,5\eta(T_2/T)^{3/4} = 2,5 \times 0,882(0,50/0,52)^{2/3} = 2,148$$

$$D_Y=2,109$$

VI.4.2. Coefficient de comportement R :

[RPA99 (version2003)/tableau 4.3]

Portiques contreventés par des voiles => $R = 4$

VI.4.3. Facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité de contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q=1+\sum_1^5 P_q \dots\dots\dots (4.4) \text{ (RPA 99/version 2003)}$$

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

-Sa valeur est donné par le tableau 4.4 (RPA 99/version 2003).

Valeurs des pénalités P_q

Tableau 50 : Valeurs des pénalités Pq

Critère	Pq
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0.05
2. Redondance en plan	0.05
3. Régularité en plan	0.05
4. Régularité en élévation	0.00
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.10
Totale	0.30

$$Q = 1 + \sum Pq = 1 + 0.30$$

$$Q = 1.30$$

VI.4.4. *Calcul du poids de la structure W :*

W est égal à la somme de poids Wi, calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum W_{Gi} + \beta \sum W_{Qi}$$

Avec :

Wi : le poids concentré au niveau du centre masse du plancher « i » ;

WGi : Poids du aux charge permanentes ;

WQi : Poids du aux charges d'exploitation ;

$\sum W_{Gi}$: Résultante des réactions verticales dues aux charges permanentes ;

$\sum W_{Qi}$: Résultante des réactions verticales dues aux charges d'exploitation ;

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$\beta = 0,2$ (bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés). (**Tableau 4.5**) (*RPA99ver2003*).

VI.5. *Spectre de réponse de calcul*

Cette analyse compte essentiellement à représenter l'action sismique par un spectre de calcul, comme il est indiqué dans l'article (4.3.3 du RPA 99 / version 2003) :

$$\frac{s_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec :

Sa /g : Accélération spectrale

g : accélération de la pesanteur.

T : Période fondamentale de la structure

R : Coefficient de comportement

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées a la catégorie de site.

Une fois le spectre de réponse injecte dans le fichier de données la réponse sismique est obtenue sous différentes combinaisons de charges (G, Q et E).

VI.6. *Disposition de voile*

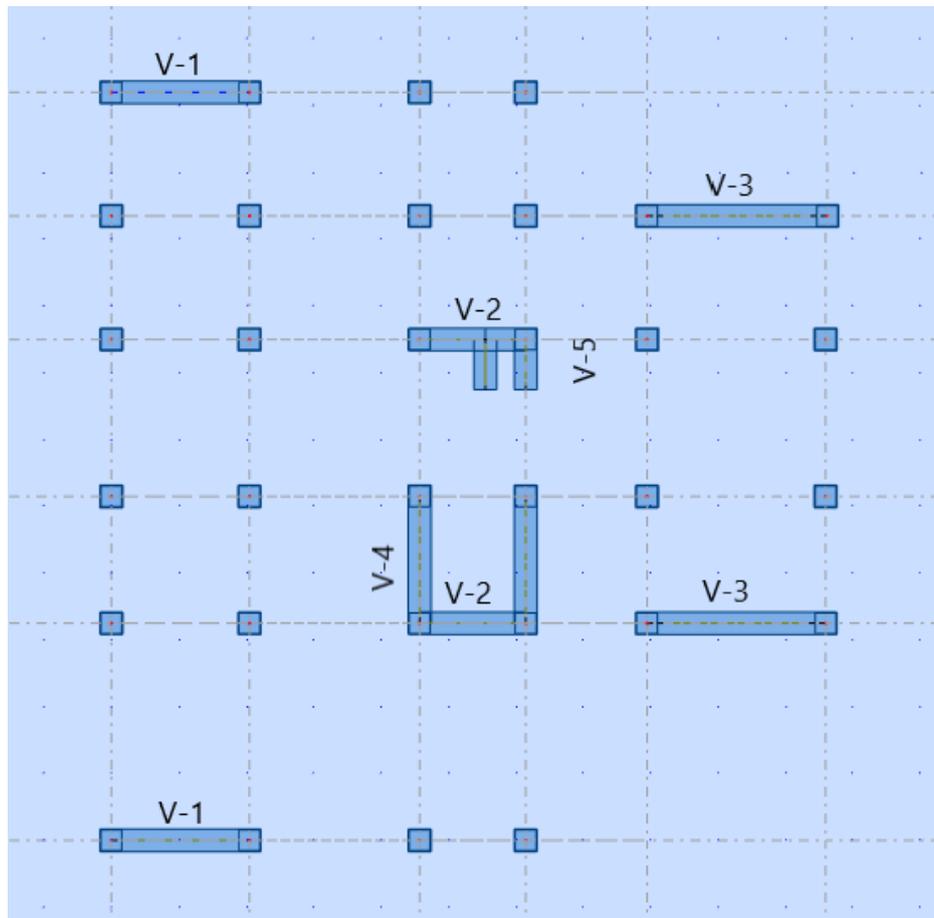


Figure 43 : Disposition des voiles

VI.6.1. *Caractéristiques dynamique propres du ce modèle:*

Tableau 51 : Caractéristiques dynamiques propre pour notre modelé de disposition

Mode	Periode	Masse comule U_x	Masse comule $U_y ()$	Nature	Masse modale s U_x	Masse modale U_y
1	0,68	1,15	54,46	Trans y	1,15	54,46
2	0,58	31,85	66,02	Trans x	38,58	3,18
3	0,51	70,37	69,20	Tortion	30,70	11,56
4	0,20	71,41	79,05	-	1,04	9,85
5	0,17	77,74	85,60	-	6,34	6,54
6	0,15	88,21	86,34	-	10,47	0,83
7	0,11	88,24	86,34	-	0,03	0,00
8	0,10	88,80	89,43	-	0,56	2,91
9	0,10	88,80	89,43	-	0,01	0,00
10	0,9	88,82	89,43	-	0,02	0,00
11	0,9	90,87	92,36	-	2,05	3,01
12	0,8	90,88	92,38	-	0,01	0,02
13	0,8	90,97	92,39	-	0,10	0,01

Chapitre 6 : Etude dynamique

14	0,8	93,97	92,87	-	2,99	0,48
15	0,7	94,00	92,94	-	0,03	0,06

VI.6.2. Constatations :



Figure 44 : mode1, translation sens y



Figure 45 : mode2, translation sens x

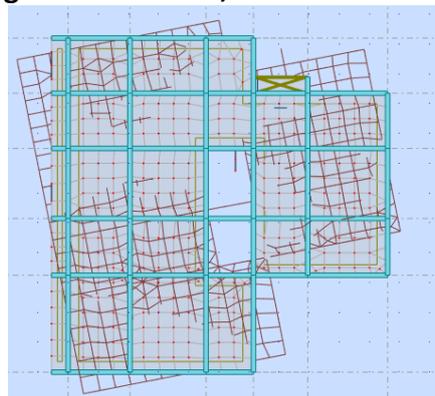


Figure 46: mode 3, torsion

- Une période fondamentale : $T = 0,68$
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 11ème mode.

Chapitre 6 : Etude dynamique

La valeur de (T) calculée à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

$$T_{dy}=0,68 < 1,30.T_{th}=1,30 \times 0,53 = 0,69s$$

VI.7. La résultante des forces sismiques

Après l'interprétation des résultats du fichier Robot 20, la résultante des forces sismiques à la base est égale à :

Remarque :

Le poids total de la structure est donné par le logiciel Robot 20

$$W = 45638,7 \text{ KN}$$

$$A=0,15 \quad R=4 \quad Q=1,30 \quad D_x=2,148 \quad D_y=2,109$$

$$V = \frac{A D Q}{R} W$$

Résultantes des forces sismiques de calcul :

RPA99 version 2003 dans son article (4.3.6) exige que la résultante des forces sismiques a la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure a 80% de celle déterminée par l'utilisation de la méthode statique équivalente V .

Tableau 52 : Analyse des forces sismiques

	Vst	0.8Vst	Vdyn	Condition
V _x (KN)	4779.0	3823.2	4036.34	c.v
V _y (KN)	4692.2	3753.76	4011.68	c.v

Calcul et Vérification des déformations

L'une des vérifications préconisées par le RPA99, concerne les déplacements latéraux inter étages. En effet, selon l'article 4.4.3 du RPA99 version 2003 l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_k^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_k^y \leq \bar{\Delta}$$

$$\Delta_k^x = \delta_k^x - \delta_{k-1}^x \quad \Delta_k^y = \delta_k^y - \delta_{k-1}^y$$

Δ_{Kx} : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (dans le sens y-y, Δ_{Ky})

δ_{ek} : Le déplacement dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x obtenu par Robot20.

Chapitre 6 : Etude dynamique

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage. Selon l'article 5.10 du RPA99 version 2003

Tableau 53 : vérifications du déplacement relatif de tous les niveaux

Niveau x	h(cm)	δ_{ekx} (cm)	δ_{eky} (cm)	$\delta_k^x =$ R. δ_{ekx}	$\delta_k^y =$ R. δ_{eky}	Δ_k^x	Δ_k^y	0,01h (cm)	Observa Tion Δ_k^x $\leq 0,01h$	Observa tion Δ_k^y $\leq 0,01h$
9	306	4,3	2,0	17,2	8,0	2,0	0,8	3,06	c. v	c. v
8	306	3,8	1,8	15,2	7,2	2,4	1,2	3,06	c. v	c. v
7	306	3,2	1,5	12,8	6,0	2,0	1,2	3,06	c. v	c. v
6	306	2,7	1,2	10,8	4,8	2,4	0,8	3,06	c. v	c. v
5	306	2,1	1,0	8,4	4,0	2,0	1,2	3,06	c. v	c. v
4	306	1,6	0,7	6,4	2,8	2,4	0,8	3,06	c. v	c.v
3	306	1,0	0,5	4,0	2,0	1,6	0,8	3,06	c. v	c. v
2	306	0,6	0,3	2,4	1,2	1,6	0,8	3,06	c. v	c. v
1	306	0,2	0,1	0,8	0,4	1,6	0,8	3,06	c. v	c. v

Chapitre 7 : Etude des voiles

VII.1. *Introduction*

Les voiles sont des éléments structuraux verticaux en béton armé, ils peuvent être définis Comme des éléments tridimensionnels dont une dimension (l'épaisseur) est négligeable devant Les deux autres.

Les voiles présentent une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales agissant dans Leurs plans. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leurs plans, ils offrent très peu de Résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs Ou par des portiques. Leur rôle principal est de rassurer essentiellement la transmission des Charges et des surcharges aux fondations, et de reprendre les efforts horizontaux dus au séisme, vent et la poussée des terres.

Dans notre structure ; on distingue un seul type des voiles : Voile de contreventement,

VII.2. *Les voiles de contreventement*

Dans notre projet, la structure est contentée par des voiles et portiques appelées Contreventement mixte, dans le but d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis Des charges horizontales.

Le modelé le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée a la base. Les voiles seront calculés dans les deux directions horizontale et verticale, le ferrailage Vertical sera calculés à la flexion composée sous un effort normal de compression N et des Moments de flexion M_{xx} et M_{yy} ; tandis que le ferrailage horizontal sera calculé pour résister à l'effort tranchant V.

L'actions sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul au état limite, les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations de déformation de calcul sont:

$$[\text{RPA99/2003/V.5.2}] \begin{cases} G + Q + E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

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 mur et elles sont aussi uniformément réparties.
3. D'armatures transversales (épingles) (perpendiculaires aux parement du voile)

VII.2.1. Disposition du ferrailage d'un voile

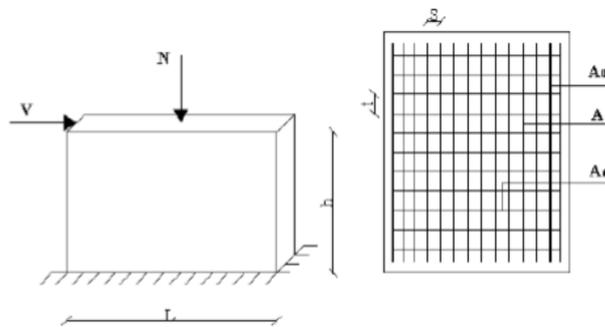


Figure 47 : Disposition du ferrailage d'un voile

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.

VII.2.2. Ferrailage de voile

VII.2.2.1. 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 σ_{\max} et minimale σ_{\min} du voile peuvent être déterminées à l'aide de M et N qui sont lues à partir du fichier résultat de robot structurel analyse.

VII.2.2.2. Méthode de calcul :

On calcule les contraintes max et min par la formule de NAVIER BERNOULLI.

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section transversale du voile.

I : moment d'inertie.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

Pour le calcul du ferrailage :

- **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 ".

$$A_1 = 0,15\% b.h$$

- **2^{eme} 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 F_T , d'où la section des armatures verticales.

La section des armatures verticales

$$A_v = \frac{F_t}{f_e};$$

On compare A_v avec la section minimale exigée par RPA 2003 :

Si $A_v \leq A_{\min}$ on ferraille avec la section minimale.

Si $A_v > A_{\min}$ on ferraille avec la section des armatures verticales

- **3^{eme} Cas : Section Partiellement Tendue**

Si σ_1 et σ_2 sont de signe différent, la section est donc partiellement comprimée, on calcule alors le volume des contraintes pour la zone tendue.

VII.2.2.2.1. Caractéristiques géométriques des voiles

Tableau 54 : caractéristiques géométriques des voiles

Sens XX	Sens YY
----------------	----------------

Chapitre 7 : Etude des voiles

Type	Voile	long	larg	h	Type	Voile	Long	Larg	h
1	3	4,70	0,2	3,06	1	4	3,25	0,2	3,06
2	1	3,60	0,2	3,06	2	5	1,20	0,2	3,06
3	2	2,70	0,2	3,06					

VII.2.2.2.2. Les efforts agissant sur les voiles

Sens XX

Tableau 55 : efforts agissant sur les voiles sens x-x

N max & M corr					
Type	Combinaison	Voile	N	M	V
1	G + Q + Ex	3	1146,64	540,89	-245,40
2	G + Q + Ex	1	1046,62	426,21	84,63
3	G + Q + Ex	2	1303,85	-1148,77	540,50

Tableau 56 : efforts agissant sur les voiles sens x-x

N					
Type	Combinaison	Voile	N	M	V
1	0,8G + Ex	3	872,62	-814,18	265,76
2	0,8G + Ex	1	867,59	390,03	-190,11
3	0,8G + Ex	2	2550,52	909,14	-480,14

Sens YY

Tableau 57 : efforts agissant sur les voiles sens y-y

Sens YY	N _{max} et M _{corr}				
Type	Combinaison	Voile	N	M	V
1	G+Q+EY	4	1871,16	-2377,84	593,57
2	G+Q+EY	5	1778,58	226,38	-90,12

Tableau 58 : efforts agissant sur les voiles sens y-y

Sens YY	M _{max} et N _{corr}				
Type	Combinaison	Voile	N	M	V
1	0,8G+EY	4	-1035,12	2372,75	-602,72
2	0,8G+EY	5	369,94	231,99	158,39

VII.2.2.3. Calcul de ferrailage du voile de contreventement :

Pour le calcul du ferrailage on choisit le voile le plus défavorable d'après le logiciel Robot.

VII.2.2.3.1. Calcul des armatures verticales :

Tableau récapitulatif des sollicitations max.

Tableau 59 : récapitulatif des sollicitations Max des voiles

Cas1			Cas 2		
N _{max}	M _{corr}	T	N _{corr}	M _{max}	T
1871,16	-2377,84	593,57	-1035,12	2372,75	602,72

• 1^{er} Cas : Effort de traction

$$\begin{cases} N = 1871,16 \text{ KN} \\ M = 2377,84 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Détermination de la section du voile :

Les caractéristiques géométriques du voile :

$$\begin{cases} L = 3,25 \text{ m} \\ h = 3,06 \text{ m} \\ E_p = 0,20 \text{ m} \end{cases}$$

I : inertie du voile en (m⁴) :

$$I = \frac{0,20 \times 3,06^3}{12} = 0,4775 \text{ m}^4$$

$$A = 0,20 \times 3,25 = 0,65 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{L}{2} = 1,625 \text{ m}$$

Les contraintes appliquées sur le voile :

$$\sigma_1 = \frac{1871,16}{0,65} + \frac{2377,84 \times 1,625}{0,4775} = 10\,968,52 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{1871,16}{0,65} - \frac{2377,84 \times 1,625}{0,4775} = -5\,213,42 \text{ KN/m}^2$$

c $\sigma_1 > 0$ et $\sigma_2 < 0$

Donc: La section de calcul est partiellement comprimée

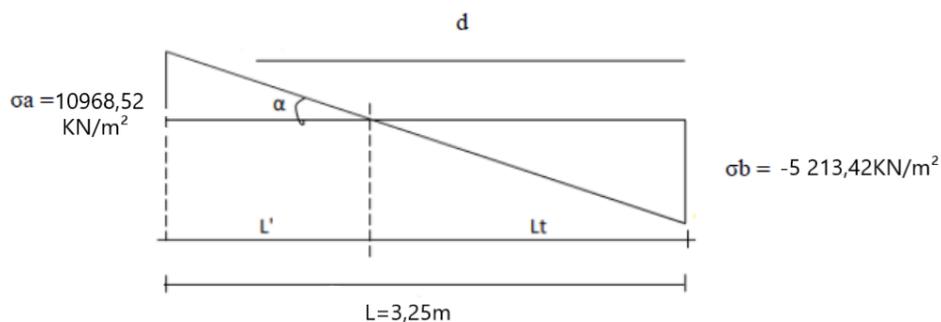


Figure 48 : Diagramme des contraintes

Calcul de la longueur de la zone comprimée (L_c) :

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 1,05 \text{ m}$$

$$L_c = L - L_t = 3,25 - 1,05 = 2,20 \text{ m}$$

$$d \leq \min\left(\frac{he}{2}; \frac{2}{3} \times L_c\right) = (1,53 ; 1,47)$$

$$d = 1,47 \text{ m}$$

A $d > L_t$ Donc: dans la zone comprimée $\sigma_1' = 0$

$$I' = \frac{0,20 \times 1,47^3}{12} = 0,0529 \text{ m}^4$$

$$V' = \frac{1,47}{2} = 0,735 \text{ m}$$

$$A' = 0,20 \times 1,47 = 0,294 \text{ m}^2$$

$$N_1 = \frac{A}{2} (\sigma_1' + \sigma_2) = 766,37 \text{ KN}$$

$$M_1 = \frac{I'}{2V'} (\sigma_1' - \sigma_2) = -187,61 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 0,245 \quad d/6 = 0,255$$

$$A \quad e_0 < d/6$$

N est un effort de traction , donc la section est entièrement

Tendue (S.E.T).

$$A_S = \frac{N}{f_e} = \frac{766370}{100 \times 400} = 19,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{CBA} = 0,15\% b_0.L = 0,0015 \times 20 \times 325 = 9,75 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} = 0,20\% b_0.L_t = 0,0020 \times 20 \times 105 = 4,2 \text{ cm}^2$$

• **2^{eme} cas : Effort de compression**

$$\begin{cases} N = -1\,035\,120 \text{ N} \\ M = 2\,372\,750 \text{ N.m} \end{cases}$$

$$\sigma_1 = \frac{-1\,035,12}{0,65} + \frac{2\,372,75 \times 1,625}{0,4775} = 6\,482,31 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{-1\,035\,128}{0,65} - \frac{2\,372\,750 \times 1,625}{0,4775} = -9\,667,29 \text{ KN/m}^2$$

Donc: La section de calcul est partiellement comprimée

Calcul de la longueur de la zone comprimée (L_c) :

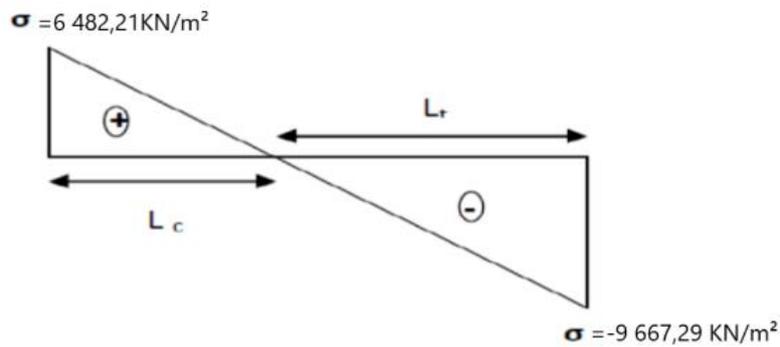


Figure 49 : Diagramme des contraintes

$$L=3,25\text{m}$$

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 1,94\text{m}$$

$$L_c = L - L_t = 1,31\text{m}$$

$$d \leq \min \left(\frac{he}{2}; \frac{2}{3} \times L_c \right) = (1,53 ; 0,87)$$

$$d = 0,87\text{m}$$

Calcul de σ_1' :

$$D \operatorname{tg} \alpha = \sigma_2 / L_t = 4983,14$$

$$A \operatorname{tg} \alpha = \sigma_1' / (L_t - d)$$

$$A \sigma_1' = \operatorname{tg} \alpha \times (L_t - d) = 5331,95$$

$$I' = \frac{0,20 \times 0,87^3}{12} = 0,11\text{m}^4$$

$$V = 0,435\text{m}$$

$$A = 0,174\text{m}^2$$

$$N_1 = \frac{A}{2} (\sigma_1' + \sigma_2) = 1304,93\text{KN}$$

$$M_1 = \frac{I'}{2V'} (\sigma_1' - \sigma_2) = -548,15\text{KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 0,42 > d/6 = 0,145\text{m}$$

Donc: la section est partiellement comprimée (S.P.C).

Alors La méthode de calcul se fait à la flexion simple.

$$M_A = M + Nu(d-h/2) = 548,15 + 1304,93(0,87 - 1,53/2) = -411,13\text{KN.m}$$

$\sigma b = 18,48$ (cas accidentel) $b=20$ cm $d= 87$ cm

$$\mu A = \frac{M}{b \times \sigma_b \times d^2} = 0,048 < \mu l = 0,392 \quad A' = 0$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,06$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,976$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{411130}{400 \times 0,994 \times 87} = 12,1 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{Cal}} = 12,1 \text{ m}^2$$

- Armature minimale :

Le pourcentage minimum de l'armature verticale sur toute la zone tendue est de 0.20% de la section :

$$A_{zt} = 0,20\% \times b_0 \times L_t \quad (A_{\text{min}} \text{ en zone tendue par le RPA 99/7.7.4.1}).$$

$$A_{zt} = 0,002 \times 20 \times 194 = 7,76 \text{ m}^2$$

Le ferrailage de la zone courante se fait par le minimum du RPA99 :

$$L_{zc} = L - L_t = 3,25 - 2 \times 0,87 = 1,51 \text{ m}$$

$$A_{zc} = 0,15\% \times e \times L \quad (A_{\text{min}} \text{ en zone globale du voile par le RPA99/7.7.4.3}).$$

$$A_{zc} = 0,0015 \times 20 \times 151 = 4,53 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_s ; A_{\text{CBA}} ; A_{\text{RPA}} ; A_{\text{Min}}) = 19,20 \text{ cm}^2$$

Choix des Armature:

$$17\text{T}12 \rightarrow A = 19,23 \text{ cm}^2$$

- Espacement minimale des barres verticales et horizontales :

$$St \leq \min(1,5e ; 30\text{cm}) \text{ [RPA]} = 30 \text{ cm}$$

On prend espacement minimale $St=20$ cm

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort

Tranchant trouve à la base du voile majeure (Art 7.7.2 RPA 99/version 2003).

Donnée par la formule :

- La contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V}{b_0 \times d}$$

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 :

$$\overline{\tau_u} = 0,2f_c = 5\text{MPa}$$

On vérifie la condition suivante : $\tau_u < \overline{\tau_u}$

$$\tau_u = \frac{1,4V}{b_0 \times d} = \frac{1,4 \times 602720}{20 \times (0,9 \times 325) \times 100} = 1,44\text{MPa} < 5\text{MPa} \quad \text{C. Vérifiée}$$

VII.2.2.3.2. Les armatures horizontales :

$$\frac{A}{b_0 \times \delta_t} \geq \frac{\tau_u}{0,9 \times (f_e / \gamma_s)}$$

$$A \geq \frac{1,44 \times 20 \times 20}{0,9 \times (400/1)} = 1,6\text{cm}^2$$

$$A_{\text{min}} (\text{RPA}) = 0,0015 \times b \times L = 9,75\text{cm}^2$$

$$A = \max(1,6 ; 9,75) = 9,75\text{cm}^2$$

Choix des Armature :

$$13\text{HA}12 \rightarrow A = 10,21\text{cm}^2$$

Espacement de 20 cm

Tableau 60 :Récapitulatif du ferrailage vertical des voiles

Zone	Ferrailage vertical des voiles			Espacement(cm)
	A_{cal} (cm ²)	Choix (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	
Zone courante	12.10	2×6T12	13.57	10
Zone about	19.23	2×9T12	20.36	15

Tableau 61 :Récapitulatif du ferrailage horizontal des voiles

Ferrailage horizontal des voiles			
A_{cal} (cm ²)	Choix (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	Espacement(cm)
9.75	13T12	14.70	15

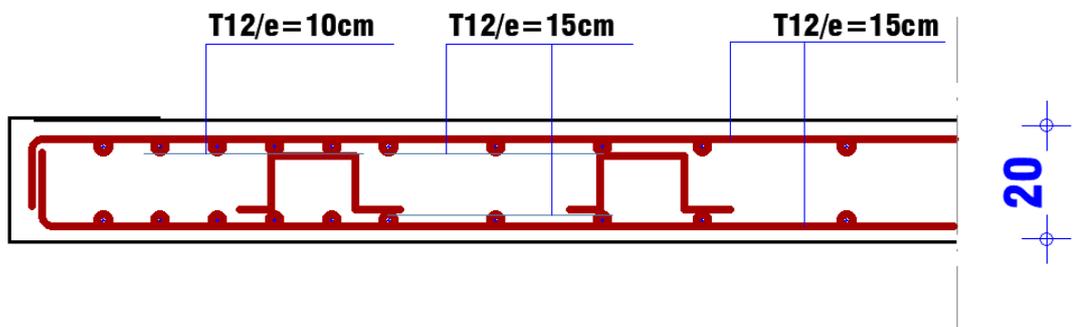


Figure 50 : Disposition du ferrailage dans les voiles

Chapitre 8 Etude des portiques

VIII.1. Introduction

Après avoir calculé les sollicitations, nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles de calcul du béton armé (C.B.A.93 et R.P.A.99 version 2003).

Les règles du C.B.A.93 « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé » ont pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuels devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'appliquent plus spécialement aux bâtiments courants.

Les règles du R.P.A.99 version 2003 « Règles Parasismiques Algériennes » ont pour but de fixer les normes de conception et de calcul des constructions en zone sismique, pour des ouvrages courants. Les objectifs ainsi visés sont d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis de l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

- Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.
- Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant donc ils seront calculés à la flexion composée.

VIII.2. Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée. Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et ce dans les situations suivantes :

- **Situation durable et transitoire**

- Béton :

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

- Acier

$$\gamma_s = 1,15 \quad f_c = 400 \text{ MPa} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

- **Situation accidentelle**

- Béton

$$\gamma_b = 1,15 \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad f_{bu} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b} = 18,48 \text{ MPA}$$

Acier

$$\gamma_s = 1 \quad f_c = 400 \text{ MPa} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

- **Combinaison des charges**

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

Selon BAEL 91

ELU 1,35 G + 1,5 Q

ELS G + Q

Selon RPA99 (situation accidentelle

G + Q +E

0,8G ± E

La section d'acier sera calculée pour des différentes combinaisons des efforts internes

N_{\max} ; $M_{\text{correspondant}}$

N_{\min} ; $M_{\text{correspondant}}$

M_{\max} ; $N_{\text{correspondant}}$

VIII.2.1. Ferrailage longitudinale

VIII.2.1.1. Ferrailage minimum d'après le CBA 2003

Condition de fragilité

$$A_{CNF} \geq \frac{0,23 * b_0 * d * f_{t28}}{f_e}$$

VIII.2.1.2. Recommandation du RPA 99/ Version 2003

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimal des armatures longitudinales sera de **0.8%** (zone IIa).

- Ferrailage maximum sera de :
4% en zone courante.
6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm (RPA99/version2003).
- la longueur minimale des recouvrements est $40\varnothing$ (zone IIa).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm
- En zone IIa (RPA99/version2003).

VIII.2.2. Ferrailage transversale

D'après le RPA99, les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a * V_u}{h_t * f_e} \quad (\text{art 7.4.2.2})$$

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_t : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : EST un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

La valeur de ρ_a est pris égale à 2,50 si l'élanement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales.

- **Espacement des cadres**

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit (RPA 99 version 2003) :

- Dans la zone nodale : $t \leq \min (10\varphi , 15\text{cm})$ (zone IIa)
- Dans la zone courante : $t' \leq 15\varphi$ (zone IIa) Où φ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t * b_1}$

est donnée comme suit :

Chapitre 8 : Etude des portiques

0,3% si $\lambda_g \geq 5$

0,8% si $\lambda_g \leq 3$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeur limites précédentes.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de $10 \phi_t$.

Tableau 62 : Récapitulatif du calcul des sollicitations dans les poteaux

combinaisons		Les efforts	Poteau (50*50)	Poteau (45*45)	Poteau (40*40)	Poteau (35*35)	Poteau (30*30)
1.35G+1.5Q	Cas 1	N_{max} [KN]	2599,37	2253,56	1622,39	1046,84	505,94
		M_{z cor} [KN.m]	25,34	30,34	38,67	40,10	33,23
		M_{y cor} [KN.m]	11,58	20,58	18,56	16,01	11,77
G + Q ± E 0.8G ± E	Cas 2	M_{y max} [KN.m]	78,80	70,76	77,69	68,21	47,64
		N_{cor} [KN]	2014,9	1396,75	944,09	539,58	164,70
	Cas 3	M_{z max} [KN.m]	79,03	103,01	99,71	85,78	61,39
		N_{cor} [KN]	1748,73	1328,65	1009,11	580,50	151,78
	Cas 4	N_{max} [KN]	2368,20	1717,17	1235,80	790,11	374,61
		M_{y cor} [KN.m]	37,92	32,94	35,46	30,29	20,70
		M_{z cor} [KN.m]	63,54	60,86	80,99	75,43	54,66
		N_{min} [KN]	-2156,71	-1520,32	-842,38	-514,14	-216,12

Chapitre 8 : Etude des portiques

	Cas 5	M_{Ycor} [KN.m]	-37,71	-45,11	-32,93	-70,39	-14,73
		M_{Zcor} [KN.m]	-91,15	-38,38	-77,68	-86,15	-50,93

On calcul comme un exemple le ferrailage du poteau de dimensions 50x50cm du RDC, ayant les caractéristiques suivantes :

$S = 50 \times 50$; $C = C' = 5 \text{ cm}$; Acier Fe E400; $d = 0,9 h = 45 \text{ cm}$.

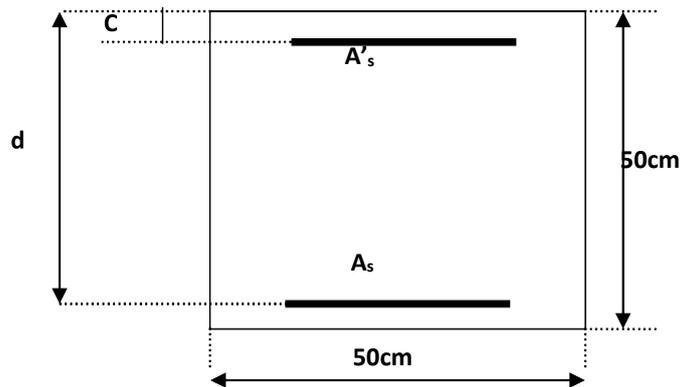


Figure 51 : poteau 50*50

- **Calcul des armatures**

1^{er} cas :

Sens-Y-Y

$N = 2599,37 \text{ KN}$ $M = 11,58 \text{ KN.m}$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{11,58}{2599,37} = 0,0045 = 0,45 \text{ cm} < \frac{h}{12} = \frac{50}{12} = 4,16 \text{ cm}$$

L'excentricité est inférieure à la moitié de la distance du noyau central → On a une compression excentrée.

✓ Etat limite ultime

$$A'_1 = \frac{N - 100 * B * \sigma_b}{100 * \sigma_s} = \frac{2599370 - 100 * 50 * 45 * 14,17}{100 * 348} = -16,92 \leq 0 \rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2$$

Etat limite de stabilité de forme

- **Calcul d'élanement**

$$\lambda = 3,46 * \frac{L_f}{h}$$

avec $L_f = L * 0,7$

$$\lambda = \frac{3,46 * 306 * 0,7}{50} = 14,82 < \max \left[\left[50, \frac{60 * e}{h} \right] \right] = 50 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Le calcul se ramené au calcul de la même section en flexion composée sollicitée par :

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm}, \frac{L_e}{250} \right) = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0,44}{50} = 8,8 * 10^{-3} \leq 0,75 \rightarrow \alpha_1 = 1 + 0,2 * \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1,03$$

$$\begin{cases} N_1 = \alpha_1 * N = 1,03 * 2599,37 = 2677,35 \text{ KN} \\ M'_1 = N_1 * (e + e_a) * 10^{-2} = 2677,35 * (2 + 0,45) * 10^{-2} = 65,59 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Positionnement du point d'application de l'effort N_1**

$$e_1 = \frac{M'_1}{N_1} = \frac{65,59}{2677,35} = 0,024 = 2,46 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 25 \text{ cm}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section.

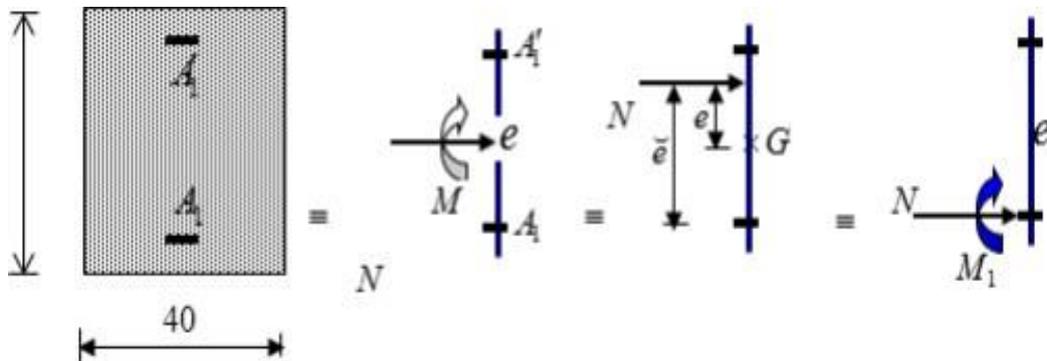


Figure 52 : position de N_1, M_1, M'_1 sur une section transversale

- **Vérification si la section est partiellement comprimée**

$$(0,337 * h - 0,81 * C_1) * \sigma_b * b * h \leq N_1 * (d - C_1) - M_1$$

$$(1) = (0,337 * h - 0,81 * C_1) * \sigma_b * b * h = (0,337 * 50 - 0,81 * 5) * 14,17 * 50 * 50 = 453,440 \text{ KN.m} \text{ (côté gauche de l'équation)}$$

$$2 = N_1 * (d - C_1) - M_1 = 2677,35 * (45 - 5) * 10^{-2} - 601,33 = 469,61 \text{ KN.m} \text{ (coté droit de l'équation)}$$

$$M_1 = N_1 * e = 2677,35 * 0,2246 = 601,33 \text{ KN.m}$$

Avec

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 2,46 + 20 = 22,46 \text{ cm}$$

(2) > (1), Section entièrement comprimée.

• **Détermination des armatures**

$$A_2 = \left(M_1 - \left(d - \frac{h}{2} \right) * b * h * f_{c28} \right) * \frac{1}{(d - d') * \sigma_s}$$

$$A_2 = (601330 - (45 - 25) * 50 * 50 * 14,17) * \frac{1}{40 * 348} = -7,69 \text{ cm}^2$$

On prendra $A_2 = 0 \text{ Cm}^2$

$$A_1 = (N_1 - b * h * \sigma_b) * \frac{1}{\sigma_s(d - d')} - A_2$$

$$A_1 = (2677350 - 50 * 50 * 14,17) * \frac{1}{348 * (45 - 5)} - 0 = 1,89 \text{ cm}^2$$

Sens X-X

N= 2599,37 KN M= 25,35 KN.m

$$e = \frac{M}{N} = \frac{25,34}{2599,37} = 0,0097 = 0,97 \text{ cm} < \frac{h}{12} = \frac{50}{12} = 4,16 \text{ cm}$$

L'excentricité est inférieure à la moitié de la distance du noyau central → On a une compression excentrée.

✓ Etat limite ultime

$$A'_1 = \frac{N - 100 * B * \sigma_b}{100 * \sigma_s} = \frac{2599370 - 100 * 50 * 45 * 14,17}{100 * 348} = -16,92 \leq 0 \rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2$$

Etat limite de stabilité de forme

Calcul d'élanement

$$\lambda = 3,46 * \frac{L_f}{h}$$

avec $L_f = L * 0,7$

$$\lambda = \frac{3,46 \cdot 306 \cdot 0,7}{50} = 14,82 < \max \left[\left[50, \frac{60 \cdot e}{h} \right] \right] = 50 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Le calcul se ramené au calcul de la même section en flexion composée sollicitée par :

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm}, \frac{L_e}{250} \right) = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{1,5}{50} = 0,03 \leq 0,75 \rightarrow \alpha_1 = 1 + 0,2 * \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1,03$$

$$\begin{cases} N_1 = \alpha_1 * N = 1,03 * 2599,37 = 2677,35 \text{ KN} \\ M'_1 = N_1 * (e + e_a) * 10^{-2} = 2677,35 * (2 + 0,97) * 10^{-2} = 79,51 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Positionnement du point d'application de l'effort N_1

$$e_1 = \frac{M'_1}{N_1} = \frac{79,51}{2677,35} = 0,029 = 2,96 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 25 \text{ cm}$$

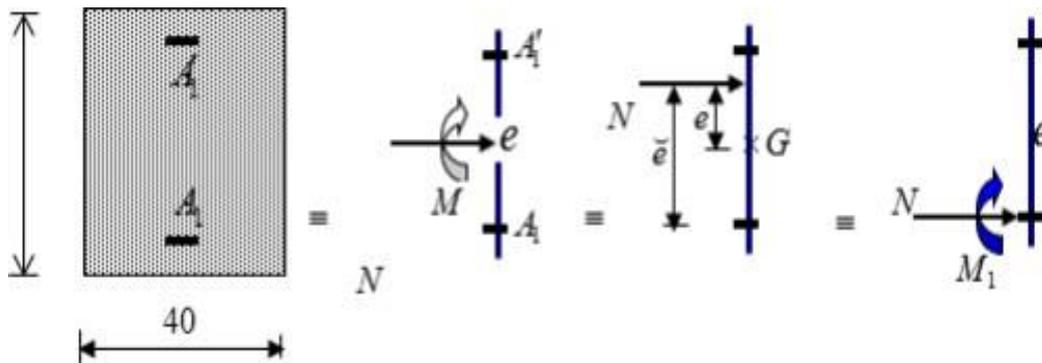


Figure 53 : Position de N_1 M_1 M'_1 sur la section transversale

- Vérification si la section est partiellement comprimée

$$(0,337 * h - 0,81 * C_1) * \sigma_b * b * h \leq N_1 * (d - C_1) - M_1$$

$$1 = (0,337 * h - 0,81 * C_1) * \sigma_b * b * h = (0,337 * 50 - 0,81 * 5) * 14,17 * 50 * 50 = 453,440 \text{ KN.m}$$

$$2 = N_1 * (d - C_1) - M_1 = 2677,35 * (45 - 5) * 10^{-2} - 614,71 = 456,23 \text{ KN}$$

$$M_1 = N_1 * e = 2677,35 * 0,2296 = 614,71 \text{ KN.m}$$

Avec

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c \right) = 2,96 + 20 = 22,96 \text{ cm}$$

(2) > (1), Section entièrement comprimée

• **Détermination des armatures**

$$A_2 = \left(M_1 - \left(d - \frac{h}{2} \right) * b * h * f_{c28} \right) * \frac{1}{(d - d') * \sigma_s}$$

$$A_2 = (614710 - (45 - 25) * 50 * 50 * 14,17) * \frac{1}{40 * 348} = -6,73 \text{ cm}^2$$

On prendra $A_2 = 0 \text{ Cm}^2$

$$A_1 = (N_1 - b * h * \sigma_b) * \frac{1}{\sigma_s(d - d')} - A_2$$

$$A_1 = (2677350 - 50 * 50 * 14,17) * \frac{1}{348 * (45 - 5)} - 0 = 1,89 \text{ cm}^2$$

Cas 2 : Accidentelle

Sens-Y-Y

$N = 2014,9 \text{ KN}$ $M = 78,80 \text{ KN.m}$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{78,80}{2014,9} = 0,039 = 3,9 \text{ cm} < \frac{h}{12} = \frac{50}{12} = 4,16 \text{ cm}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section

• **Vérification si la section est partiellement comprimée**

$$(0,337 * h - 0,81 * C_1) * \sigma_b * b * h \leq N_1 * (d - C_1) - M_1$$

$$1 = (0,337 * h - 0,81 * C_1) * \sigma_b * b * h = (0,337 * 50 - 0,81 * 5) * 14,17 * 50 * 50 = 453,440 \text{ KN.m}$$

$$2 = N_1 * (d - C_1) - M_1 = 2014,9 * (45 - 5) * 10^{-2} - 481,56 = 324,4 \text{ KN}$$

$$M_1 = N_1 * e = 2014,9 * 0,239 = 481,56 \text{ KN.m}$$

Avec

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c \right) = 3,9 + 20 = 23,9 \text{ cm}$$

(1) > (2), Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment.

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{481560}{14,17 * 50 * 45^2} = 0,335$$

$$\mu = 0,335 < \mu_{AB} = 0,392 \rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \rightarrow \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0,33}) = 0,53$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 * 0,53 = 0,78$$

- **Détermination des armatures**

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{481560}{348 * 0,78 * 45} = 39,42 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée

$$A = A_1 - \frac{N}{100 * \sigma_s} = 39,42 - \frac{2014900}{348 * 100} = 10,40 - 57,89 = -47,49 < 0 \rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$T_u^{max} = 40,16 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b*d} = \frac{40160}{50*45*100} = 0,17 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible ;

$$\bar{\tau}_u = \left(0,2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 3,3 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0,17 \text{ MPa} < 3,3 \text{ MPa}$$

- **Diamètre des armatures transversales**

$$\phi_1 \geq \frac{\phi_{Lmax}}{3} = \frac{1,6}{3} = 0,53 \text{ cm}$$

Donc on prendra $\phi_1 = 8 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier FeE235.

- **Espacement des armatures transversale**

Suivant les règles BAEL 91

$$\delta_t \leq \min (15\phi_L, 40 \text{ cm}, b + 10 \text{ cm}) = 21 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm}$$

D'après les règles RPA 99/V2003 : (zone II-a)

$$\text{Zone nodale : } \delta_t \leq \min (10\phi_1; 15\text{cm}) = 14 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } \delta_t \leq 15\phi_1 = 21 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm}$$

- **Détermination de la zone nodale**

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres

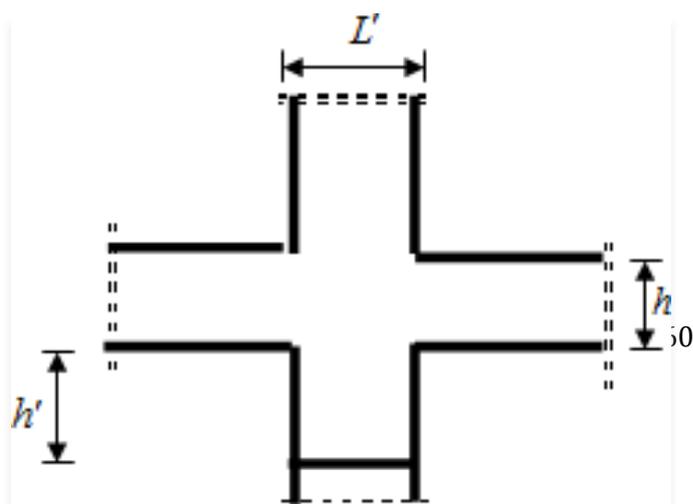


Figure 54 : Zone nodale

- **Armatures minimales**

Selon BAEL 91 : $A_{min} \geq \max\left(0,2 * \frac{b*h}{100}; \frac{8*b+h}{100}\right)$

Selon RPA : $A_{min} = 0,8\% * b$

Tableau 63 : Récapitulatif des armatures selon le BAEL et RPA/V2003

Poteaux	Dimension	A_{BAEL} $0,2 * (b*h)/100$	$8 * (b+h)/100$	A_{RPA} $0,008*b*h$
	50*50	5	8	20
	45*45	4,05	7,2	16,2
	40*40	3,2	6,4	12,8
	35*35	2,45	5,6	9,8
	30*30	1,8	4,8	7,2

Remarques : les armatures des autres poteaux sont obtenues a par le logiciel Robot Expert :

Tableau 64 : Récapitulatif des sections d'aciers pour les poteaux

Sections	A_{cal} [cm ²]	A RPA [cm ²]	Choix	A [cm ²] adopté	Recouvrement
(50*50)	13,1	20	12T16	24,13	80
(45x45)	9	16,2	4T16 + 8T14	20,36	64
(40*40)	7,8	12,8	12T14	18,47	56
(35*35)	7,3	9,8	8T12 + 4T14	15,21	56

(30*30)	3,6	7,2	12T12	13,57	56
---------	-----	-----	-------	-------	----

VIII.2.3. Ferrailage des poteaux

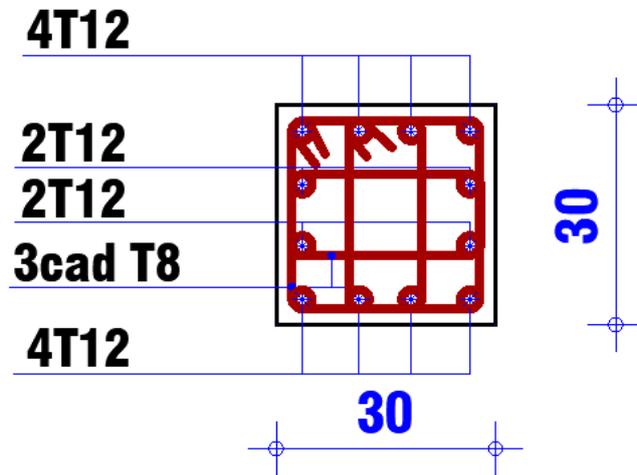


Figure 55 : ferrailage des poteaux de type 30*30

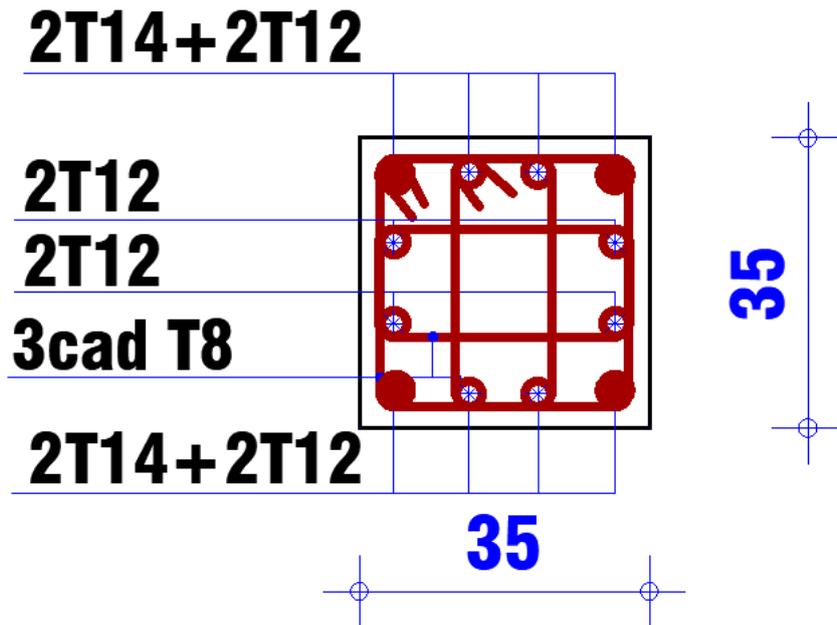


Figure 56 : ferrailage des poteaux du type 35*35

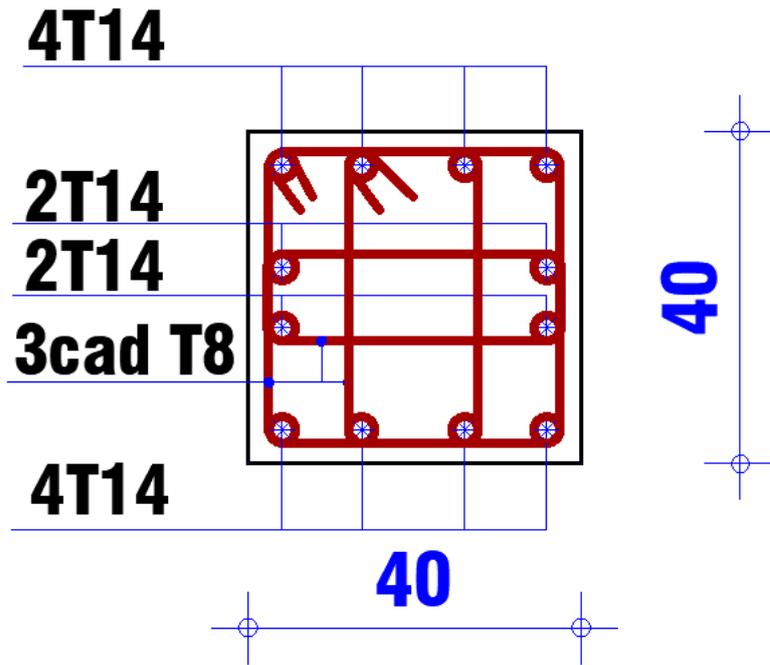


Figure 57 : ferrailage des poteaux du type 40*40

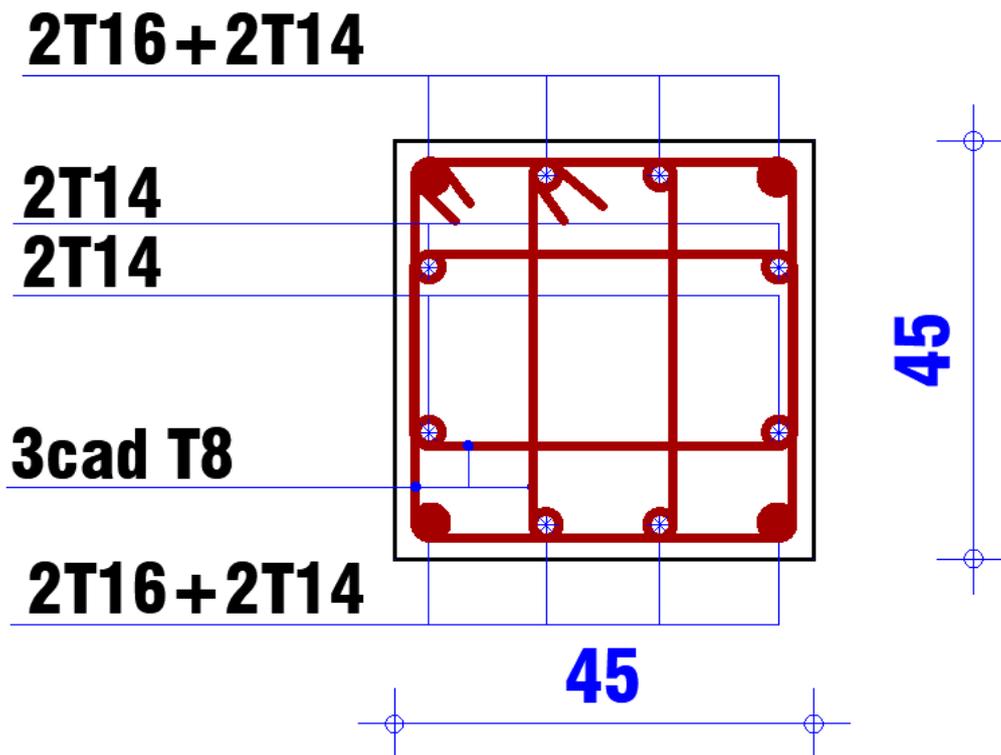


Figure 58 : ferrailage des poteaux du type 45*45

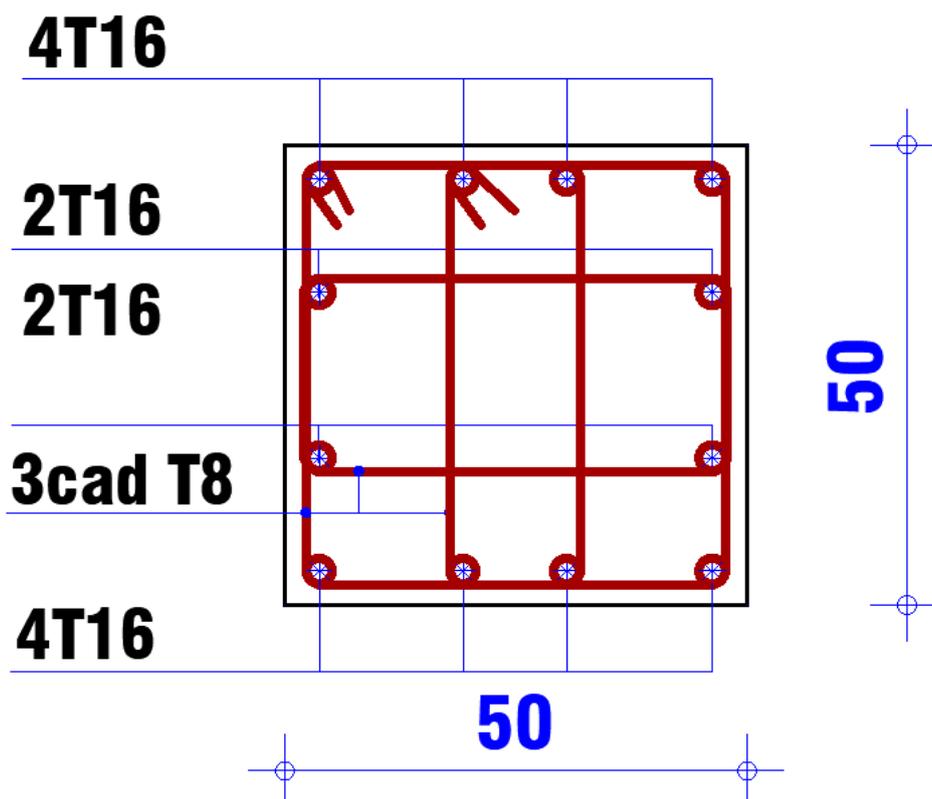


Figure 59 : ferrailage des poteaux du type 50*50

VIII.3. Ferrailage des poutres

On distingue deux types des poutres :

- Poutres principales : (30x50) cm².
- Poutres secondaires : (30x45) cm².

VIII.3.1. Ferrailage règlementaire

Recommandation du [RPA99/V2003]

VIII.3.1.1. Armatures longitudinales : [Article7.5.2.1]

- Armatures minimales : 0,5 % B en toute section et en zone II-a,
- Armatures maximale 4 % B => zone courante ; 6 % B => zone de recouvrement.
- Longueur de recouvrement est de 40Φ pour la zone II-a.

Avec :

B = la section de la poutre.

VIII.3.1.2. Armatures transversales : [Article7.5.2.2]

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{tmin} = 0,003 * S * b$$

Chapitre 8 : Etude des portiques

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 :

$$s = \min\left(\frac{h}{4}, 12 * \sigma\right) \text{ ou } s = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right)$$

- En dehors de la zone nodale :

$$S \leq \frac{h}{2} \text{ ou } S = \frac{h}{2}$$

Règlement [BAEL91/Article6.1]

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{min} = 0,23 * \frac{f_{t28}}{f_e} * b * d \rightarrow \text{Armatures tendues}$$

VIII.3.2. Sollicitation des poutres

Les moment max sont obtenus par partir du logiciel « Robot »

Tableau 65 : Récapitulatif des moments et des efforts tranchants dans les poutres

Sollicitation	Moment Max en (KN.m)						Effort Tranchant en KN
	ELU		ELS		ACC	ACC	
Combinaison	Mt	Ma	Mt	Ma	Mt	Ma	
Poutre principale	98,05	-185,14	71,53	-135,27	70,58	141,16	134,93
					-90,76	-181,52	
Poutre secondaire	65,68	-138,11	47,74	-100,54	49,18	98,36	114,07
					-72,07	-144,14	

VIII.3.2.1. Armature longitudinales :

Conditions imposées par le RPA 99 (Version 2003)

Poutres principales : $A_{min} = 0,005 * 30 * 50 = 7,5cm^2$

Poutres secondaires : $A_{min} = 0,005 * 30 * 45 = 6,75 cm^2$

VIII.3.2.2. Armature Transversales :

Conditions imposées par le BAEL 91

Poutres principales : $A_{min} = 0,23 * \frac{2,1}{400} * 30 * 50 = 1,81 \text{ cm}^2$

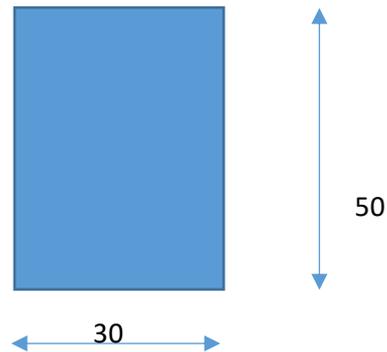
Poutres secondaires : $A_{min} = 0,23 * \frac{2,1}{400} * 30 * 45 = 1,63 \text{ cm}^2$

VIII.3.3. Ferrailage de la poutres principales (30 X 50) Cm²

VIII.3.3.1. En Travée

• **Etat limite ultime (E.L.U)**

$M_t^u = 98,05 \text{ KN.m}$



- Vérification de la section comprimée

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{98050}{14,17 * 30 * 45^2} = 0,068$$

$\mu = 0,068 < \mu_{AB} = 0,392 \rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$

$1000\varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \rightarrow \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0,068}) = 0,088$

$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 * 0,088 = 0,96$

- Détermination des armatures

$$A_1 = \frac{M_t^u}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{98050}{348 * 0,96 * 45} = 6,52 \text{ cm}^2$$

• **Etat limite service (ELS)**

$M_t^{ser} = 71,53 \text{ KN.m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{section rectangulaire avec } A' \neq \emptyset \\ \text{Acier FeE400} \\ \text{fissuration peu nuisible} \end{array} \right. \rightarrow \alpha^2 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{98,05}{71,53} = 1,37$

$$\alpha \leq \frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,185 + 0,25 = 0,43 > 0,175 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc le ferrailage calculé à l'Etat Limite Ultime seront maintenus à l'Etat Limite service.

- **Situation accidentelle**

$$M_t^{acc} = 70,58 \text{ KN.m}$$

- Vérification de la section comprimée

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{70580}{18,48 * 30 * 45^2} = 0,062$$

$$\sigma_b = 0,85 * \frac{f_{c28}}{\delta_b} \text{ avec } \delta_b = 1,15 \text{ (situations accidentelles)} \sigma_b = 18,48$$

$$\mu = 0,062 < \mu_{AB} = 0,392 \rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \rightarrow \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0,062}) = 0,080$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 * 0,080 = 0,68$$

- Détermination des armatures

$$A_1 = \frac{M_t^u}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{70580}{348 * 0,68 * 45} = 6,62 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max(A_{cal}, A_{min}, A_{acc}) = 7,5 \text{ Cm}^2$$

- Choix des armatures

$$5T14 = 7,70 \text{ cm}^2$$

VIII.3.3.2. Appuis

- **Etat limite Ultime (ELU)**

$$M_a^u = -185,14 \text{ KN.m}$$

- Vérification de la section comprimée

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{185140}{14,17 * 30 * 45^2} = 0,21$$

$$\mu = 0,21 < \mu_{AB} = 0,392 \rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \rightarrow \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0,21}) = 0,29$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 * 0,29 = 0,88$$

- Détermination des armatures

$$A_1 = \frac{M_a^u}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{185140}{348 * 0,88 * 45} = 13,43 \text{ cm}^2$$

- Etat limite service (ELS)

$$M_a^{ser} = -135,27 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{section rectangulaire avec } A' \neq \emptyset \\ \text{Acier FeE400} \\ \text{fissuration peu nuisible} \end{array} \right. \rightarrow \alpha^? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{185140}{135270} = 1,37$$

$$\alpha \leq \frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,185 + 0,25 = 0,43 > 0,175 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc le ferrailage calculé à l'Etat Limite Ultime seront maintenus à l'Etat Limite service.

- Situation accidentelle

$$M_a^{acc} = -181,52 \text{ KN.m}$$

- Vérification de la section comprimée

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{181520}{18,48 * 30 * 45^2} = 0,16$$

$$\sigma_b = 0,85 * \frac{f_{c28}}{\delta_b} \text{ avec } \delta_b = 1,15 \text{ (situations accidentelles) } \sigma_b = 18,48$$

$$\mu = 0,16 < \mu_{AB} = 0,392 \rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \rightarrow \sigma_s = 400 \text{ Mpa, } \text{ car } \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0,16}) = 0,21$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 * 0,21 = 0,91$$

- Détermination des armatures

$$A_1 = \frac{M_t^u}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{181520}{400 * 0,91 * 45} = 11,08 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max(A_{cal}, A_{min}, A_{acc}) = 13,43 \text{ Cm}^2$$

- Choix des armatures

$$9T14 = 13,85 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$T_u^{max} = 134,93 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{T}{b * d} = \frac{134930}{30 * 45 * 100} = 0,99$$

$$\text{Fissuration peu nuisible } \tau_u = \min(0,2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa) = 3,3 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0,99 < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

→ les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

- **Section et écartement des armatures transversales A_t**

- Diamètre des armatures transversales : (Article BAEL 91/4.2.3)

$$\phi_t \leq \min(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_{tmin})$$

$$\phi_t \leq \min(\frac{50}{35}, \frac{30}{10}, 1,2) = 1,2 \text{ cm}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 → $A_t = 4\phi_2 = 2,01 \text{ cm}^2$ (1 cadre, 1 étrier)

- L'espace des armatures transversale (Article CBA93/ A.5.1.2.2/ A.5.1.2.3)

$$\frac{A_t}{b * \delta_t} \geq \frac{\tau_u * 0,3 * f_{t28} * K}{0,8 * f_e * (\sin \alpha + \cos \alpha)} \rightarrow \begin{cases} K = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \end{cases}$$

$$\delta_{t1} \leq \frac{0,80 * A_t * f_e}{b * (\tau_u - 0,3 * f_{t28})} = \frac{0,8 * 2,01 * 235}{30 * (0,99 - 0,3 * 2,1)} = 34,98 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d, 40\text{cm}) = \min(40,5, 40\text{cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t * f_e}{0,4 * b} = \frac{2,01 * 235}{0,4 * 30} = 39,36 \text{ cm}$$

Selon le RPA 99(Version 2003)

- Zone nodale

$$\delta_{t4} \leq \min(\frac{h}{4}, 12\phi) = \min(\frac{50}{4}, 12 * 1,2) = 12,5 \text{ cm} \rightarrow \delta_{t4} = 10 \text{ cm}$$

- Zone courante

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \rightarrow \delta_{t5} = 25 \text{ cm}$$

Donc $\begin{cases} \delta_t = 10 \text{ cm en zone nodale} \\ \delta_t = 25 \text{ cm en zone courante} \end{cases}$

• **Vérification des armatures transversales**

- Zone Nodale

$$A_t = 0,003 * \delta_{t4} * b = 0,003 * 10 * 30 = 0,9 \text{ cm}^2$$

- Zone Courante

$$A_t = 0,003 * 25 * 30 = 2,25 \text{ cm}^2$$

Longueur du recouvrement est $L_T = 40 \phi_{max}$

Les résultats obtenus dans ce tableau sont tirés du logiciel Robot Expert

Tableau 66 : Récapitulatif des ferrailage des poutres

Type de poutre		A _{min} (cm ²)		A _{cal}	Armature choisie	A _{cor}	Longueur de recouvrement
		BAEL	RPA				
Poutre Principale	Travée	1,81	7,5	5,3	3T16+5T14+2T12	15,99	56
	Appuis			10,8	3T16+5T14+2T12	15,99	56
Poutre Secondaire	Travée	1,63	6,75	4	6T14+2T12	11,5	56
	Appuis			9	6T14+2T12	11,5	56

VIII.3.4. Dessin de ferrailage des poutres

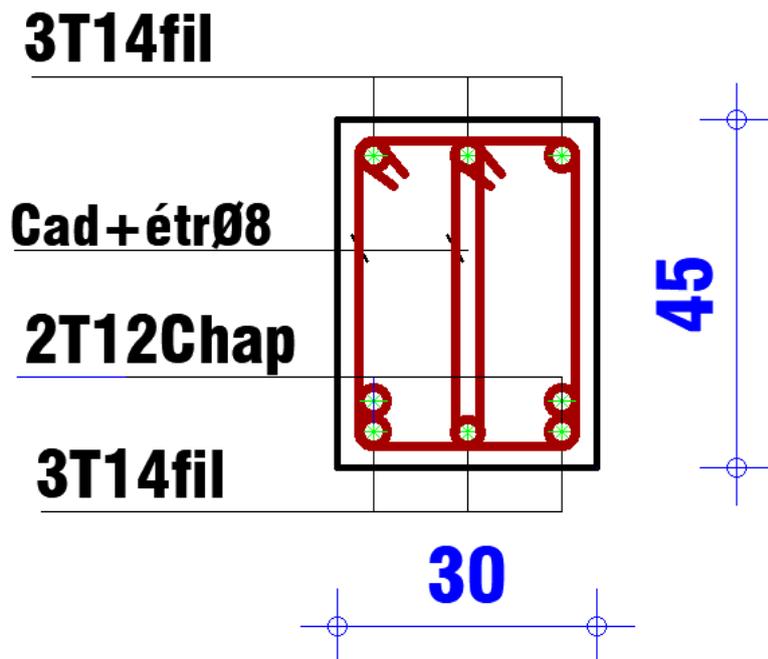


Figure 60 : Dessin du ferrailage des poutre 30*45-appuis

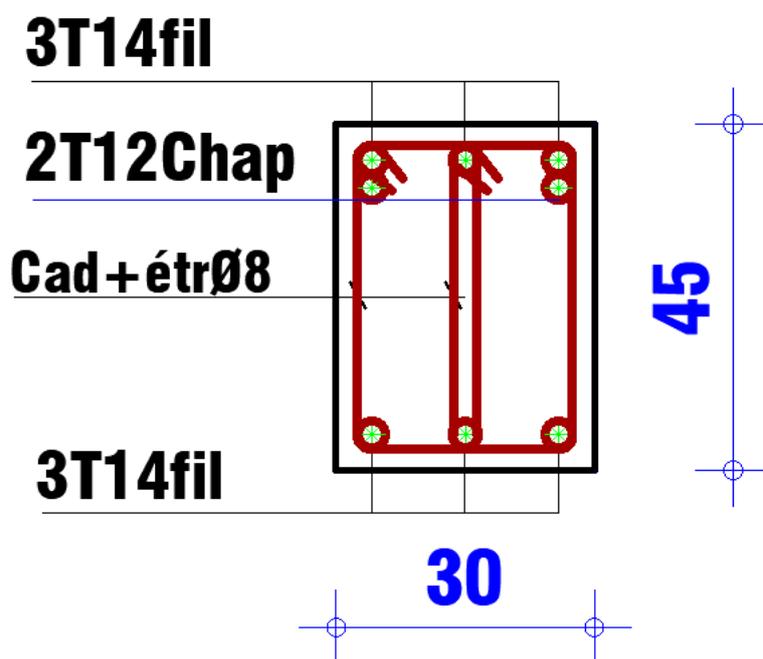


Figure 61 : Dessin du ferrailage des poutre 30*45-travée

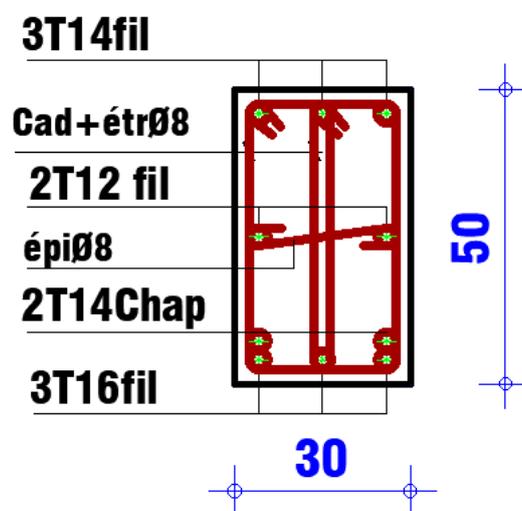


Figure 62 : Dessin du ferrailage des poutre 30*50-appuis

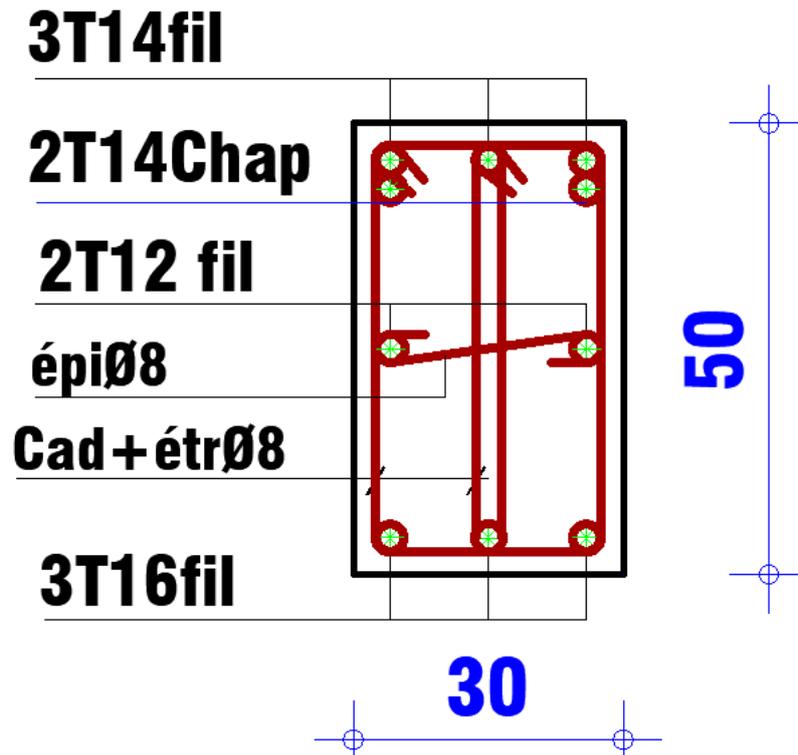


Figure 63 : Dessin du ferrailage des poutre 30*50-travée

VIII.4. Conclusion :

Parvenu au terme de ce chapitre ou nous avons déterminé le ferrailage des poteaux et des poutres, il en ressort que nos choix ont été guidé par le RPA et le BAEL 91. De plus nous avons utilisé les logiciels Robot et Robot Expert pour obtenir les moments et les efforts tranchant maximum.

Le cœur du métier d'ingénieur civil étant de fournir les bâtiments économiques et résistants, nous avons fait nos choix de ferrailages en prenant en compte ces contraintes.

Chapitre 9 : Etude de l'infrastructure

IX.1. Généralité

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.

IX.1.1. Rôle principal

La structure porteuse, ils servent à transmettre au sol les différentes charges provenant de la superstructure par intermédiaire de fondation à savoir le poids propre ou les charges permanentes, les surcharge d'exploitations, la poussée des terres, 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 paraît 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 :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

Il existe plusieurs types de fondations dont :

- **Fondations superficielles :**

- Semelles isolées.
- Semelles filantes.
- Radier général.

- **Fondations profondes :**

- Semelles sur puits.
- Semelles sur pieux.

IX.1.2. Choix du type de fondation

Notre ouvrage est réalisé en système mixte portique et voiles porteurs, avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à 2 bars, il y a lieu de projeter a priori, des fondations superficielles de type :

- Des semelles filantes (semelles sous murs).
- Un radier général.

IX.1.2.1. Vérification du type des semelles

On a des semelles isoler sous poteaux et de semelles filantes sous murs voiles de contreventement.

Dimensionnement des semelles à partir de la relation suivante:

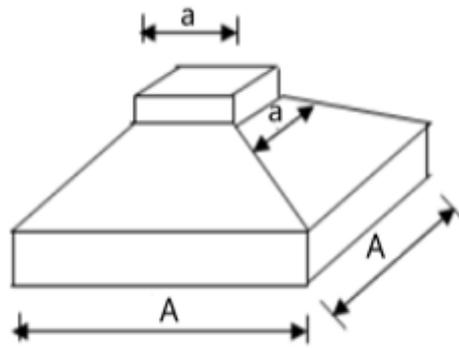


Figure 64 : Semelle isolé

$$\sigma = \frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol} \quad S \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}}$$

D'après le logicielle Robot Autodesk : $N=45\,638,7$ KN

$$S \geq \frac{45\,638,7}{200} = 228,19 \text{ m}^2 \quad S_{\text{batiment}} = 397,27$$

RPA exige si la surface des semelles est supérieure à 50% de la surface totale du bâtiment alors on opte pour radier.

$$\frac{S_{\text{semelles}}}{S_{\text{batiment}}} = \frac{228,19}{397,27} \times 100 = 57,44\%$$

IX.1.2.1.1. Conclusion

Les surfaces des semelles occupent plus de 50% de la surface de bâtiment, donc on opte le radier générale comme fondation.

Ce type de fondation a plusieurs avantages :

- Il augmente la surface de la semelle (fondation).

- Il minimise la forte pression apportée par la structure.

IX.2. Etude du radier

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.

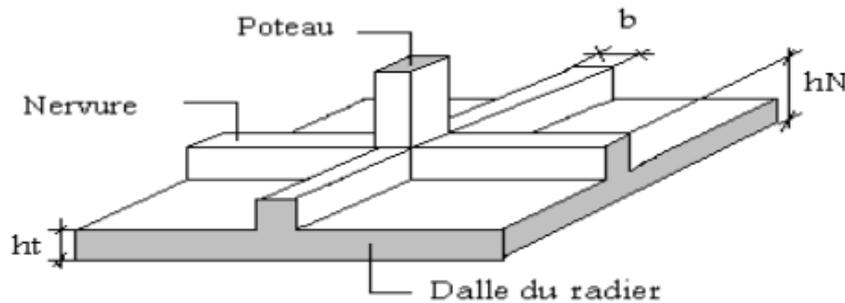


Figure 65 : Radier général

IX.2.1. Dimensionnement du radier :

IX.2.1.1. L'épaisseur du radier

- Condition de résistance au cisaillement :

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier.

D'après le règlement CBA93 (art . A.5.1) .

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0,7 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Où :

V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU .

γ_b : 1,5

d : 0,9h.

b : désigne la largeur (1m).

$$T_u = \frac{q_u \times L_{max}}{2} \Rightarrow q_u = \frac{N_u \times 1 ml}{S_R}$$

L_{max} : la plus grande portée de la dalle = 6,5m.

$$\tau_u = \frac{N_u \times L_{max}}{S_R \times b \times (0,9h)} \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow h \geq \frac{N_u \times L_{max}}{S_R \times b \times (0,9\bar{\tau}_u)}$$

$$h \geq 48,86 \text{ cm}$$

- **Condition de fleche:**

L'épaisseur de radier doit satisfaire la condition suivant :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad 43,33 \leq h \leq 65 \text{ cm}$$

On prend : h=50cm

- **Dimensionnement de débord :**

$$d \geq (h/2 : 30\text{cm}) = 50\text{cm}$$

IX.2.1.2. Nervure:

- **Condition de rigidité (h_N) :**

Pour qu'un plancher soit rigide, il faut que :

$$L \leq \frac{\pi}{2} L_e \Rightarrow L_e = \frac{1}{\lambda} \quad \lambda = \sqrt[4]{\frac{K \times b}{4 \times D}} \quad D = E \cdot I \quad L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times D}}$$

K : coefficient de raideur du sol.

$$K = \begin{cases} 0,5 \frac{Kg}{cm^3} & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \frac{Kg}{cm^3} & \text{Sol moyen} \\ 12 \frac{Kg}{cm^3} & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un sol de densité moyenne, donc $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

[HENRY THONIER] ; Conception et calcul des structures de bâtiment ; tableau de page 277).

E : module d'Young du béton ($E = 200 \cdot 10^3 \text{ MPa}$);

I : inertie du radier ; $I = \frac{b \times h^3}{12}$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{K}{3E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4} \quad h \geq 0.72 \text{ m}$$

On prend : h= 100 cm

- **Condition de coffrage(b_N) :**

$$Q b \geq \frac{L_{max}}{10} = 65 \text{ cm} \quad b = 65 \text{ cm}$$

- **Condition de non poinçonnement : [CBA 93/ A.5.2.4.2]**

Sous l'action des forces localisées, il y a lieu de vérifier la résistance du radier au poinçonnement par l'effort tranchant. Cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_u \leq 0,045 \times u_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : la charge du poteau le plus sollicité ($N=3841,03\text{KN}$) ;

U_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier;

h : Epaisseur totale du radier

$$U_c=2(a_1+b_1) \quad \begin{cases} a_1 = a + h \\ b_1 = b + h \end{cases} \Rightarrow U_c=2(a+b+2h)$$

a : section du poteau le plus sollicité

$$3841,03 \leq 0,045 \times 2 \times (0,5 + 0,5 + 2h)h \times \frac{25 \times 10^3}{1,5}$$

$$2h^2+h- 2,56 \geq 0 \quad h \geq 0,88\text{m}$$

Dimension de nervure

$$\begin{cases} h = 100\text{cm} \\ b = 65\text{cm} \end{cases}$$

IX.2.1.3. *Pré dimensionnement des poutres :*

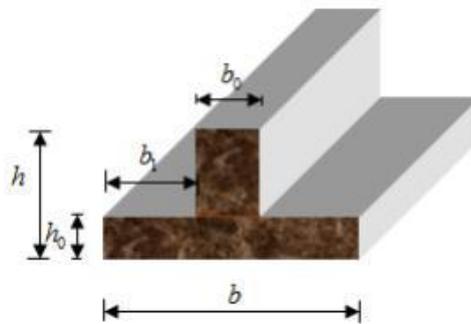


Figure 66 : dimension de la poutre

Tableau 67 :Récapitulatif des dimensions des poutres

Type de Poutre	h	h0	b0	b1	b
P Principal	150	50	65	40	130
P secondaire	150	50	65	40	130

IX.2.1.4. *Ferraillage du radier*

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les nervures est soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrages et des surcharges.

Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le béton armé.

IX.2.1.4.1. *Calcul du ferraillage :*

$$A \alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.05}{6.5} = 0.78 \rightarrow 0.4 < \alpha < 1$$

Alors : La dalle porte dans deux sens

- **ELU**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = 282.72 \text{ KN/m}^2$$

$$N_u = 30151.65 \text{ KN}$$

$$\text{Sens X-X : } \mu_x = 0.0584$$

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 421.07 \text{ KN/m}$$

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 357.9 \text{ KN/m}$$

$$M_{ax} = -0.5 M_x = -210.53 \text{ KN/m}$$

$$\text{Sens Y-Y : } \mu_y = 0.5608$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 236.14 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 200.72 \text{ KN.m}$$

$$M_{aiy} = -0.5 M_y = -100.36 \text{ KN.m}$$

$$M_{ary} = 0.3 M_y = 60.22 \text{ KN.m}$$

- **ELS**

$$q_s = 206.04 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Sens X-X : } \mu_x = 0.0650$$

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 341.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 290.31 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = -0.5 M_x = -170.77 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens Y-Y : } \mu_y = 0.6841$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 233.65 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 198.6 \text{ KN.m}$$

$$M_{aiy} = -0.5 M_y = -116.82 \text{ KN.m}$$

$$M_{ary}=0.3M_Y=70.1 \text{ KN.m}$$

IX.2.1.4.2. Calcul de l'enrobage :

La fissuration est considérée comme préjudiciable $\Rightarrow a=2 \text{ cm}$

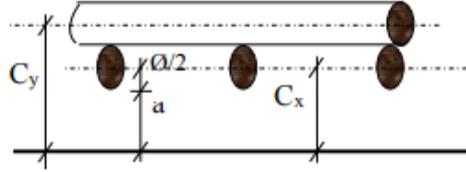


Figure 67 : Enrobage de la dalle du radier

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{50}{10} \quad \phi_{\max} < 5 \text{ cm} \quad \phi_{\max} = 2 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} = 3 \text{ cm} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} = 5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} d_x = h_0 - C_x = 47 \text{ cm} \\ d_y = h_0 - C_y = 45 \text{ cm} \end{cases}$$

IX.2.1.4.3. Calcul du ferrailage de la dalle pleine :

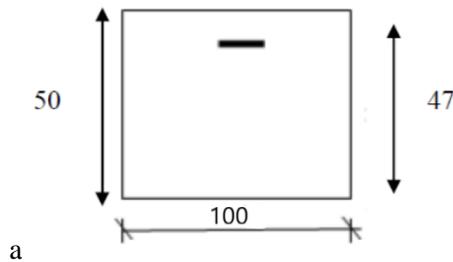


Figure 68 : Section de calcul en travée X-X

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad \beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$A\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2} \quad A_{\text{cal}} = \frac{M}{\sigma_s \times \beta \times d} \quad A_{\text{min}} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\begin{cases} d_x = 47 \text{ cm} \\ d_y = 45 \text{ cm} \\ b = 100 \text{ cm} \end{cases}$$

Tableau 68 : Récapitulatif des ferrailages adoptés dalle pleine -radier

	Sens X-X	Sens Y-Y

Chapitre 9 : Etude de l'infrastructure

	Travée	Appuis	Travée	Appuis
M_u (KN.m)	357.9	210.53	200.72	100.36
μ	0.10	0,067	0.069	0.035
β	0.94	0.97	0.96	0.98
A_{Cal} (cm ² /mm)	17.56	13.27	13.35	6.54
A_{min} (cm ² /mm)	5.67	5.67	5.43	5.43
Choix	6T16+4T14	6T14+4T12	6T14+4T12	6T12
A adopté	18.22	13.76	13.76	6.79

• **Etat limite de service (E.L.S) :**

$$M_{tx}^{ser} = 290.31 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 18.22}{100} = 2,73 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 256,9 \text{ cm}^2$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 13.53 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15A(d + Y_1)^2 = 1083899,12 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M^{ser}}{I} = 0.27$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 = 3,65 \quad \bar{\sigma}_b = 0.6 f_c = 15$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 135.55 \text{ MPa}$$

$$A \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{28}}\right) = \min(266,67; 201.63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_b < \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s \end{cases}$$

Les armatures de ferrailage calculée a l'ELU convient pour l'ELS

IX.2.1.4.4. Dessin de ferrailage du radier général

Ferraillage de radier generale sens XX

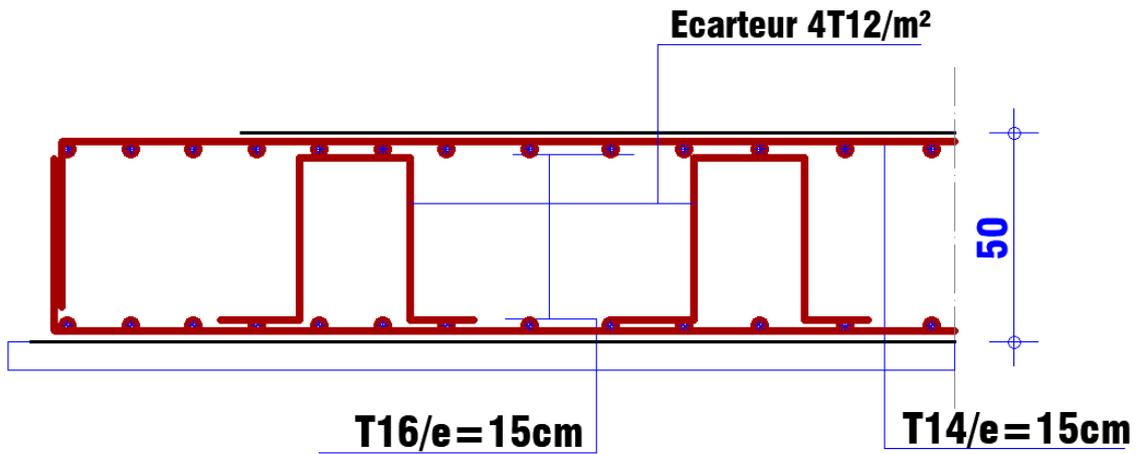


Figure 69 : Dessin ferraillage radier général sens x-x

Ferraillage de radier generale sens YY

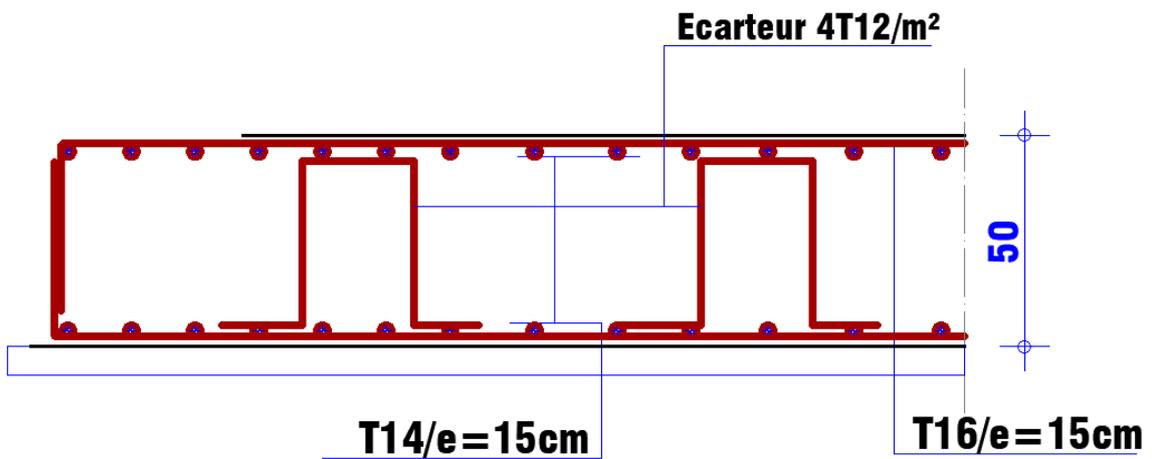


Figure 70 : Dessin ferraillage radier général sens y-y

IX.2.1.4.5. Ferraillage du débordement :

Le débordement est de 50cm de chaque coté

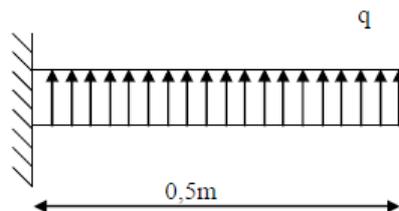


Figure 71 : schéma statique du débordement

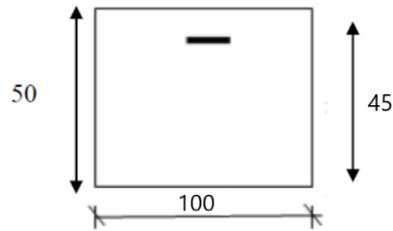


Figure 72 : section de calcul du débord

• **Calcul du ferrailage:**

$L=50\text{cm}$ $b=1\text{ ml}$ $q_u=282.72\text{ KN/m}$ $q_s=206.04\text{ KN/m}$

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} = 35.34 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times L^2}{2} = 25.76 \text{ KN.m}$$

Tableau 69 : choix des sections d'acier du débordement

	ELU
$M_u(\text{KN.m})$	35.34
μ	0.005
β	0.997
$A_{cal}(\text{cm}^2)$	2.26
$A_{min}(\text{cm}^2)$	5.43
Choix	6T12
A adopté (cm^2)	6.79

• **Vérification de l'effort tranchant**

$T_u =$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} =$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0.2 \times f_{c28}}{\sigma_b} =$$

IX.2.1.4.6. Ferrailage des nervures :

On suppose que la fondation est suffisamment rigide pour assurer que les contraintes varient linéairement le long de la fondation. Dans ce cas on considère que les nervures sont appuyées au niveau des éléments porteurs de la superstructure et chargées en dessous par les réactions du sol.

Les sollicitations de calculs de la nervure:

Chapitre 9 : Etude de l'infrastructure

Tableau 70 :Récapitulatif des sollicitations de calculs nervure

Sens X-X				Sens Y-Y				
ELU		ELS		ELU		ELS		
N _u	150758,25	N _s	109873,5	N _u	150758,25	N _s	109873,5	(KN)
N _u /S	282.72	N _s /S	206.04	N _u /S	282.72	N _s /S	206.04	(KN/m)
Lx	5,05	Lx	5,05	Ly	6,50	Ly	6,50	(m)
q _u	1427,77	q _s	1040.52	q _u	1837.68	q _s	1339.26	(KN/m ²)

Les résultats suivants ont été tirés du logiciel RDM 6 :

Les moments et effort tranchant de la nervure

Tableau 71 :Récapitulatif des efforts tranchants et moment de la nervure

Sens X-X				Sens Y-Y				
ELU		ELS		ELU		ELS		
M _{tu}	455.1	M _{ts}	311.7	M _{tu}	970.7	M _{ts}	707.5	
M _{au}	136.0	M _{as}		M _{au}	118.2	M _{as}	745.8	
T _u	360.5	T _s	262.7	T _u	597.2	T _s	435.3	

- Ferraillage de la nervure en ELU**

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad \beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2} \quad A_{cal} = \frac{M}{\sigma_s \times \beta \times d} \quad A_{min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} \quad A_{RPA} = 6\%(b \times h)$$

$$(b \times h) = (65 \times 150) \quad d = 135 \text{ cm}$$

Tableau 72 :Ferraillage de la nervure à l'ELU

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
M _u	456.0	136.0	970.7	118.2
; μ	0.011	0.003	0.023	0.003
, β	0.994	0.998	0.988	0.998
A _{cal}	9.76	2.90	20.91	2.52
A _{min}	10.59	10.59	10.59	10.59
Choix	8T16+6T14	8T16+6T14	8T16+6T14	8T16+6T14
A adopté	25,32	25,32	25,32	25,32

- Verification a l'ELS**

$$M_{Ser} = 311.7 \text{ KN.m}$$

Flexion simple
 Section rectangulaire avec $A' \neq A$
 Acier FeE400
 Fissuration peu nuisible

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.46 \quad \alpha \leq \frac{1.49-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.49 > 0.013$$

Conclusion :

$\sigma_b = 14.67 < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
 Fissuration peu préjudiciable } les armatures calculées à E.L.U seront maintenues
 Aucune vérification pour σ

Espacement : $St < \min(0.9 d : 40 \text{ cm})$

RPA : dans la zone nodale et en travée seront comme suit :

$$St < \min(h/4 : 12\emptyset)$$

IX.2.1.4.7. Dessin des ferrailages

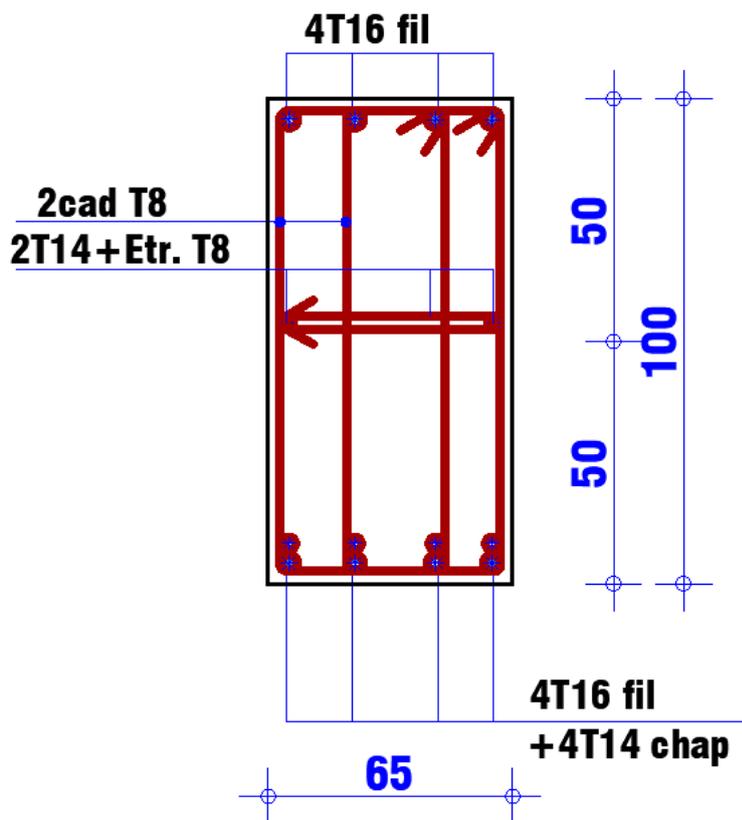


Figure 73 : ferrailage des nervures en appuis

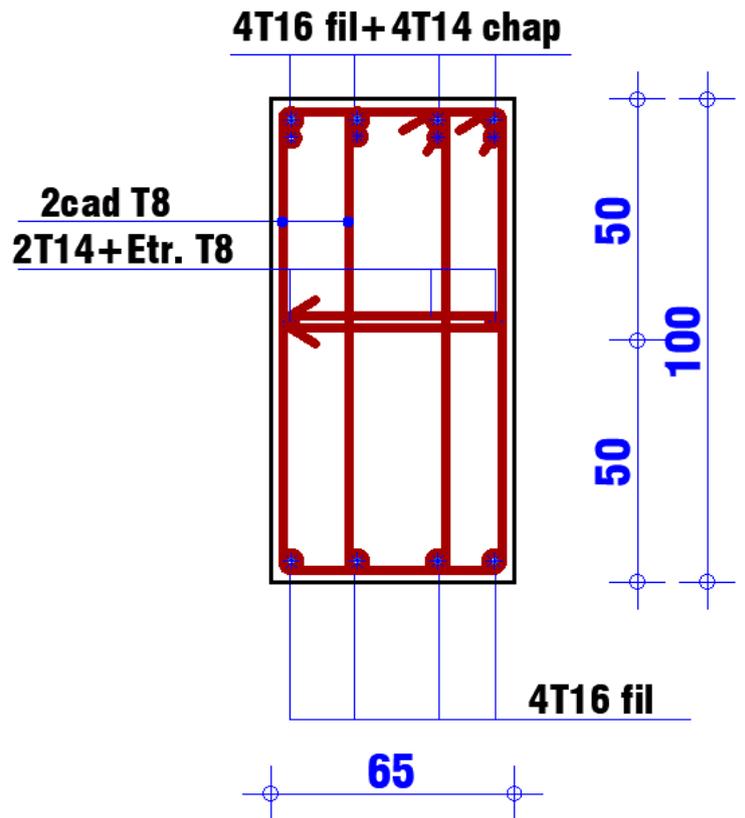


Figure 74 : ferrailage des nervures en travée

Conclusion générale

Parvenu au terme de ce travail où il était question pour nous de faire l'étude complète d'un bâtiment d'habitation en rez de chaussé plus 8 étages, cette structure est composante d'un grand projet immobilier à Mostaganem-Karouba. De façon chronologique, nous avons déterminé la capacité portante du sol via une étude géotechnique et déterminer les différents ferraillements des éléments constitutifs de notre structure. Nos choix ont été guidés par le Règlement parasismique Algérien et par les contraintes Sécurité-Qualité-Coût.

Au cours de la période de conception de ce projet, nous avons eu la possibilité d'effectuer deux stages dans deux domaines du génie civil : Matériaux de construction et réalisation et suivi d'un ouvrage

-ABM : Acier et Béton de Mostaganem, entreprise leader dans la fourniture du béton prêt à l'emploi dans la ville de Mostaganem et ses environs. Au cours de ce stage nous avons énormément appris sur le choix des matériaux pour le béton, la formulation du béton, les différents types de béton, les essais à réaliser pour vérifier et garantir la qualité du béton. De plus grâce à ce stage nous avons eu la possibilité de suivre les problématiques soulevées par plusieurs clients qui venaient chercher solution auprès d'ABM. Le plus illustre est le projet de centrale électrique à gaz de Mostaganem d'une capacité de 1450 Mégawatt. Pour les besoins de l'entreprise KHELER, entreprise sous-traitante du grand projet, il fallait proposer un béton de classe S4, de résistance 35/45, pour le coulage des pieux à une profondeur de plus de 30m pour un diamètre de 800 mm.

-Promotion immobilière Guellouh, ce stage nous a permis de voir comment passer du plan théorique à la réalisation sur chantier. Nous avons notamment eu la possibilité de suivre la réalisation des voiles de contreventement, la réalisation d'un radier, et vérifier les différents ferraillements exécutés par les ferrailleurs. Enfin nous avons aussi appris sur le fonctionnement des agences de promotions immobilières.

Ces expériences jointes aux cours que nous avons reçus ces cinq dernières années nous ont donné le savoir et le savoir-faire nécessaires pour appréhender en toute sécurité la mission de l'ingénieur en génie civil.

Bibliographie

2.2DTRB.C charges permanentes et d'exploitations . s.l., Centre national de recherche appliquée en génie parasismique , 1998.

2.41DTRB.C Règlement de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93. s.l., Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, 1993.

Belmokretar KarimBenaderahmaneabdelaiz Etude technico-économique et géotechnique d'un pôle d'habitation. s.l., Université de mostaganem , 2018-2019.

Boukhoudmi Leila DjenatOualiKahina Etude d'une tour en béton armé (sous-sol + R+10) selon le BAEL 91 et le RPA 99 Version 2003. s.l., Université de Mostaganem, 2018-2019.

Denis TremblayVincentRobitaille mécanique des sols. s.l., modulo, 2014.

DesodtClément Géotechnique . s.l., dunod, 2014.

GranjuJeanLouis Béton armé. s.l., eyrolles, 2012.

GuillemontPierre Ouvrage en béton armé. s.l., le moniteur, 2013.

Jean GouletJean-PierreBoutin, Frédéric Lerouge Résistance des matériaux. s.l., le moniteur , 2014.

J-M.DestracD.Lefavre, Y.Maldent, S. Vila memotech génie civil. s.l., casteilla, 2011.

J-PMougin Cours de béton armé, BAEL91, calcul des élément simples et de structure de bâtiment. s.l. , eyrolles, 1992.

Kassoula. ossature bâtiment. s.l., -, 2015-2016.

LacroixM. BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites. s.l., eyrolles, 1992.

Marcel HurezNicolasJuraszek, Marc Pelcé Dimensionner les ouvrages en maçonnerie . s.l., eyrolles-afnor, 2014.

OuissimohammedNabilLes contreventements. Tlemcen, s.n., -.

PailléJeanMarie Calculs des structures en béton . s.l., eyrolles, 2016.

spécialiséGroupede travail TR B.C 2.48 règles parasismiques algériennes RPA99. s.l., -, -.

Terrah KadikaLaredjNadia Etude d'un bâtiment R+6 a usage commercial et d'habitation. s.l., université de mostaganem, 2011-2012.

Logiciels utilisés

Robot
Socotec, RDM6
Excel

Robot expert
Word
Powerpoint

Annexe 1

ETUDE GEOTECHNIQUE

EURL SAFESC BENMOSTEFA

Siège & Laboratoire : 16, rue Tirman, Delmonte, Oran
Tél. : 041 84 43 89 Fax : 041 84 43 90 email : safescbtph@yahoo.fr
A.M : HABITAT : R/2013/653/8/06; TP : 134/2013 ; HYDRAULIQUE : 34/13
R.C: 04 B 0107067; M.F: 000431010104376 A.I.: 31017520005
Compte: Algeria Gulf Bank 03200200431410120834, Oran

Réf: M.B/SK/092/2017

Oran le, 27/04/2017

A Monsieur
GUELLOUH Laadjel

Objet : Etude géotechnique

Projet : 407 Logements Promotionnels avec espace commercial et parking au sous-sol + Crèche
+ supermarché et équipement sportif parcelle n°24

Monsieur,

Nous avons l'honneur de vous transmettre deux (02) copies de notre rapport cité en objet.

Dans l'espoir que vous trouveriez le tout satisfait, nous resterons à votre entière disposition pour toutes informations jugées utiles et vous prions de recevoir, Monsieur, l'expression de nos meilleures salutations.

LE DIRECTEUR
M. BENMOSTEFA



Annexe 2

ETUDE GEOTECHNIQUE

11. CAPACITE PORTANTE :

1^{er} Cas

Pour la conception de l'ouvrage, la capacité portante au point des sondages exécutés, a été évaluée à partir du cisaillement direct de type UU

$$Q_{adm} = \gamma_h \cdot D + \left[\frac{0,5 \cdot \gamma_h \cdot B \cdot N_\gamma + \gamma_h \cdot D \cdot (N_q - 1) + C_c \cdot N_c}{F_s} \right]$$

Avec :

Q_{adm} : Capacité portante admissible

γ_h : poids volumique apparent (1.720) g/cm³

φ : Angle de frottement (25.41°)

C : Cohésion (0.05)

B : Largeur de la semelle (150 cm)

D : Profondeur d'encastrement (150 cm)

F_s : Coefficient de sécurité (3)

N_γ : Coefficient de surface (10.40)

N_q : Coefficient de cohésion (10.66)

N_c : Coefficient de profondeur (20.72)

$$Q_{adm} = 1.88 \text{ Kg /cm}^2$$



Annexe 3

ETUDE GEOTECHNIQUE

2^{ème} Cas

La capacité portante a été évaluée à partir des résultats des essais de SPT réalisé sur les formations, selon la formule suivante :

$$Q_{adm} = 3,5(N-3) \left[\frac{B+0,3}{2B} \right]^2 RW$$

Avec

N : Indice SPT (17)

B : Largeur de la fondation (150cm)

Rw : Facteur dépendant de la position (1)

$$Q_{adm} = 1.76 \text{ Kg /cm}^2$$

3^{ème} Cas

La capacité portante a été évaluée à partir des résultats des essais de pénétromètre selon la formule suivante :

$$Q_{adm} = Rd/25$$

Avec :

Rd : résistance dynamique

$$Q_{adm} = Rd/25 \text{ Soit } 41.65 / 25$$

$$Q_{adm} = 1.66 \text{ Kg /cm}^2$$



Annexe 4

ETUDE GEOTECHNIQUE

12. CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS :

Sur le site objet de notre étude, il est prévu la réalisation de 407 Logements Promotionnels avec espace commercial et parking au sous-sol + Crèche + supermarché et équipement sportif parcelle n°24 à Kharrouba – Mostaganem

La capacité portante admissible sera prise égale à 1.20 Kg/cm² au droit des sondages réalisés.

Au vu de la qualité du sol en place, il est judicieux d'opter pour le mode de fondation superficielle, ancrées à une profondeur jugée suffisante pour la sécurité de l'ouvrage.

Dans tous les cas, nous vous recommandons de poser les fondations sur une couche de béton de propreté de 10 cm d'épaisseur, placée sur une couche de matériau granulaire de bonne qualité, bien compacté afin d'uniformiser la répartition des charges transmises au sol de fondation.

Un réseau de drainage périphérique est obligatoire, afin d'éviter les infiltrations des eaux et ce quelque soit leurs origines.

Il est nécessaire de tenir compte la sismicité de la région lors de la conception de l'ouvrage

Tous les résultats se trouvent en annexe de ce rapport.

Ceci termine notre rapport nous souhaitons qu'il sera à votre satisfaction et nous resterons à votre entière disposition pour toutes informations jugées utiles.

L'ingénieur chargé du projet

Mette **SAKHI Khadidja**
Ingénieur



Le chef de laboratoire

MIMOUNI Kouider