

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO)

Faculté du Génie de la Construction

Département de Génie Civil



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

*En vue de l'obtention du diplôme de master
de l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou*

Filière : Génie Civil

Spécialité : CONSTRUCTION CIVIL ET INDISTRUELLE

Thème

**Etude d'une structure R+5 à usage d'habitation à ossature auto
stable contreventé par voile porteur modélisé avec le logiciel
ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2021**

Présenté par :

M^{elle} LATEB NASSIMA

Devant le jury composé de :

Mr ATLAOUI

Professeur à l'UMMTO

Président.

Mme HERMINE

Professeur à l'UMMTO

Examinatrice.

Mme BELHASSANI

professeur à l'UMMTO

Encadrante.

Promotion : 2024/2025

REMERCIEMENT

Il est difficile de trouver les mots justes pour exprimer toute la gratitude que je ressens aujourd'hui. Ce travail est l'aboutissement d'un parcours jalonné de doutes, d'efforts, mais surtout de belles rencontres et de soutiens inestimables.

À mes parents, vous qui avez toujours cru en moi, même lorsque la fatigue prenait le dessus. Merci pour votre amour inconditionnel, vos encouragements silencieux et vos sacrifices que je mesure un peu plus chaque jour. Votre présence a été ma plus grande force.

À ma promotrice Mme BELHASSANI, je tiens à exprimer ma reconnaissance pour votre patience, votre écoute et vos conseils avisés. Votre accompagnement bienveillant a été essentiel dans la réalisation de ce travail et m'a permis de grandir autant sur le plan académique que personnel.

Je remercie également ma famille et mes amies, pour leurs mots rassurants, leurs gestes réconfortants et leur indéfectible soutien dans les moments de doute. Vous avez su rendre ce parcours plus doux.

Enfin, une pensée sincère à toutes les personnes qui, de près ou de loin ont croisé mon chemin durant cette aventure. Chacun de vous a contribué, d'une manière ou d'une autre, à l'accomplissement de ce projet.

Ce mémoire n'est pas seulement le fruit d'un travail personnel, mais aussi le reflet de tout l'amour, la confiance et l'accompagnement que j'ai reçus.

Merci, du fond du cœur.

Dédicace

Du profond de mon cœur je dédie ce modeste travail à tous se qui sont chers, ceux à qui je dois mon succès :

À notre « Seigneur, Dieu tout puissant », merci dieu de m'avoir donné la vie, la foi, les prières exaucées pour m'y arriver.

À mes grands-parents « ALI et ZAHRA » aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour mon instruction et mon bien être. Je vous remercie pour tous le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours.

À celui qui m'a dit un jour que je suis la prunelle de ses yeux, et qui voyait dans mon plus simple succès la plus grande réalisation, à l'homme qui a fait de moi ce que je suis aujourd'hui car il est mon père, celui dans les yeux duquel je vois la fierté de moi, mon modèle de respect et d'amour d'un père, de la compréhension et de la générosité. Grâce à toi j'ai appris à être la fille qui ne cesse pas de faire tout pour le rendre heureux et fier.

à celle dont ces paroles m'accompagnent depuis que j'étais petite, la première femme forte, courageuse qui a souffert sans nous laisser souffrir, celle qui m'a appris à être une fille forte et qui cherche toujours à achever ses objectifs à tout prix ; celle qui m'a encouragé à poursuivre mes rêves même les obstacles semblaient insurmontables. Mon ange gardien ton amour et ta présence dans ma vie et le fait d'être ma mère continueront d'éclairer mon chemin.

À mon premier ami d'enfance, mon épaule solide, celui qui m'a apporté le véritable sens de fraternité et les moments de bonheur, mes pensées les plus profondes s'adressent aussi à toi mon frère Micipsa.

À mes chers témoins des étapes de ma vie, dans mon succès, joie, tristesse, mes chers sœurs : lya et Dahbia, je n'oublierai jamais vos encouragements permanents et soutiens moraux, votre présence dans mon cœur est un trésor précieux.

À mes précieuses copine, avec qui j'ai partagé des moments uniques, de l'entraide et de la complicité, en particulier « LYDIA et CHABHA » pour leur présence, leur écoute et leur bienveillance dans chaque étape de ce parcours.

Sommaire

Introduction Générale	1-2
------------------------------------	-----

Chapitre I. Présentation de l'ouvrage

<i>Introduction</i>	3
<i>I.1. Présentation de l'ouvrage</i>	3
<i>I.2. Constituant de l'ouvrage</i>	3
<i>I.3. Caractéristiques géométriques</i>	3
<i>I.4. Caractéristiques géotechniques du sol d'assise</i>	4
<i>I.5. Éléments constitutifs de la structure</i>	4
<i>I.5.1. Ossature</i>	4
<i>I.5.2. Planchers</i>	4
<i>I.5.3. Maçonnerie</i>	4
<i>I.5.4. Les escaliers</i>	5
<i>I.5.5. L'acrotère</i>	5
<i>I.5.6. Les revêtements</i>	5
<i>I.5.7. Le système de coffrage</i>	5
<i>I.5.8. Les fondations</i>	5
<i>I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux</i>	5
<i>I.6.1. Le béton</i>	5
<i>I.6.2. L'acier</i>	6
<i>I.7. Hypothèses de calcul</i>	8
<i>I.7.1 Les États limites « règles BAEL 91 révisées 99 »</i>	8
<i>I.8 .Protection des armatures</i>	10
<i>Conclusion</i>	10

Chapitre II. Pré dimensionnement des éléments.

<i>II.1. Introduction</i>	12
<i>II.2. Pré dimensionnement des éléments</i>	12
<i>II.2.1. Pré-dimensionnement des planchers</i>	12
<i>II.2.1.1. Pré-dimensionnement du plancher en corps creux</i>	12

<i>II.2.1.2. Plancher en dalle pleine</i>	13
<i>II.2.2. Pré-dimensionnement des poutres</i>	13
<i>II.2.2.1. Pré-dimensionnement des poutres principales PP</i>	13
<i>II.2.2.2. Pré-dimensionnement des poutres principales PS</i>	14
<i>II.2.2.3. Pré-dimensionnement des poutres pilaires PAL</i>	14
<i>II.2.3. Pré-dimensionnement les voiles</i>	15
<i>II.2.4. Pré-dimensionnement les poteaux</i>	17
<i>II.3. Détermination des charges et surcharges</i>	18
<i>II.3.1. Charges permanentes G</i>	18
<i>II.3.2. Les charge d'exploitation Q</i>	22
<i>II.4. Charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité</i>	22
<i>II.4.1. Descente de charge</i>	22
<i>II.4.2. Poids propre des éléments</i>	23
<i>II.4.2.1. Calcul de poids propre des poutres</i>	23
<i>II.4.2.2. Calcul de poids propre des planchers</i>	23
<i>II.4.2.3. Poids des poteaux</i>	23
<i>II.4.3 .Surcharge d'exploitations</i>	23
<i>II.5. La loi de dégression des charges</i>	23
<i>II.5.1. Surcharges cumulées d'après la loi de dégression des charges</i>	24
<i>II.5. Vérification</i>	25
<i>II.5.1. Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA</i>	25
<i>II.5.2. Vérification des poteaux au flambement</i>	26
<i>Conclusion</i>	27

Chapitre III. Calcul des éléments

<i>Introduction</i>	29
<i>III.1. Acrotère</i>	29
<i>III.1.1. Définition</i>	29
<i>III.1.2. Caractéristiques géométriques de l'acrotère</i>	29
<i>III.1.3. Calcul des sollicitations</i>	30

<i>III.1.4. Les combinaisons des charges</i>	31
<i>III.1.5. Ferrailage de l'acrotère</i>	31
<i>III.1.5.1. Calcul à l'ELU</i>	32
<i>III.1.5.2. Vérifications à l'ELU</i>	34
<i>III.1.5.3. Vérifications à l'ELS</i>	36
<i>III.2. Plancher</i>	38
<i>III.2.1. Calcul des planchers en corps creux</i>	38
<i>III.2.2. Calcul de la dalle de compression</i>	38
<i>III.2.3. Étude des poutrelles</i>	40
<i>III.2.3.1. Dimensionnement des poutrelles</i>	40
<i>III.2.3.2. Calcul des poutrelles</i>	41
<i>III.2.4 Vérification</i>	73
<i>III.3. Escaliers</i>	78
<i>III.3.1 terminologie et caractéristique géométriques</i>	79
<i>III.3.2. Dimensionnement</i>	80
<i>III. 3.2.1. Pré dimensionnement de l'escalier</i>	80
<i>III. 3.2.2. Pré dimensionnement de la paillasse et du palier</i>	81
<i>III.3.3. Détermination des sollicitations de calcul</i>	81
<i>III.3.4. Les surcharge d'exploitations</i>	82
<i>III.4.5 Ferrailages des escaliers</i>	86
<i>III.4.6. Vérification</i>	87
<i>III.4.6.1. Vérification à l'ELU</i>	87
<i>III.4.6.2 Vérification à l'ELS</i>	90
<i>III.4. Poutre palière</i>	97
<i>III.4.1. Introduction</i>	97
<i>III.4.2. Pré-dimensionnement de la poutre</i>	97
<i>III.4.3. Combinaison de charges</i>	98
<i>III.4.4. Calcul à ELU</i>	98
<i>III.4.5. Ferrailage de la poutre palière</i>	100
<i>III.4.6. Vérification à ELU</i>	100
<i>III.4.7. Calcul à ELS</i>	104
<i>Conclusion</i>	106

<i>III.5. Balcon en dalle pleine</i>	107
<i>III.5.1. Introduction</i>	107
<i>III.5.2. Dimensionnement du balcon</i>	107
<i>III.5.3. Détermination des charges et surcharges</i>	108
<i>III.5.4. Combinaison de charges</i>	108
<i>III.5.5. Calcul des moments fléchissant</i>	109
<i>III.5.6. Ferrailage</i>	109
<i>III.5.6. Vérification à ELU</i>	109
<i>III.5.7. Vérification à ELS</i>	111

Chapitre IV. Modélisation et vérification des exigences du RPA Du Logiciel ROBOT

<i>I. Modélisation et présentation de logiciel ROBOT</i>	113
<i>IV.I.1. Introduction</i>	113
<i>IV.I.2. Présentation du logiciel Robot Structurale Analyse Professionnel</i>	113
<i>IV.I.3. Manipulation du logiciel</i>	114
<i>IV.I.4. Justification des données introduites au logiciel Robot</i>	122
<i>IV.I.5. Conditions d'application de la méthode statique équivalente (Art 4.1.1 RPA 99)</i>	122
<i>IV.I.6. Méthode dynamique modale spectrale</i>	122
<i>II. Vérification des exigences RPA</i>	123
<i>IV.II.1. Justification du système de contreventement</i>	123
<i>IV.II.2. Vérification de la période (Art 4.2.4/RPA version 2003)</i>	125
<i>IV.II.3. Vérification des excentricités</i>	126
<i>IV.II.4. Vérification des déplacements</i>	127
<i>IV.II.5. Vérification de l'effet($P - \Delta$) (Art.5.9.RPA 99 version 2003)</i>	128
<i>IV.II.6. Vérification de l'effort tranchant à la base (Art. 4.3.6. RPA version 2003)</i>	129
<i>IV.II.7. Vérification de L'effort Normal Réduit</i>	131

Chapitre V. Ferrailage des éléments structuraux

<i>I. Ferrailage des poteaux</i>	133
<i>V.I. Introduction</i>	133
<i>V.I.1. Calcul des armatures à L'ELU</i>	133
<i>V.I.2. Recommandation du RPA</i>	136
<i>V.I.3. Armatures transversales (Art 7.4.2.2 RPA 99 version 2003)</i>	136
<i>V.I.4. Ferrailage des poteaux dans le sens longitudinal logiciel EXPERT</i>	138
<i>V.I.5. Armatures transversales</i>	140
<i>V.I.6. Vérifications à l'ELU</i>	143
<i>V.I.7. Vérification à l'ELS</i>	144
<i>V.I.8. Conclusions</i>	145
<i>II. Ferrailage des poutres</i>	145
<i>V.II.1. Introduction</i>	145
<i>V.II.2. Recommandation du RPA99 version 2003 pour le ferrailage des poutres</i>	145
<i>V.II.3. Étapes de Calcul</i>	147
<i>V.II.4. Ferrailage des poutres principales (30×40)</i>	148
<i>V.II.5. Ferrailage des poutres secondaires (30×35)</i>	149
<i>V.II.6. Vérification à l'ELU</i>	149
<i>V.II.7. Vérification à l'ELS</i>	152
<i>V.II.8. Conclusion</i>	154
<i>III. Ferrailage des voiles</i>	154
<i>V.III.1. Introduction</i>	154
<i>V.III.2. Conception</i>	155
<i>V.III.3. Exposé de la méthode de calcul</i>	155

V.III.4. Détermination des armatures	157
V.III.5. Les Vérifications	159
V.III.6. Exemple de calcul	160

Chapitre VI. Étude de l'infrastructure

VI.1. Introduction	164
VI.2. Choix du type de fondation.....	164
VI.3. Étude géotechnique du sol.....	165
VI.4. Pré-dimensionnement des fondations.....	165
VI.5. Calcule des semelles filantes	169
VI.5.1. Ferrailage de la poutre de rigidité ELU	170
VI.5.2. Calcul des armatures.....	172
VI.6. Vérification	174
VI.7. Ferrailage de la longrine.....	175

Chapitre VII. voile périphérique

VII.1. Introduction.....	176
VII.2. Pré dimensionnement	176
VII.3. Détermination des sollicitations	176
VII.3.1. Caractéristique mécanique et physique du sol	176
VII.3.2. Contrainte de la poussée	176
VII.4. Ferrailage du mur plaque	177
VII.4.1. Méthode de calcul	177
VII.4.2. Identification des panneaux	177
VII.4.3. Correction des moments	178

<i>VII.4.4. Calcul de sections d'armatures</i>	<i>178</i>
<i>VII.5. Recommandations du RPA 99</i>	<i>178</i>
<i>VII.6. Vérification à l'ELU</i>	<i>179</i>
<i>VII.7. Vérification à l'ELS</i>	<i>180</i>
<i>VII.8. Conclusion</i>	<i>182</i>
<i>Conclusion générale</i>	<i>183</i>

Liste Des Tableaux

Chapitre I. Présentation de l'ouvrage

Tableau I.1. Caractéristiques mécaniques des aciers utilisés.....	8
Tableau I.2. Protection des armatures (enrobage).....	10

Chapitre II. Pré dimensionnement des éléments.

Tableau II.1. Charge permanente de la terrasse inaccessible.....	18
Tableau II.2. Charges permanentes des planchers des étages courants.	19
Tableau II.3. Charges permanentes de la dalle pleine (Balcon).....	20
Tableau II.4. Poids des différents éléments constituant le mur extérieur.	20
Tableau II.5. Charges permanentes des murs intérieurs.....	21
Tableau. II.6. Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR B.C.2.2.....	22
Tableau II.7. Tableau des coefficients de régression des charges.....	24
Tableau.II. 8. Dégression des charges d'exploitation.....	24
Tableau.II.9.récapitulatif de la descente de charge.	25
Tableau.II.10.Vérification des poteaux selon(Art 7.4.1.RPA 99 modifier 2003).	26
Tableau.II.11.vérification au flambement des poteaux.	27

Chapitre III. Calcul des éléments

Tableau.III.1. Les moments en travée.	57
Tableau.III.2. Les efforts tranchants en travée.....	58
Tableau.III.3. Les moments en travée.	68
Tableau.III.4. Les efforts tranchants corrigés en travée.	69
Tableau III.5. Charge permanente de la volée.....	81
Tableau III.6. Charge permanente du palier.....	82
Tableau.III.7. Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde-corps.	108

Chapitre IV. Modélisation et vérification des exigences du RPA Du Logiciel ROBOT

Tableau IV.1. Charge verticale.....	124
Tableau IV.2. De la période.....	125

<i>Tableau IV.3. L'excentricité théorique.</i>	126
<i>Tableau IV.4. L'excentricité théorique et accidentelle</i>	127
<i>Tableau IV.5. Les déplacements.</i>	128
<i>Tableau IV.6. Vérification de l'effet(P – Δ).</i>	129
<i>Tableau IV.7. Valeurs de pénalités P_q.</i>	130
<i>Tableau.IV.8. Vérification de l'effort tranchant a la base.</i>	131
<i>Tableaux.IV.9. vérifications de l'effort normal réduit.</i>	131

Chapitre V. Ferrailage des éléments structuraux

<i>Tableau VI.1. Armatures longitudinales des poteaux recommandés par le RPA.</i>	136
<i>Tableau VI.2. Les valeurs des efforts et moments les plus défavorables</i>	139
<i>Tableau VI.3. Ferrailage des poteaux dans le sens longitudinal</i>	140
<i>Tableau VI.4. Valeurs de l'élanement géométrique λ_g</i>	141
<i>Tableau VI.5. L'effort tranchant max.</i>	142
<i>Tableau VI.6. Vérification de la quantité d'armatures transversales</i>	142
<i>Tableau VI.7. Vérification de condition de non fragilité.</i>	144
<i>Tableau VI.8. Vérification de l'état limite de service du béton à la compression en utilisant le logiciel EXPERT</i>	145
<i>Tableau VII.1. Section des armatures longitudinales.</i>	146
<i>Tableau VII.2. Tableau des valeurs des moments et efforts</i>	148
<i>Tableau VII.3. Ferrailage des poutres principales</i>	148
<i>Tableau. VII.4. Tableau des valeurs des moments et efforts.</i>	149
<i>Tableau. II.5. Ferrailage des poutres secondaires.</i>	149
<i>Tableau VII.6. Vérification du ferrailage des poutres principales à l'ELS.</i>	153
<i>Tableau VII.7. Vérification du ferrailage des poutres secondaires a L'ELS.</i>	153
<i>Tableau VII.8 Récapitulatif du ferrailage des poutres principales et secondaires.</i>	154

<i>Tableau V.III.1. Type des contraintes agissant sur les voiles.</i>	<i>156</i>
--	------------

Chapitre VI. Étude de l'infrastructure

<i>Tableau VI.1. Surface des semelles filante sous les voiles longitudinaux</i>	<i>167</i>
---	------------

<i>TableauVI.2. Surface des semelles filante sous les voiles transversaux.....</i>	<i>167</i>
--	------------

<i>Tableau VI.3. Surface des semelles filante sous les poteaux</i>	<i>168</i>
--	------------

<i>Tableau VI.4 : Résultante des charges sous poteaux à ELU</i>	<i>170</i>
---	------------

Chapitre VII. Mur plaque

<i>Tableau VII.1. Ferrailage du mur plaque</i>	<i>178</i>
--	------------

<i>Tableau VII.2. Vérifications de la condition de non fragilité.....</i>	<i>179</i>
---	------------

<i>Tableau VII.3. Vérifications à l'ELS.....</i>	<i>180</i>
--	------------

<i>Tableau VII.4. Vérifications des contraintes du béton.....</i>	<i>181</i>
---	------------

Liste Des Figures

Chapitre I. Présentation de l'ouvrage

Figure I.1 Diagramme contraintes - déformations de l'acier, cas 1 : à l'ELU	7
Figure I.2 diagramme contraintes-déformations (ELU).....	9
Figure I.3 Diagramme contraintes-déformations (ELS).....	10

Chapitre II. Pré dimensionnement des éléments.

Figure II.1. Coupe verticale des types des voiles en plan (RPA 99 /version 2003).....	16
Figure II.2. Coupe de voile en élévation.	17
Figure. II.3. Élément constituant les plancher d'étage courant	19
Figure.II.4.Element constituant de dalle pleine (Balcon).....	20
Figure.II.5. Coupe verticale d'un mur extérieure	21
Figure.II.6. Coupe verticale d'un mur intérieure	21
Figure II.7. La surface d'influence revenant au poteau le plus sollicité.....	22
Figure II.8. Descente des charges.....	24

Chapitre III. Calcul des éléments

Figure.III.1. coupe transversale de l'acrotère.....	29
Figure.III.2. Schéma statique de l'acrotère	29
Figure.III.3. Diagramme des efforts internes	30
Figure.III.4. section rectangulaire soumise à la flexion composée.	31
Figure.III.5. Coupe transversale d'un plancher en corps creux.....	38
Figure III. 6. Ferrailage de la dalle de compression.....	39
Figure.III.7. Construction de la section en T.....	40
Figure III.8 : Diagramme des moments	45
Figure III.9. Déférente cas de la poutrelle.....	47
FigureIII.10. Schéma statique de la poutrelle appuyée sur 5 appuis à l'ELU	47
FigureIII.11. Diagramme des efforts interne	51
FigureIII.12. Schéma statique de la poutrelle appuyée sur 3 appuis	51
Figure III.13. Diagrammes des efforts internes	54
FigureIII.14. Diagramme des moments fléchissant	54
FigureIII.15. Schéma statique de la poutrelle appuyée sur 10 appuis	55
FigureIII.16. Diagramme des efforts interne	60
Figure.III.17. Schéma statique de la poutrelle à étudier	60
Figure.III.18. Diagramme des efforts internes	63

<i>FigureIII.19. Schéma statique de la poutrelle a étudié.....</i>	<i>64</i>
<i>Figure.III.20. Diagramme des efforts interne</i>	<i>66</i>
<i>FigureIII.21. Schéma statique de la poutre continue reposant sur 10 appuis à l'ELS</i>	<i>66</i>
<i>Figure.III.22. Diagramme des efforts interne</i>	<i>70</i>
<i>FigureIII.23. Schéma de la table de compression</i>	<i>71</i>
<i>Figure.III.24. coupe verticale de l'escalier.....</i>	<i>79</i>
<i>FigureIII.25. Schéma statique de l'escalier</i>	<i>80</i>
<i>Figure.III.26. Schéma de chargement à l'ELU.....</i>	<i>82</i>
<i>Figure III.27. Diagramme des efforts interne à L'ELU.....</i>	<i>86</i>
<i>Figure.III.28. Schéma de chargement à l'ELS.....</i>	<i>90</i>
<i>Figure III.29. Diagramme des efforts interne à L'ELS.....</i>	<i>93</i>
<i>Figure III. 30. Schéma de la poutre palière.....</i>	<i>97</i>
<i>Figure III. 31. Section de la poutre palière.....</i>	<i>97</i>
<i>Figure III.32. Diagramme des efforts internes.....</i>	<i>99</i>
<i>Figure III.33. Diagramme des efforts internes à l'ELU</i>	<i>104</i>
<i>Figure.III.34. Coupe vertical d'un balcon.....</i>	<i>107</i>
<i>Fig.III.35. Coupe vertical d'un balcon.....</i>	<i>107</i>

Chapitre IV. Modélisation et vérification des exigences du RPA Du Logiciel ROBOT

<i>FigureIV.1. Choix du type de la structure.....</i>	<i>114</i>
<i>FigureIV.2. Fenêtre Robot initiale</i>	<i>115</i>
<i>FigureIV.3. Définition des matériaux et normes</i>	<i>115</i>
<i>FigureIV.4. Définition des sections des poteaux</i>	<i>116</i>
<i>FigureIV.5. Définition des éléments panneaux.....</i>	<i>116</i>
<i>FigureIV.6. Affectation des éléments barres</i>	<i>117</i>
<i>FigureIV.7. Affectation des éléments surfaciques</i>	<i>117</i>
<i>FigureIV.8. condition aux limites du problème à analyser.....</i>	<i>118</i>
<i>FigureIV.9. Diaphragme.....</i>	<i>118</i>
<i>FigureIV.10. Choix du type de charge</i>	<i>119</i>
<i>FigureIV.11. Chargement de la structure</i>	<i>119</i>
<i>FigureIV.12. Type d'analyse.....</i>	<i>119</i>
<i>FigureIV.13. Définition des charges dynamiques</i>	<i>120</i>
<i>FigureIV.14. Définition des paramètres RPA.....</i>	<i>120</i>
<i>Figure IV.15. Considération de la masse totale et de 20% des charges d'exploitation</i>	<i>121</i>
<i>Figure IV.16. Nœud maitre de tous les étages.....</i>	<i>121</i>
<i>Figure IV.17. Définition des combinaisons d'action</i>	<i>122</i>
<i>Figure IV.18. Affichage des erreurs.....</i>	<i>122</i>
<i>Figure IV.19. Diagramme des efforts et des moments dans les barres</i>	<i>123</i>
<i>Figure IV.20. Vérification de la période</i>	<i>126</i>

Chapitre V. Ferrailage des éléments structuraux

<i>Figure V.I.1. Fenêtre de Calcul des armatures à l'aide de l'application ROBOT EXPERT.</i>	138
<i>Figure V.I.2. Extraction de N et M à partir de ROBOT</i>	138
<i>Figure V.II.1. Extraction des valeurs</i>	148
<i>Figure V.III.1. Disposition des armatures verticales dans les voiles</i>	159
<i>Figure V.III.2. Disposition des voiles</i>	159

Chapitre VI. Étude de l'infrastructure

<i>Figures VI.1. Schéma de la semelle isolé</i>	165
<i>Figures VI.2. Schéma de la semelle filante</i>	166
<i>Figures VI.2. Diagramme des moments aux appuis et en travée</i>	172

Chapitre VII. Mur plaque

<i>Figures VII.1. Diagramme des contraintes</i>	177
---	-----

Introduction Générale

En génie civil, toute étude de construction se fait principalement sur deux parties essentielles à savoir : la superstructure et l'infrastructure qui sont respectivement : partie hors terre et partie enterrée.

La première (étude de la superstructure) consiste à calculer les éléments résistants de la structure en utilisant des méthodes appropriées aux calculs des éléments (portique, voiles, planchers...) tout en respectant les exigences du règlement du béton aux états limites (**BAEL**) et du règlement parasismique algérien (**RPA**), afin que chaque élément puisse répondre aux fonctions pour lesquelles il est conçu. Il s'avère que le calcul manuel de ces éléments rend la tâche longue, difficile et fait aboutir à des résultats moins proches de la réalité, mais aujourd'hui il existe des logiciels tels que ROBOT, ETABS, SAP2000..., permettant non seulement de réduire considérablement le temps de travail mais aussi d'aboutir à des résultats satisfaisants.

La deuxième (étude de l'infrastructure) consiste à calculer les fondations (superficielles ou profondes) qui sont des éléments permettant de porter toutes charges dues à l'ouvrage au sol. Le choix de celles-ci dépend essentiellement de la nature du sol sur lequel l'ouvrage est implanté.

On étant étudiant en fin de cycle, et dans le but de mettre en pratique les connaissances acquises durant la formation master en génie civil, nous avons choisi l'étude d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation, contreventée par voiles porteurs.

Pour cela, on a préférée d'utiliser le logiciel ROBOT pour la modélisation de notre structure au dépend de la méthode manuelle qui est difficile.

C'est dans cette voie-là que nous avons essayé de mener ce travail en mettant l'accent sur les différentes étapes qui caractérisent cette méthode.

Nous commencerons dans le premier chapitre par la description et la présentation de l'ouvrage et des matériaux utilisées notamment le béton et l'acier.

Ensuite on s'intéresse dans le deuxième chapitre au pré dimensionnement des éléments de notre projet.

Dans le troisième chapitre nous procédons au calcul de quelques éléments spécifiques (planchers, escaliers...)

Le choix et un intérêt particulier a été porté sur le logiciel **ROBOT** qui est un outil performant pour la modélisation, l'analyse et le dimensionnement des différentes structures.

Après avoir suivis les différentes étapes de modélisation, nous passerons à l'exploitation des résultats obtenues qui nous permettrons de procéder au ferrailage et aux vérifications des différentes sollicitations (poteau, poutre...). Par la suite nous passerons à l'élaboration des plans d'exécutions.

Au dernier chapitre, on s'intéressera à l'étude de l'infrastructure qui constitue une partie essentielle de l'ouvrage, une partie qui exige une bonne conception.

Au final une conclusion qui dressera la synthèse des connaissances acquises ouvrant à des perspectives.



Chapitre I

Présentation et description de l'ouvrage

Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appuis, et cela pour obtenir une structure à la fois sécurisée et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier.

I.1. Présentation de l'ouvrage :

Le projet qui fait l'objet de notre étude consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation, ce dernier est constitué d'une structure mixte en béton armé (portiques et voiles porteurs).

Le projet sera implanté dans la Wilaya de TIZI – OUZOU (daïra de OUAGUENOUN, commune de TIMIZART) qui est considéré comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa) selon le RPA99 modifié 2003-Annexe I.

I.2. Constituant de l'ouvrage :

L'ouvrage à étudier dans ce travail de fin d'études est composé de :

- RDC à usage d'habitation (contient 4 logements de type F3).
- Cinq étages à usage d'habitation (chaque étage contient 4 logements de type F3).
- Une cage d'escalier.
- Une terrasse inaccessible.

Ce projet est un ouvrage courant d'une importance moyenne, sa hauteur totale est inférieure à 48 mètres, ce qui conduit à le classer, d'après le règlement parasismique algérien RPA 99/version 2003 « **article 3.2** », dans le groupe d'usage 2.

I.3. Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques de notre ouvrage sont tirées des plans d'architecture du projet qui nous a été fourni par le bureau d'étude. La structure présente les caractéristiques suivantes :

$L_x = 27.30 \text{ m} ; L_y = 17.40 \text{ m}$

- Hauteur totale du bâtiment 18.36 m
- Longueur totale du bâtiment 27.30 m
- Largeur totale du bâtiment 17.40 m
- Hauteur du RDC3.06 m
- Hauteur des étages courants 3,06 m
- Hauteur de l'acrotère 0,60 m

I.4. Caractéristiques géotechniques du sol d'assise :

- La Contrainte admissible, tiré de l'étude géotechnique du sol est de $\sigma = 1.7$ bars.
- Classification (catégorie) du site..... S3 (site meuble).
- L'ancrage minimal des fondations : $D=0.8$ m.

I.5. Éléments constitutifs de la structure:

I.5.1. Ossature :

L'immeuble qui fait l'objet de notre étude est à ossature mixte, composée de :

- Poteaux et poutres formant un système de portiques destinés à reprendre essentiellement les charges et surcharges.
- Un ensemble de voiles disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal), constituant un système de contreventement assurant la rigidité et la stabilité de l'ouvrage.

I.5.2. Planchers :

Les planchers sont des surfaces planes qui limitent les étages. Leur rôle principal est :

- La transmission des efforts horizontaux aux éléments de contreventement ;
- La résistance aux charges permanentes et les surcharges sur les étages ;
- L'isolation thermique et phonique ;
- Support des plafonds et revêtements ;

Il existe deux types de planchers :

- **Planchers en corps creux** : portées par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et ensuite aux éléments verticaux (poteaux, voiles).
- **Planchers en dalle pleine** : Plancher en béton armé de 15 à 20 cm d'épaisseur coulé sur un coffrage plat. Le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte. Plus résistants et plus lourd comparé aux corps creux, ils sont utilisés dans notre structure pour les balcons et les paliers de repos des escaliers.

I.5.3. Maçonnerie :

Dans notre ouvrage, la maçonnerie est constituée de Deux types de murs :

1) **Les murs extérieurs :**

Ils seront réalisés en double cloison composée de deux murs en brique creuse de (10+10) d'épaisseur séparée par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur qui assure l'isolation thermique.

- 2) **Les murs intérieurs** : Ils seront réalisés en brique creuse d'épaisseur égale à 10cm pour les murs de séparation des pièces et de (10+10) pour les murs de séparations des appartements.

I.5.4. Les escaliers :

Un escalier est une structure constituée d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant d'accéder aux différents niveaux. Notre bâtiment est composé d'une cage d'escalier de type droit avec deux (02) volées.

I.5.5. L'acrotère :

Au niveau de la terrasse, le bâtiment sera entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur.

I.5.6. Les revêtements :

Les revêtements seront comme suit :

- carrelage pour les planchers et les escaliers.
- céramique pour les salles d'eaux et les cuisines.
- mortier de ciment pour les murs de façades, cages d'escaliers et les locaux humides.
- enduit en plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

I.5.7. Le système de coffrage :

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles pour réduire les opérations manuelles et le temps d'exécution. Quant aux portiques, on opte pour un coffrage classique en bois.

I.5.8. Les fondations :

Les fondations sont des ouvrages en béton armé, qui ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles....etc.). Le choix de type de fondation dépend essentiellement de deux facteurs qui sont : la nature du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.6.1. Le béton :

Composé par un mélange de ciment, granulats (sable et gravier), eau et adjuvant, il se caractérise par sa résistance mécanique à la compression et sa compatibilité avec l'acier ainsi que par sa bonne durabilité. Le béton à mettre en œuvre doit présenter une conformité aux

normes BAEL 91 révisées 99 et RPA 99 modifiée 2003. Il sera établi par un laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux et de leurs provenances.

La résistance caractéristique souhaitée en compression est : **fc28 = 25 MPA**

Les autres caractéristiques sont données comme suit :

- Résistance caractéristique à la traction : $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \rightarrow f_{t28} = 2,1$ MPA
- Module de déformation longitudinale :
 - Instantané : $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \rightarrow E_{i28} = 32164,195$ MPA
 - Différé : $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \rightarrow E_{v28} = 10818,865$ MPA
- Module de déformation transversale : $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$
- Coefficient de Poisson :

$\nu = 0$ en considérant le béton non fissuré (à l'ELU).

$\nu = 0.2$ en considérant le béton fissuré (à l'ELS).

Dans notre cas, le béton sera dosé à 350 Kg/m³ de ciment CPJ 325. Quant à la granulométrie et l'eau de gâchage entrant dans cette composition elles seront établies par le laboratoire spécialisé à partir des essais de résistance.

A titre indicatif, pour 1 m³ de béton armé :

- Granulats :
 - Sable.....380 à 450 cm³ (Dg ≤ 5mm).
 - Gravillons.....750 à 850 cm³ (Dg ≤ 25mm).
- Ciment : 300 à 400 Kg.
- Eau : 150 à 200 l.

I.6.2. L'acier :

Il est caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression.

- Module d'élasticité longitudinale : $E_s = 200000$ MPA
- Coefficient de poisson : $\nu = 0.3$
- Contrainte limite : (voir les deux cas suivants)

Cas 1 : à l'ELU

$$\bar{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec : γ_s étant un coefficient de sécurité tel que :

$\gamma_s = 1.15$ en situation courante

$\gamma_s = 1$ en situation accidentelle

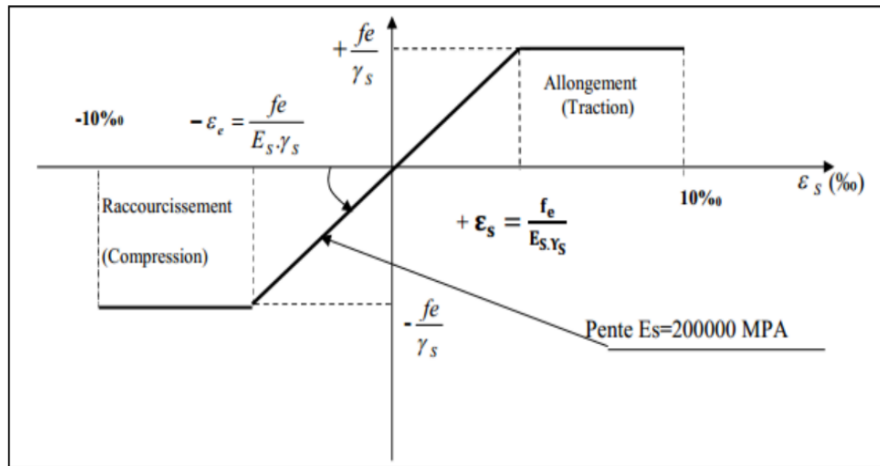


Figure I.1. Diagramme contraintes - déformations de l'acier, cas 1 : à l'ELU.

Cas 2 : à l'ELS

Une limitation des contraintes dans les armatures tendues est prévue par les Règles BAEL 91 révisées 99, dans l'objectif de limiter l'ouverture des fissures. Selon le type de ces dernières, au moins un des trois (03) cas suivants peut se présenter :

- Fissuration peu nuisible :

Dite aussi « peu préjudiciable », concerne les éléments couverts, non soumis à aucune condensation. Il n'y a pas de vérification à effectuer, néanmoins certaines dispositions pratiques doivent être prises en compte.

- Fissuration préjudiciable :

Concerne les éléments exposés aux condensations et aux intempéries. La contrainte de traction des armatures doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{st} = \overline{\sigma_{st}} \left[\frac{2}{3} f_e; \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot ftj}) \right]$$

Avec η : coefficient de fissuration (voir le tableau suivant)

- Fissuration très préjudiciable :

Concerne les éléments exposés au milieu agressif ou qui doivent assurer une certaine étanchéité. Dans ce cas, la condition suivante concernant la contrainte de traction des armatures doit être vérifiée :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \left[\max(0.5 f_e; 90 \sqrt{\eta \cdot ftj}) \right]$$

D'autres points peuvent être pris en considération tel que le diamètre minimal des armatures (dans ce cas 8 mm). Pour ce, voir Art A4.5.34, Règles BAEL 91 révisées 99.

Tableau I.1. Caractéristiques mécaniques des aciers utilisés.

Nomination	Type	Limite d'élasticité	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement
Rond lisse (RL) FeE235	Aciers en barres	$f_e = 235$	1	1
Haute Adhérence (HA) FeE400	Aciers en barres	$f_e = 400$	1.6	1.5
Treillis soudés (TS) TL520 ($\varnothing < 6 \text{ mm}$)	Aciers en treillis	$f_e = 520 \text{ MPA}$	1.3	1

I.7. Hypothèses de calcul :

Le calcul de cet ouvrage est effectué conformément au règlement **BAEL 91 modifié 99** basé sur la théorie des états limites.

I.7.1 Les États limites « règles BAEL 91 révisées 99 »:

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

Deux états limites sont considérés :

a) États limites ultimes (ELU) :

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine. Il doit être justifié vis-à-vis :

- La résistance globale de la structure
- L'équilibre statique (absence de renversement)
- La stabilité de forme (absence de flambement)

Les hypothèses de calcul correspondantes sont les suivantes :

- Les sections droites avant déformation restent planes après déformation et conservent leurs dimensions.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance du béton tendu est négligée.
- Le raccourcissement relatif σ_{bc} du béton est limité à 3,5 % en flexion et à 2 % en compression simple.
- L'allongement relatif de l'acier est limité à 10 %.
- Le diagramme déformations-contraintes est le suivant :

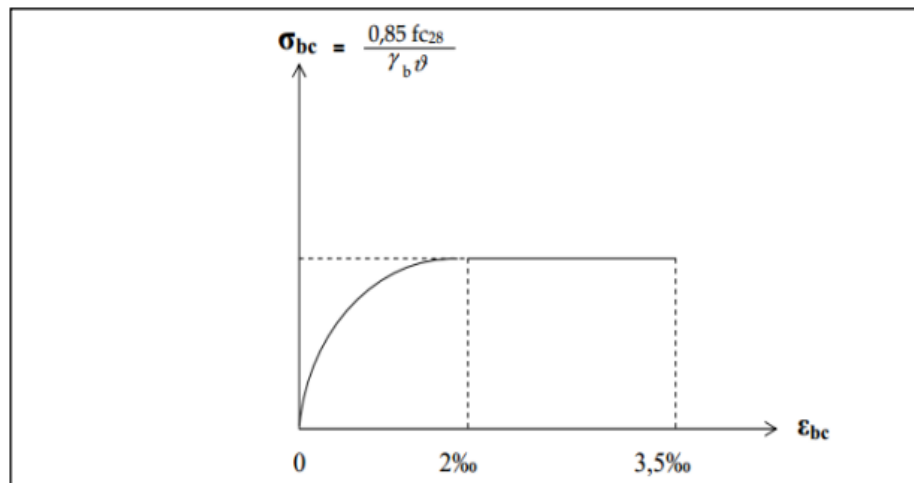


Figure I.2. Diagramme contraintes-déformations (ELU).

b) États limites de service (ELS) :

C'est un état qui est associé à l'aptitude et à la mise en service; ils sont donc liés aux conditions d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage, les phénomènes correspondants sont :

- l'ouverture des fissures.
- La déformation des éléments porteurs.
- La compression dans le béton.

La contrainte limite en service à ne pas dépasser est : $\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$ (BAEL 91/ modifié99, Art.A.4.5.2)

Les hypothèses de calcul correspondantes sont les suivantes :

- les sections droites et planes avant déformation restent ainsi après déformation.
- Absence de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- le béton tendu est négligé.
- le béton et l'acier sont considérés linéaires et élastiques, le retrait et le fluage du béton ne sont pas considérés.
- le module d'élasticité longitudinal de l'acier est plus grand que celui du béton, l'équivalence est tel que : $\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$

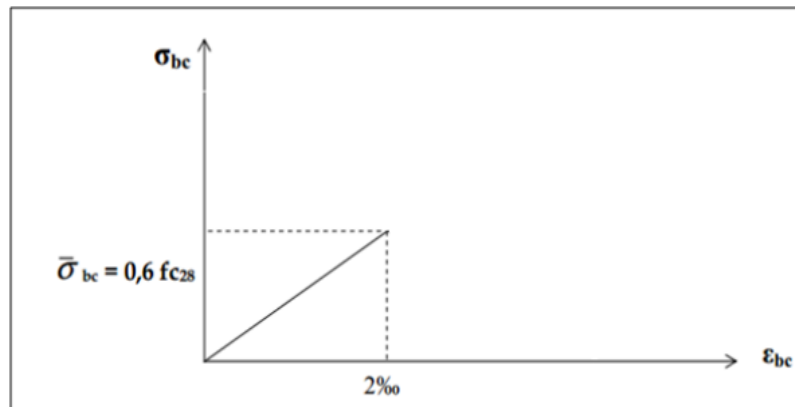


Figure I.3. Diagramme contraintes-déformations (ELS).

I.8 .Protection des armatures :

Les règles BAEL 91 révisées 99 définissent un enrobage C à prendre en considération selon le milieu d'exposition :

Tableau I.2. Protection des armatures (enrobage).

Enrobage	Milieu
$C \geq 1$	Parois couvertes, non exposées aux condensations.
$C \geq 3$	Exposition aux actions agressives, intempéries, condensations ou au contact d'un liquide.
$C \geq 5$	Exposition à la mer, embruns ou brouillards salins et atmosphères agressives.

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons défini tous les éléments composants notre ouvrage, et les caractéristiques mécaniques et massiques des matériaux que nous utiliserons lors de la construction, ainsi que les règles en vigueur qu'il faut suivre. Cependant, chaque ouvrage présente ses propres caractéristiques qui font que le calcul doit être fait avec précaution.

Le chapitre 2 sera consacré aux pré-dimensionnement des éléments



Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction

Une fois que nous avons identifié les différentes caractéristiques de l'ouvrage et sélectionné les propriétés des matériaux à utiliser, on passe au pré dimensionnement des différentes sections des éléments de notre structure (planchers, les poteaux, les poutres (principale et secondaire), les voiles, les escaliers et l'acrotère). Il sera fait selon les préconisations du **RPA99 Version 2003** et du **CBA93** et le (**BAEL 99 modifié 99**).

II.2. Pré dimensionnement des éléments

II.2.1. Pré dimensionnement des planchers

Les planchers constituent des surfaces horizontales à l'intérieur d'une construction, délimitant les différents niveaux d'un bâtiment. Leur rôle principal est de supporter et de résister aux charges et surcharges, et les transmettent aux éléments porteurs. Ils assurent également une isolation acoustique et thermique entre les étages.

On distingue deux types de planchers :

- Plancher en corps creux.
- Plancher en dalle pleines.

II.2.1.1. Pré-dimensionnement du plancher en corps creux

Ce plancher est composé de corps creux et d'une dalle de compression renforcée par un treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées dans le sens de la plus petite portée. Sa conception doit garantir qu'il puisse supporter son propre poids ainsi que les charges d'exploitation supplémentaires.

La hauteur minimale du plancher doit satisfaire la condition suivante (**Article B.6.8, 4 2.4 BAEL 91**)

$$h_t = \frac{L_{max}}{22.5}$$

Avec :

h_t : Epaisseur de la dalle (hauteur totale du plancher).

L_{max} : Portée libre max de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

$$L_{max} = 380 - 25 \quad ; \quad L_{max} = 355 \text{ cm.}$$

$$h_t = 355 / 22.5 ; h_t = 15.77 \text{ cm} \quad \cong ; \quad h_t = 20 \text{ cm.}$$

On adopte des un planché de **(16+4) cm** ; avec :

- Épaisseur du corps creux est de 16 cm.
- Épaisseur de la dalle de compression = 4 cm.

II.2.1.2. Plancher en dalle pleine

Il s'agit de planchers minces dont l'épaisseur est petite par rapport à leurs autres dimensions et qui peuvent reposer sur 3 ou 4 appuis. Ces éléments fonctionnent principalement en flexion. Leurs épaisseurs sont déterminées selon leurs portées ainsi que les conditions suivantes :

➤ Résistance à la flexion

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule : $e_p \geq \frac{L_0}{10}$

Avec :

L_0 : Portée libre.

e_p : Epaisseur de la dalle.

Dans notre cas $L_0 = 155cm$; $e_p \geq \frac{155}{10}$ On adoptera $e_p = 20 cm$.

➤ Résistance au feu

Cette condition nous permet de fixer l'épaisseur minimale de la dalle afin d'assurer une protection suffisante vis-à-vis du feu pour une durée moyenne.

- $e = 7cm$; pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11cm$; pour deux heures de coupe-feu.
- $e = 17.5cm$; pour une coupe de feu de quatre heures.

II.2.2. Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments en béton armé fabriqués sur place, elles supportent les charges verticales des planchers et les transmettent aux éléments verticaux tels que les poteaux et les voiles. On peut distinguer :

- Les poutres principales.
- Les poutres secondaires.
- Les poutres palières.

II.2.2.1. Pré-dimensionnement des poutres principales PP

○ Hauteur : on a $L_{max} = 480 - 25$; $L_{max} = 455cm$

$$\frac{455}{15} \leq h \leq \frac{455}{10} ; 30cm \leq h \leq 48cm$$

Soit $h = 40cm$.

- o **Largeur** : La largeur des poutres est déterminée par

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

Pour $h = 40\text{cm}$; $0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40$ $16\text{ cm} \leq b \leq 28\text{cm}$.

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

$$\text{Vérification : } \begin{cases} h \geq 30\text{cm} ; & h = 40\text{cm}; & \text{ok verifie.} \\ b \geq 20\text{cm} ; & b = 30\text{cm}; & \text{ok verifie.} \\ \frac{h}{b} \leq 4 ; & \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4; & \text{ok verifie.} \end{cases}$$

II.2.2.2. Pré-dimensionnement des poutres secondaires PS

- o **Hauteur** :

On a $L_{max} = 380 - 25$; $L_{max} = 355\text{cm}$

$$\frac{355}{15} \leq h \leq \frac{355}{10} ; 23.67\text{cm} \leq h \leq 35.5\text{cm}$$

Soit $h = 35\text{cm}$.

- o **Largeur** :

La largeur des poutres est déterminée par $0.4h \leq b \leq 0.7h$

Pour $h = 35\text{cm}$; $0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35$ $\longleftrightarrow 14\text{cm} \leq b \leq 24.5\text{cm}$.

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

$$\text{Vérification : } \begin{cases} h \geq 30\text{cm} ; & h = 35\text{cm}; & \text{ok verifie.} \\ b \geq 20\text{cm} ; & b = 30\text{cm}; & \text{ok verifie.} \\ \frac{h}{b} \leq 4 ; & \frac{35}{30} = 1.16 \leq 4; & \text{ok verifie.} \end{cases}$$

II.2.2.3. Pré-dimensionnement des poutres palières PAL

- o **Hauteur** :

On a $L_{max} = 380 - 25$; $L_{max} = 355\text{cm}$

$$\frac{355}{15} \leq h \leq \frac{355}{10} ; 23.67\text{cm} \leq h \leq 35.5\text{cm}$$

Soit $h = 35\text{cm}$.

- o **Largeur** :

La largeur des poutres est déterminée par $0.4h \leq b \leq 0.7h$

Pour $h = 35\text{cm}$; $0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35$ $14\text{cm} \leq b \leq 24.5\text{cm}$.

Soit $b = 25\text{cm}$.

$$\text{Vérification : } \begin{cases} h \geq 30\text{cm} ; & h = 35\text{cm}; & \text{ok verifié.} \\ b \geq 20\text{cm} ; & b = 25\text{cm}; & \text{ok verifié.} \\ \frac{h}{b} \leq 4 ; & \frac{35}{25} = 1.4 \leq 4; & \text{ok verifié.} \end{cases}$$

II.2.3. Pré-dimensionnement les voiles.

Ce sont des éléments de construction verticaux réalisés en béton renforcé par des armatures métalliques. Ils sont destinés à supporter les charges verticales et horizontales dans une structure, assurant ainsi la stabilité et la résistance aux différentes sollicitations.

Ils sont pré-dimensionnés par le (*RPA 99/version 2003*).

➤ Épaisseur du voile

L'épaisseur minimale du voile est de 15cm de plus elle doit être déterminée en fonction de rigidité à l'extrémité. $a_{max} = \max\left(\frac{h_e}{40}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20}\right)$.

Dans notre cas on prend: $a = \frac{h_e}{20}$ Avec $h_e = h - e_p$

Avec :

a : Épaisseur du voile.

h_e : Hauteur libre d'un étage.

h : Hauteur d'étagé.

e_p : Épaisseur du plancher.

○ Pour RDC ; étages courants :

$$h_e = h_{e-s} - e_p \quad ; \quad h_e = 306 - 20 \quad ; \quad h_e = 286cm.$$

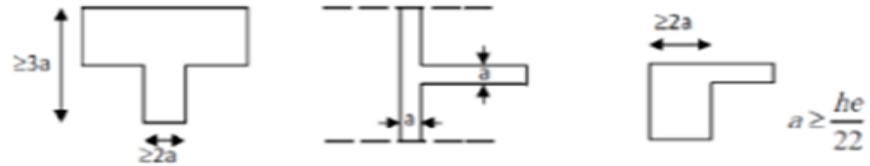
$$a \geq \frac{h_e}{20} \quad ; \quad a \geq \frac{286}{20} = 14.3cm; \text{ soit } a = 20cm.$$

L'épaisseur du voile : $a = 20 \text{ cm}$;condition vérifiée.

1er cas:



2em cas:



3em cas :

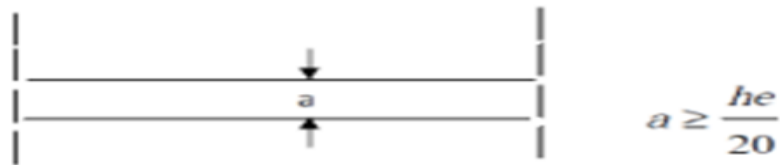


Figure II.1. Coupe verticale des types des voiles en plan (RPA 99 /version 2003).

➤ **Longueur des voiles**

Selon l'article (ART.7.7.RPA 99 version 2003) ; sont considères comme voiles les éléments satisfaisant la condition suivante : $L \geq L_{min} = 4a$

Avec :

L_{min} : Longueur minimale des voiles.

a : Epaisseurs des voiles.

$L_{min} = 4a$; $L_{min} = 4 \times 20$; $L_{min} = 80 \text{ cm}$.

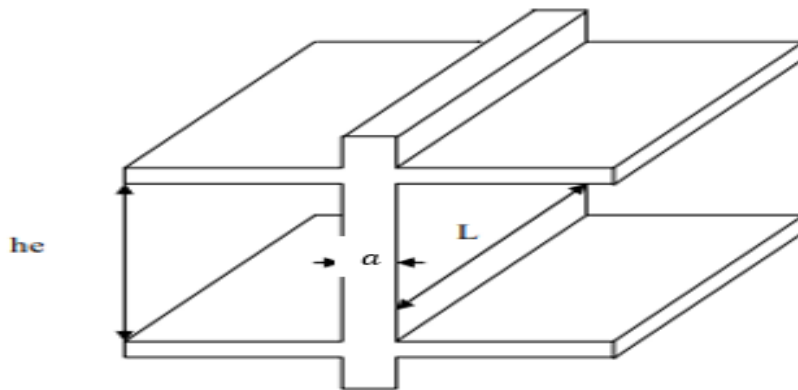


Figure II.2. Coupe de voile en élévation.

II.2.4. Pré-dimensionnement des poteaux :

Il s'agit d'éléments en béton armé, généralement de forme carrée, rectangulaire ou circulaire. Leur objectif principal est de supporter la charge provenant des planchers et de transférer ces charges vers le sol principalement par simple compression et flexion complexe.

Les poteaux seront pré-dimensionnés à l'état limite de service en compression simple, tout en supposant que c'est le béton seul qui reprend l'effort normal N_s . L'effort normal N_s sera déterminé une fois que le poteau le plus sollicité soit repéré avec la descente de charges, en tenant compte de la proposition des plans d'architecture et des limites imposées par le RPA 99 modifié 2003.

La section de poteaux peut être décrite comme suit :

$$S = \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}}$$

Avec : $N_s = G + Q$

N_s : Effort normal repris par le poteau.

G : Charge permanente.

Q : Surcharge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.

S : Section du poteau considéré.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton, donnée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} \text{ Mpa} \text{ D'où } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa.}$$

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes selon (RPA 99/version2003, Art. 7.4.1) :

- $Min(b, h) \geq 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{zone I et IIa} .$
- $Min(b, h) \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{zone III et IIb} .$
- $Min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \dots \dots \dots h_e \text{ est la hauteur libre entre étages.}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4.$

II.3. Détermination des charges et surcharges.

Les charges permanentes et d'exploitation des différents éléments de la structure sont déterminées à partir du document (DTR B.C.2.2)

II.3.1. Charges permanentes G

1. Les planchers

➤ **Plancher terrasse inaccessible.**

Tableau II.1. Charge permanente de la terrasse inaccessible.

N°	Désignation	Épaisseur (m)	Poids volumique (kg/m³)	Charges(kN / m²)
1	Gravillon de protection	0.05	20	1.00
2	Multicouche d'étanchéité	0.02	0.6	0.12
3	Isolation thermique	0.09	20	0.16
4	Plancher à corps creux	0.20	2.75-2.85	2.85
5	Forme de pente	0.09	20	1.80
6	Enduit en plâtre	0.02	0.10	0.20
$G_{tot} =$				6.14(kN / m²)

➤ **Charges permanentes des planchers des étages courants.**

Les différentes charges permanentes des éléments constituant un étage courant sont données dans le tableau suivant :

Tableau II.2. Charges permanentes des planchers des étages courants.

N°	Élément	Épaisseur (m)	Données du DTR C.B 2.2		Charges (kN / m ²)
			Valeurs (kN/m ³)	Référence	
1	Revêtement en carrelage	0.02	0.22	VI. C. 4. D	0.44
2	Mortier de pose	0.20	0.20	VI. C. 4. A	0.40
3	Couche de sable	0.03	17-19	VI. A	0.54
4	Plancher en corps creux	0.20	2.75-2.85	VI. C. 3. B	2.85
5	Enduit de plâtre	0.02	0.10	VI. C . 2.1	0.20
6	Cloison de séparation interne	0.10	0.90	VI. C. 1.1. B	0.90
$G_{tot} =$			5.33 (kN / m²)		

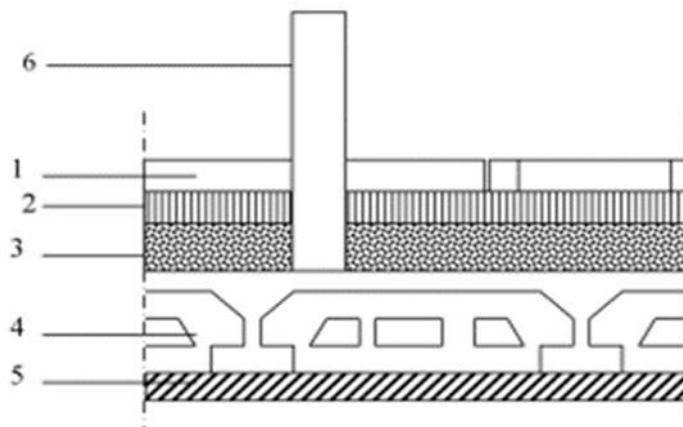


Figure. II.3. Éléments constituant les planchers d'étage courant.

➤ **Charges permanentes de la Dalle pleine (Balcon)**

La charge permanente du balcon en dalle pleine est donnée dans le tableau suivant :

Tableau II.3. Charges permanentes de la dalle pleine (Balcon).

N°	Élément	Épaisseur (m)	Données du DTR C.B 2.2		Charges(kN / m ²)
			Valeurs(kN/m ³)	Référence	
1	Enduit en ciment	0.03	0.18	VI. C. 2.2	0.54
2	Dalle pleine	0.20	0.25	VI. C. 3. A	3.75
3	Couche de sable	0.03	18	VI. A	0.54
4	Chape en mortier de pose	0.02	0.20	VI. C. 4. A	0.40
5	Revêtement en carrelage	0.02	0.22	VI. C. 4. D	0.44
	Cloison en brique creuse	0.10	0.90	VI. C. 1.1. B	0.90
$G_{tot} =$			5.63 (kN / m²)		

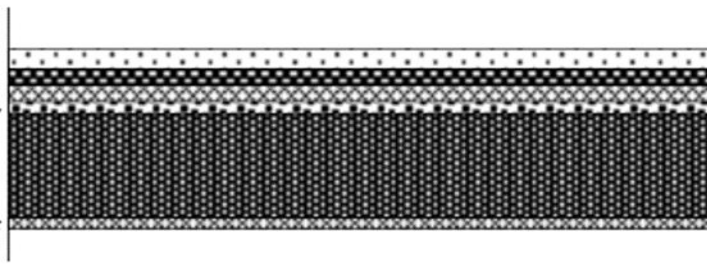


Figure.II.4. Element constituant de dalle pleine (Balcon).

2. Maçonnerie

Il y a deux types de mur ; mur extérieur et mur intérieurs

➤ Mur extérieur :

les charges des constituants d'un mur extérieur se résument dans le tableau suivant :

Tableau II.4. Poids des différents éléments constituant le mur extérieur.

N°	Élément	Épaisseur (m)	Données du DTR C.B 2.2		Charges(kN / m ²)
			Valeurs(kN/m ³)	Référence	
1	Mortier de ciment	0.02	0.18	VI. C. 2.2	0.36
2	Brique creuses	0.10	0.90	VI. C. 1.1. B	0.90
3	Lame d'air	0.05	/	/	/
4	Briques creuses	0.10	0.90	VI. C. 2.2. B	0.90
5	Enduit en plâtre	0.02	0.10	VI. C. 2.1	0.20
$G_{tot} =$			2.36(kN / m²)		

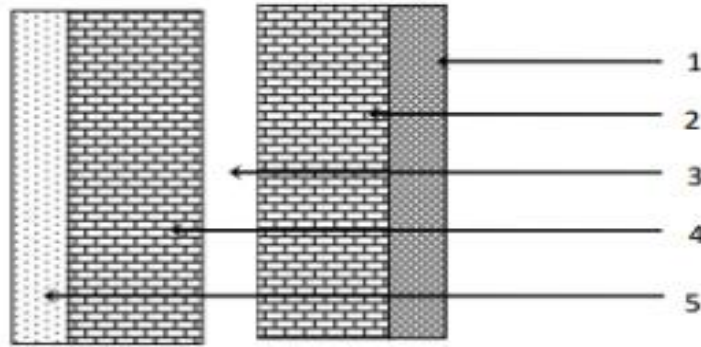


Figure.II.5. Coupe verticale d'un mur extérieur.

➤ **Mur intérieur :**

Ils sont constitués de briques creuses de 10 cm et un enduit plâtre des deux faces. Le tableau ci-dessous décrit la charge d'un mur intérieur.

Tableau II.5. Charges permanentes des murs intérieurs.

N°	Élément	Épaisseur (m)	Données du DTR C.B 2.2		Charges(kN / m ²)
			Valeurs(kN/m ³)	Référence	
1	Enduit en plâtre	0.02	0.18	VI. C. 2.2	0.20
2	Briques creuses	0.10	0.90	VI. C. 1.1. B	0.90
3	Enduit en plâtre	0.02	0.10	VI. C. 2.1	0.20
$G_{tot} =$					1.30(kN / m ²)

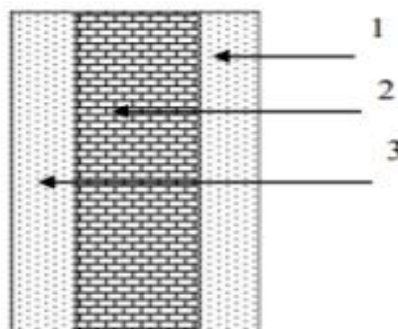


Figure.II.6. Coupe verticale d'un mur intérieur.

II.3.2. Les charge d'exploitation Q :

Tableau II.6. Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR B.C.2.2.

N°	Element	Charge d'exploitation Q (KN/m ²)
1	Plancher terrasse inaccessible.	1
2	Plancher étage courant à usage d'habitation.	1.5
3	Plancher étage RDC à usage d'habitation.	1.5
4	Escalier.	2.5
5	Balcon.	3.5

II.4.Charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité

II.4.1.Descente de charge

Le calcul de la surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité se fera comme suit ;

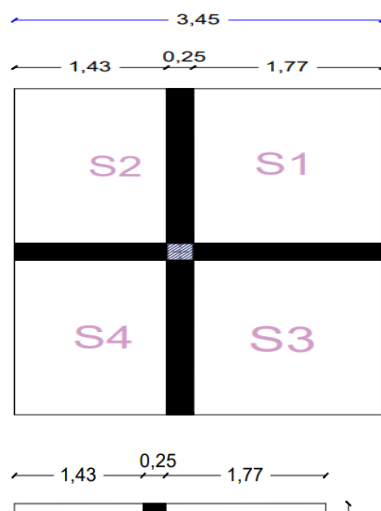


Figure II.7. La surface d'influence revenant au poteau le plus sollicité.

➤ Section nette

$$S_{nette} = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S_{nette} = (1,77 \times 2,28) + (1,43 \times 2,28) + (2,27 \times 1,77) + (2,27 \times 1,43)$$

$$S_{nette} = 14,56m^2.$$

➤ Section brute

$$S_{brute} = B \times L \quad ; \quad S_{brute} = 3.45 \times 4.80.$$

$$S_{brute} = 16.56m^2.$$

II.4.2. Poids propre des éléments

II.4.2.1. Calcul de poids propre des poutres

➤ Poutre principales :

$$G_{pp} = 25 \times (0.30 \times 0.40) \times 4.80 \quad ; \quad G_{pp} = 14.4KN.$$

➤ Poutre secondaires :

$$G_{ps} = 25 \times (0.30 \times 0.35) \times 3.45 \quad ; \quad G_{ps} = 9.056KN.$$

$$G_p = G_{pp} + G_{ps} \quad ; \quad G_p = 23.46KN.$$

II.4.2.2. Calcul de poids propre des planchers

➤ Terrasse :

$$G_{pt} = G_t \times S_{nette} \quad ; \quad G_{pt} = 14.56 \times 6.14 \quad ; \quad G_{pt} = 89.40KN.$$

➤ Etages courants :

$$G_{pE} = G_t \times S_{nette} \quad ; \quad G_{pE} = 14.56 \times 5.33 \quad ; \quad G_{pE} = 77.60KN.$$

II.4.2.3. Poids des poteaux

➤ Poteau du RDC et l'étage courant

$$G_{RDC} = 0.25 \times 0.25 \times 3.06 \times 25 \quad ; \quad G_{RDC} = 4.78KN.$$

II.4.3 .Surcharge d'exploitations

○ plancher de terrasse

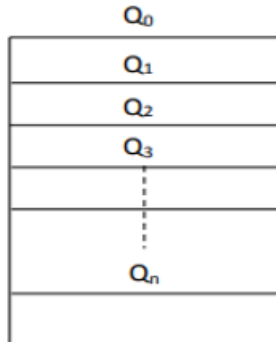
$$\begin{cases} Q_{PTin} = 1 \times 16.56 \\ Q_{PTin} = 16.56KN. \end{cases}$$

○ pancher de RDC et etage courant

$$\begin{cases} Q_{EC} = 1.5 \times 16.56 \\ Q_{EC} = 24.84KN. \end{cases}$$

II.5. La loi de dégression des charges

Figure II.8. Descente des charges



Niveaux	Opérations
Terrasse	Q_0
Terrasse	$Q_0 + Q_1$
Niveau 5	$Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$
Niveau 4	$Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
Niveau 3	$Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$.
Niveau 2	$Q_0 + (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$.
Niveau 1	$Q_0 + (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$.
RDC	$Q_0 + (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$.

n : numero de l'étage du haut vers le bas.

Q_n : surcharge d'exploitation à l'étage n en tenant compte de la dégression des surcharges.

Tableau.II .7.Tableau des coefficients de régression des charges.

N°	Q_0	Q_1	Q_2	Q_3	Q_4	Q_5	Q_6
Niveau	Terrasse inaccessible	5 ^{ème}	4 ^{ème}	3 ^{ème}	2 ^{ème}	1 ^{er}	RDC
Coefficient	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.71

II.5.1.Surcharges cumulées d'après la loi de dégression des charges.

Tableau.II.8. Dégression des charges d'exploitation

Niveaux	Opérations	Résultats (KN)
Terrasse	$Q_0 = 16.56$.	16.56
Niveau 5	$Q_0 + Q_1 = 16.56 + 24.84$.	41.4
Niveau 4	$Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2) = 16.56 + 0.95(24.84 + 24.84)$.	63.756
Niveau 3	$Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 16.56 + 0.90(24.84 + 24.84 + 24.84)$.	83.628
Niveau 2	$Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 16.56 + 0.85(24.84 + 24.84 + 24.84 + 24.84)$.	101.016
Niveau 1	$Q_0 + (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 16.56 + 0.80(24.84 + 24.84 + 24.84 + 24.84 + 24.84)$.	115.92
RDC	$Q_0 + (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$ $= 16.56 + 0.75(24.84 + 24.84 + 24.84 + 24.84 + 24.84 + 24.84)$.	128.34

Tableau.II.9.récapitulatif de la descente de charge

Niveaux	Charge permanente (kN)				Charge d'exploitation (kN)		Efforts Normale (kN)	Section des poteaux (cm ²)		
	Poids			G	G _c	Q	Q _c	N = G + Q	Strouvuee N/σ _b	S adoptée
	Plancher	Poutres	Poteaux							
5	96.37	23.03	4.22	123.62	123.62	16.56	16.56	140.18	93.45	35x35
4	76.40	23.03	4.78	104.21	227.83	24.84	41.4	269.23	179.49	35x35
3	76.40	23.03	4.78	104.21	332.04	24.84	63.756	389.28	259.52	35x35
2	76.40	23.03	4.78	104.21	436.25	24.84	83.628	518.33	345.55	35x35
1	76.40	23.03	4.78	104.21	540.46	24.84	101.016	647.38	431.59	35x35
RDC	76.40	23.03	4.78	104.21	644.67	24.84	115.92	776.43	517.62	35x35

II.5.Vérification

II.5.1. Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA

Selon l'article (Art 7.4.1 du RPA99 version 2003) les dimensions de la section transversale des poteaux en zone IIa doivent satisfaire les conditions de tableau ci-dessous

Tableau.II.10.Vérification des poteaux selon (Art 7.4.1.RPA 99 modifier 2003)

Etage	Poteaux	Condition RPA	Valeur calculée en (cm)	Vérification
2,3,4 et 5 ^{ème}	35x35	$Min(b, h) \geq 25cm$	$Min(b, h) = 35$	Condition vérifiée.
		$Min(b, h) \geq h_e/20$	$306/20 = 15.53$	Condition vérifiée.
		$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4.$	$\frac{35}{35} = 1$	Condition vérifiée.
RDC et 1	40x40	$Min(b, h) \geq 25cm$	$Min(b, h) = 40$	Condition vérifiée.
		$Min(b, h) \geq h_e/20$	$357/20 = 17.85.$	Condition vérifiée.
		$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4.$	$\frac{40}{40} = 1$	Condition vérifiée.

II.5.2.Vérification des poteaux au flambement

Lorsqu’une pièce élancée (poteau) est soumise à un effort de compression, il se produit un phénomène d’instabilité transversale, qu’on appelle le flambement.

Il faut vérifier l’élancement λ des poteaux $\lambda = L_f/i \geq 50.$

Avec :

L_f :Longueur de flambement ; avec $L_f = 0.7L_0.$

i :Rayon de giration ; avec $i = \sqrt{I/S}.$

L_0 : Hauteur libre du poteau.

S : Section transversale du poteau ; avec $(b \times h).$

I : Moment d’inertie du poteau ; avec $I = b \times h^3/12.$

D’où : $\lambda = L_f/i; \lambda = \frac{0.7L_0}{\sqrt{I_{yy}/S}}$

Tableau.II.11.vérification au flambement des poteaux.

Niveau x	b (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)	S (cm ²)	i(cm)	L ₀ (cm)	L _f (cm)	λ	Vérificatio n
5	35	35	125052	1225	10.10	270	189	18.712	Condition vérifiée.
4	35	35	125052	1225	10.10	306	214.2	21.207	Condition vérifiée.
3	35	35	125052	1225	10.10	306	214.2	21.207	Condition vérifiée.
2	35	35	125052	1225	10.10	306	214.2	21.207	Condition vérifiée.
I	40	40	213333.33	1600	11.55	357	249.9	21.636	Condition vérifiée.
RDC	40	40	213333.33	1600	11.55	357	249.9	21.636	Condition vérifiée.

Conclusion :

Dans ce chapitre un premier pré-dimensionnement des différentes sections de tous les éléments structuraux de cet ouvrage a été effectué selon les recommandations du RPA et BAEL, mais les sections trouvées ne sont pas définitives car on peut les changer après la modélisation numérique. Cependant, les sections adoptées sont :

- Plancher à corps creux 16 + 4 cm.
- Dalles pleines épaisseur de 20 cm.
- Poutre :
Poutres principales : (30x40) cm².
Poutres secondaires : (30x35) cm².
- Poteaux :
(35x35) cm² pour les poteaux de 2^{ème} au 5^{ème} étage.
(40x40) cm² pour les poteaux du RDC et 1^{er} étage.
- Voile : Épaisseur de 20cm (longueur minimale égale à 60 cm).

A blue scroll graphic with a central text box. The scroll is unrolled, showing a light blue background with a darker blue border. The text is centered within a white rectangular box.

Chapitre III

Calcul des éléments

Introduction :

Dans ce chapitre, nous ferons l'étude des éléments du bâtiment qui, contrairement aux poutres, poteaux et voiles éléments principaux de la structure, peuvent être isolés et calculés séparément sous l'effet des seules charges qui leurs reviennent. Le calcul se fera conformément au règlement (*BAEL 91 modifiée 99*) tout en respectant certaines règles du (*RPA99 modifiée en 2003*).

III.1. Acrotère**III.1.1. Définition**

L'acrotère est un élément secondaire qui contourne la terrasse du bâtiment, il est conçu pour assurer la sécurité au niveau de la terrasse inaccessible et protéger le gravier contre la poussée de vent. La forme de pente de l'acrotère sert à la protection contre l'infiltration des eaux pluviales. L'acrotère est réalisé en béton armé, assimilée à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à son poids propre G provoquant un effort normal N et une charge d'exploitation horizontale $Q = 1 \text{ KN/ml}$ non pondérée due à l'application de la main courante qui engendre un moment de flexion dans la section d'encastrement. Le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée à $L'ELU$ et à $L'ELS$ pour une bande de 1m de longueur.

III.1.2. Caractéristiques géométriques de l'acrotère :

- L'hauteur : $h = 0.6\text{m}$.
- L'épaisseur : $h_0 = 0.10\text{m}$.
- La surface :

$$S = (0.10 \times 0.05) + (0.6 \times 0.1) + \left(\frac{0.10 \times 0.05}{2} \right) ; S = 0.0675\text{m}^2.$$

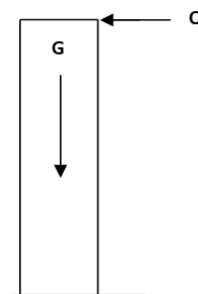
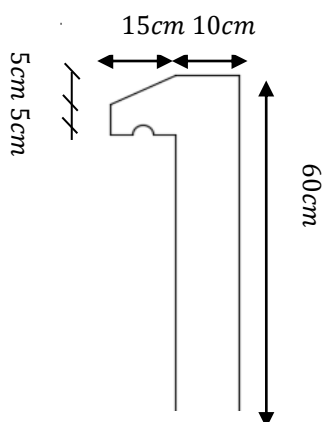


Figure.III.1. Coupe transversale de l'acrotère. **Figure.III.2.** Schéma statique de l'acrotère.

III.1.3. Calcul des sollicitations

1. Chargement

❖ Poids propre de l'acrotère

$$G = \rho \times S \quad ; \quad \rho = 25 \text{KN/m}^3$$

Avec :

ρ : La masse volumique du béton.

S : Section longitudinale de l'acrotère.

$$G = 25 \times 0.0675 \quad ; \quad G = 1.7 \text{KN/ml.}$$

❖ Surcharge d'exploitation horizontale

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

2. Sollicitations

❖ Effort normale de poids propre

$$N = G \times 1 \quad ; \quad N = 1.7 \text{KN.}$$

❖ Efforts tranchants

$$T = Q \times 1 \quad ; \quad T = 1 \text{KN.}$$

❖ Moments de renversements D'où à Q

$$M = Q \times h \times 1 \quad ; \quad M = 1 \times 0.6 \times 1 \quad ; \quad M = 0.6 \text{KN.m.}$$

3. Diagramme des efforts :

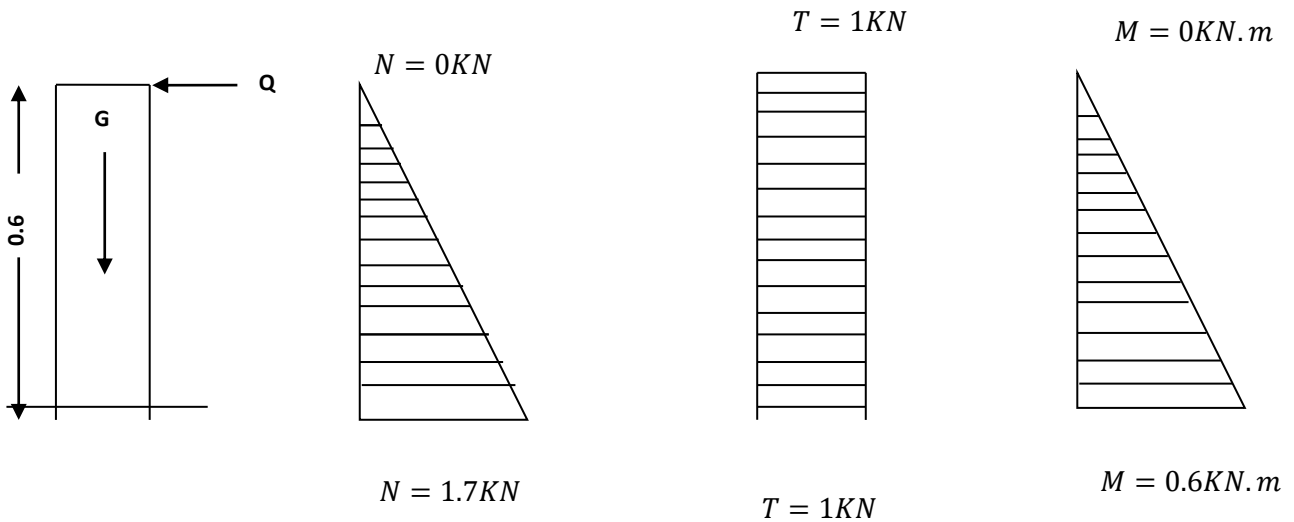


Diagramme des efforts normaux N

Diagramme des efforts tranchants T

Diagramme des moments fléchissant M

Figure.III.3. Diagramme des efforts internes.

III.1.4. Les combinaisons des charges

1. L'état limite ultime ELU

La combinaison de charge est : $1.35G + 1.5Q$

- Effort normale de compression

$$N_u = 1.35.G \quad ; \quad N = 1.35 \times 1.7 \quad ; \quad N_u = 2.295KN.$$

- Effort tranchant

$$T_u = 1.5.Q \quad ; \quad T = 1.5 \times 1 \quad ; \quad T_u = 1.5KN.$$

- Moment de flexion

$$M_u = 1.5.M \quad ; \quad M = 1.5 \times 0.6 \quad ; \quad M_u = 0.9KN.m.$$

2. État limite de service ELS

La combinaison de charge est : $G + Q$

- Effort normale de compression

$$N_s = G \quad ; \quad N = 1.7KN.$$

- Effort tranchant

$$T_s = T \quad ; \quad T_u = 1.5KN.$$

- Moment de flexion

$$M_s = M \quad ; \quad M = 0.6KN.m.$$

III.1.5. Ferrailage de l'acrotère

L'acrotère est étudié comme une section rectangulaire soumise à la flexion composée à l'ELU sous N_u et M_u , puis à l'ELS sous N_s et M_s pour les vérifications.

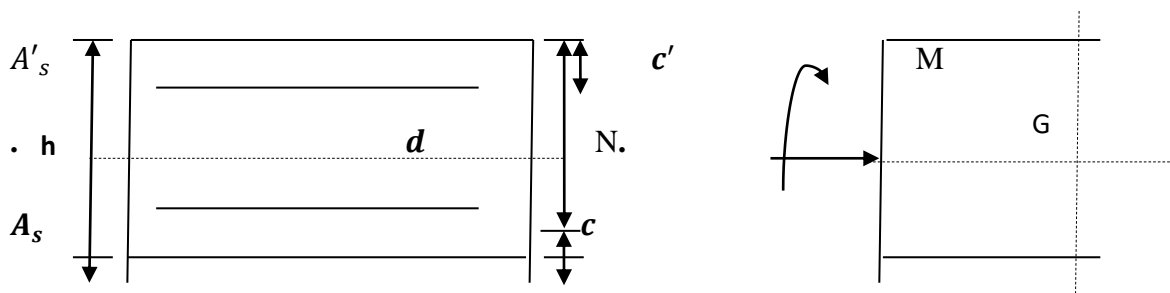


Figure.III.4. section rectangulaire soumise à la flexion composée.

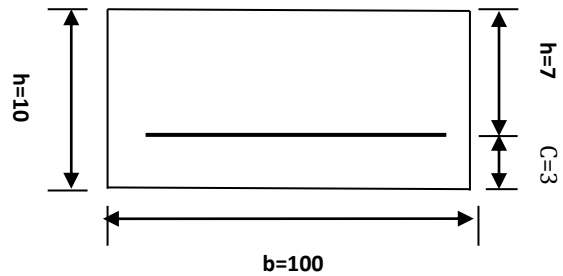
Avec :

h : Epaisseur de la section ; $h = 10\text{cm}$.

b : Largeur de la section ; $b = 100\text{cm}$.

c ; c' : Enrobage ; $c = c' = 3\text{cm}$.

d : La hauteur utile ; $d = h - c$; $d = 7\text{cm}$.



C_p : Centre de pression.

e_u : Excentricité.

$h/2 - c$: La distance entre le centre de gravité de la section et le centre de Gravité des armatures tendues.

$$f_e = 400\text{Mpa} ; f_{bc} = 14.2\text{Mpa} ; \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ avec } \gamma_s = 1.15 \Rightarrow \sigma_{st} = 348\text{Mpa}.$$

M_u : Moment dû à la compression.

N_u : Effort de compression.

III.1.5.1. Calcul à l'ELU

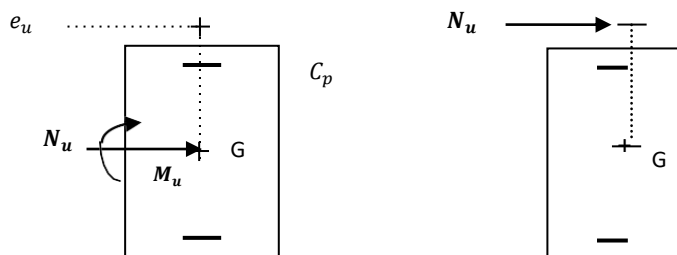
➤ Calcul de l'excentricité

$$e_u = M_u / N_u ; e_u = 0.9 / 2.295 = 0.392\text{m} ; e_u = 39.2\text{cm}.$$

$$h/2 - c = \frac{0.1}{2} - 3 ; h/2 - c = 2\text{cm}.$$

$e_u = 39.2\text{cm} > h/2 - c = 2\text{cm}$Section partiellement comprimée **SPC**.

Le centre de pression « C_p » est à l'extérieur de la section limitée par les armatures N est un effort de compression neutre à l'extérieur \Rightarrow **SPC (section partiellement comprimée)**. Donc la section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif.



➤ Calcul en flexion simple

- **Moment fictif**

$$M_f = N_u \times g ; \text{ avec } g = e_u + \left(\frac{h}{2} - c\right) ; g = 39.2 + 2. \\ g = 41.2 \text{ cm.}$$

$$M_f = 2.295 \times 41.2 \times 10^{-2} ; M_f = 0.945 \text{ KN.m.}$$

- **Moment réduit**

$$\mu_u = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} ; f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \text{ avec } f_{c28} = 25 \text{ Mpa} ; \gamma_b = 1.5.$$

$$f_{bc} = 14.2 \text{ Mpa.}$$

$$\mu_u = \frac{0.945 \times 10^6}{1000 \times 70^2 \times 14.2} ; \mu_u = 0.014.$$

$$\mu_u = 0.014 < \mu_l = 0.392 \dots \text{SSA.}$$

La section est simplement armée **SSA** ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaires
 $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$.

D'après le tableau $\mu_u = 0.014$; $\beta = 0.993$.

- **Armatures fictives flexion simple**

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} ; A_{stf} = \frac{0.945 \times 10^6}{0.993 \times 70 \times 348} = 39.07 \text{ mm}^2.$$

$$A_{stf} = 0.39 \text{ cm}^2.$$

1. Calcul en flexion composée

- **La section réelle d'armature**

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} ; A_{st} = 0.39 - \left(\frac{2.295 \times 10}{348}\right) ; A_{st} = 0.32 \text{ cm}^2.$$

2. Condition de non fragilité (Art A.4.2.1. BAEL 99)

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la condition de non fragilité : $A_{st} \geq A_{min}$.

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} bd \times \left[\frac{e_s - (0.455 \cdot d)}{e_s - (0.185 \cdot d)} \right]$$

Avec :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} ; f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa.}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} ; e_s = \frac{0.6}{1.7} = 0.38 \text{ m} ; e_s = 38 \text{ cm.}$$

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times \left[\frac{38 - (0.455 \times 7)}{38 - (0.185 \times 7)} \right] \times 100 \times 7 \quad ; A_{min} = 0.801 \text{ cm}^2.$$

$A_{min} = 0.8 \text{ cm}^2 > A_{st} = 0.32 \text{ cm}^2$ Condition non vérifiée.

Conclusion : les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celle calculées à l'ELU donc nous adopterons une section :

$$A_{st} = A_{min} = 0.8 \text{ cm}^2.$$

On adoptera pour une section d'acier de 4HA8 = 2.01 cm².

Espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} ; A_r = \frac{2.01}{4} \quad ; A_r = 0.50 \text{ cm}^2.$$

Soit $A_r = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2$; avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

III.1.5.2. Vérifications à l'ELU

➤ **Vérification aux cisaillements (Art A.5.1, 2. BAEL 91 modifié 99)**

La vérification s'effectue à l'ELU, la fissuration est considérée comme préjudiciable. On doit vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$.

Avec :

$$\begin{cases} \tau_u = V_u / bd \\ \bar{\tau}_u = \min \{ 0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \} \text{ Mpa.} \end{cases}$$

$$\gamma_b = 1.5$$

$$V_u = 1.5 \cdot Q = 1.5 \times 1 \quad ; V_u = 1.5 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 70} \quad ; \tau_u = 0.022 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 4 \right\} \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 2.5 ; 4 \} ; \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = 0.022 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification de l'adhérence des barres (Art. A.6.1.3 BAEL 91 modifiée 99)**

Il est important de connaître le comportement de l'interaction entre le béton et l'acier, puisque le béton armé est composé de ces deux matériaux, il faut donc vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$.

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}.$$

$$\bar{\tau}_{se} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28}.$$

ψ_s : Coefficient de scellement ; $\psi_s = 1.5$ acier haute adhérence.

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres. $\sum U_i = n\pi\phi$

n : Le nombre de barres.

$$\phi = 8mm.$$

$$\sum U_i = n\pi\phi ; \sum U_i = 3 \times 3.14 \times 0.8 ; \sum U_i = 7.536cm.$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 70 \times 753.6} ; \tau_{se} = 0.031Mpa.$$

$$\bar{\tau}_{se} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 ; \bar{\tau}_{se} = 2.835Mpa.$$

$$\tau_{se} = 0.031Mpa. \leq \bar{\tau}_{se} = 2.835Mpa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'ya pas risque d'entraînement des barres.

➤ **Vérification de l'ancrage des barres (Art. A.6.1.2. BAEL91 modifiée 99)**

La longueur du scellement droit L_S est donnée par :

$$L_S = 40\phi , L_S = 40 \times 0.8 ; L_S = 32cm.$$

Une valeur plus précise est donnée par l'expression suivante : $L_S = \frac{\phi \cdot f_c}{4 \cdot \bar{\tau}_{se}}$.

Avec :

$$\bar{\tau}_{se} = 2.835Mpa. f_c = 400Mpa.$$

$$L_S = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} ; L_S = 28.22cm.$$

On opte pour $L_S = 32cm$.

➤ **Vérification des espacements des barres (Art. A.4.5.3. BAEL 91 modifiée 99)**

Nous avons une fissuration préjudiciable.

- Armatures principales : $S_t = 20\text{cm} \leq \min(3h; 33\text{cm})$
 $S_t = 20\text{cm} \leq \min(3 \times 10 ; 33\text{cm}).$
 $S_t = 20\text{cm} \leq 30\text{cm}.....$ **Condition vérifiée.**

- Armatures de répartition : $S_t = 25\text{cm} \leq \min(4h; 45\text{cm})$
 $S_t = 25\text{cm} \leq \min(4 \times 10 ; 45\text{cm}).$
 $S_t = 25\text{cm} \leq 40\text{cm}.....$ **Condition vérifiée.**

III.1.5.3. Vérifications à l'ELS

1. Vérification de la contrainte de compression dans l'acier

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

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

Avec :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \{ 0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \} \right\}.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}} \quad ; \quad M_s = 0.6 \quad ; \quad A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2.$$

$\eta = 1.6$: Fissuration préjudiciable (acier HA) $\emptyset \geq 6\text{mm}$.

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400; \max \{ 0.5 \times 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266.67; \max \{ 200; 201.63 \} \}; \quad \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa}.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}$$

On à

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{bd} \quad ; \quad \rho_1 = \frac{100 \times 1.51}{100 \times 7} \quad ; \quad \rho_1 = 0.215.$$

$$\rho_1 = 0.215 \quad ; \quad \beta_1 = 0.925 \quad ; \quad K_1 = 51.67.$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.6 \times 10^3}{0.925 \times 7 \times 1.51} \quad ; \quad \sigma_{st} = 61.36 \text{ Mpa}.$$

$\sigma_{st} = 61.36 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa}.....$ **Condition vérifiée.**

2. Vérification de la contrainte de compression dans le béton

Vérifions que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}.$$

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

Avec :

$$\sigma_{bc} = \frac{61.36}{51.67}; \quad \sigma_{bc} = 1.18 \text{Mpa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 1.18 \text{Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

3. Vérification de l'acrotère au séisme (Art.6.2, 3. RPA99 version 2003)

Selon *le RPA 99 version 2003*, les efforts horizontaux de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et les équipements fixés à la structure sont calculés selon la formule suivante : $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$.

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

A = 0.15 ; zone IIa ; groupe d'usage 2.

C_p : Facteur de force horizontale pour un élément secondaire varie entre **0.3 et 0.8** (voir le tableau 6.1.RPA 99 modifié 2003), dans notre cas **C_p = 0.8**.

W_p : Poids de l'élément secondaire (acrotère). **W_p = G = 1.7 KN/ml** .

D'où

$$:F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.7 ; \quad F_p = 0.82 \text{KN/ml}$$

$$F_p = 0.82 \text{KN/ml} < Q = 1 \text{KN/ml} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion

Dans notre cas l'acrotère est ferrailé par :

Armature principale : **A = 4 HA 8 = 2.01 cm²/ml**. Avec un espacement de **S_t = 20cm**.

Armature de répétition : **Ar = 3 HA 8 = 1.51 cm²/ml**. Avec un espacement de **S_t = 25cm**.

III.2. Plancher :

III.2.1. Calcul des planchers en corps creux :

La structure est constituée de dalles de plancher a corps creux (16+4) déjà pré- dimensionné dans le chapitre 2. Le plancher sera composé de poutrelle sur lesquelles sera posé le corps creux, plus une dalle de compression (voir le schéma).

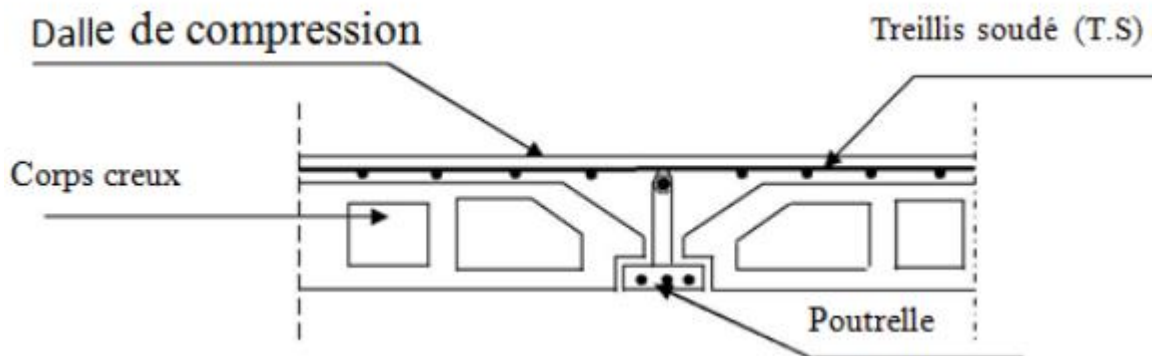


Figure.III.5. Coupe transversale d'un plancher en corps creux.

III.2.2. Calcul de la dalle de compression

La dalle de compression en béton armé de 4cm d'épaisseur est coulée sur place, elle est armée avec un treillis soudé de nuance **TL520** ($f_e = 520MPa$; $\phi \leq 6mm$) ayant pour but de :

- Limiter les risques de fissurations par retrait.
- Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes, données par le **BAEL 91** ;

- 20 cm pour les armatures perpendiculaire aux poutrelles.
- 33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions définies ci-après :

- Armature perpendiculaire aux poutrelles : $A_{\perp} > \frac{4 \times L}{f_e}$ pour $50cm \leq L \leq 80cm$.
- Armature parallèle aux poutrelles : $A_{//} > \frac{A_{\perp}}{2}$.

➤ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times L}{f_e}$$

Avec :

L : Distance entre axes des poutrelles comprise en cm.

f_e : La limite d'élasticité de l'acier utilisé en MPa.

A_{\perp} : section des armatures perpendiculaire aux poutrelles en cm^2/ml .

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times L}{f_e} \quad ; \quad \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 cm^2/ml.$$

Soit : $A_{\perp} = 5T5 = 0.98 cm^2/ml$.

Avec un espacement : $e = 20 cm < 33 cm \dots \dots \dots$ *Condition vérifiée.*

➤ **Les armatures parallèles aux poutrelles**

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.5}{2} = 0.25 cm^2/ml.$$

Soit : $A_{//} = 5 \emptyset 5 = 0.98 cm^2/ml$.

Avec un espacement : $e = 20 cm < 33 cm \dots \dots \dots$ *Condition vérifiée.*

le ferrailage de la dalle de compression choisi, est un treillis soudé de dimension $(20 \times 20) cm^2$ avec un diamètre de 5mm

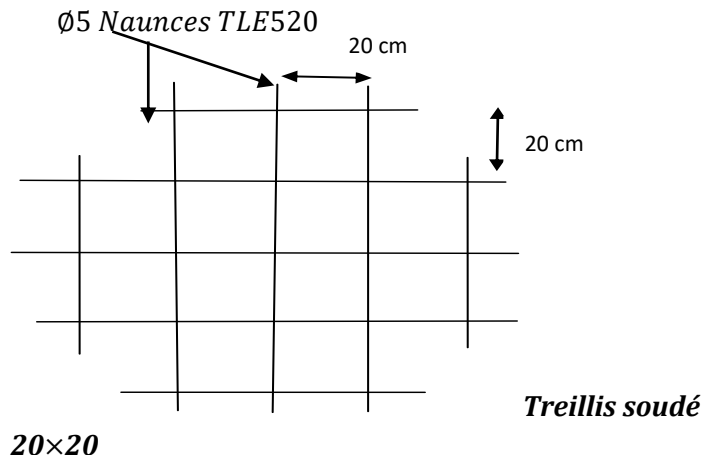


Figure III. 6. Ferrailage de la dalle de compression.

III.2.3. Étude des poutrelles :

Une poutrelle préfabriquée est considérée comme une poutre de section rectangulaire de dimension (12×4) cm² posé sur les poutres principale.

Les poutres sont soumises à une charge uniformément répartie, la largeur de cette charge étant déterminée par la distance entre les axes de deux poutres consécutives. Le calcul de ces poutres se fait généralement en deux étapes :

- Calcul avant coulage de la dalle de compression.
- Calcul après coulage de la dalle de compression.

III.2.3.1. Dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément réparti (représentent son poids propre poids de corps creux et la surcharge revenant au plancher) dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles consécutives comme le montre la figure ci-dessous

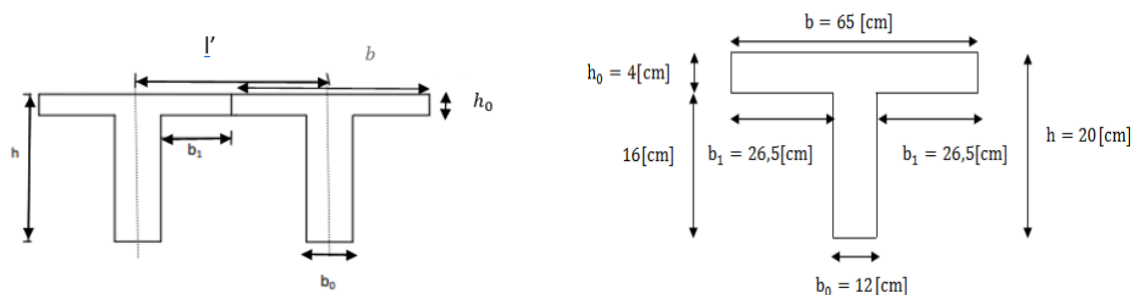


Figure.III.7. Construction de la section en T.

Avec :

h : La hauteur de la section. $h = 16 + 4$; $h = 20$ cm.

h_0 : L'épaisseur de la table de compression $h_0 = 4$ cm.

c : Enrobage $c = 2$ cm.

d : Hauteur utile.

b_1 : Largeur de l'hourdis à prendre entre deux nervures.

L : Distance entre deux parements voisins de deux poutrelles.

L_0 : Longueur de la plus grande travée dans le sens de la poutrelle.

Les poutrelles sont calculées comme des poutres en Té, les règles préconisent que la largeur b_1 de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côté de la nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :

D'après *Art.A.1.4.3. BAEL 91 modifié 99*

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{l'}{2} = \frac{b-b_0}{2}. \\ b_1 \leq \frac{L}{10}. \\ b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{L}{2}. \\ b_1 \leq \frac{2L}{40} + \left(\frac{2}{3} \times \frac{L}{2}\right). \end{array} \right.$$

Application :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 = \frac{65-12}{2} ; b_1 = 26.5cm. \\ b_1 = \frac{380}{10} ; b_1 = 38cm. \quad \{b_1 = \min(1; 2; 3; 4)\} \text{ donc } ; b_1 = 26.5cm. \\ b_1 = \frac{2}{3} \times \frac{380}{2} ; b_1 = 126.66cm. \text{ D'où } b = 2 \times b_1 + b_0 \text{ donc } ; b = 2 \times 26.5 + 12 \\ b_1 = \frac{2 \times 380}{40} + \left(\frac{2}{3} \times \frac{380}{2}\right) = 145.66cm. \quad \quad \quad b = 65cm. \end{array} \right.$$

III.2.3.2. Calcul des poutrelles

Le calcul de ces poutrelles se fait généralement en deux étapes :

1. Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle est supposée simplement appuyée sur les poutres principale et soumise à une simple flexion. Elle doit supporter son poids, celui du corps creux qu'il supporte, mais aussi celui de l'ouvrier.

❖ **Chargement**

-Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0.04 \times 0.12 \times 25$; $G_1 = 0.12 \text{ KN/ml}$.

-Poids propre du corps creux : $G_2 = 0.65 \times 0.95$; $G_2 = 0.62 \text{ KN/ml}$.

-Charge permanente : $G = G_1 + G_2$; $G = 0.12 + 0.62$; $G = 0.74 \text{ KN/ml}$.

-Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

-Surcharge de a l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

❖ **Ferraillage à l'état limite ultime**

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable :

-Combinaisons de charges :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \quad ; \quad q_u = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1 \quad ; \quad q_u = 2.5 \text{ KN/ml}$$

-Calcul du moment en travée :

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{8} \quad ; \quad M_u = \frac{2.5 \times 4^2}{8} \quad ; \quad M_u = 5 \text{ KN.m}$$

-Calcul de l'effort tranchant sur appuis

$$T_u = \frac{q_u \times L}{2} \quad ; \quad T_u = \frac{2.5 \times 4}{2} \quad ; \quad T_u = 5 \text{ KN.m}$$

-Calcul des armatures

Les dimensions de la section de la poutrelle sont les suivantes :

$$h = 4 \text{ cm} ; b = 12 \text{ cm} ; d = h - c ; c = 2 \text{ cm} ; d = 4 - 2 ; d = 2 \text{ cm}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \quad ; \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa} \quad ; \quad \mu_u = \frac{5 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} \quad ; \quad \mu_u = 7.33$$

$$\mu_u = 7.33 > \mu_l = 0.392 \dots \dots \dots \text{section doublement armé (SDA)}.$$

Conclusion :

Les armatures de compression sont nécessaires, et comme la section des poutrelles est très réduite, il est nécessaire de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression.

- Calcul du nombre et des distances entre étais intermédiaires

Le moment limite correspondant à une S.S.A est égale à :

$$M_l = \mu_l b d^2 f_{bu} \quad ; \quad M_l = 0.392 \times 120 \times 20^2 \times 14.2 \times 10^6$$

$$M_l = 0.267 \text{ KN/ml.}$$

Donc, la longueur max entre appui pour avoir une S.S.A est égale à :

$$l_{max} = \sqrt{\frac{8M_l}{q_u}} = \sqrt{\frac{8 \times 0.267}{2.5}} \quad ; \quad l_{max} = 0.924 \text{ m}$$

On prend $l_{max} = 1 \text{ m}$ entre étais.

2. Après coulage de la dalle de compression○ **Chargement**

La poutre doit supporter son propre poids, le poids du corps creux et celui de la dalle de compression, ainsi que les charges et surcharges revenant au plancher.

-Plancher étages courants

- Poids propre de plancher : $G = 5.33 \times 0.65 \quad ; \quad G = 3.64 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$.
- Sur charge d'exploitations : $Q = 1 \times 0.65 \quad ; \quad Q = 0.65 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$.
- Les combinaisons des charges
- ELU : $q_u = 1.35 \times G + 1.5Q \quad ; \quad q_u = 1.35 \times 3.64 + 1.5 \times 0.65$

$$q_u = 5.65 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$
- ELS : $q_s = G + Q \quad ; \quad q_s = 3.64 + 0.65 \quad ; \quad q_s = 4.29 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$.

○ **Calcul des efforts interne**

❖ **Calcul des moments**

Pour la détermination des moments se fera à l'aide de l'une des trois méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode des trois moments.
- Méthode de Caquot.

A. Méthode forfaitaire

Le principe de la méthode forfaitaire consiste à évaluer les moments en travée et aux appuis en utilisant une fraction fixée de la valeur maximale des moments fléchissant en travée. Cette valeur maximale est supposée isostatique, avec la même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

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

- La fissuration est considérée comme étant non préjudiciable.
- Le moment d'inertie des sections transversales est le même pour les différentes travées considérées.
- La valeur de la surcharge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou 5 KN/m.

$$Q \leq \left(2G ; 5 \frac{KN}{m^2} \right) ; 2G = 2 \times 3.64 = 7.28 \frac{KN}{m^2}.$$

$$Q \leq \left(7.28 \frac{KN}{m^2} ; 5 \frac{KN}{m^2} \right) \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25.

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \left\{ \begin{array}{l} \frac{2.20}{3.05} = 0.72 \\ \frac{3.05}{3.80} = 0.80 \\ \frac{3.80}{3.10} = 1.22 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \frac{3.10}{3} = 1.03 \\ \frac{3}{3.10} = 0.96 \dots\dots \text{Conditions vérifiées} \\ \frac{3.10}{3.80} = 0.81 \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable

1. Principe de la méthode forfaitaire

La méthode forfaitaire consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 , dans la travée dite de comparaison c'est-à-dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

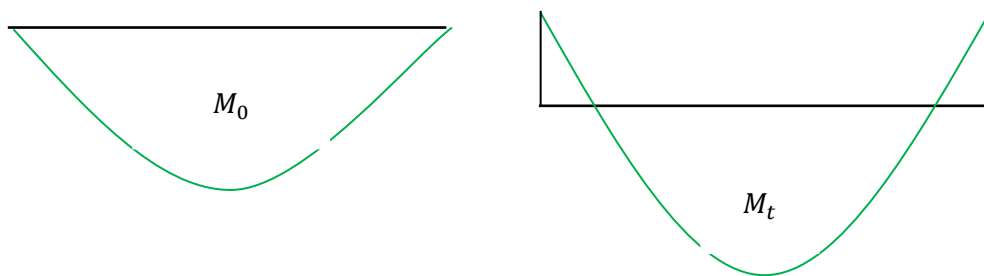


Figure III.8. Diagramme des moments.

2. Exposé de la méthode

Le rapport α des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} \quad \text{avec : } 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}.$$

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant. $M_0 = \frac{qL^2}{8}$

L : Longueur de la travée entre nus d'appuis.

q : Charge uniformément répartie.

M_w : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche.

M_e : Valeur absolue du moment sur appuis de droit.

M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

Les valeurs M_w ; M_e ; M_t doivent vérifier les conditions suivantes :

$$M_t \geq \max(1.05.M_0 ; (1 + 0.3\alpha)M_0) - \frac{M_w + M_e}{2}$$

Avec :

$$M_t \geq \frac{(1+0.3\alpha)M_0}{2} \rightarrow \text{Pour une travée intermédiaire.}$$

$$M_t \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)M_0}{2} \rightarrow \text{Pour une travée de rive.}$$

La valeur absolue de chaque moment sur un appui intermédiaire doit être au moins égale à :

0.6M₀ : Dans le cas d'une poutre à deux travées.

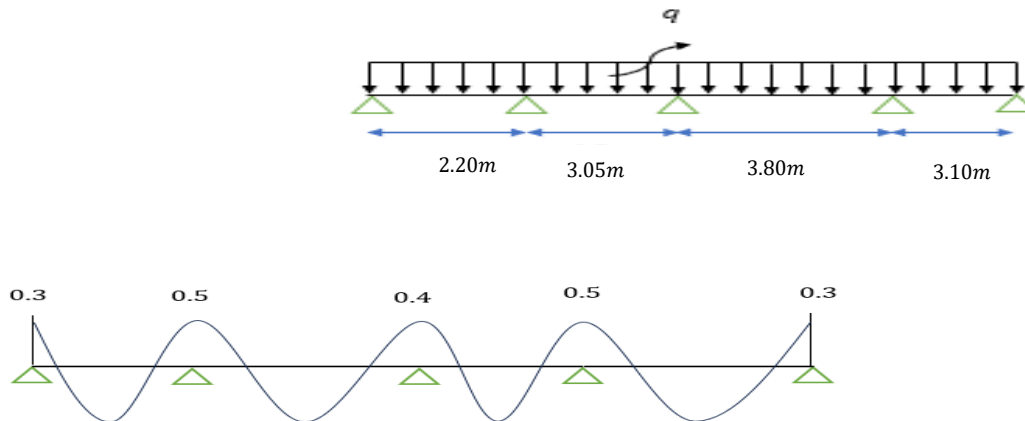
0.5M₀ : Pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées.

0.4M₀ : Pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées.

0.3M₀ : pour les appuis de rive semi encastrés.

➤ **Premier cas :**

Le 1^{er} cas est celui d'une poutre reposant sur 5 appuis, comme présentée dans le schéma suivant :



➤ **Deuxième cas :**

Le 2^{ème} cas de calcul concerne une poutre reposant sur 3 appuis, comme présentée dans le schéma suivant :

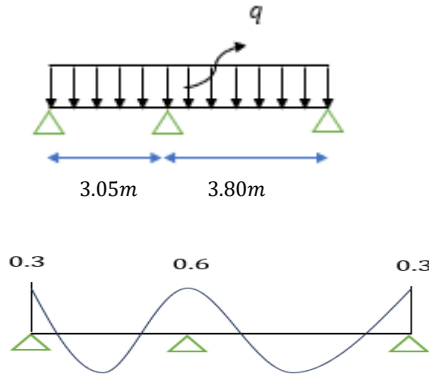


Figure III.9. Différents cas de la poutrelle.

Calcul à l'ELU :

Les calculs seront faits pour un étage

Avec : $Q = 1.5 \frac{KN}{ml}$; $q_u = 5.65 \frac{KN}{ml}$ $G = 5.33KN/ml$

❖ **Moments en appuis :**

Soit une poutre simplement appuyée sur 5 appuis :

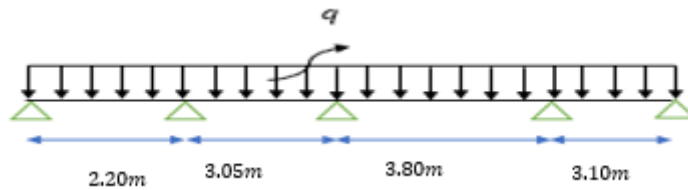


Figure III.10. Schéma statique de la poutrelle appuyée sur 5 appuis.

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} \text{ avec : } 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}. \alpha = \frac{1.5}{5.33+1.5} \quad \alpha = 0.22 ; 0 < \alpha = 0.22 < \frac{2}{3}$$

$$(1 + 0.3\alpha) = (1 + 0.3 \times 0.22) = 1.07$$

$$(1.2 + 0.3\alpha) = (1.2 + 0.3 \times 0.22) = 1.27$$

Calcul des moments isostatique l'ELU :

- Travée AB : $M_1 = \frac{qL^2}{8}$; $M_1 = \frac{5.65 \times 2.2^2}{8}$; $M_1 = 3.42KN.m.$
- Travée BC : $M_2 = \frac{qL^2}{8}$; $M_2 = \frac{5.65 \times 3.05^2}{8}$; $M_2 = 6.57KN.m.$
- Travée CD : $M_3 = \frac{qL^2}{8}$; $M_3 = \frac{5.65 \times 3.8^2}{8}$; $M_3 = 10.20KN.m.$
- Travée DE : $M_4 = \frac{qL^2}{8}$; $M_4 = \frac{5.65 \times 3.10^2}{8}$; $M_4 = 6.79KN.m.$

❖ Calcul des moments fléchissant :

Calcul des moments sur appuis :

- $M_A = 0.3M_A ; M_1 = 0.3 \times 3.42 ; M_A = 1.03 \text{ KN.m}$
- $M_B = 0.5 \max(M_1 ; M_2) ; M_B = 0.5 \times 6.57 ; M_B = 3.29 \text{ KN.m}$
- $M_C = 0.4 \max(M_2 ; M_3) ; M_C = 0.4 \times 10.20 ; M_C = 4.08 \text{ KN.m}$
- $M_D = 0.5 \max(M_3 ; M_4) ; M_D = 0.5 \times 10.20 ; M_D = 4.08 \text{ KN.m}$
- $M_E = 0.3M_5 ; M_E = 0.3 \times 6.79 ; M_E = 2.04 \text{ KN.m}$

Calcul des moments en travée :

- Travée AB :

$$M_{tAB} \geq \max(1.05.M_1 ; (1 + 0.3\alpha)M_1) - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_{tAB} \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_1}{2}$$

$$M_{tAB} \geq \max(1.05 \times 3.42 ; [(1.06) \times 3.42]) - \frac{1.03 + 3.29}{2}$$

$$M_{tAB} \geq \max(3.59 ; 3.65) - \frac{1.03 + 3.29}{2} ; M_{tAB} \geq 1.49 \text{ KN.m}$$

$$M_{tAB} \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_1}{2} ; M_{tAB} = \frac{(1.2 + 0.3 \times 0.22) \times 3.42}{2} ; M_{tAB} = 2.17 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{tAB} = 2.17 \text{ KN.m}$

- Travée BC :

$$M_{tBC} \geq \max(1.05.M_2 ; (1 + 0.3\alpha)M_2) - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$M_{tBC} \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_2}{2}$$

$$M_{tBC} \geq \max(1.05 \times 6.57 ; [(1 + 0.3 \times 0.223) \times 6.57]) - \frac{3.29 + 4.08}{2}$$

$$M_{tBC} \geq \max(6.90 ; 7.03) - \frac{3.29 + 4.08}{2} ; M_{tBC} \geq 3.34 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_2}{2} ; M_{tBC} = \frac{(1.2 + 0.3 \times 0.22) \times 6.57}{2} ; M_{tBC} = 4.17 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{tBC} = 4.17 \text{ KN.m}$

- Travée CD :

$$M_{tCD} \geq \max(1.05.M_3 ; (1 + 0.3\alpha)M_3) - \frac{M_C + M_D}{2}$$

$$M_{tCD} \geq \frac{(1+0.3\alpha)M_3}{2}$$

$$M_{tCD} \geq \max(1.05 \times 10.20 ; [(1 + 0.3 \times 0.22) \times 10.20]) - \frac{4.08+4.08}{2}$$

$$M_{tCD} \geq \max(10.71 ; 10.92) - \frac{4.08+4.08}{2} ; M_{tCD} \geq 6.84KN.m$$

$$M_{tCD} \geq \frac{(1+0.3\alpha)M_3}{2} ; M_{tCD} = \frac{(1.2+0.3 \times 0.22) \times 10.20}{2} ; M_{tCD} = 6.46KN.m$$

On prend $M_{tCD} = 6.84KN.m$

- Travée DE :

$$M_{tDE} \geq \max(1.05 \cdot M_4 ; (1 + 0.3\alpha)M_4) - \frac{M_D+M_E}{2}$$

$$M_{tDE} \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)M_4}{2}$$

$$M_{tDE} \geq \max(1.05 \times 6.79 ; [(1 + 0.3 \times 0.223) \times 6.79]) - \frac{4.08+2.04}{2}$$

$$M_{tDE} \geq \max(7.12 ; 7.27) - \frac{4.08+2.04}{2} ; M_{tDE} \geq 4.21KN.m$$

$$M_{tDE} \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)M_4}{2} ; M_{tDE} = \frac{(1+0.3 \times 0.223) \times 6.79}{2} ; M_{tDE} = 3.63KN.m$$

On prend $M_{tDE} = 3.63KN.m$

Calcul des efforts tranchants :

$$T(x) = \theta(X) + \frac{M_{i+1}-M_i}{L_i} \text{ Avec } \theta(X) = \pm \frac{q_u \cdot L_i}{2}$$

$$\begin{cases} T_w = \frac{q_u \cdot L_i}{2} + \frac{M_{i+1}-M_i}{2} \\ T_e = \frac{M_{i+1}-M_i}{2} - \frac{q_u \cdot L_i}{2} \end{cases}$$

- Travée AB :

$$\begin{cases} T_A = \frac{q_u \cdot L_{AB}}{2} + \frac{M_B-M_A}{2} ; T_A = \frac{5.65 \times 2.20}{2} + \frac{3.29-1.03}{2} ; T_A = 7.34KN \\ T_B = -\frac{q_u \cdot L_{AB}}{2} + \frac{M_B-M_A}{2} ; T_B = -\frac{5.65 \times 2.20}{2} + \frac{3.29-1.03}{2} ; T_B = -5.09KN \end{cases}$$

- Travée BC :

$$T_B = \frac{q_u \cdot L_{BC}}{2} + \frac{M_C-M_B}{2} ; T_B = \frac{5.65 \times 3.05}{2} + \frac{4.08-3.29}{2} ; T_B = 9.01KN$$

$$T_C = -\frac{q_u \cdot L_{BC}}{2} + \frac{M_C-M_B}{2} ; T_C = -\frac{5.65 \times 3.05}{2} + \frac{4.08-3.29}{2} ; T_C = -8.22.KN$$

- Travée CD :

$$T_C = \frac{q_u \cdot LCD}{2} + \frac{M_D - M_C}{2} ; T_C = \frac{5.65 \times 3.8}{2} + \frac{4.08 - 4.08}{2} ; T_C = 10.74 \text{KN}$$

$$T_D = -\frac{q_u \cdot LCD}{2} + \frac{M_D - M_C}{2} ; T_D = -\frac{5.65 \times 3.8}{2} + \frac{4.08 - 4.08}{2} ; T_D = -10.74 \text{KN}$$

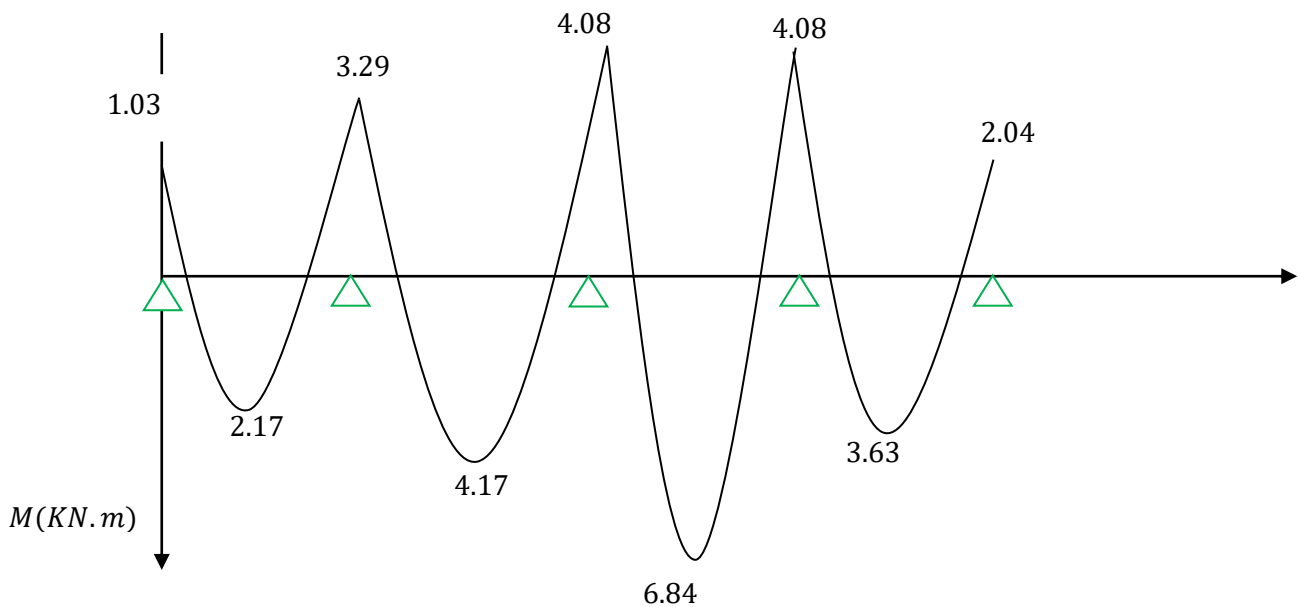
• Travée DE :

$$T_D = \frac{q_u \cdot L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{2} ; T_D = \frac{5.65 \times 3.1}{2} + \frac{2.04 - 4.08}{2} ; T_D = 7.74 \text{KN}$$

$$T_E = -\frac{q_u \cdot L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{2} ; T_E = -\frac{5.65 \times 3.1}{2} + \frac{2.04 - 4.08}{2} ; T_E = -9.78 \text{KN}$$

- Le moment max aux appuis : $M_a^{max} = 4.08 \text{KN.m}$.
- Le moment max en travée : $M_t^{max} = 6.84 \text{KN.m}$.
- L'effort tranchant max : $T^{max} = 10.74 \text{KN}$.

➤ Diagrammes des moments fléchissant à L'ELU



➤ Diagrammes de l'effort l'ELU

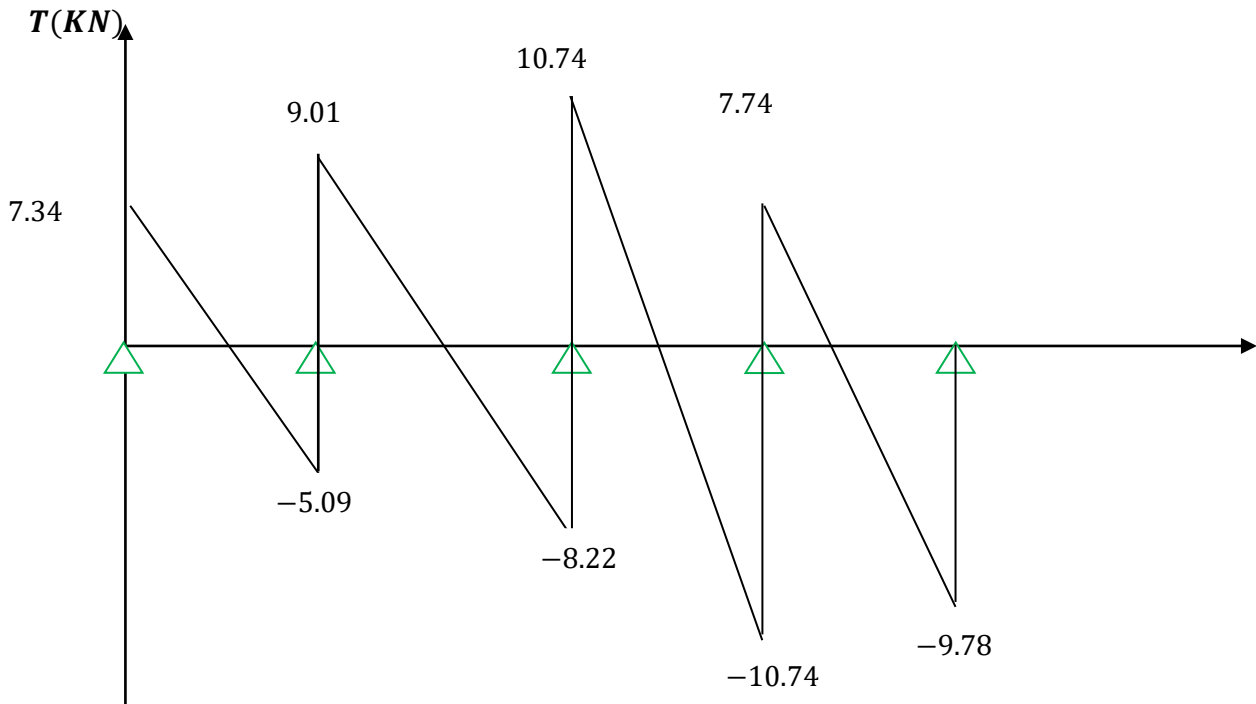


Figure III.11. Diagramme des efforts interne.

➤ Deuxième cas :

le schéma suivant :

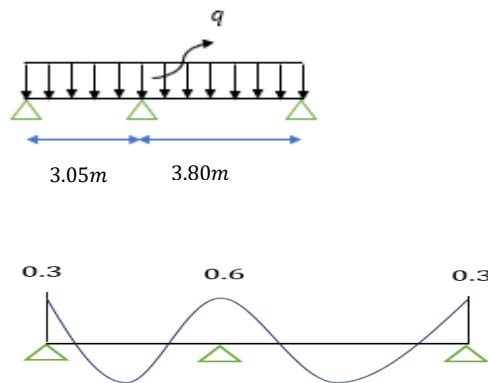


Figure III.12. Schéma statique de la poutre appuyée sur 3 appuis.

Calcul des moments isostatique l'ELU :

- Travée AB : $M_1 = \frac{qL^2}{8}$; $M_1 = \frac{5.65 \times 3.05^2}{8}$; $M_1 = 8.65 \text{ KN.m}$.
- Travée BC : $M_2 = \frac{qL^2}{8}$; $M_2 = \frac{5.65 \times 3.80^2}{8}$; $M_2 = 10.20 \text{ KN.m}$.

❖ Calcul des moments fléchissant :**- Calcul des moments sur appuis :**

- $M_A = 0.3 (M_1)$; $M_A = 0.3 \times 8.65$; $M_A = 2.60 \text{ KN.m}$
- $M_B = 0.6 \max(M_1 ; M_2)$; $M_B = 0.6 \times 10.20$; $M_B = 6.12 \text{ KN.m}$
- $M_C = 0.3 M_2$; $M_C = 0.3 \times 10.20$; $M_C = 3.06 \text{ KN.m}$

- Calcul des moments en travée :

- Travée AB :

$$M_{tAB} \geq \max(1.05.M_1 ; (1 + 0.3\alpha)M_1) - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_{tAB} \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_1}{2}$$

$$M_{tAB} \geq \max(1.05 \times 8.65 ; [(1 + 0.3 \times 0.223) \times 8.65]) - \frac{2.60 + 6.12}{2}$$

$$M_{tAB} \geq \max(9.08 ; 9.25) - \frac{2.60 + 6.12}{2} ; M_{tAB} \geq 4.89 \text{ KN.m}$$

$$M_{tAB} \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_1}{2} ; M_{tAB} = \frac{(1.2 + 0.3 \times 0.223) \times 8.65}{2} ; M_{tAB} = 5.49 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{tAB} = 5.49 \text{ KN.m}$

- Travée BC :

$$M_{tBC} \geq \max(1.05.M_2 ; (1 + 0.3\alpha)M_2) - \frac{M_C + M_B}{2}$$

$$M_{tC} \geq \frac{(1 + 0.3\alpha)M_2}{2}$$

$$M_{tBC} \geq \max(1.05 \times 10.20 ; [(1 + 0.3 \times 0.223) \times 10.20]) - \frac{6.12 + 3.06}{2}$$

$$M_{tBC} \geq \max(10.71 ; 10.91) - \frac{6.12 + 3.06}{2} ; M_{tBC} \geq 6.32 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_3}{2} ; M_{tCDB} = \frac{(1.2 + 0.3 \times 0.223) \times 10.20}{2} ; M_{tBC} = 6.47 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{tBC} = 6.47 \text{ KN.m}$

❖ Calcul des efforts tranchants :

$$T(x) = \theta(X) + \frac{M_{i+1}-M_i}{L_i} \text{ Avec } \theta(X) = \pm \frac{q_u \cdot L_i}{2}$$

$$\begin{cases} T_w = \frac{q_u \cdot L_i}{2} + \frac{M_{i+1}-M_i}{L_i} \\ T_e = \frac{M_{i+1}-M_i}{L_i} - \frac{q_u \cdot L_i}{2} \end{cases}$$

- Travée AB :

$$T_A = \frac{q_u \cdot L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} ; T_A = \frac{5.65 \times 3.05}{2} + \frac{6.12 - 2.60}{2} ; T_A = 10.38 \text{ KN}$$

$$T_B = -\frac{q_u \cdot L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} ; T_B = -\frac{5.65 \times 3.05}{2} + \frac{6.12 - 2.60}{2} ; T_B = -6.86 \text{ KN}$$

- Travée BC :

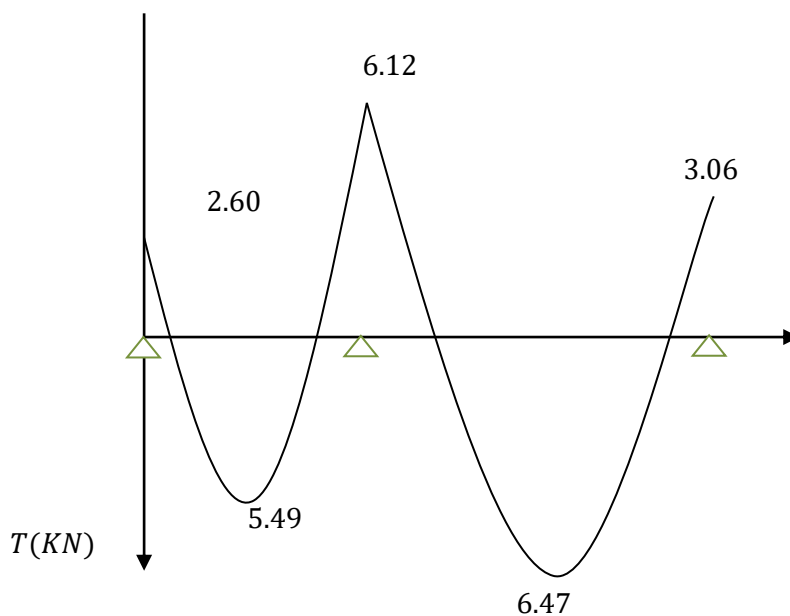
$$T_B = \frac{q_u \cdot L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} ; T_B = \frac{5.65 \times 3.80}{2} + \frac{3.06 - 6.12}{2} ; T_B = 9.21 \text{ KN}$$

$$T_C = -\frac{q_u \cdot L_{CD}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} ; T_C = -\frac{5.65 \times 3.80}{2} + \frac{3.06 - 6.12}{2} ; T_C = -12.27 \text{ KN}$$

- Le moment max aux appuis : $M_a^{max} = 5.19 \text{ KN.m}$.
- Le moment max en travée : $M_t^{max} = 8.70 \text{ KN.m}$.
- L'effort tranchant max : $T^{max} = 11.54 \text{ KN}$.

➤ Diagrammes des moments fléchissant à L'ELU

M(KN.m)



➤ Diagrammes de l'effort tranchant à L'ELU

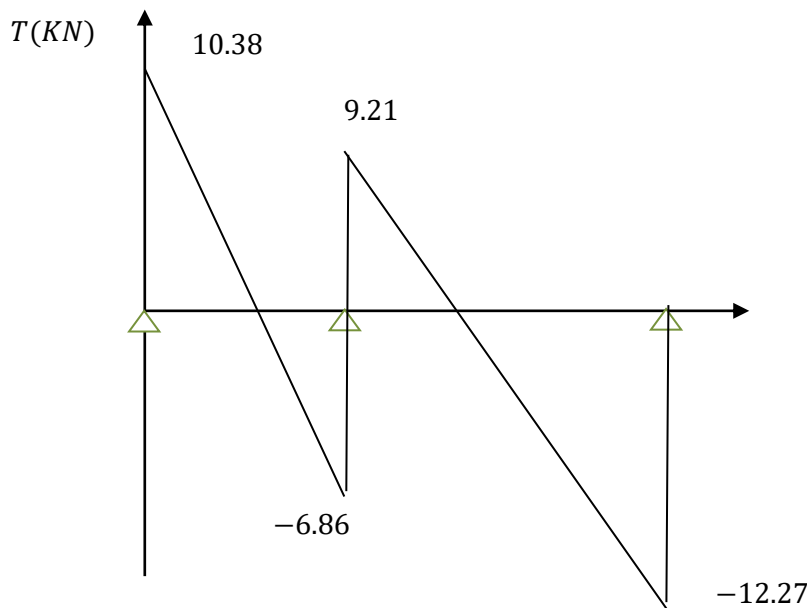


Figure III.13. Diagramme des efforts interne.

B. Méthode des trois moments

Il s'agit d'un cas spécifique de la méthode de force, qui repose sur l'équilibre des rotations aux points d'appui intermédiaires. En considérant trois appuis successifs dans une poutre continue comme système de base, on décompose ce système au niveau des appuis intermédiaires, ce qui aboutit à une succession de poutres isostatiques de longueurs respectives L_i et L_{i+1} .

Chaque travée est étudiée indépendamment.

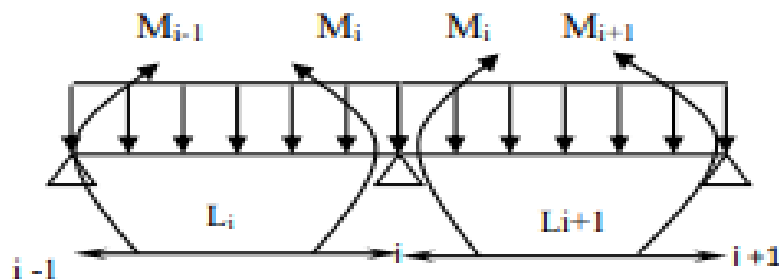


Figure III.14. Diagramme des moments fléchissant.

Les équations des trois moments sont données par les expressions suivantes :

- **Moments aux appuis**

$$M_{i-1} \times l_{i-1} + 2M_i(l_{i-1} + l_i) + M_{i+1} \times l_i = - \left(\frac{q_i \cdot l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} \cdot l_{i+1}^3}{4} \right)$$

- **Moments en travée**

- $M_{(X)} = \mu_{(X)} + M_i + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i} X$. Moment à l'abscisse X de travée

$$\mu_{(X)} = q \frac{l_i}{2} X - q \frac{X^2}{2} ; \mu_{(X)}: \text{Moment de réduction isostatique.}$$

$M_{(X)}$ Prend la valeur maximale quand $T_{(X)} = 0$ c à d :

$$X = \frac{l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{ql_i}$$

Calcul des efforts tranchants

$$T_{(X)} = \frac{dM_{(X)}}{d(X)} ; T_{(X)} = \frac{ql}{2} - qX + \frac{(M_{i+1} - M_i)}{l_i}$$

$$\text{Pour } X=i : T_{(i)} = \frac{ql}{2} + \frac{(M_{i+1} - M_i)}{l_i}$$

$$\text{Pour } X=i : T_{(i+1)} = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_{i+1} - M_i)}{l_i}$$

On effectuera les calculs sur l'étage courant avec $Q = 1.5 \frac{KN}{ml}$; $q_u = 5.65 \frac{KN}{ml}$.

Calcul à l'ELU

- ❖ **Moments en appuis :**

Soit une poutre simplement appuyée sur 10 appuis :

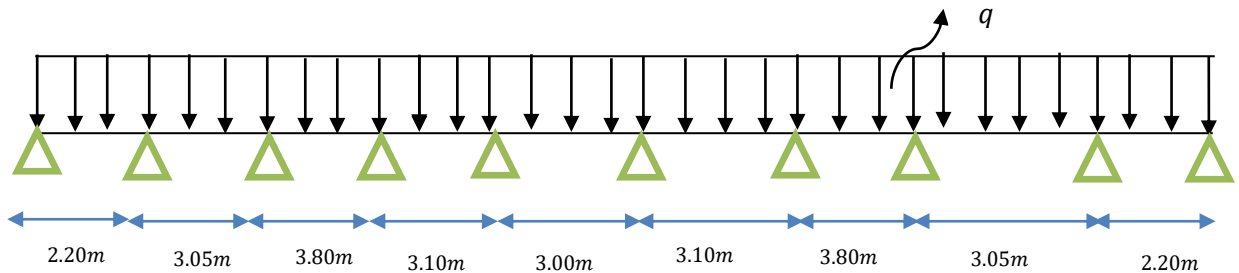


Figure III.15. Schéma statique de la poutre appuyée sur 10 appuis.

Pour i=1 : $4.4M_1 + 2.20M_2 = -15.04$ 1

Pour i=2 : $2.20M_1 + 10.5M_2 + 3.05M_3 = -55.12$ 2

Pour i=3 : $3.05M_2 + 13.7M_3 + 3.80M_4 = -117.59$ 3

Pour i=4 : $3.80M_3 + 13.8M_4 + 3.10M_5 = -119.58$ 4

Pour i=5 : $3.10M_4 + 12.2M_5 + 3M_6 = -80.22$ 5

Pour i=6 : $3M_5 + 12.2M_6 + 3.10M_7 = -80.22$ 6

Pour i=7 : $3.10M_6 + 13.8M_7 + 3.8M_8 = -119.59$ 7

Pour i=8 : $3.8M_7 + 13.7M_8 + 3.05M_9 = -117.59$ 8

Pour i=9 : $3.05M_8 + 10.5M_9 + 2.20M_{10} = -55.12$ 9

Pour i=10 : $2.20M_9 + 4.4M_{10} = -15.04$ 10

$$\begin{pmatrix} 4.4 & 2.20 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 2.20 & 10.5 & 3.05 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 3.05 & 13.7 & 3.80 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 3.80 & 13.8 & 3.10 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 3.10 & 12.2 & 3 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 3 & 12.2 & 3.10 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 3.10 & 13.8 & 3.8 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 3.8 & 13.7 & 3.05 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 3.05 & 10.5 & 2.20 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2.20 & 4.4 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \\ M_4 \\ M_5 \\ M_6 \\ M_7 \\ M_8 \\ M_9 \\ M_{10} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -15.04 \\ -55.12 \\ -117.59 \\ -119.58 \\ -80.22 \\ -80.22 \\ -119.58 \\ -117.59 \\ -55.12 \\ -15.04 \end{pmatrix}$$

NB : La résolution de ce système d'équation a été faite par le logiciel **MATLAB**, les résultats sont donnés par :

$$M_1 = 5.82KN.m \quad M_2 = -4.78KN.m \quad M_3 = -5.81KN.m$$

$$M_4 = -6.16KN.m \quad M_5 = -4.02KN.m \quad M_6 = -4.02KN.m$$

$$M_7 = -6.16KN.m \quad M_8 = -5.81KN.m \quad M_9 = -4.78KN.m$$

$$M_{10} = 5.82KN.m$$

❖ Moments corrigés aux appuis

Exemple :

Moment corrigé à l'appui :

$$M_1 - \left(\frac{1}{3}\right) \times M_1 = 5.82 - \left(\left(\frac{1}{3}\right) \times (5.82)\right) \quad M_1 = 3.88KN.m$$

$$M_1 = 3.88KN.m \quad M_2 = -3.19KN.m \quad M_3 = -3.87KN.m$$

$$M_4 = -4.11KN.m \quad M_5 = -2.68KN.m \quad M_6 = -2.68KN.m$$

$$M_7 = -4.11KN.m \quad M_8 = -3.87KN.m \quad M_9 = -3.19KN.m$$

$$M_{10} = 3.88KN.m$$

❖ Moments en travée :

$$M_{1-2} = \frac{l_{1-2}}{2} X - \frac{qX^2}{2} + M_1 + \left(\frac{M_2 - M_1}{l_{1-2}}\right) X$$

$$X = \frac{l_{1-2}}{2} + \frac{M_2 - M_1}{ql_{1-2}} \quad X = \frac{2.2}{2} + \frac{-4.78 + 5.82}{5.65 \times 2.2} \quad X = 1.18m$$

$$M_{1-2} = \frac{2.2}{2} \times 1.18 - \frac{5.65 \times 1.18^2}{2} + 5.82 + \left(\frac{-4.78 + 5.82}{2.2}\right) \times 1.18$$

Tableau.III.1. Les moments en travée.

Travée	Longueur (m)	X(m)	Moment KN.m
1-2	2.2	1.18	3.74
2-3	3.05	1.46	-9.07
3-4	3.80	1.88	-12.40
4-5	3.10	1.67	-10.29

5-6	3.00	1.5	-8.13
6-7	3.10	1.43	-8.57
7-8	3.80	1.91	-12.66
8-9	3.05	1.58	-4.11
9-10	2.20	1.95	-3.98

❖ Moments corrigés en travées

Exemple :

Moment corrigé en travée :

$$M_{1-2} + \left(\frac{1}{3}\right) \times M_{1-2} = 3.74 + \frac{1}{3} \times 3.74 \quad M_{1-2} = 4.99 \text{KN.m}$$

$$M_{1-2} = 4.99 \text{KN.m} \quad M_{2-3} = -12.09 \text{KN.m} \quad M_{3-4} = -16.53 \text{KN.m}$$

$$M_{4-5} = -13.72 \text{KN.m} \quad M_{5-6} = -10.84 \text{KN.m} \quad M_{6-7} = -11.42 \text{KN.m}$$

$$M_{7-8} = -16.88 \text{KN.m} \quad M_{8-9} = -5.48 \text{KN.m} \quad M_{9-10} = -5.31 \text{KN.m}$$

❖ Calcul des efforts tranchants

Pour X=i : $T_{(i)} = \frac{ql}{2} + \frac{(M_{i+1}-M_i)}{l_i}$

Pour X=i : $T_{(i+1)} = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_{i+1}-M_i)}{l_i}$

Exemple :

Pour X=1 : $T_{(1)} = \frac{ql}{2} + \frac{(M_{i+1}-M_i)}{l_i} \quad ; \quad T_1 = \frac{5.65 \times 2.2}{2} + \frac{(-4.78+5.82)}{2.2}$

$T_1 = 6.69 \text{KN.m.}$

Pour X=1-2 :

$$T_{(1-2)} = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_{i+1}-M_i)}{l_i} \quad ; \quad T_{(1-2)} = -\frac{5.65 \times 2.2}{2} + \frac{(-4.78+5.82)}{2.2}$$

$$T_{(i+1)} = -11.00 \text{KN.m}$$

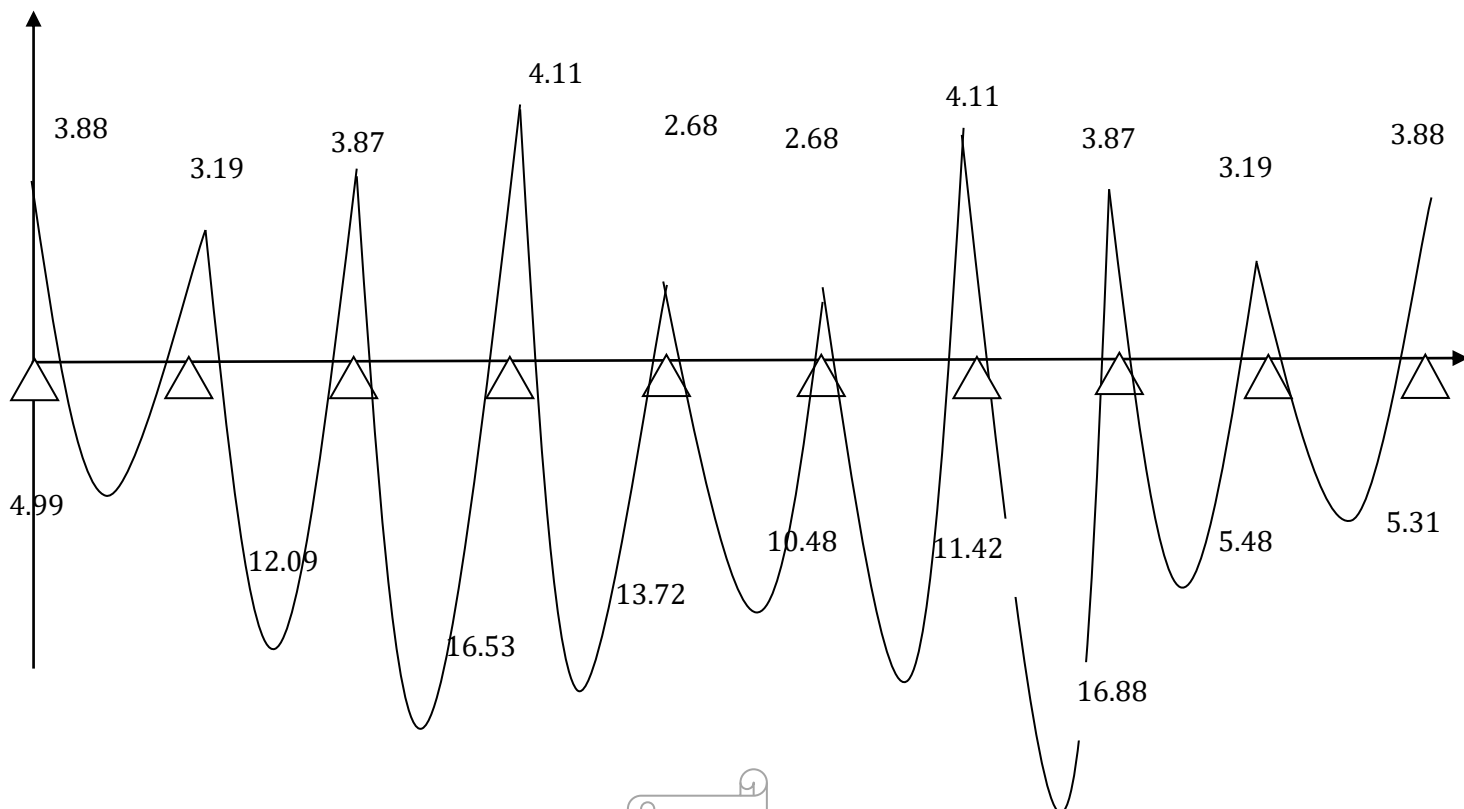
Tableau.III.2. Les efforts tranchants corrigés en travée.

Travée	T_i KN	T_{i+1} KN
1-2	$T_1 = 6.69$	$T_{1-2} = -5.74$
2-3	$T_2 = 8.27$	$T_{2-3} = -8.95$
3-4	$T_3 = 10.64$	$T_{3-4} = -10.83$
4-5	$T_4 = 9.44$	$T_{4-5} = -8.07$
5-6	$T_5 = 8.48$	$T_{5-6} = -8.48$
6-7	$T_6 = 8.06$	$T_{6-7} = -9.45$
7-8	$T_7 = 10.83$	$T_{7-8} = -10.64$
8-9	$T_8 = 8.95$	$T_{8-9} = -8.28$
9-10	$T_9 = 5.74$	$T_{9-10} = -1.39$

Le moment max aux appuis : $M_a^{max} = 4.11KN.m.$

- Le moment max en travée : $M_t^{max} = 16.88KN.m.$
- L'effort tranchant max : $T^{max} = 10.83K$

➤ **Digrammes des moments fléchissant à L'EL**



❖ Diagrammes des efforts tranchant à L'ELU :

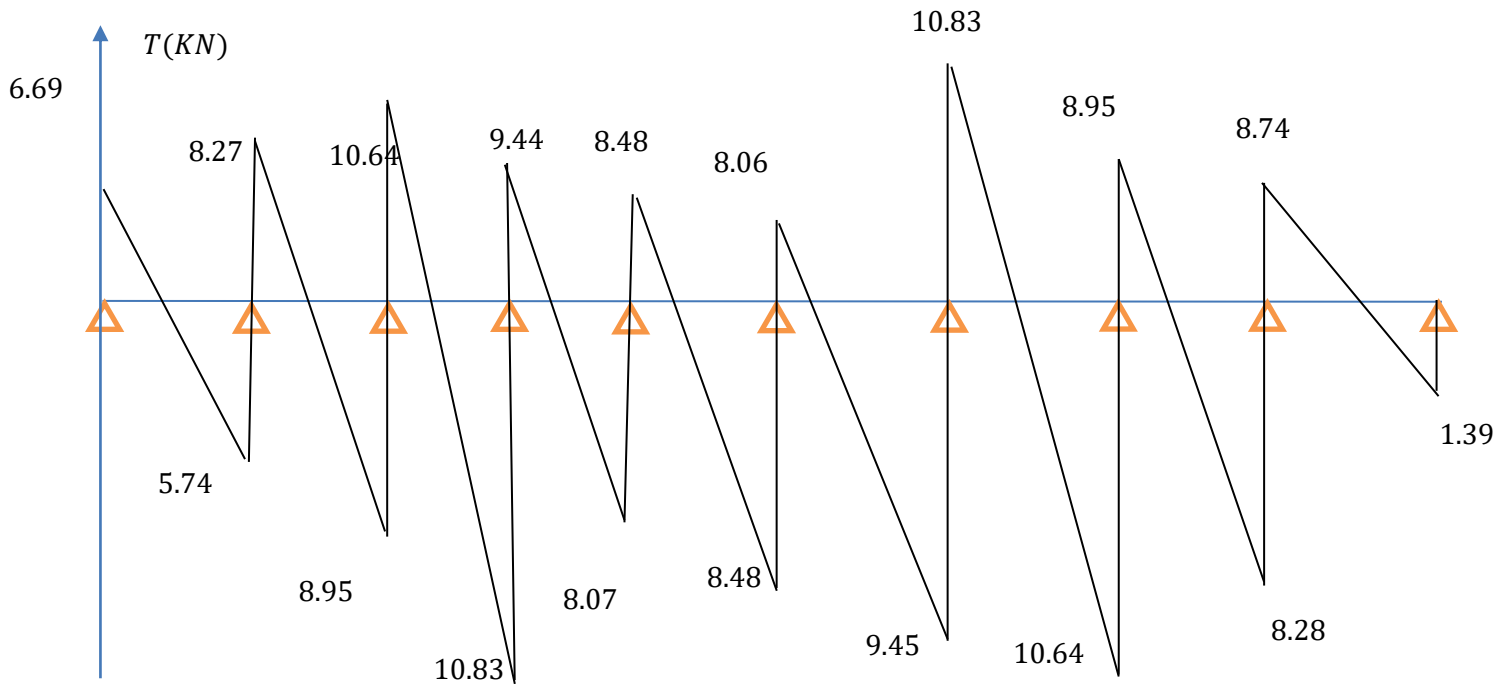


Figure.III.16. Diagramme des efforts interne.

❖ Calcul à l'ELS

- Moments en appuis :

On effectuera les calculs sur l'étage courant avec

$$Q = 1.5 \text{ KN/ml}; \quad q_s = 4.29 \text{ KN/ml} \quad G = 5.33 \text{ KN/ml} ;$$

Soit une poutre simplement appuyée sur 5 appuis :

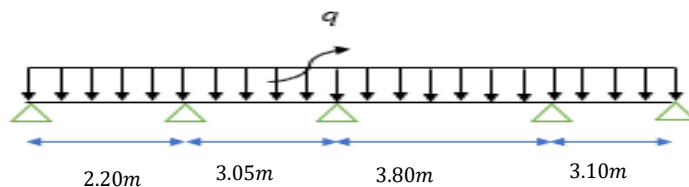


Figure.III.17. Schéma statique de la poutrelle à étudier.

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} \quad \text{avec :} \quad 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}. \quad \alpha = \frac{1.5}{5.33+1.5} \quad \alpha = 0.22 ; \quad 0 < \alpha = 0.22 < \frac{2}{3}$$

$$(1 + 0.3\alpha) = (1 + 0.3 \times 0.22) = 1.07$$

$$(1.2 + 0.3\alpha) = (1.2 + 0.3 \times 0.22) = 1.27$$

Calcul des moments isostatique l'ELS :

- Travée AB : $M_1 = \frac{qL^2}{8}$; $M_1 = \frac{4.29 \times 2.20^2}{8}$; $M_1 = 2.60 \text{ KN.m}$.
- Travée BC : $M_2 = \frac{qL^2}{8}$; $M_2 = \frac{4.29 \times 3.05^2}{8}$; $M_2 = 4.98 \text{ KN.m}$.
- Travée CD : $M_3 = \frac{qL^2}{8}$; $M_3 = \frac{4.29 \times 3.8^2}{8}$; $M_3 = 7.74 \text{ KN.m}$.
- Travée DE : $M_4 = \frac{qL^2}{8}$; $M_4 = \frac{4.29 \times 3.10^2}{8}$; $M_4 = 5.15 \text{ KN.m}$.

Calcul des moments fléchissant :

- **Calcul des moments sur appuis :**

- $M_A = 0.3M_1$; $M_A = 0.3 \times 2.60$; $M_A = 0.78 \text{ KN.m}$
- $M_B = 0.5 \max(M_1 ; M_2)$; $M_B = 0.5 \times 4.98$; $M_B = 2.49 \text{ KN.m}$
- $M_C = 0.4 \max(M_2 ; M_3)$; $M_C = 0.4 \times 7.74$; $M_C = 3.10 \text{ KN.m}$
- $M_D = 0.5 \max(M_3 ; M_4)$; $M_D = 0.5 \times 7.74$; $M_D = 3.87 \text{ KN.m}$
- $M_E = 0.3M_5$; $M_E = 0.3 \times 5.15$; $M_E = 1.56 \text{ KN.m}$

- **Calcul des moments en travée :**

- Travée AB :

$$M_{tAB} \geq \max(1.05.M_1 ; (1 + 0.3\alpha)M_1) - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_{tAB} \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_1}{2}$$

$$M_{tAB} \geq \max(1.05 \times 2.60 ; [(1 + 0.3 \times 0.223) \times 2.60]) - \frac{2.49 + 0.78}{2}$$

$$M_{tAB} \geq \max(2.73 ; 2.78) - \frac{2.49 + 0.78}{2} ; M_{tAB} \geq 1.15 \text{ KN.m}$$

$$M_{tAB} \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_1}{2} ; M_{tAB} = \frac{(1.2 + 0.3 \times 0.223) \times 2.60}{2} ; M_{tAB} = 1.65 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{tAB} = 1.65 \text{ KN.m}$

- Travée BC :

$$M_{tBC} \geq \max(1.05.M_2 ; (1 + 0.3\alpha)M_2) - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$M_{tBC} \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_2}{2}$$

$$M_{tBC} \geq \max(1.05 \times 4.98 ; [(1 + 0.3 \times 0.223) \times 4.98]) - \frac{2.49 + 3.10}{2}$$

$$M_{tBC} \geq \max(5.23 ; 5.33) - \frac{2.49 + 3.10}{2} ; M_{tBC} \geq 2.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_2}{2} ; M_{tBC} = \frac{(1 + 0.3 \times 0.223) \times 4.98}{2} ; M_{tBC} = 2.66 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{tBC} = 3.16KN.m$

- Travée CD :

$$M_{tCD} \geq \max(1.05.M_3 ; (1 + 0.3\alpha)M_3) - \frac{M_C+M_D}{2}$$

$$M_{tCD} \geq \frac{(1+0.3\alpha)M_3}{2}$$

$$M_{tCD} \geq \max(1.05 \times 7.74 ; [(1 + 0.3 \times 0.223) \times 7.74]) - \frac{3.10+3.87}{2}$$

$$M_{tCD} \geq \max(8.13 ; 8.28) - \frac{3.10+3.87}{2} ; M_{tCD} \geq 4.80KN.m$$

$$M_{tCD} \geq \frac{(1+0.3\alpha)M_3}{2} ; M_{tCD} = \frac{(1+0.3 \times 0.223) \times 7.74}{2} ; M_{tCD} = 4.14KN.m$$

On prend $M_{tCD} = 4.80KN.m$

- Travée DE :

$$M_{tDE} \geq \max(1.05.M_4 ; (1 + 0.3\alpha)M_4) - \frac{M_D+M_E}{2}$$

$$M_{tDE} \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)M_4}{2}$$

$$M_{tDE} \geq \max(1.05 \times 5.15 ; [(1 + 0.3 \times 0.223) \times 5.15]) - \frac{3.87+1.56}{2}$$

$$M_{tDE} \geq \max(5.41 ; 5.51) - \frac{3.87+1.56}{2} ; M_{tDE} \geq 2.80KN.m$$

$$M_{tDE} \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)M_4}{2} ; M_{tDE} = \frac{(1.2+0.3 \times 0.223) \times 5.15}{2} ; M_{tDE} = 3.27KN.m$$

On prend $M_{tDE} = 3.27N.m$

Calcul des efforts tranchants :

$$T(x) = \theta(X) + \frac{M_{i+1}-M_i}{L_i} \text{ Avec } \theta(X) = \pm \frac{q_u.L_i}{2}$$

$$\begin{cases} T_w = \frac{q_u.L_i}{2} + \frac{M_{i+1}-M_i}{2} \\ T_e = \frac{M_{i+1}-M_i}{2} - \frac{q_u.L_i}{2} \end{cases}$$

- Travée AB :

$$\begin{cases} T_A = \frac{q_u.L_{AB}}{2} + \frac{M_B-M_A}{2} ; T_A = \frac{4.29 \times 2.20}{2} + \frac{2.49+0.78}{2} ; T_A = 4.72KN \\ T_B = -\frac{q_u.L_{AB}}{2} + \frac{M_B-M_A}{2} ; T_B = -\frac{4.29 \times 2.20}{2} + \frac{2.49+0.78}{2} ; T_B = -3.08KN \end{cases}$$

- Travée BC :

$$T_B = \frac{q_u.L_{BC}}{2} + \frac{M_C-M_B}{2} ; T_B = \frac{4.29 \times 3.05}{2} + \frac{3.10+2.49}{2} ; T_B = 6.47KN$$

$$T_C = -\frac{q_u.L_{BC}}{2} + \frac{M_C-M_B}{2} ; T_C = -\frac{4.29 \times 3.05}{2} + \frac{3.10+2.49}{2} ; T_C = -3.75KN$$

- Travée CD :

$$T_C = \frac{q_u \cdot L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{2} ; T_C = \frac{4.29 \times 3.8}{2} + \frac{3.87 + 3.10}{2} ; T_C = 11.64 \text{KN}$$

$$T_D = -\frac{q_u \cdot L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{2} ; T_D = -\frac{4.29 \times 3.8}{2} + \frac{3.87 + 3.10}{2} ; T_D = -4.67 \text{KN}$$

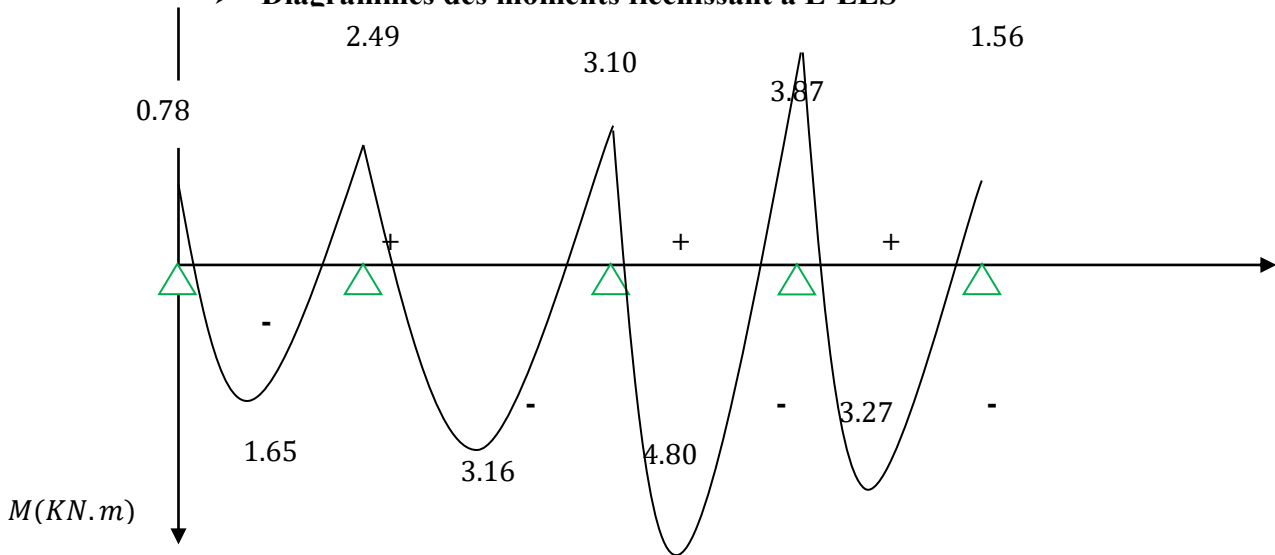
• Travée DE :

$$T_D = \frac{q_u \cdot L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{2} ; T_D = \frac{4.29 \times 3.10}{2} + \frac{1.56 + 3.87}{2} ; T_D = 9.36 \text{KN}$$

$$T_E = -\frac{q_u \cdot L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{2} ; T_E = -\frac{4.29 \times 3.10}{2} + \frac{1.56 + 3.87}{2} ; T_E = -3.93 \text{KN}$$

- Le moment max aux appuis : $M_a^{max} = 3.87 \text{KN.m}$.
- Le moment max en travée : $M_t^{max} = 4.80 \text{KN.m}$.
- L'effort tranchant max : $T^{max} = 11.64 \text{KN}$.

➤ Diagrammes des moments fléchissant à L'ELS



➤ Diagrammes de l'effort tranchant à L'ELS

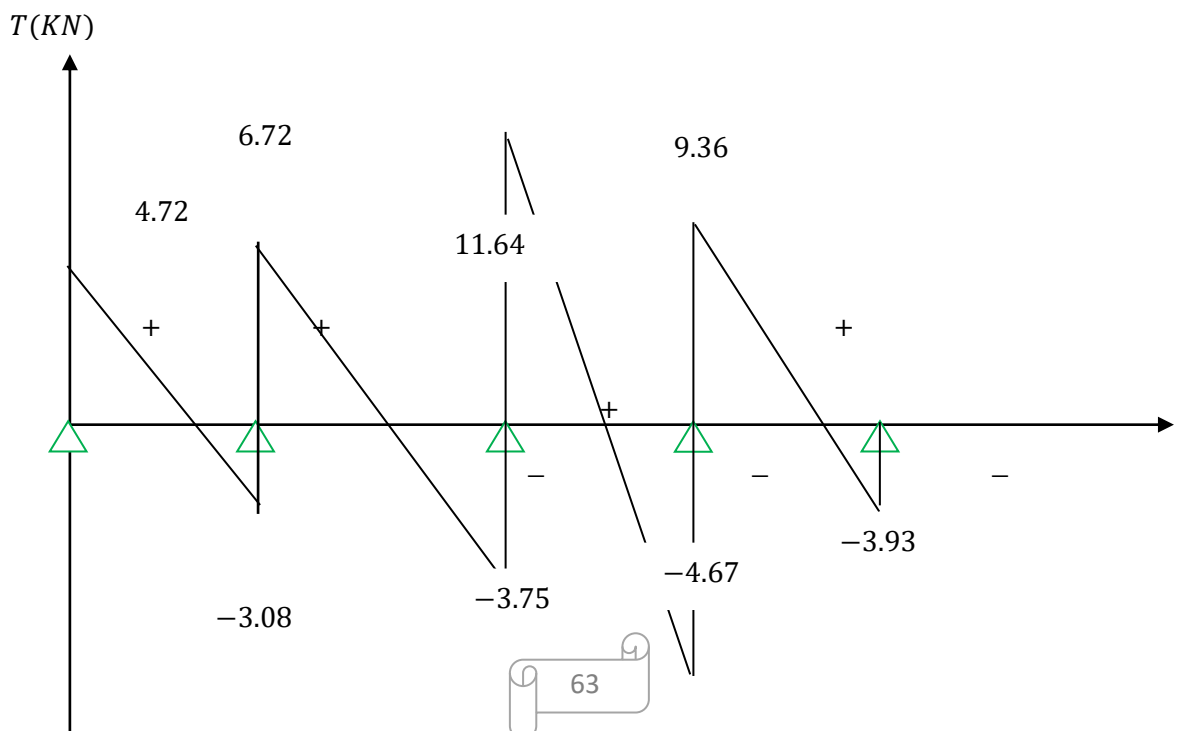


Figure.III.18. Diagramme des efforts interne.

➤ Deuxième cas :

Dans notre cas nous avons une poutre sur 3 appuis, comme présentée dans le schéma suivant :

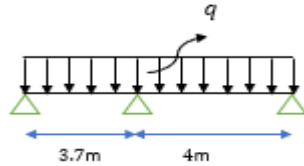


Figure.III.19. Schéma statique de la poutrelle à étudier.

Calcul des moments isostatique l'ELS :

- Travée AB : $M_1 = \frac{qL^2}{8}$; $M_1 = \frac{4.29 \times 3.05^2}{8}$; $M_1 = 4.98 \text{ KN.m}$.
- Travée BC : $M_2 = \frac{qL^2}{8}$; $M_2 = \frac{4.29 \times 3.8^2}{8}$; $M_2 = 7.74 \text{ KN.m}$.

❖ Calcul des moments fléchissant :

- Calcul des moments sur appuis :

- $M_A = 0.3 (M_1)$; $M_A = 0.3 \times 4.98$; $M_A = 1.49 \text{ KN.m}$
- $M_B = 0.6 \max(M_1 ; M_2)$; $M_B = 0.6 \times 7.74$; $M_B = 4.64 \text{ KN.m}$
- $M_C = 0.3 M_2$; $M_C = 0.3 \times 7.74$; $M_C = 2.32 \text{ KN.m}$

- Calcul des moments en travée :

- Travée AB :

$$M_{tAB} \geq \max(1.05 \cdot M_1 ; (1 + 0.3\alpha)M_1) - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_{tAB} \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_1}{2}$$

$$M_{tAB} \geq \max(1.05 \times 4.98 ; [(1 + 0.3 \times 0.223) \times 4.98]) - \frac{1.49 + 4.64}{2}$$

$$M_{tAB} \geq \max(5.29 ; 5.33) - \frac{1.49 + 4.64}{2} ; M_{tAB} \geq 2.26 \text{ KN.m}$$

$$M_{tAB} \geq \frac{(1 + 0.3\alpha)M_1}{2} ; M_{tAB} = \frac{(1 + 0.3 \times 0.223) \times 4.98}{2} ; M_{tAB} = 5.32 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{tAB} = 5.32 \text{ KN.m}$

- Travée BC :

$$M_{tBC} \geq \max(1.05 \cdot M_2 ; (1 + 0.3\alpha)M_2) - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$M_{tBC} \geq \frac{(1 + 0.3\alpha)M_2}{2}$$

$$M_{tBC} \geq \max(1.05 \times 7.74; [(1 + 0.3 \times 0.223) \times 7.74]) - \frac{4.64+2.32}{2}$$

$$M_{tBC} \geq \max(8.13; 8.28) - \frac{4.64+2.32}{2} ; M_{tBC} \geq 4.80KN.m$$

$$M_{tBC} \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)M_3}{2} ; M_{tBC} = \frac{(1+0.3 \times 0.223) \times 7.74}{2} ; M_{tBC} = 4.14KN.m$$

On prend $M_{tBC} = 4.80KN.m$

❖ Calcul des efforts tranchants :

$$T(x) = \theta(X) + \frac{M_{i+1}-M_i}{L_i} \text{ Avec } \theta(X) = \pm \frac{q_u \cdot L_i}{2}$$

$$\begin{cases} T_w = \frac{q_u \cdot L_i}{2} + \frac{M_{i+1}-M_i}{2} \\ T_e = \frac{M_{i+1}-M_i}{2} - \frac{q_u \cdot L_i}{2} \end{cases}$$

• Travée AB :

$$T_A = \frac{q_u \cdot L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_C}{2} ; T_A = \frac{4.29 \times 3.05}{2} + \frac{4.64 - 1.49}{2} ; T_A = 8.12KN$$

$$T_B = -\frac{q_u \cdot L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_C}{2} ; T_B = -\frac{4.29 \times 3.05}{2} + \frac{4.64 - 1.49}{2} ; T_B = -4.96KN$$

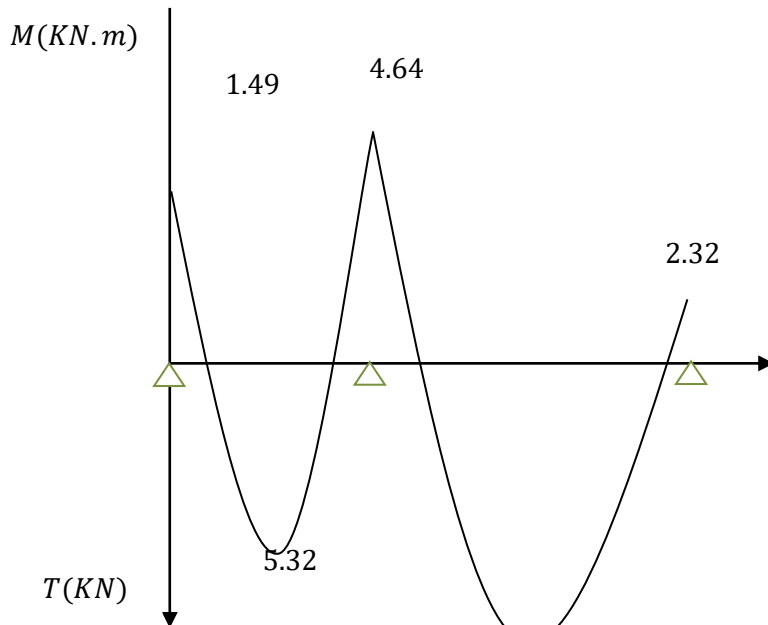
• Travée BC :

$$T_B = \frac{q_u \cdot L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{2} ; T_B = \frac{4.29 \times 3.8}{2} + \frac{2.32 - 4.64}{2} ; T_B = 6.98KN$$

$$T_C = -\frac{q_u \cdot L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{2} ; T_C = -\frac{4.29 \times 3.80}{2} + \frac{2.32 - 4.64}{2} ; T_C = -6.99KN$$

- Le moment max aux appuis : $M_a^{max} = 4.64KN.m$.
- Le moment max en travée : $M_t^{max} = 5.32KN.m$.
- L'effort tranchant max : $T^{max} = 8.12KN$.

➤ Diagrammes des moments fléchissant à L'ELS



4.80

➤ Diagrammes de l'effort tranchant à L'ELS

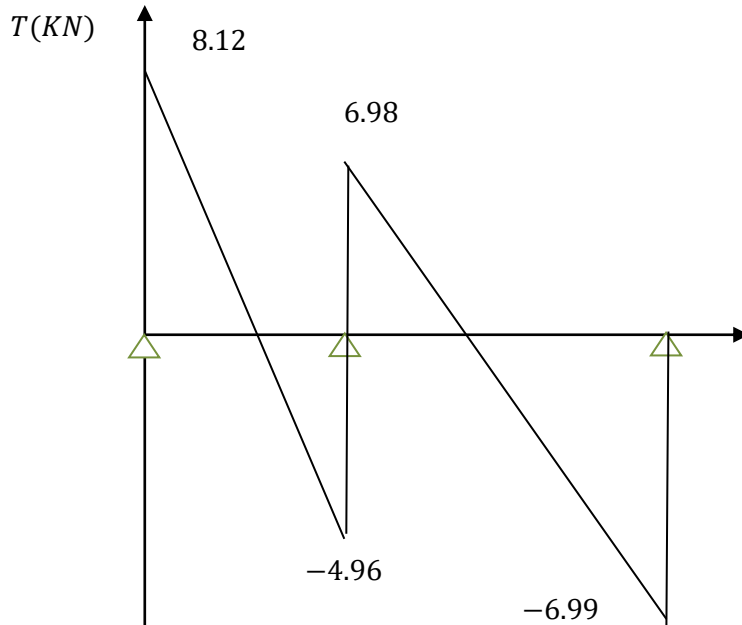


Figure.III.20. Diagramme des efforts interne.

Calcul à l'ELS

❖ Moments en appuis :

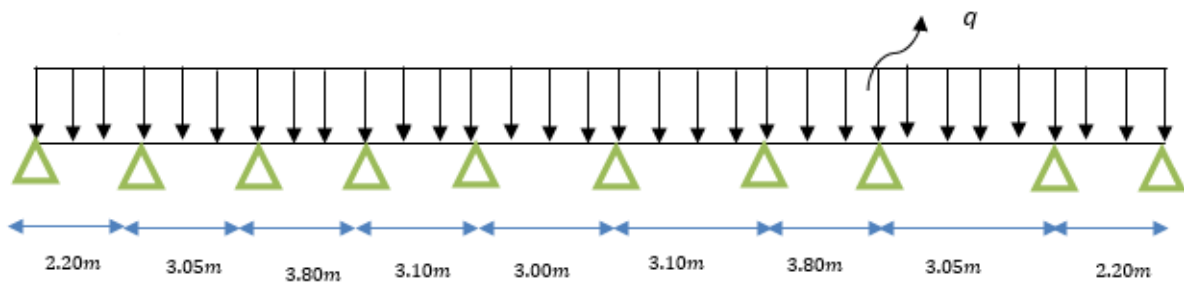


Figure III.21. Schéma statique de la poutre continue reposant sur 10 appuis à l'ELS

On effectuera les calculs sur l'étage courant avec : $q_s = 4.29 \text{ KN/ml}$

$$M_{i-1} \times l_{i-1} + 2M_i(l_{i-1} + l_i) + M_{i+1} \times l_i = -\left(\frac{q_i \cdot l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} \cdot l_{i+1}^3}{4}\right)$$

Pour i=1 : $4.4M_1 + 2.20M_2 = -11.41$ 1

Pour i=2 : $2.20M_1 + 10.5M_2 + 3.05M_3 = -41.84$ 2

Pour i=3 : $3.05M_2 + 13.7M_3 + 3.80M_4 = -62.12$ 3

Pour i=4 : $3.80M_3 + 13.8M_4 + 3.10M_5 = -90.80$ 4

Pour i=5 : $3.10M_4 + 12.2M_5 + 3M_6 = -60.91$ 5

Pour i=6 : $3M_5 + 12.2M_6 + 3.10M_7 = -60.91$ 6

Pour i=7 : $3.10M_6 + 13.8M_7 + 3.8M_8 = -90.80$ 7

Pour i=8 : $3.8M_7 + 13.7M_8 + 3.05M_9 = -62.12$ 8

Pour i=9 : $3.05M_8 + 10.5M_9 + 2.20M_{10} = -41.84$ 9

Pour i=10 : $2.20M_9 + 4.4M_{10} = -11.41$ 10

$$\begin{pmatrix} 4.4 & 2.20 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 2.20 & 10.5 & 3.05 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 3.05 & 13.7 & 3.80 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 3.80 & 13.8 & 3.10 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 3.10 & 12.2 & 3 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 3 & 12.2 & 3.10 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 3.10 & 13.8 & 3.8 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 3.8 & 13.7 & 3.05 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 3.05 & 10.5 & 2.20 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2.20 & 4.4 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \\ M_4 \\ M_5 \\ M_6 \\ M_7 \\ M_8 \\ M_9 \\ M_{10} \end{pmatrix} =$$

$$\begin{pmatrix} -11.41 \\ -41.84 \\ -62.12 \\ -90.80 \\ -60.91 \\ -60.91 \\ -90.80 \\ -62.12 \\ -41.84 \\ -11.41 \end{pmatrix}$$

→ La résolution du système d'équations nous donne les résultats suivants :

NB : La résolution de ce système d'équation a été faite par le logiciel **MATLAB**

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 4.78 \text{KN.m} & M_2 &= -4.39 \text{KN.m} & M_3 &= -2.07 \text{KN.m} \\
 M_4 &= -5.36 \text{KN.m} & M_5 &= -2.91 \text{KN.m} & M_6 &= -2.94 \text{KN.m} \\
 M_7 &= -5.26 \text{KN.m} & M_8 &= -2.39 \text{KN.m} & M_9 &= -3.7 \text{KN.m} \\
 M_{10} &= -1.06 \text{KN.m}
 \end{aligned}$$

❖ Moments corrigés aux appuis

Exemple :

Moment corrigé à l'appui :

$$\begin{aligned}
 M_1 - \left(\frac{1}{3}\right) \times M_1 &= 4.78 - \left(\left(\frac{1}{3}\right) \times (4.78)\right) & M_1 &= 3.18 \text{KN.m} \\
 M_1 &= 3.18 \text{KN.m} & M_2 &= -2.92 \text{KN.m} & M_3 &= -1.38 \text{KN.m} \\
 M_4 &= -3.57 \text{KN.m} & M_5 &= -1.94 \text{KN.m} & M_6 &= -1.96 \text{KN.m} \\
 M_7 &= -3.50 \text{KN.m} & M_8 &= -1.59 \text{KN.m} & M_9 &= -2.47 \text{KN.m} \\
 M_{10} &= -0.7 \text{KN.m}
 \end{aligned}$$

❖ Moments en travée :

$$\begin{aligned}
 M_{1-2} &= \frac{l_{1-2}}{2} X - \frac{qX^2}{2} + M_1 + \left(\frac{M_2 - M_1}{l_{1-2}}\right) X \\
 X &= \frac{l_{1-2}}{2} + \frac{M_2 - M_1}{ql_{1-2}} & X &= \frac{2.2}{2} + \frac{-4.39 - 4.78}{5.65 \times 2.2} & X &= 0.36 \text{m} \\
 M_{1-2} &= \frac{2.2}{2} \times 0.36 - \frac{5.65 \times 0.36^2}{2} + 4.78 + \left(\frac{-4.39 - 4.78}{2.2}\right) \times 0.36
 \end{aligned}$$

Tableau.III.3. Les moments en travée.

Travée	Longueur (m)	X(m)	Moment KN.m
1-2	2.2	0.36	3.30
2-3	3.05	1.71	-8.74
3-4	3.80	1.74	-8.82
4-5	3.10	1.68	-9.39
5-6	3.00	1.5	-7.03
6-7	3.10	1.41	-13.04
7-8	3.80	2.03	-11.51
8-9	3.05	1.48	-6.64
9-10	2.20	1.26	-5.01

❖ Moments corrigés en travées

Exemple :

Moment corrigé en travée :

$$M_{1-2} + \left(\frac{1}{3}\right) \times M_{1-2} = 3.30 + \frac{1}{3} \times 3.30 \quad M_{1-2} = 7.59KN.m$$

$$M_{1-2} = 7.59KN.m \quad M_{2-3} = 11.65 - KN.m \quad M_{3-4} = -11.76KN.m$$

$$M_{4-5} = -12.52KN.m \quad M_{5-6} = -9.37KN.m \quad M_{6-7} = -17.38KN.m$$

$$M_{7-8} = -15.35KN.m \quad M_{8-9} = -8.85KN.m \quad M_{9-10} = -6.68KN.m$$

❖ Calcul des efforts tranchants

Pour X=i : $T_{(i)} = \frac{ql}{2} + \frac{(M_{i+1}-M_i)}{l_i}$

Pour X=i : $T_{(i+1)} = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_{i+1}-M_i)}{l_i}$

Exemple :

Pour X=1 : $T_{(1)} = \frac{ql}{2} + \frac{(M_2-M_1)}{l_1}$; $T_1 = \frac{5.65 \times 2.2}{2} + \frac{(-4.39-4.78)}{2.2}$

$T_1 = 2.04KN.m.$

Pour X=1-2 :

$T_{(1-2)} = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_2-M_1)}{l_1}$; $T_{(1-2)} = -\frac{5.65 \times 2.2}{2} + \frac{(-4.39-4.78)}{2.2}$

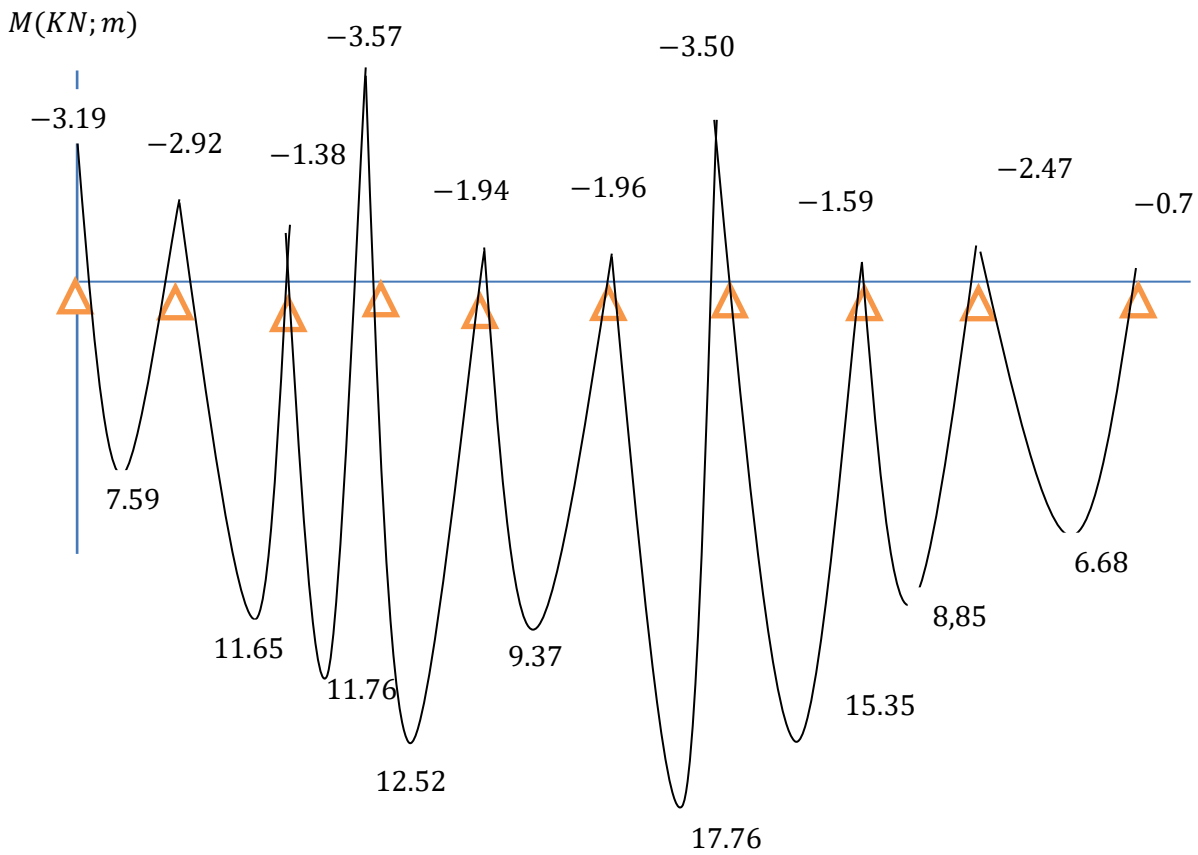
$T_{(i+1)} = -16.59KN.m$

Tableau.III.2. Les efforts tranchants corrigés en travée.

Travée	T_i KN	T_{i+1} KN
1-2	$T_1 = 2.04$	$T_{1-2} = -16.59$
2-3	$T_2 = 9.37$	$T_{2-3} = -7.85$
3-4	$T_3 = 9.87$	$T_{3-4} = -11.59$
4-5	$T_4 = 9.55$	$T_{4-5} = -7.96$
5-6	$T_5 = 8.46$	$T_{5-6} = -8.48$
6-7	$T_6 = 8.00$	$T_{6-7} = -9.51$
7-8	$T_7 = 11.49$	$T_{7-8} = -9.97$
8-9	$T_8 = 8.39$	$T_{8-9} = -8.83$
9-10	$T_9 = 7.13$	$T_{9-10} = -5.30$

- Le moment max aux appuis : $M_a^{max} = 5.36KN.m$.
- Le moment max en travée : $M_t^{max} = 17.38KN.m$.
- L'effort tranchant max : $T^{max} = 16.59KN$

❖ Diagrammes des moments fléchissant à L'ELS



➤ Diagrammes de l'effort tranchant à L'ELS

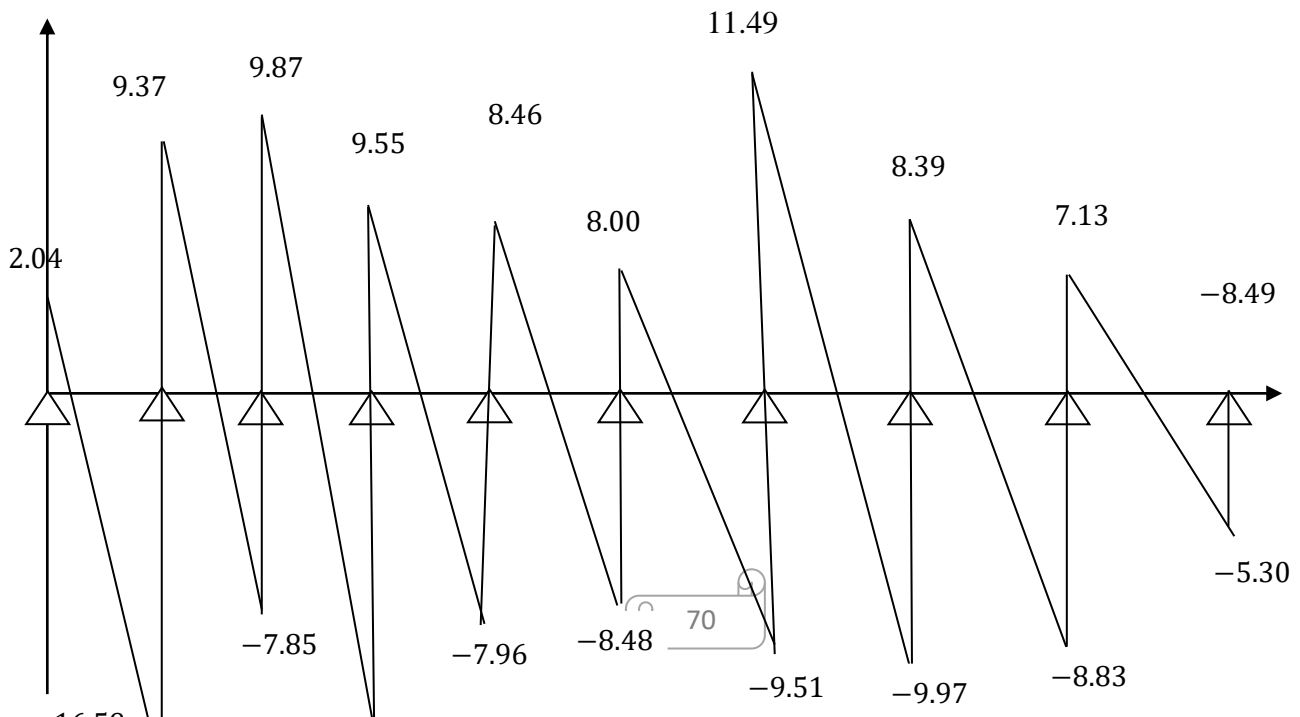


Figure.III.22. Diagramme des efforts interne.

1. Ferrailage à l'ELU

Le ferrailage se fera à l'ELU avec les moments maximaux en travées et sur appuis.

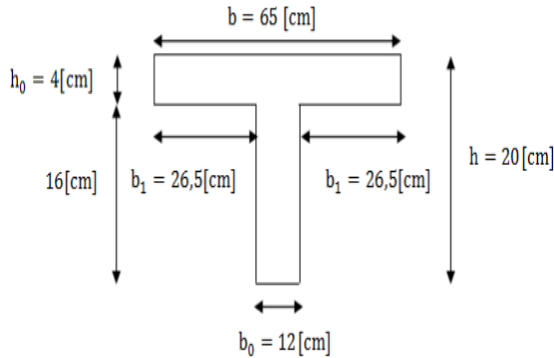


Figure III.23. Schéma de la table de compression.

- Calcul des armatures longitudinales :

- En travée :

Le moment max en travée : $M_{max}^t = 16.88KN.m$

Position de l'axe neutre :

Si : $M_{max}^t > M_0$A. N est dans la nervure.

Si : $M_{max}^t < M_0$A. N est dans la table de compression.

Le moment équilibré par la table de compression

$$M_0 = bh_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu}$$

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 14.2 \times 10^3 ; M_0 = 59.072KN.m$$

$$M_{max}^t = 16.88KN.m < M_0 = 59.072KN.m$$

L'axe neutre est dans la table de compression. Le calcul se fera pour une section rectangulaire ($b \times h$) :

$$\mu_u = \frac{M_{max}^t}{bd^2 f_{bu}} ; \mu_u = \frac{16.88 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} \quad \mu_u = 0.056$$

$\mu_u = 0.056 < \mu_l = 0.392...$ La section est simplement armée SSA. Asc = 0

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante :

$$\mu_u = 0.056 \quad ; \quad \beta = 0.971$$

$$A_{st} = \frac{M_{max}^t}{\beta d \sigma_{st}} \quad ; \quad A_{st} = \frac{16.88 \times 10^3}{0.971 \times 18 \times 348} \quad ; \quad A_{st} = 2.77 \text{ cm}^2$$

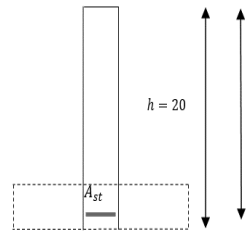
On adopte : $A_{st} = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$.

• Aux appuis :

Le moment max aux appuis : $M_{max}^a = 5.19 \text{ KN.m}$

Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_{max}^a}{b d^2 f_{bu}} \quad ; \quad \mu_u = \frac{5.19 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} \quad ; \quad \mu_u = 0.097$$



$\mu_u = 0.097 < \mu_l = 0.392$ La section est simplement armée SSA. Asc = 0

$$\mu_u = 0.097 \quad \rightarrow \quad \beta = 0.948$$

$$A_{st} = \frac{M_{max}^a}{\beta d \sigma_{st}} \quad ; \quad A_{st} = \frac{5.19 \times 10^3}{0.948 \times 18 \times 348} \quad ; \quad A_{st} = 0.94 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_{st} = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2$.

✓ Conclusion

On adopte le ferrailage suivant :

- En travée : 4HA10
- Aux appuis : 3HA 8

- Calcul des armatures transversales

D'après l'article A.7.2.12. BAEL 91, le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t = \left(\frac{h}{35} \phi_l \frac{b_0}{10} \right)$$

Avec :

ϕ_l : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

$$\phi_l = \min\left(\frac{20}{35}; 0.8; \frac{12}{10}\right) = \min(0.57; 0.8; 1.2) \text{ cm}$$

$\phi_t = 5.7 \text{ mm}$ on prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

On opte pour un étrier en ϕ_8 :

$$A_t = \frac{2\pi\phi^2}{4} = 1.00 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_t = 3HA8$.

- **Espacement des armatures transversales (Art. A.5.1,22. BAEL 91)**

$$S_t = \min(0.9d; 40) \text{ cm}$$

$$S_t = \min(0.9 \times 18; 40 \text{ cm}) = \min(16.2; 40) \text{ cm}$$

un espacement : $S_t = 15 \text{ cm}$.

III.2.4 Vérification :

❖ **Vérification à L'ELU**

1. Vérification de la condition de non fragilité :

On doit vérifier que :

$$A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} ; A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2.$$

❖ **En travée :**

$$A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2 < A_{st} = 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Aux appuis :**

$A_{min} = 0.26cm^2 < A_{st} = 1.51cm^2$ Condition vérifiée.

La section d'armature choisie est supérieure à A_{min} , donc la section est vérifiée.

2. Vérification de la contrainte de cisaillement (Art .5.211. BAEL 91 modifié 99)

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 d} \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) \end{cases}$$

$T_u^{max} = 11.49KN$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 d}$$

$\tau_u = \frac{16.59}{12 \times 18} \times 10^3$; $\tau_u = 0.76MPa$.

La fissuration est peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right)$; Avec : $\gamma_b = 1.15$

$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.15}; 5MPa\right)$; $\bar{\tau}_u = \min(4.35; 5)MPa$. $\bar{\tau}_u = 4.35MPa$

$\tau_u = 0.76MPa < \bar{\tau}_u = 4.35MPa$Condition vérifiée

3. Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres (Art A.5.211. BAEL 91 modifiée99)

$$\tau_e < \bar{\tau}_e$$

$$\begin{cases} \tau_e = \frac{T_u}{0.9d \sum U_i} \\ \bar{\tau}_e = \psi_s \times f_{t28} \end{cases}$$

Avec :

U_i : Périmètre utile de la barre(i).

ψ_s : Coefficient de scellement. ($\psi_s = 1.5$ Acier haute adhérence)

V_u : Effort tranchant maximal.

$\sum U_i = n\pi\phi$; $\sum U_i = 4 \times 3.14 \times 8$; $\sum U_i = 100.48cm$.

$\tau_e = \frac{T_u}{0.9d \sum U_i}$; $\tau_e = \frac{16.59 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 100.48}$; $\tau_e = 1.02MPa$

$\bar{\tau}_e = \psi_s \times f_{t28}$; $\bar{\tau}_e = 1.5 \times 2.1$; $\bar{\tau}_e = 3.15MPa$

$\tau_e = 1.02MPa < \bar{\tau}_e = 3.15MPa$Condition vérifiée.

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

- **Longueur de scellement**

La longueur de scellement droit donnée par les règles **BAEL91** est :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

Avec :

$$\tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} \quad ; \quad \tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 \quad ; \quad \tau_{su} = \mathbf{2.835MPa}.$$

$$L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} \quad ; \quad L_s = 28.22cm.$$

Les règles du **BAEL 91 (Art.A6.1)** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée hors crochet $L_c = 0.4 \times L_s$ pour les aciers HA.

$$L_c = 0.4 \times 28.22 \quad ; \quad L_c = \mathbf{11.29cm}.$$

a. Vérification de l'effort tranchant au niveau des appuis

➤ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures**

On doit vérifier que :

$$A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u - \frac{M_{max}^a}{0.9 \times d} \right)$$

$$A \geq \frac{1.15 \times 10}{400} \times \left(16.59 - \frac{5.36}{0.9 \times 0.18} \right) = -0.47 < 0.$$

Donc les armatures calculées sont suffisantes.

➤ **Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art A.1.313/BAEL91 modifiée99).**

On doit vérifier que :

$$T_{max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b_0$$

Avec :

$$a = 0.9 \times d \quad ; \quad a = 0.9 \times 18 \quad ; \quad a = 16.2cm.$$

$$T_{max} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 16.2 \times 12 \times 10^{-1} = 129.6$$

$$T_{max} = 16.59KN < 129.6KN \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b. Vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires (BAEL91/Art A.5.1, 322)

On doit vérifier que :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc}^{max} = \frac{T_{max}}{b_0 a} \quad ; a = 0.9 \cdot d \\ \bar{\sigma}_{bc} = 1.3 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\sigma_{bc}^{max} = \frac{16.59 \times 10^3}{120 \times 162} \quad ; \quad \sigma_{bc}^{max} = 0.85MPa$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 1.3 \times \frac{25}{1.5} \quad ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 21.67MPa.$$

$$\sigma_{bc}^{max} = 0.85MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 21.67MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification à L'ELS :

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leurs sont relatives sont :

1. État limite de compression de béton (Art A.4.5.2. BAEL91)

Pour se disposer du calcul de la contrainte de compression on doit vérifier la condition suivante :

Si les conditions suivantes sont vérifiées, le calcul des contraintes dans le béton et l'acier n'est pas nécessaire

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

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_s$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} & \text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \end{cases}$$

➤ **En travée**

On a : $M_t^{max} = 17.38KN.m$.

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} \quad ; \quad A_{st} = 3.14cm^2 \quad ; \quad \rho_1 = \frac{100 \times 3.14}{12 \times 18} \quad ; \quad \rho_1 = 0.699 \quad \begin{cases} \beta_1 = 0.878 \\ K_1 = 25.89 \end{cases}$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \quad ; \quad \sigma_{st} = \frac{17.38 \times 10^3}{0.878 \times 18 \times 1.51} \quad ; \quad \sigma_{st} = 245.98MPa.$$

$\sigma_{st} = 245.98MPa < \bar{\sigma}_s = 348MPa$Condition vérifiée.

La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad ; \quad \sigma_{bc} = \frac{245.98}{25.89} \quad ; \quad \sigma_{bc} = 9.50MPa$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \quad ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 \quad ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa.$$

$\sigma_{bc} = 9.50MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$Condition vérifiée.

➤ **Aux appuis**

On a : $M_a^{max} = 5.36KN.m$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} \quad ; \quad A_{st} = 1.57cm^2 \quad ; \quad \rho_1 = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} \quad ; \quad \rho_1 = 0.699 \quad \begin{cases} \beta_1 = 0.878 \\ K_1 = 25.89 \end{cases}$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \quad ; \quad \sigma_{st} = \frac{5.36 \times 10^3}{0.878 \times 18 \times 1.57} \quad ; \quad \sigma_{st} = 220.42MPa.$$

$\sigma_{st} = 220.42MPa < \bar{\sigma}_s = 348MPa$Condition vérifiée.

La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad ; \quad \sigma_{bc} = \frac{220.42}{25.89} \quad ; \quad \sigma_{bc} = 8.51MPa$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \quad ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 \quad ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa.$$

$\sigma_{bc} = 8.51MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$Condition vérifiée.

2. État limite d'ouverture des fissures :

La fissuration étant peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire (Article A.4.5, 32 du BAEL91)

3. État limite de déformation : (Art B.6.8, 424 BAEL 91)

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. D'après les règles de BAEL91, lorsqu'il est prévu des étais, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \\ \frac{h}{L} = \frac{M_t}{15M_0} \\ \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

h : Hauteur totale de la section (24cm).

L : Portée libre maximale $L = 4m$.

M_t : Moment max en travée.

M_0 : Moment max de la travée isostatique.

A_s : Section des armatures.

b_0 : Largeur de la nervure.

d : Hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} ; \frac{20}{400} \geq \frac{1}{22.5} ; 0.05 \geq \frac{1}{22.5} = 0.04 \dots \dots \dots \text{Condition}$$

vérifiée.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} ; M_t^{max} = 17.38KN.m ; M_a^{max} = 5.36KN.m ; \frac{20}{400} \geq \frac{5.87}{15 \times 5.26}$$

$$0.07 \geq 0.04$$

.....**Condition vérifiée.**

$$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} ; \frac{1.51}{12 \times 18} \leq \frac{3.6}{400} ; 0.006 < 0.009 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc :

Toutes les conditions sont vérifiées alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

✓ **Conclusion :**

○ **Armatures longitudinales**

On adopte le ferrailage suivant :

- En travée : 4HA 10
- Aux appuis : 3 HA 8

- **Armatures transversales**

$$A_t = 3HA8 ; S_t = 15cm$$

III.3. Escaliers

Un escalier est un élément constitué d'un ensemble des marches, qui permettent le passage d'un niveau à un autre. Notre bâtiment comporte une cage d'escaliers qui est constituée de 2 volées. Les escaliers que comporte notre ouvrage sont réalisés en béton armé et coulés sur place.

III.3.1 terminologie et caractéristique géométriques

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit les pieds; sa forme est rectangulaire
- **La contremarche** : est la partie verticale entre deux marches consécutives, elle sert à supporter les marches.
- **Hauteur de la contremarche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives. Les valeurs courantes sont $h = 13$ à $17cm$, jusqu'à $22,5 cm$ pour les escaliers.
- **Le giron (g)** : profondeur d'une marche sans le nez de marche, c'est la mesure horizontale d'une marche.
- **Une volée** : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est une plateforme constituant un repos entre deux volées.
- **L'emmarchement** : représente la largeur utile de chaque marche (la marche).
 n : Nombre de contre marches.
 m : Nombre de marches.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé elle supporte les marches et contre marches.

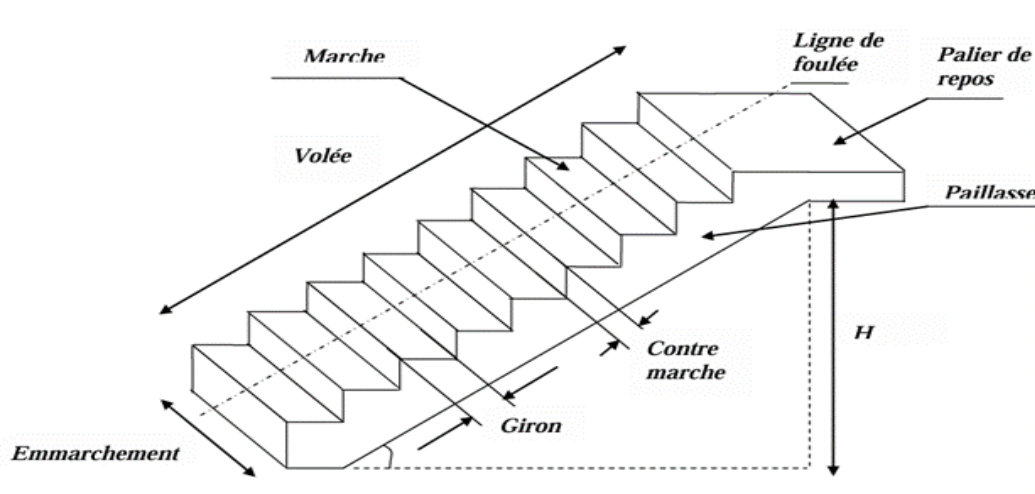


Figure III. 24. Coupe verticale de l'escalier.

III.3.2. Dimensionnement

III. 3.2.1. Pré dimensionnement de l'escalier

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

n : Le nombre des marches. $n = \frac{H}{h}$.

m : Nombre de marche. $m = n - 1$.

H : La hauteur d'étage. $H = 3.06m$.

h : La hauteur de la marche.

g : Le giron.

e_p L'épaisseur de la paillasse.

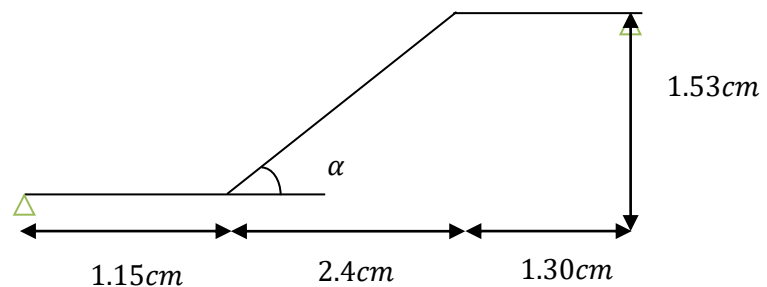


Figure III. 25. Schéma statique de l'escalier

Le pré dimensionnement des marches et contre marches doit satisfaire la relation de BLONDEL : $59cm \leq g + 2h \leq 66cm$.

Pour un escalier courant desservant les étages d'une habitation, les valeurs moyennes (en cm) sont :

- **La hauteur du contre marche h :** $14cm \leq h \leq 20cm$. On adopte : **$h = 17cm$** .
- **g :** Le giron $22cm \leq g \leq 34cm$.
- **n :** Le nombre de marche. $n = \frac{H}{h}$; $n = \frac{306}{17}$ **$n = 18$** .

Comme l'étage courant comporte deux paillasses identiques.

- **Contre marches pour tous les volets :** $n = \frac{153}{17}$; **$n = 9$ contre marche.**
- **Nombre de marche :** $m = n - 1$; $m = 9 - 1$; **$m = 8$ marche.**
- **Calcule le giron :**

Le giron g est donné par la formule suivante : $g = \frac{L}{n-1}$.

- **Longueur de la ligne de Volée : $L = 2.40m$**
On à $L = 2.40m$; $g = \frac{2.40}{8}$; $g = 0.3m$; $g = 30cm$.

- **L'embranchement : $E = 152cm$.**

• **Vérification selon la loi de BLONDEL**

$$59\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm} \quad ; \quad 59\text{cm} \leq 30 + 2 \times 17 \leq 66\text{cm}$$

$$59\text{cm} \leq 64\text{cm} \leq 66\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié.}$$

La relation est vérifiée, donc l'escalier est conforme.

III. 3.2.2. Pré dimensionnement de la paillasse et du palier

D'après le *BAEL 91 modifiée 99*. La paillasse prendra une épaisseur comprise dans l'intervalle suivant :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$$

Avec :

L : Longueur totale entre nus d'appuis : $L = L' + L_1$

$$\tan \alpha = \frac{H}{L_1} \quad \tan \alpha = \frac{153}{240} \quad \tan^{-1} \alpha = 32.61^\circ \quad . L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} \quad L' = 284.91\text{cm}$$

$$L = 1.3 + 2.8 ; L = 4.1\text{m}.$$

$$\frac{410}{30} \leq e_p \leq \frac{410}{20} \quad ; 13.6\text{cm} \leq e_p \leq 20.5\text{cm}. \quad e_p = 20\text{cm}.$$

III.3.3. Détermination des sollicitations de calcul :

➤ **La volée :**

Tableau III.5. Charge permanente de la volée

N°	Éléments	Épaisseur (cm)	Poids KN/m ²
1	Poids propre des marches	17	$25 \times \frac{0.17}{2} = 2.125$
2	Poids propre de la paillasse	20	$\frac{\rho \times e}{\cos \alpha} = \frac{25 \times 0.2}{\cos 32.61} = 5.93$
3	Revêtement en carrelage	2	$22 \times 0.02 = 0.44$
4	Mortier de pose	2	$20 \times 0.02 = 0.40$
5	Couche de sable	2	$18 \times 0.02 = 0.36$
6	Garde-corps	/	0.30
7	Enduit de ciment	1.5	$18 \times 0.015 = 0.27$
			G = 9.825

➤ Le palier :

Tableau III.6. Charge permanente du palier.

N°	Éléments	Épaisseur en (cm)	Poids propre KN/m ²
1	Palier	20	$25 \times 0.2 = 5$
2	Mortier de pose	2	$22 \times 0.02 = 0.44$
3	Carrelage	2	$22 \times 0.02 = 0.44$
4	Couche de sable	2	$18 \times 0.02 = 0.36$
			G = 6,24

III.3.4. Les surcharge d'exploitations :

La surcharge d'exploitation est donnée par le *DTR B.C.2.2* : $Q = 2.5\text{KN}/\text{m}^2$.

Combinaison des charges :

✓ À l'ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$

Volée : $q_u^v = 1.35 \times G_v + 1.5 \times Q_v$; $q_u^v = 1.35 \times 9.825 + 1.5 \times 2.5$

$q_u^v = 17.01\text{KN}/\text{m}$.

Palier : $q_u^p = 1.35 \times G_p + 1.5 \times Q_p$; $q_u^p = 1.35 \times 6.24 + 1.5 \times 2$; $q_u^p = 12.174\text{KN}/\text{m}$.

✓ À l'ELS : $q_s = G + Q$

Volée : $q_s^v = G_v + Q_v$; $q_s^v = 9.825 + 2.5$; $q_s^v = 12.33\text{KN}/\text{m}$.

Palier : $q_s^p = G_p + Q_p$; $q_s^p = 6.34 + 2.5$; $q_s^p = 8.74\text{KN}/\text{m}$.

➤ Calcul des efforts internes :

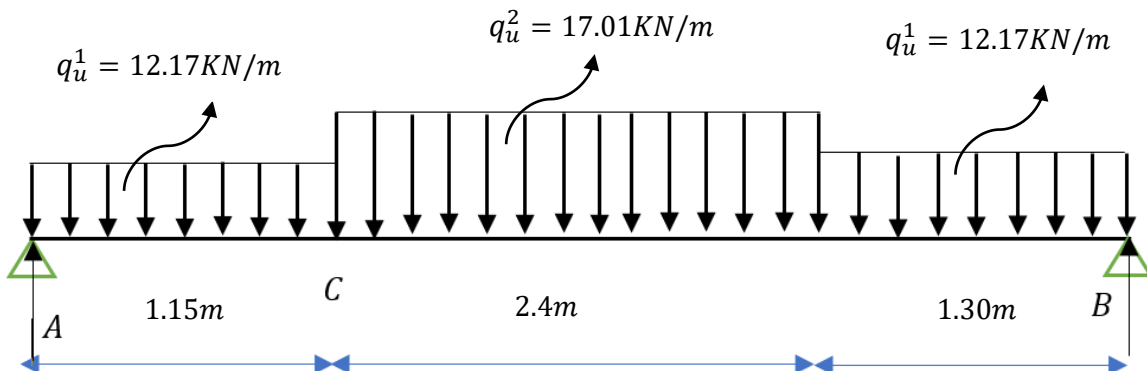


Figure III.26. Schéma de chargement à l'ELU.

✓ Réactions d'appuis :

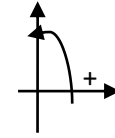
$$\sum F_{yy} = 0$$

$$R_A + R_B = q_u^2 \times 2.4 + q_u^1 \times 1.15 + q_u^1 \times 1.30$$

$$R_A + R_B = 17.01 \times 2.4 + 12.17 \times 1.15 + 12.17 \times 1.30$$

$$R_A + R_B = 70.64$$

$$\sum M_A = 0$$



$$R_B \times 4.85 - q_u^2 \times 2.4 \times 2.35 - q_u^1 \times 1.30 \times 4.2 - q_u^1 \times \frac{1.15^2}{2}$$

$$R_B \times 4.85 = 17.01 \times 2.4 \times 2.35 + 12.174 \times 1.30 \times 4.2 + 12.174 \times \frac{1.15^2}{2}$$

$$R_B \times 4.85 = 170.43 ; R_B = 35.14 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 70.64 ; R_A = 70.64 - R_B ; R_A = 70.64 - 35.14$$

$$R_A = 35.5 \text{ KN.}$$

✓ Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant $q_u^1 = 12.174 \text{ KN/m}$

Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 1.15 \text{ m}$

$$T_y = R_A - q_u^1 X$$

$$T_y = 35.5 - 12.174 X$$

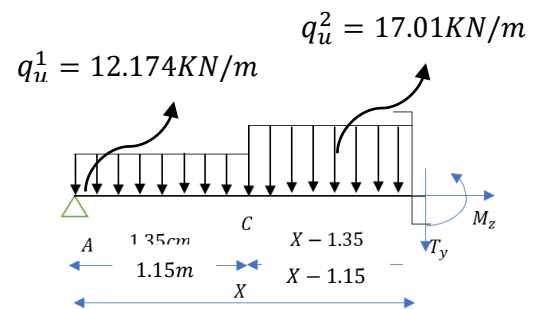
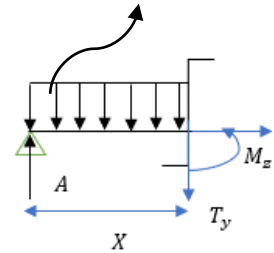
$$T_y = \begin{cases} x = 0 ; TY(0) = 35.5 \text{ KN} \\ x = 1.15 ; TY(1.15) = 21.20 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_z = R_A \times x - q_u^1 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$M_z = 35.5x - 12.174 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$M_z = -6.087x^2 + 35.5x$$

$$\begin{cases} x = 0 ; M_z(0) = 0 \text{ KN.m.} \\ x = 1.15 ; M_z(1.15) = 32.77 \text{ KN.m.} \end{cases}$$



Tronçon 2 : $1.15 \leq x \leq 3.55 \text{ m}$

$$T_Y = R_A - q_u^1 \times 1.15 - q_u^2(x - 1.15)$$

$$T_Y = 21.20 - 17.01(x - 1.15)$$

$$T_Y = \begin{cases} X = 1.15 ; T_Y(0) = 21.20 \text{ KN} \\ X = 3.55 ; T_Y(3.55) = -19.62 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_z = 35.5 \times X - 12.174 \times 1.15 \times (x - 0.57) - 17.01 \times \frac{(x - 1.15)^2}{2}$$

$$M_Z = \begin{cases} x = 1.15 & ; M_Z(1.15) = 32.70 \text{KN} \cdot \text{m} \\ x = 3.55 & ; M_Z(3.55) = 35.32 \text{KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

Tronçon 3 : $0 \leq x \leq 1.30 \text{m}$

$$T_Y = -R_B + q_u^1 x$$

$$T_Y = -35.1 + 12.174x$$

$$T_Y = \begin{cases} x = 0 & ; T_Y(0) = -35.1 \text{KN} \\ x = 1.30 & ; T_Y(1.30) = -19.3 \text{KN} \end{cases}$$

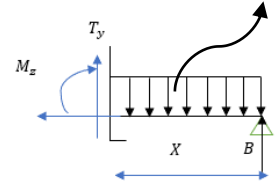
$$M_Z = R_B \times x - q_u^1 \times \frac{x^2}{2}$$

$$M_Z = 35.1x - 12.174 \times \frac{x^2}{2}$$

$$M_Z = -6.087x^2 + 35.1x$$

$$\begin{cases} x = 0 & ; M_Z(0) = 0 \text{KN} \cdot \text{m} \\ x = 1.30 & ; M_Z(1.30) = 35.3 \text{KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

$$q_u^1 = 12.174 \text{KN/m}$$



✓ Calcul de M_{max} :

$$\frac{dM_Z(x)}{dx} = T_Y$$

Donc :

$$T_Y = 0 \rightarrow M_Z = M_Z^{Max}$$

$$T_Y = 35.5 - 12.174 \times 1.15 - 17.01(x - 1.15)$$

$$21.20 - 17.01x = 0 ; x = 1.24 \text{m}$$

$$M_Z = 35.5x - 12.174 \times 1.15 \times (x - 0.57) - 17.01 \times \frac{(x - 1.15)^2}{2}$$

$$M_Z = 35.5 \times 1.24 - 12.174 \times 1.15 \times (1.33 - 0.57) - 17.01 \times \frac{(1.24 - 1.15)^2}{2}$$

$$M_Z = 33.31 \text{KN} \cdot \text{m}$$

Remarque : Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction pour le moment M_u max au niveau des appuis et en travée.

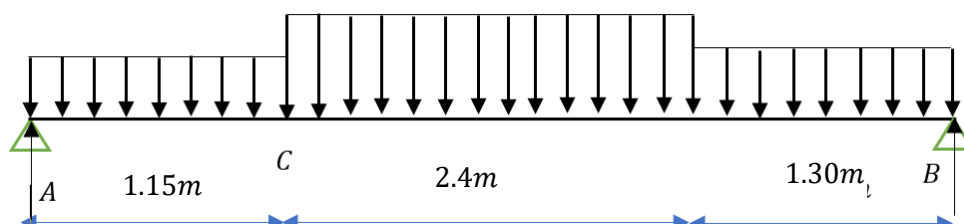
• Aux appuis :

$$M_u^a = -0.3M_{max} = -0.3(33.31) = -9.99 \text{KN} \cdot \text{m}.$$

• En travée :

$$M_u^t = 0.85M_{max} = 0.85(33.31) = 28.31 \text{KN} \cdot \text{m}.$$

➤ Diagramme des efforts interne à L'ELU



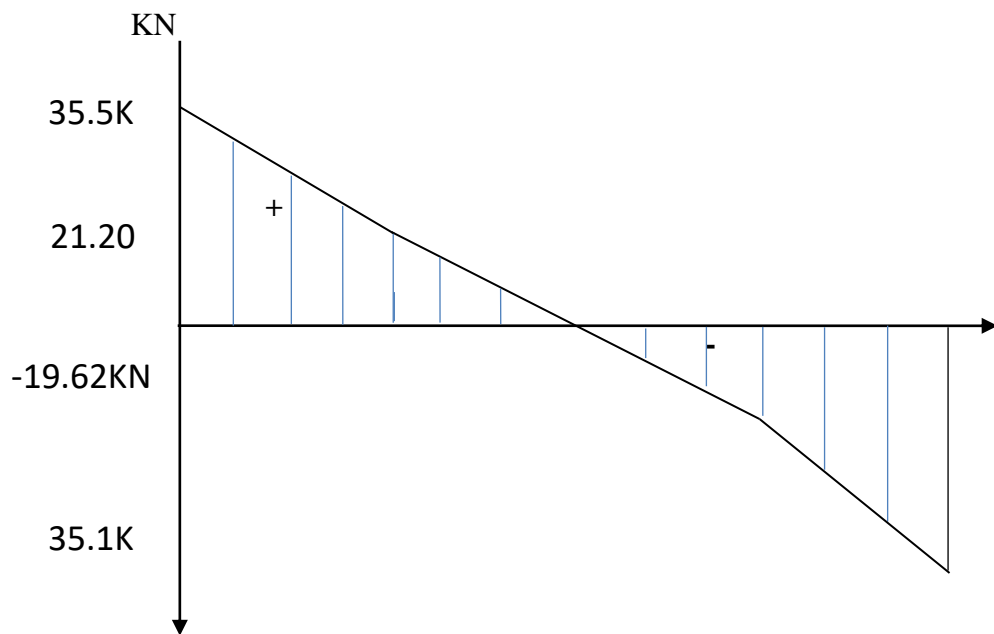


Diagramme des efforts tranchant.

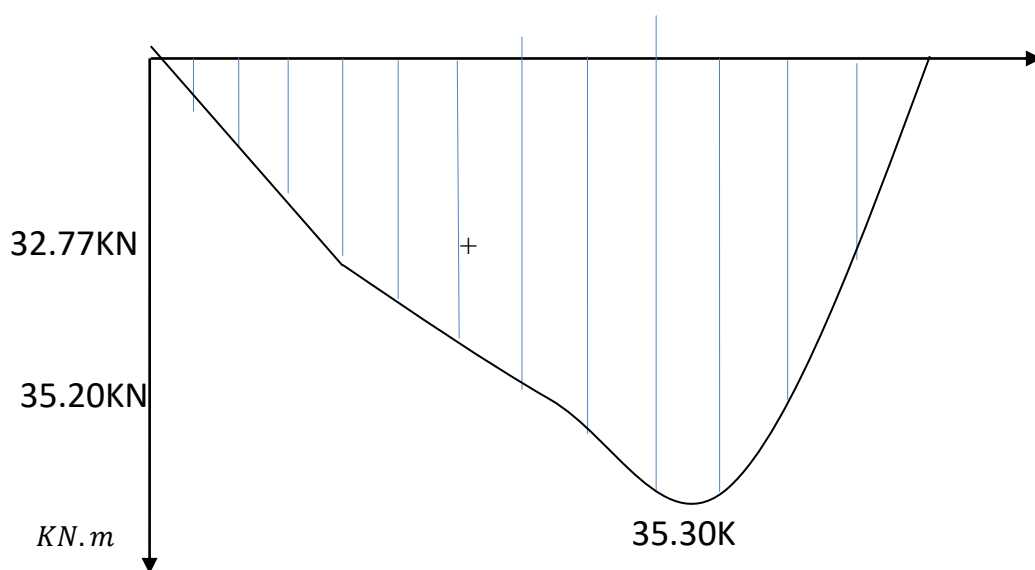


Diagramme des moments fléchissant.

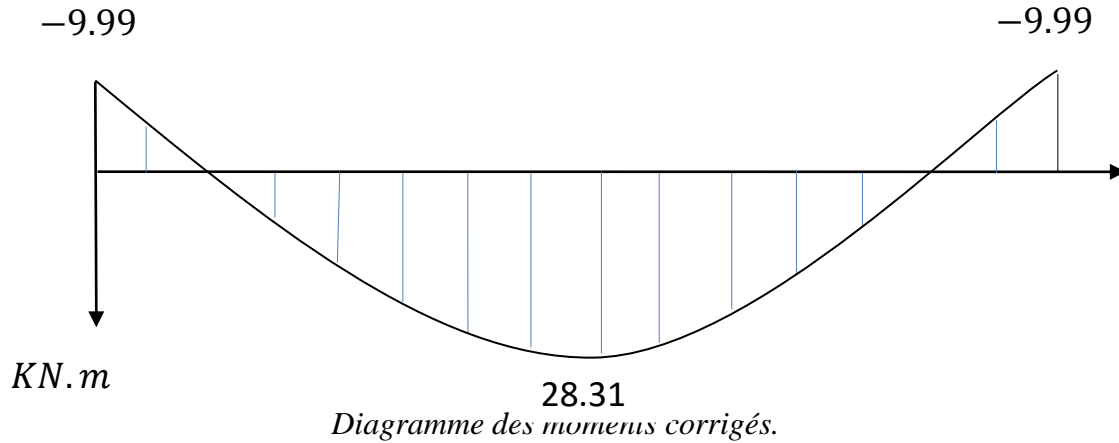
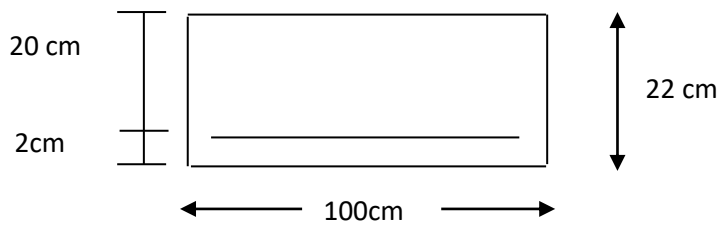


Figure III.27. Diagramme des efforts interne à L'ELU.

III.4.5 Ferrailages des escaliers

➤ Calcul des armatures

Les calculs se feront en flexion simple en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment, pour une bande de 1m de largeur.



- Armatures principales :

- Aux appuis

$$M_u^a = 9,99 \text{ KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{9,99 \times 10^5}{100 \times 20^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,02$$

$\mu_a = 0,02 < \mu_l = 0,392 \dots \dots$ La section est simplement armée **S. S. A.**

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires **ASC = 0**

Donc on a uniquement des armatures tendues.

$$\mu_a = 0.02 \rightarrow \beta = 0.989$$

$$A_a = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_a = \frac{9.99 \times 10^2}{0.989 \times 20 \times 34.8} = 1.45 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$A_a = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2 \text{ avec } St = 15 \text{ cm}$$

- **En travées**

$$M_t^u = 28.31 \text{ KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_a = \frac{28.31 \times 10^5}{100 \times 20^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.049$$

$$\mu_a = 0.049 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \dots \text{S.S.A. } ASC = 0$$

$$\mu_t = 0.049 ; \beta = 0.974$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{28.31 \times 10^2}{0.974 \times 20 \times 34.8} ; A_t = 4.18 \text{ cm}^2$$

On adopte

$$A_t = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2 ; \text{ Avec } St = 15 \text{ cm.}$$

• **Armatures de répartition :**

- **En appuis**

$$A_{ra} = \frac{A_a}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{ cm}^2$$

On adopte

$$A_{ra} = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2, \text{ avec } St = 15 \text{ cm.}$$

- **En travées**

$$A_{rt} = \frac{A_t}{4} = \frac{6.16}{4} = 1.54 \text{ cm}^2.$$

On adopte

$$A_{rt} = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2 \text{ Avec : } St = 15 \text{ cm.}$$

III.4.6. Vérification :

III.4.6.1. Vérification à l'ELU

1. Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1. BEAL 91)

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

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 20 \times \frac{2.1}{400} = 2.42 \text{ cm}^2$$

- En appuis
 $A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.42 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**
 $A_{ra} = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.42 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**
- En travées
 $A_t = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.42 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**
 $A_{rt} = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.42 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

2. Espacement des barres (Art.8.2.4. BAEL 91)

L'espacement des barres ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- **Armatures principales**

$$\left. \begin{array}{l} \text{En appuis : } H = 22 \text{ cm} \\ \text{En travée : } H = 22 \text{ cm} \end{array} \right\} S_t \leq \min\{3h ; 33 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{3 \times 22 ; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm.}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition**

$$S_t \leq \min\{4h ; 45 \text{ cm}\} ; S_t \leq \min\{4 \times 22 ; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm.}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

3. Vérification de l'effort tranchant (cisaillement) (Art A.5.1.2. BAEL)

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \\ \bar{\tau}_u = \min\{0.13 \times f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\} \end{array} \right. \text{ Fissuration est peu préjudiciable.}$$

$$T_u^{max} = 35,5 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{35.5 \times 10^3}{10^3 \times 200} = 0,177 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0.13 \times f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\} = \{3.25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}\} = 3.25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.177\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4. Vérification de la contrainte d'adhérence des barres (Art A.6.1.3. BAEL 91)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\begin{cases} \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} \\ \tau_{se} = \frac{T_{max}}{0,9 d \sum u_i} \end{cases}$$

Avec :

- Ψ_s : Coefficient de scellement droit ; $\Psi_s = 1.5$ pour les barres à haute adhérence.
- n : Nombre de barres.
- $\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

- En appuis :

$$\sum u_i = n \times \pi \times \emptyset = 4 \times 3,14 \times 10 = 125.6 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{35.5 \times 10^3}{0,9 \times 200 \times 125.6} = 1,57\text{MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1.57\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- En travée :

$$\sum u_i = n \times \pi \times \emptyset = 4 \times 3.14 \times 14 = 175.84\text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{35.5 \times 10^3}{0,9 \times 200 \times 175.84} = 1.12\text{MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1.12\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

5. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art A 5.132 BAEL 91)

➤ **Influence sur le béton**

On doit vérifier :

$$T_{max} \leq Vu = 0,4 \times \frac{f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b}$$

Avec :

$$a = 0.9 \times d ; a = 0,9 \times 200 ; a = 180\text{cm.}$$

$$V_u = 0.4 \times \frac{25 \times 10^3 \times 180 \times 10^{-3}}{1,5} = 1080\text{KN}$$

$T_{max} = 35.5\text{KN} < V_u = 1200\text{KN}$Condition vérifiée.

➤ **Influence sur Les armatures**

On doit vérifier :

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(T_{max} + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right)$$

$$A_a \geq \frac{1.15}{400} \times \left(35.5 + \frac{(9.99)}{0,9 \times 0.20} \right) = 0.26\text{ cm}^2.$$

$$A_a = 3.14\text{cm}^2 \geq 0.26\text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

6. Ancrage des armatures aux appuis

$$L_s = \frac{\sigma_{fe}}{4 \cdot \bar{\tau}_s}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{c28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835\text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2,835} = 352,73\text{ mm} ; L_s = 35\text{cm.}$$

L_s est supérieur à la largeur de la poutre palière ($b = 20$) dans lequel il sera ancré, on optera donc pour un crochet dont la longueur d’ancrage est fixée à $0,4 L_s$

$$L_c = L_s \times 0,4 = 35,273 \times 0,4 ; L_c = 14,109\text{ cm} ; L_c = 15\text{cm.}$$

III.4.6.2 Vérification à l’ELS :

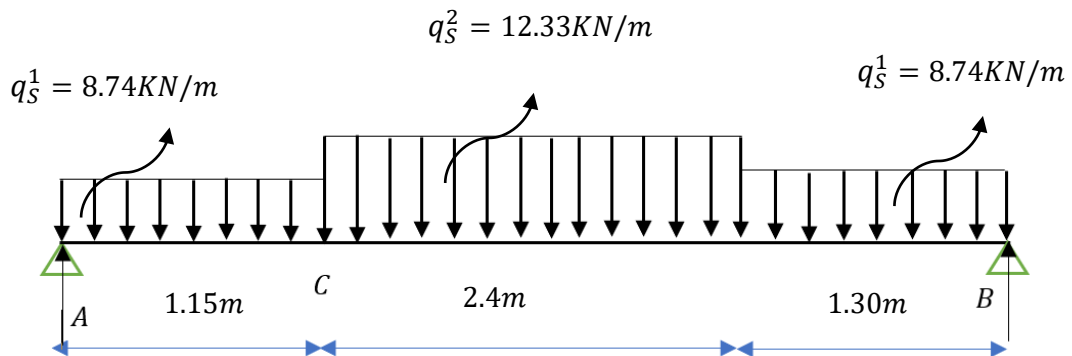


Figure III.28. Schéma de chargement à l’ELS.

✓ **Réactions d’appuis :**

$$\sum F_{yy} = 0$$

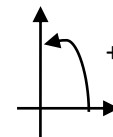
$$R_A + R_B = q_s^2 \times 2.4 + q_s^1 \times 1.15 + q_s^1 \times 1.30$$

$$R_A + R_B = 12.33 \times 2,4 + 8.74 \times 1,15 + 8.74 \times 1.30$$

$$R_A + R_B = 50.96\text{KN}$$

$$\sum M_A = 0$$

$$R_B \times 4.85 - q_s^2 \times 2.4 \times 2.35 - q_s^1 \times 1.30 \times 4.2 - q_s^1 \times \frac{1.15^2}{2}$$



$$R_B \times 4.85 = 12.33 \times 2.4 \times 2.35 + 8.74 \times 1.30 \times 4.2 + 8.74 \times \frac{1.15^2}{2}$$

$$R_B \times 4.85 = 123.04 ; R_B = 25.37KN$$

$$R_A + R_B = 50.96 ; R_A = 50.96 - R_B ; R_A = 50.96 - 25.37$$

$$R_A = 25.59KN.$$

✓ Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant

Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 1.15m$

$$q_s^1 = 8.74KN/m$$

$$T_y = R_A - q_s^1 X$$

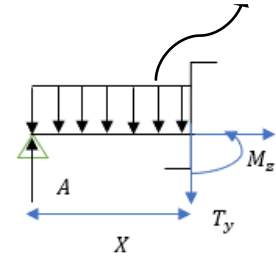
$$T_y = 25.59 - 8.74 X$$

$$T_y = \begin{cases} x = 0 & ; T_y = 25.59KN \\ x = 1.15 & ; T_y = 15.53KN \end{cases}$$

$$M_Z = R_A \times x - q_s^1 \times \frac{x^2}{2}$$

$$M_Z = 25.59x - 8.74 \times \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 & ; M_Z(0) = 0KN.m. \\ x = 1.15 & ; M_Z(1.15) = 23.64KN.m. \end{cases}$$



Tronçon 2 : $1.15m \leq x \leq 3.55m$

$$T_y = R_A - q_s^1 \times 1.15 - q_s^2(X - 1.15)$$

$$T_y = 15.53 - 12.33(X - 1.15)$$

$$T_y = \begin{cases} X = 1.15 & ; T_y = 15.53KN \\ X = 3.55 & ; T_y = -14.07KN \end{cases}$$

$$M_Z = 25.59 \times X - 8.74 \times 1.15 \times (X - 0.57) - 12.33 \times \frac{(X-1.15)^2}{2}$$

$$M_Z = \begin{cases} x = 1.15 & ; M_Z = 23.59 KN.m \\ x = 3.55 & ; M_Z = 25.38KN.m \end{cases}$$

Tronçon 3 : $0 \leq x \leq 1.30m$

$$T_y = -R_B + q_s^1 X$$

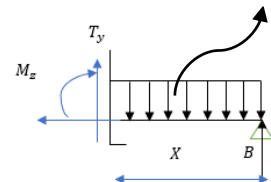
$$T_y = -25.37 + 8.74 X$$

$$T_y = \begin{cases} x = 0 & ; T_y(0) = -25.37KN \\ x = 1.30 & ; T_y(1.30) = -21.62KN \end{cases}$$

$$M_Z = R_B \times x - q_s^1 \times \frac{x^2}{2}$$

$$M_Z = 25.37x - 8.74 \times \frac{x^2}{2}$$

$$q_s^1 = 8.74KN/m$$



$$\begin{cases} x = 0 & ; M_z(0) = 0 \text{KN.m.} \\ x = 1.30 & ; M_z(1.30) = 25.60 \text{KN.m.} \end{cases}$$

✓ **Calcul de M_{max} :**

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = T_Y$$

Donc :

$$T_Y = 0 \rightarrow M_z = M_z^{Max}$$

$$T_Y = 0 \rightarrow T_Y = 15.53 - 12.33(x - 1.15)$$

$$X = 2.40 \text{m}$$

$$M_z = 25.59 \times X - 8.74 \times 1.15 \times (X - 0.57) - 12.33 \times \frac{(X - 1.15)^2}{2}$$

$$M_z^{max} = 33.24 \text{KN.m}$$

Remarque : Afin de tenir compte des semi encastres aux extrémités, on porte une correction pour le moment M_s max au niveau des appuis et en travée.

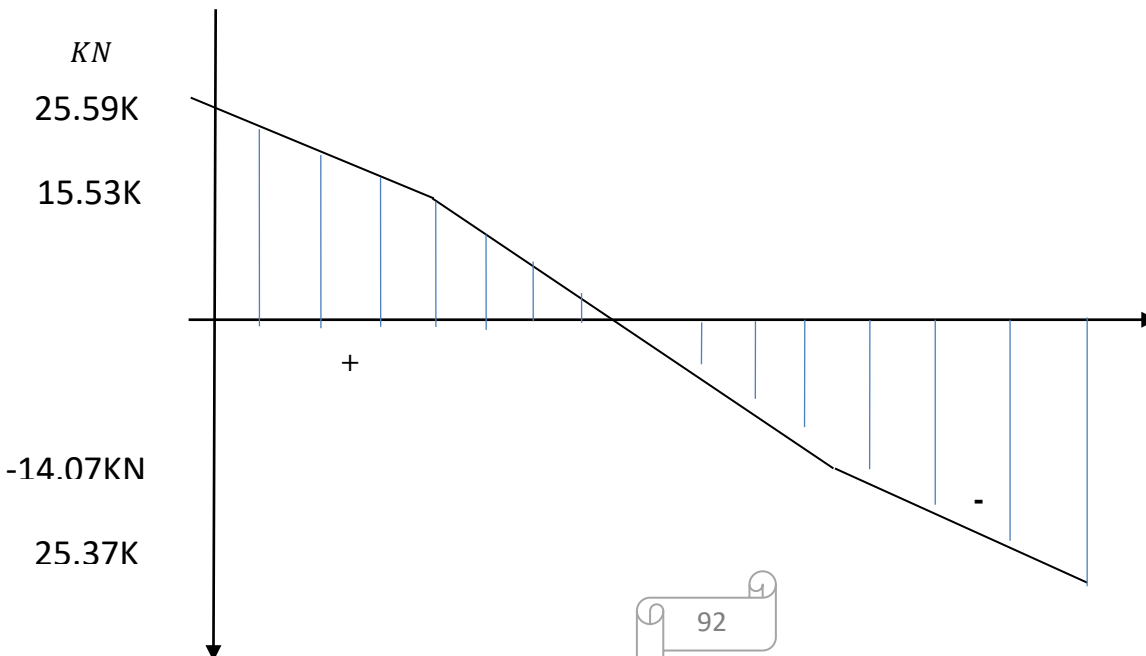
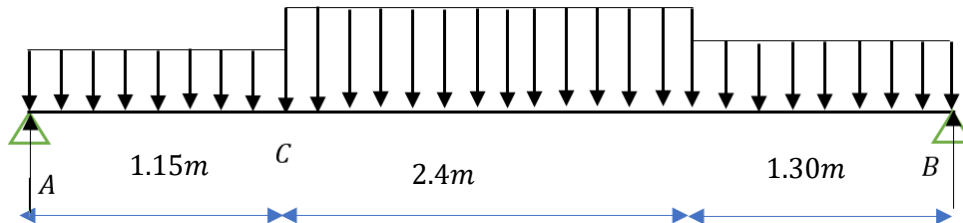
• **Aux appuis :**

$$M_s^a = -0.3M_{max} = -0,3(33.24) = -9.97 \text{KN.m.}$$

• **En travée :**

$$M_s^t = 0.85M_{max} = 0,85(33.24) = 28.25 \text{KN.m.}$$

➤ **Diagramme des efforts interne à L'ELS**



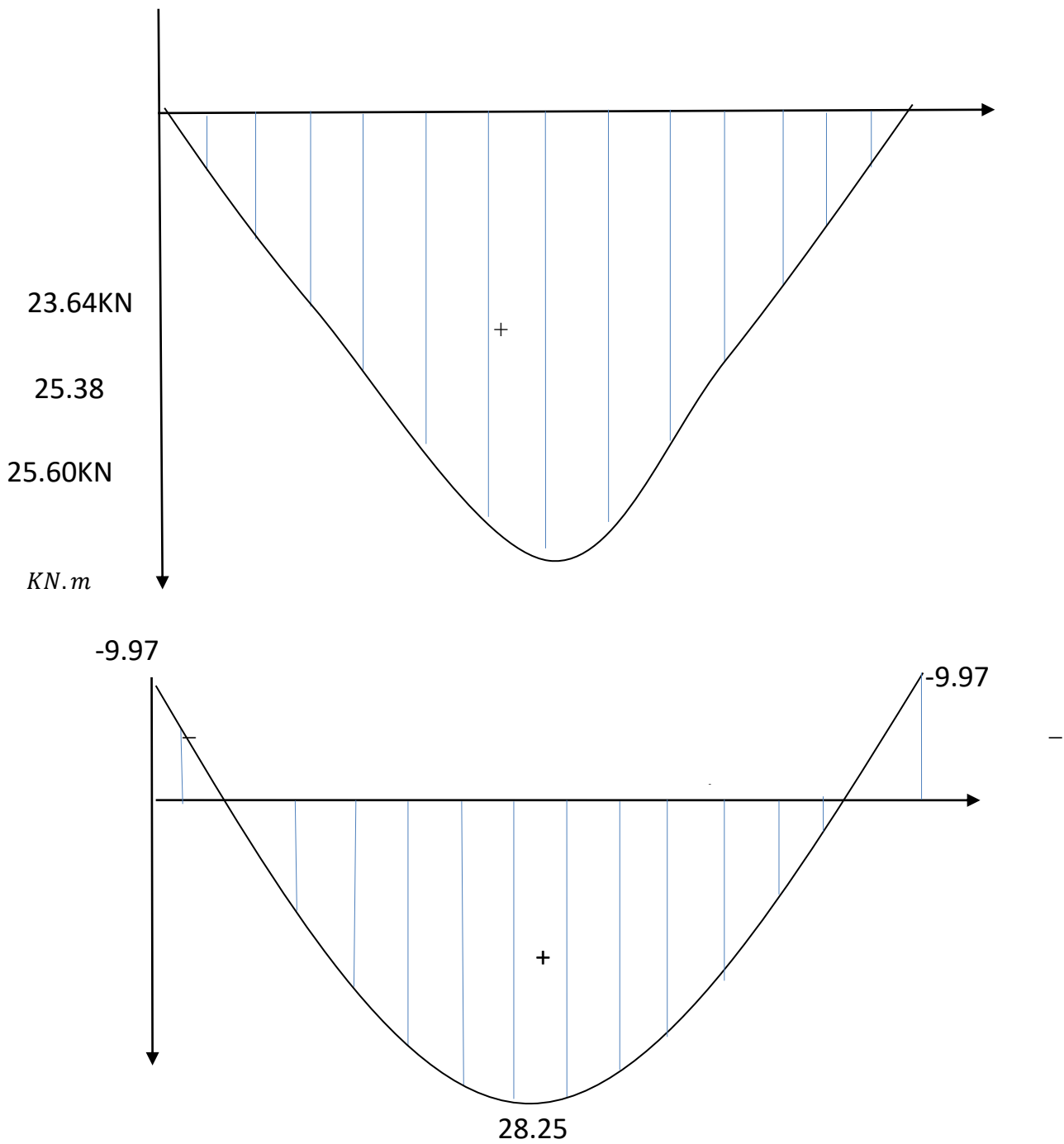


Figure III.29. Diagramme des efforts interne à L'ELS.

1. État limite de compression de béton (Art A.4.5.2. BAEL91)

Pour se disposer du calcul de la contrainte de compression on doit vérifier la condition suivante :

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

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_s$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} & \text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \end{cases}$$

▪ **En travée**

On a : $M_t^{max} = 28.25KN.m$.

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} ; A_{st} = 6.16cm^2 ; \rho_1 = \frac{100 \times 6.16}{100 \times 20} ; \rho_1 = 0.308 \quad \begin{cases} \beta_1 = 0.912 \\ K_1 = 41.82 \end{cases}$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} ; \sigma_{st} = \frac{28.25 \times 10^3}{0.912 \times 20 \times 6.16} ; \sigma_{st} = 251.43MPa.$$

$\sigma_{st} = 251.43MPa < \bar{\sigma}_s = 348MPa$Condition vérifiée.

La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} ; \sigma_{bc} = \frac{251.43}{41.82} ; \sigma_{bc} = 6.01MPa$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} ; \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 ; \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa.$$

$\sigma_{bc} = 6.01MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$Condition vérifiée.

▪ **Aux appuis**

On a : $M_a^{max} = 9.97KN.m$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} ; A_{st} = 3.14cm^2 ; \rho_1 = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 20} ; \rho_1 = 0.157 \quad \begin{cases} \beta_1 = 0.935 \\ K_1 = 61.92 \end{cases}$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} ; \sigma_{st} = \frac{9.97 \times 10^3}{0.935 \times 20 \times 3.14} ; \sigma_{st} = 169.80MPa.$$

$\sigma_{st} = 169.80MPa < \bar{\sigma}_s = 348MPa$Condition vérifiée.

La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} ; \sigma_{bc} = \frac{169.80}{61.92} ; \sigma_{bc} = 2.74MPa$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} ; \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 ; \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa.$$

$\sigma_{bc} = 2.74MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$Condition vérifiée.

2. État limite d'ouverture des fissures :

L'escalier n'est pas exposé aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification n'est nécessaire (Article A.4.5, 32 du BAEL91).

3. État limite de déformation : (Art B.6.8, 424 BAEL 91)

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :

h : Hauteur totale de la section (15cm).

L : Portée libre maximale $L = 4.10m$.

M_t : Moment max en travée.

M_0 : Moment max de la travée isostatique.

A_s : Section des armatures.

b_0 : Largeur de la nervure.

d : Hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \quad ; \quad \frac{15}{410} \geq \frac{1}{22.5} \quad ; \quad 0.04 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

Étant donné que les trois conditions ne sont pas vérifiées donc il est nécessaire de vérifier la flèche.

➤ **Calcul de la flèche**

$$f_v = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

M_s : Moment fléchissant maximal.

\bar{f} : La flèche admissible.

E_v : Module de la déformation différée. $E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818,86MPa$.

I_{fv} : Moment d'inertie fictif de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité de la section.

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée.

S_{xx} : Moment statique de la section homogène.

$$I_0 = \frac{b}{3}(v_1^3 + v_2^3) + 15A_t(v_2 - C)^2 \quad ; \quad v_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \quad ; \quad v_2 = H - v_1$$

$$B_0 = b \times h + 15A_t \quad B_0 = (100 \times 15) + (15 \times 6.16) \quad ; \quad B_0 = 2292.4 \text{ cm}^2.$$

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t \times d = \left(\frac{100 \times 15^2}{2} \right) + (15 \times 6.16 \times 13) = 26048 \text{ cm}^2$$

$$v_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{26048}{2292.4} \quad ; \quad v_1 = 11.36 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 22 - 11.36 \quad ; \quad v_2 = 10.64 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100}{3} (11.36^3 + 10.64^3) + (15 \times 6.16)(10.64 - 2)^2 \quad ; \quad I_0 = 95916.08 \text{ cm}^4.$$

$$\rho = \frac{A_t}{b.d} \quad ; \quad \rho = \frac{6.16}{100 \times 20} \quad \rho = 0.003 \quad ; \quad \beta_1 = 0.985$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.003(2+3)} = 2.8$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \quad \sigma_{st} = \frac{35.11 \times 10^3}{0.985 \times 20 \times 6.16} \quad \sigma_{st} = 289.32 \text{ MPa}.$$

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st} + f_{t28}} ; 0 \right)$$

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.003 \times 289.32 + 2.1} ; 0 \right) \quad ; \quad \mu = \max(0.660; 0) \quad ; \quad \mu = 0.660$$

$$I_{fv} = 1.1 \times \frac{I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} \quad ; \quad I_{fv} = 1.1 \times \frac{95916.08}{1 + (2.8 \times 0.660)} = 33678.40 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{M_s \times I^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{35.11 \times 10^6 \times 4350^2}{10 \times 10818,86 \times 33678.40 \times 10^4} \quad ; \quad f_v = 0.004 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \quad ; \quad \bar{f} = 0.87 \text{ cm}.$$

$$f_v = 0.004 \text{ cm} < \bar{f} =$$

0.87 cm.....**Condition vérifiée.**

✓ **Conclusion :**

Le ferrailage à adopter pour les escaliers dans tous les niveaux sont comme suite :

• **En travée :**

Armatures principales : $A_t = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$ avec $St = 15 \text{ cm}$

Armatures de répartition : $A_{rt} = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$ avec $St = 15 \text{ cm}$

• **Aux appuis :**

Armatures principales : $A_a = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$ avec $St = 15 \text{ cm}$

Armatures de répartition : $A_{ra} = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$ avec $St = 15 \text{ cm}$

III.4. Poutre palière :

III.4.1. Introduction :

La poutre palière est une poutre destinée à supporter son poids propre, poids du mur et la réaction du palier. Elle est de section rectangulaire ($b \times h$) et considérée comme semi encastré dans les poteaux.

Sa portée est de **2.65 m**.

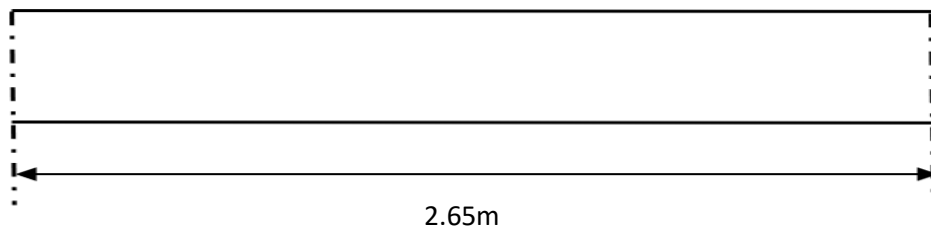


Figure.III.30. Schéma de la poutre palière.

III.4.2. Pré-dimensionnement de la poutre :

a. Hauteur

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

h_t : Hauteur de la poutre

L_{max} : Longueur libre entre nus d'appuis

$$L_{max} = 2.65m$$

$$\frac{265}{15} \leq h_t \leq \frac{265}{10} ; 17.67 \text{ cm} \leq h_t \leq 26.5 \text{ cm}$$

On prend : $h_t = 25 \text{ cm}$.

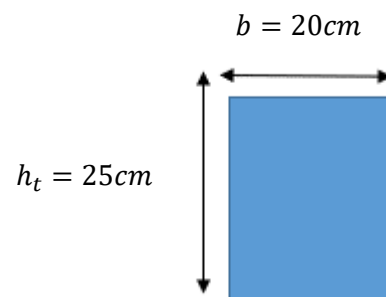


Figure.III.31. Section de la poutre palière.

b. Largeur

La largeur de la poutre palière est donnée par :

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t ; 12.5 \leq b \leq 17.5 \text{ cm}$$

On prend : $b = 20 \text{ cm}$.

➤ **Vérification des conditions du RPA**

$$\frac{h}{b} \leq 4 \quad ; \quad b \geq 20\text{cm} \quad ; \quad h_t \geq 25\text{cm}.$$

$$h = 25 = 25\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$b = 20 \geq 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{25}{20} = 1.25 \leq 4 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Notre poutre a pour dimension : } (b \times h) = (20 \times 25)\text{cm}^2$$

III.4.3. Combinaison de charges

- Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0.25 \times 0.20 \quad ; \quad G_p = 1.25\text{KN/ml}$
- Poids du mur : $G_m = 2.36 \times 1 \quad ; \quad G_m = 2.36\text{KN/ml}$
- Réaction du palier à l'ELU : $R_u = 35.1 \text{ KN}$.
- Réaction du palier à l'ELS : $R_s = 25.37\text{KN}$.
- Poids propre de la poutre à ELU : $q_u = 1.35G + R_u$
 $q_u = 1.35 \times (1.25 + 2.36) + 35.1 \quad ; \quad q_u = 39.97\text{KN/ml}$
- Poids propre de la poutre à ELS : $q_s = G + T_s$
 $q_s = (1.25 + 2.36) + 25.37 \quad q_s = 28.98\text{KN/ml}$

III.4.4. Calcul à ELU :

➤ **Calcul des efforts internes :**

- **Moment isostatique :** $M_u = \frac{qul^2}{8}$

$$M_u = \frac{39.97 \times 2.65^2}{8} \quad ; \quad M_u = 35.08\text{KN.m}$$

- **Effort tranchant :** $T_u = \frac{qul}{2}$

$$T_u = \frac{39.97 \times 2.65}{2} \quad ; \quad T_u = 52.96 \text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

Aux appuis :

$$M_a = 0.3M_u^{max} \quad ; \quad M_a = - 0.3 \times 35.08; M_a = -10.52\text{KN.m}$$

En travée :

$$M_t = 0.85M_u^{max} \quad ; \quad M_t = 0.85 \times 35.08 \quad ; M_t = 29.81\text{KN.m}$$

➤ Diagramme des efforts internes

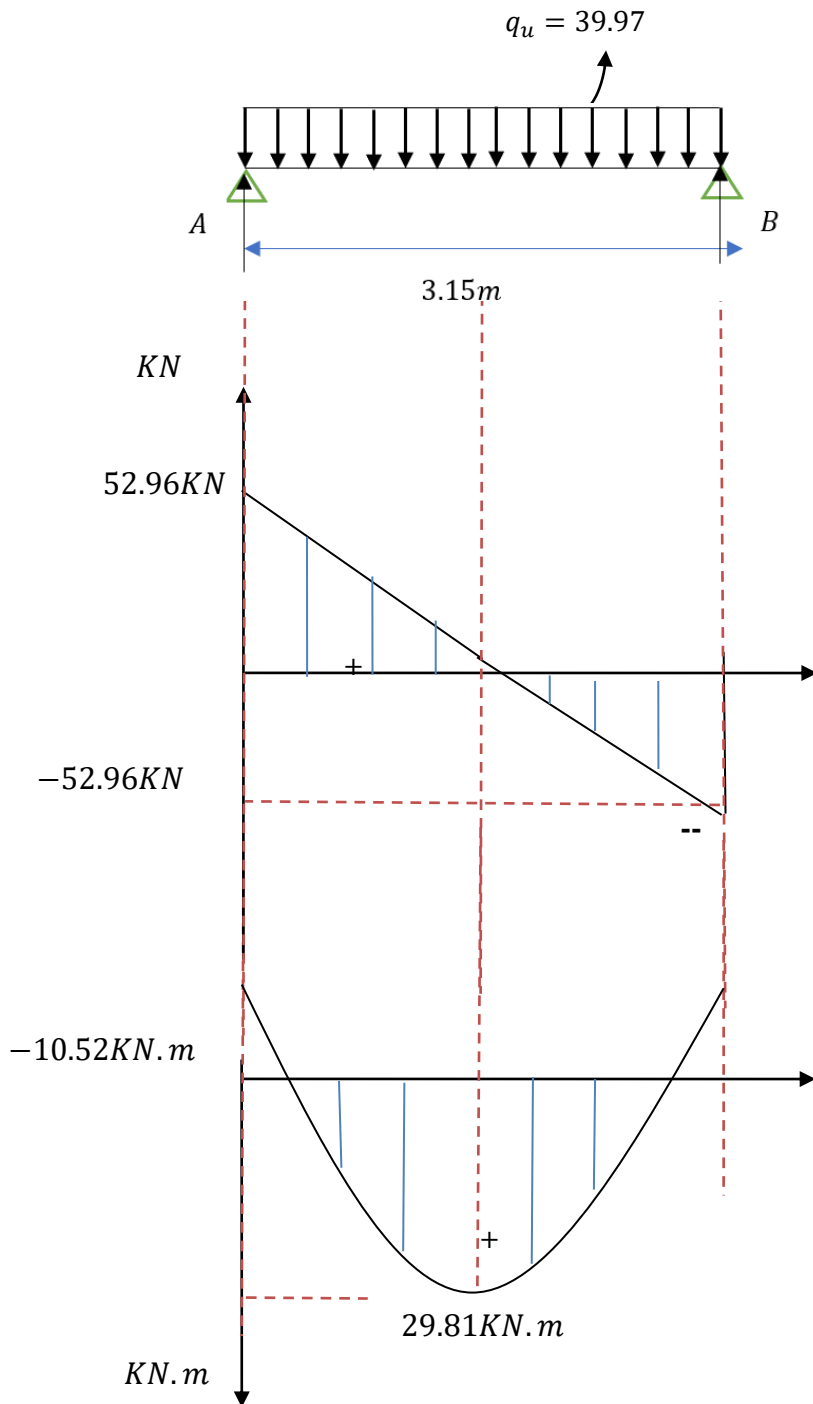


Figure III.32. Diagramme des efforts internes.

III.4.5. Ferrailage de la poutre palière

- **En travée :**

$$\mu_t = \frac{Mt}{bd^2 f_{bu}} ; d = h - c ; d = 25 - 2 ; d = 23 \text{ cm}$$

$$\mu_t = \frac{29.81 \times 10^6}{200 \times 230^2 \times 14.2} ; \mu_u = \mathbf{0.198}$$

$$\mu_t = \mathbf{0.198} < u_l = \mathbf{0.392} \text{ Section simplement armée S.S.A } A_{sc} = 0$$

$$\mu_t = \mathbf{0.198} ; \beta = \mathbf{0.889}$$

$$A_{st} = \frac{Mt}{\beta d \sigma_{st}} ; A_{st} = \frac{29.81 \times 10^3}{0.889 \times 23 \times 348} ; A_{st} = 4.18 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_{st} = 3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

- **En appuis :**

$$u_a = \frac{Ma}{b d^2 \sigma_{bc}} ; u_a = \frac{10.52 \times 10^6}{200 \times 230^2 \times 14.2} ; u_a = \mathbf{0.070}$$

$$u_a = 0.070 < u_l = 0.392 \text{ Section simplement armée S.S.A } A_{sc} = 0$$

$$u_a = 0.060 ; \beta = 0.964$$

$$A_a = \frac{Ma}{\beta d \sigma_{st}} ; A_a = \frac{10.52 \times 10^3}{0.964 \times 23 \times 348} ; A_a = 1.36 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_a = 3HA14 + 2 HA 12 = 6.78 \text{ cm}^2$$

III.4.6. Vérification à ELU :

1. Condition de non fragilité (Art.4.2, 1. BAEL91)

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \times d ; A_{min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 20 \times 23$$

$$A_{min} = 0.55 \text{ cm}^2$$

- **En travée :**

$$A_{st} = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.55 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Aux appuis :

$$A_a = 6.78\text{cm}^2 > A_{min} = 0.55\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

2. Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (Art.5.1.2.1. BAEL91)

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{T_{max}}{b d} ; T_{max} = 38.40\text{KN} \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa}\right) \end{array} \right. \text{ Fissuration peu préjudiciable}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b d} ; \tau_u = \frac{52.96 \times 10^3}{200 \times 230} ; \tau_u = 1.15\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.5} ; 5\text{MPa}\right) ; \bar{\tau}_u = \min(3.3\text{MPa}; 5\text{MPa}) \bar{\tau}_u = 3.3\text{MPa.}$$

$$\tau_u = 1.15 < \bar{\tau}_u = 3.3\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

3. Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (Art.5.1.3.2. BAEL91)

- Influence sur les aciers :

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left(T_u + \frac{M_u}{0.9 d}\right) ; A_a \geq \frac{1.15}{400} \times \left(52.96 \times 10^3 + \frac{35.08 \times 10^6}{0.9 \times 230}\right)$$

$$A_a = 4.62\text{cm}^2 < 0.64\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Influence sur le béton :

$$T_u^{max} \leq 0.4 \times b \times 0.9 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_u^{max} \leq 0.4 \times 200 \times 0.9 \times 230 \times \frac{25}{1.5} ; T_u^{max} \leq 248.4\text{KN}$$

$$T_u^{max} = 38.40\text{KN} < 248.4\text{KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

A. Vérification de l'adhérence aux appuis

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\begin{cases} \tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0.9 d x \sum U_i} & ; \sum U_i = n \times \pi \times \emptyset \\ \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} & ; \psi_s = 1.5 \end{cases}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des armatures.

$$\sum U_i = n. \pi. \Phi = 3 \times 3.14 \times 1.4 = 11.304 \text{cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0.9 d x \sum U_i} \quad \tau_{se} = \frac{52.96 \times 10^3}{0.9 \times 230 \times 113.04} ; \tau_{se} = 2.26 \text{MP}$$

Il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

B. Les armatures transversales

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \emptyset_l\right) ; \emptyset_t \leq \min\left(\frac{250}{35} ; \frac{200}{10} ; 14\right) ; \emptyset_t \leq \min(7.14 ; 20 ; 14) ;$$

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

On prend un cadre et un étrier en HA8 : $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{cm}^2$

C. Espacement des armatures transversales (Art 5.1.22. BAEL 91 modifiée 99)

D'après le (Art 7.5.2.2, RPA 2003) l'espacement est donné selon deux zones :

➤ **En zone nodale**

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4} ; 12\emptyset\right) ; S_t = \min\left(\frac{25}{4} ; 12 \times 1.4\right)$$

$$S_t = \min(6.25 ; 14.4) ; \text{On prend : } S_t = \mathbf{8 \text{cm}}$$

➤ **En zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2} ; S_t \leq \frac{25}{2} ; S_t \leq 12.5 \text{cm} ; \text{On prend : } S_t = \mathbf{15 \text{cm.}}$$

➤ **Quantité d'armature transversale minimale :**

$$A_t \geq A_{min} = 0.003 \times S \times b = 0.003 \times 15 \times 20 ; A_{min} = 0.9 \text{cm}^2$$

$$A_{min} = 0.9 \text{cm}^2 < A_t = 2.01 \text{cm}^2.$$

- **Ancrage des barres (Art.6.1.2. BAEL 91)**

$$L_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \tau_s}$$

Avec :

$$\tau_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} ; \tau_s = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 ; \tau_s = 2.84 \text{MPa}$$

$$\text{Pour } \varnothing = 1.4 \text{cm} : L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.84} ; L_s = 39.30 \text{cm}$$

III.4.7. Calcul à ELS

- **Calcul des efforts internes :**

$$\text{On a : } q_s = 28.98 \text{KN/ml}$$

- **Moment isostatique :**

$$M_s^{max} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{28.98 \times 2.65^2}{8} ; M_s = 25.44 \text{KN.m}$$

- **Effort tranchant :**

$$T_s^{max} = \frac{q l}{2} = \frac{28.98 \times 2.65}{2} ; T_s^{max} = 38.40 \text{KN.}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

- **Aux appuis :**

$$M_a = 0.3 M_s^{max} ; M_a = - 0.3 \times 25.44 ; M_a = -7.63 \text{KN.m}$$

- **En travée :**

$$M_a = 0.85 M_s^{max} ; M_t = 0.85 \times 25.44 ; M_t = 21.62 \text{KN.m}$$

- **Diagramme des efforts internes :**

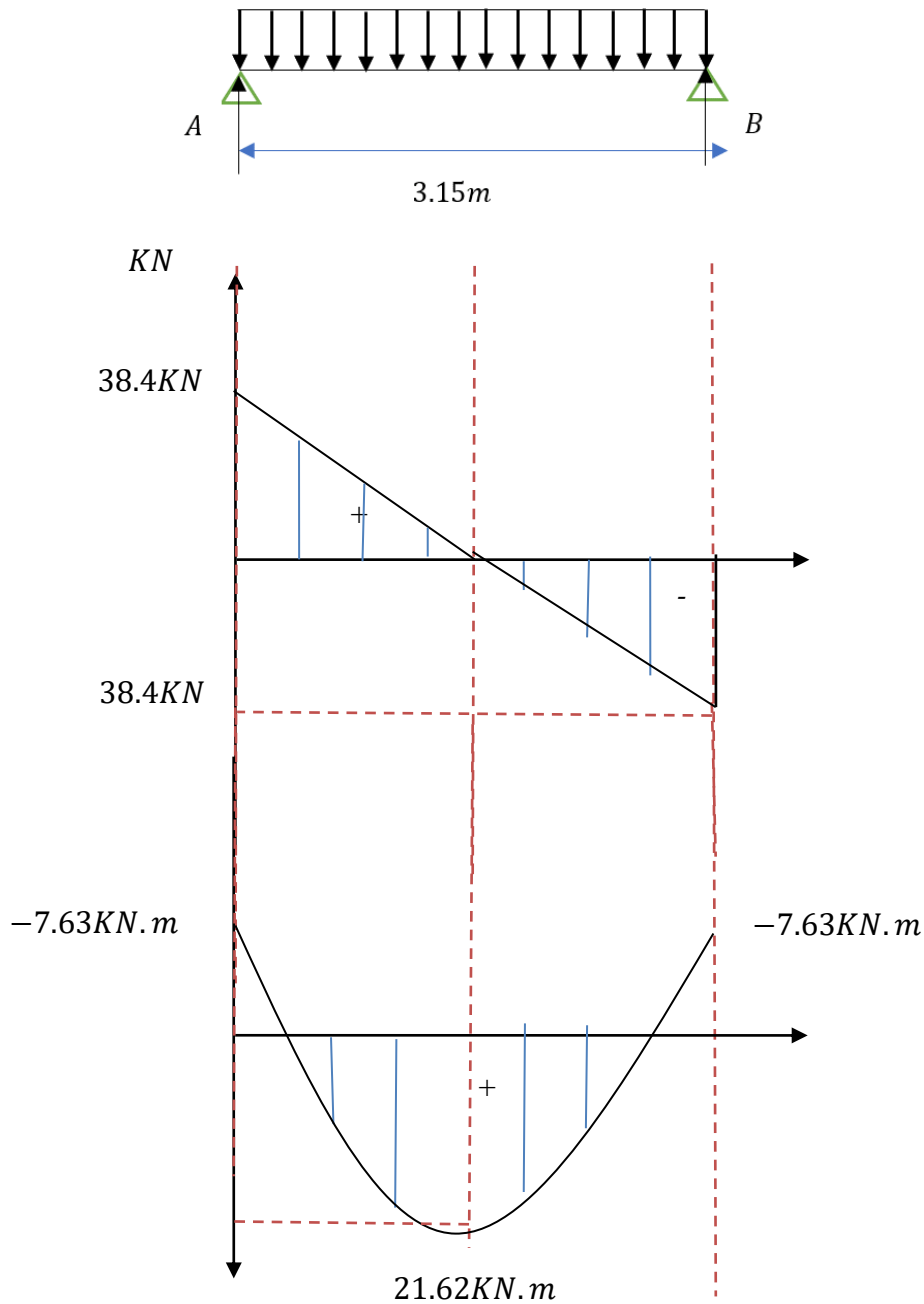


Figure III.33. Diagramme des efforts internes à l'ELU.

III.4.7. Vérification à ELS

1. Vérification des contraintes

➤ État limite de compression du béton :

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

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} \end{cases}$$

- Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{b d} ; \rho_1 = \frac{100 \times 4.62}{20 \times 23} ; \rho_1 = 1.00$$

$$\rho_1 = 1.00 ; \beta_1 = 0.860 ; K_1 = 20.71$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_u}{A_s \beta d} ; \sigma_{st} = \frac{7.63 \times 10^3}{4.62 \times 0.860 \times 23} ; \sigma_{st} = 83.49 MPa.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} ; \sigma_{bc} = \frac{83.49}{20.71} ; \sigma_{bc} = 4.03 MPa.$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} ; \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 ; \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa.$$

$\sigma_{bc} = 4.03 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa$Condition vérifiée.

- En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{b d} ; \rho_1 = \frac{100 \times 6.78}{20 \times 25} ; \rho_1 = 1.35$$

$$\rho_1 = 1.35 ; \beta_1 = 0.858 ; K_1 = 20.21$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \beta d} ; \sigma_{st} = \frac{21.62 \times 10^3}{6.78 \times 0.858 \times 23} ; \sigma_{st} = 161.58 MPa.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} ; \sigma_{bc} = \frac{161.58}{20.21} ; \sigma_{bc} = 7.99 MPa.$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} ; \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 ; \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa.$$

$\sigma_{bc} = 7.99 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa$Condition vérifiée.

2. État limite de déformation des aciers

La fissuration étant peu nuisible \Rightarrow la vérification des contraintes dans les aciers n'est pas nécessaire.

3. Vérification de la flèche

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

h : Hauteur de la poutre.

L : Longueur libre de la plus grande travée.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

A : Section d'armature en travée.

M_t : Moment max en travée.

M_0 : Moment max isostatique.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \frac{250}{265} \geq \frac{1}{16} ; 0.943 > 0.0625 \dots \dots \dots \text{Condition}$$

vérifiée.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} ; \frac{250}{265} \geq \frac{1}{10} \frac{25.44}{21.62} ; 0.943 \geq 0.117 \dots \dots \dots \text{Condition}$$

vérifiée.

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} ; \frac{4.52}{20 \times 23} \leq \frac{4.2}{400} ; 0.009 < 0.0105$$

Par conséquent le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

✓ **Conclusion :**

En travée : $A_{st} = 3HA14 = 3.39 \text{ cm}^2$

En appuis : $A_a = 3HA14 + 2 HA 12 = 6.78 \text{ cm}^2$

III.5. Balcon en dalle pleine :

III.5.1. Introduction

Les balcons sont assimilés à une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher, dont l'épaisseur est déterminée par la condition de résistance à la flexion suivante : $e_p \geq \frac{L}{10}$

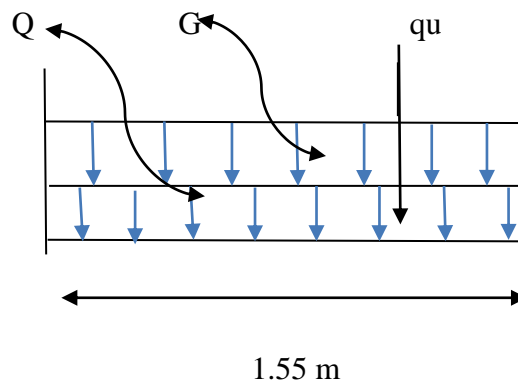


Fig.III.34. Schéma statique d'un balcon

Avec :

G : Charge permanente uniformément réparties due au poids propre de la dalle pleine.

Q : Surcharge d'exploitation verticale revenant au balcon.

qu : Charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du garde-corps en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

III.5.2. Dimensionnement du balcon

Pour les dalles pleines reposant sur un seul appui, leur épaisseur est déterminée comme suit:

$$e_p \geq \frac{L}{10} = \frac{155}{10} = 15.5 \text{ cm}$$

On optera pour une épaisseur de 20 cm.

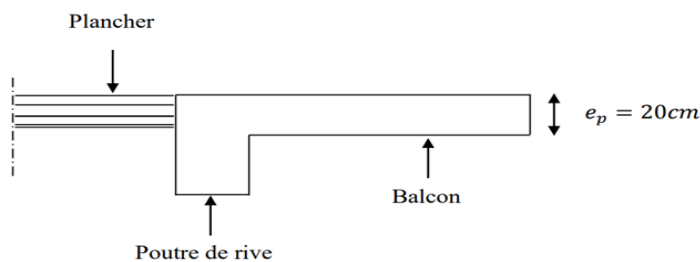


Fig.III.35. Coupe verticale d'un balcon.

III.5.3. Détermination des charges et surcharges**a) Charge permanente :**

Le poids propre de la dalle pleine du balcon est estimé dans le chapitre II par : $G = 5,63 \text{ KN/m}^2$

b) Charge concentrée (Poids propre du garde-corps) :

$P_{\text{mur}} = \text{Poids de brique creuse} + 2 \times \text{poids de l'enduit en ciment (ep = 2 cm)}$

Tableau.III.7. Charge concentrée sur le balcon dû au poids propre du garde-corps

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique	Charges permanentes (KN/m)
Brique (ep = 0.1 m)	0.10	09	0.9
Enduit de ciment (ep = 2 cm)	0.02	22	0.88
Sommes (g)			1.78

c) Surcharge d'exploitation : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$ (DTR B.C.2.2)**d) Charge due à la main courante : $q = 1 \text{ KN/m}^2$** **III.5.4. Combinaison de charges :**

A ELU : la combinaison de charges est : $1,35G + 1.5Q$

➤ La dalle :

$$qu_1 = (1.35G + 1.5 Q) = (1.35 \times 5.63) + (1.5 \times 3.5) = 12.85 \text{ KN/ml}$$

➤ Le garde-corps :

$$qu_2 = (1.35 \times g) \times 1 \text{ m} = 1.35 \times 1.78 = 2.403 \text{ KN}$$

A l'ELS : la combinaison de charges est : $G + Q$

➤ La dalle :

$$qs_1 = (G + Q) \times 1 \text{ m} = 5.63 + 3.5 = 9,13 \text{ KN/ml}$$

➤ Le garde-corps :

$$qs_2 = g = 1.78 \text{ KN/ml}$$

III.5.5. Calcul des moments fléchissant• **A L'ELU :**

$$M_u = \frac{q_{u1} l^2}{2} + q_{u2} \times l = \frac{12.85 \times (1.45)^2}{2} + 2.403 \times 1.45 = 16.99 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 16.922.m$$

• **A L'ELS :**

$$M_s = \frac{q_{s1} l^2}{2} + q_{s2} \times l = \frac{9.13 \times (1.45)^2}{2} + 1.78 \times 1.45 = 12.17 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 12.17 \text{ KN.m}$$

III.5.6. Ferrailage :

Le calcul du ferrailage se fera sur une section rectangulaire d'1 m de largeur et soumise à la flexion simple.

$$B = 1\text{m}, c = 2.5\text{cm}, d = 17.5\text{cm}, h = 20 \text{ cm}$$

• **Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{16.99 \times 10^6}{1000 \times 17.5^2 \times 14.2} = 0.039 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_u = 0.039 \rightarrow \beta = 0.510$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{16.99 \times 10^3}{0.510 \times 17.5 \times 348} = 5.47 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4 HA 14 = 6.16 cm² avec St = 25 cm

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6.16}{4} = 1.54 \text{ cm}^2$$

Soit une section de 4HA10 = 3.14 cm² avec St = 25 cm

III.5.6. Vérification à ELU :a) **La condition de non fragilité : [Art : 4.2.1, BAEL 91]**

$$A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 17.5 \times \frac{2.1}{400} = 2.11 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 2.11 \text{ cm}^2 < A_s = 6.16 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de la contrainte de cisaillement : [Art : 5.1, 2 /BAEL91]

On doit vérifier la condition : $\tau_u \leq \overline{C_u}$

$$\tau_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \min \{ 2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \} \Rightarrow (\overline{C_u} = 2,5 \text{ MPa})$$

$$\text{On a : } V_u = q_u \times l + g_u$$

$$V_u = (12,85 \times 1,45) + 2,403 = 21,035 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{21,035 \times 10^3}{1000 \times 175} = 0,120 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,120 \text{ MPa} \leq \overline{C_u} = 2,50 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : Pas de risque de cisaillement donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) Vérification de l'adhérence des barres : [Art : 6.1.3 / BAEL91]

On doit vérifier la condition : $\tau_{se} < \overline{C_{se}}$

$$\tau_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} \qquad \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \sum U_i}$$

ψ_s : Coefficient de scellement droit, il a pour valeurs :

1,5 : pour les barres à haute adhérence.

1,0 : pour les barres rondes lisses.

U_i : Périmètre utile des barres.

$$U_i = \sum n \cdot \pi \cdot \varphi$$

$$\sum U_i = 4 \times 3,14 \times 1,4 = 17,584 \text{ cm}$$

A.N : n : Le nombre de barres.

$$\tau_{se} = \frac{21,035 \times 10^3}{0,9 \times 175 \times 17,584 \times 10} = 0,759 \text{ Mpa (Pas de risque d'entraînement des barres)}$$

$$\overline{C_{se}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} > 0,759 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

(Pas de risque d'entraînement des barres)

d) Ancrage des barres :

Elle correspond à la longueur d'acier ancré dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre pour qu'elle puisse être mobilisé.

- La longueur de scellement est donnée par la loi : $L_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \tau_{su}}$

Avec : $\tau_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,52 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$

Pour : $\varphi = 1.4 \text{ cm}$

$\varphi = 1 \text{ cm}$

$$- L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm} \quad L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm} \rightarrow L_s = 50 \text{ cm}$$

Vu que la longueur de scellement est importante et elle dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée, alors les règles du BAEL 91 (Art.6.1.21) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne se termine par un crochet normal, dont la portée ancrée mesurée hors crochet « L_r » est au moins égale à $0,4 L_s$ pour les aciers HA.

$$L_r = 0.4 L_s = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de l'espacement des barres : [Art.8.2,42/BAEL91 modifié99]**

- Armatures principales :

$$S_{t1} = 25 \text{ cm} < \min \{3h ; 33\} = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Armatures de répartition :

$$S_{t2} = 25 \text{ cm} < \min \{2h ; 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.5.7. Vérification à ELS

Il faut vérifiée Les conditions suivantes $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}} \leq \sigma'_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

- La contrainte dans les aciers $\sigma_{st} < \sigma'_{st}$
- La contrainte dans le béton $\sigma_{bc} < \sigma'_{bc}$

1) Dans l'acier :

$$\sigma_s \leq \sigma'_s = \left(\min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] \right)$$

Avec: η : coefficient de fissuration

$$\eta = 1,6 \text{ H.A} \quad \eta = 1 \text{ r.l}$$

Dans notre cas : = 1,6 car H.A

$$\sigma'_s = \min \left[\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 (1.6 \times 2.1)^{1/2} \right) \right]$$

$$\sigma'_s = \min \left[(266.66 ; 201.63) = 201.63 \text{ Mpa} \right]$$

$$\text{On a : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}$$

$$\text{D'où : } \rho_1 = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 6.16}{100 \times 17.5} = 0.352$$

$$\rho = 0,352 \rightarrow \beta_1 = 0,908 \rightarrow k_1 = 39.35$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{12.17 \times 10^3}{0.908 \times 17.5 \times 6.16} = 124.33 \text{ Mpa} < \sigma'_s = 201.63 \text{ Mpa}$$

Conclusion : $\sigma_s < \sigma'_s \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

2) Dans le béton :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \sigma_s \quad \text{avec : } k = \frac{1}{k_1}$$

$$\text{D'où : } K = \frac{1}{30.45} \Rightarrow K = 0.033$$

$$\sigma_{bc} = k \sigma_s = 0.033 \times 161.34 = 5,32 \text{ MPa} \quad \sigma_{bc} = 5.32 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Conclusion :

$\sigma_{bc} < \sigma_{bc} \Rightarrow$ La condition est vérifiée alors, il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimé.

3) Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées alors il n'y a pas lieu de vérifier la flèche :

$$1. \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{145} = 0.103 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2. \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10 M_0} \rightarrow \frac{15}{145} = 0.103 \geq \frac{12.17}{10 \times 12.17} = 0.1 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$3. \frac{A}{b d} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow \frac{6.78}{100 \times 17.5} = 0.003 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

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

Chapitre IV

*Modélisation numérique du bâtiment avec le logiciel
ROBOT*

Résultats et vérification des exigences du RPA

IV.I. Modélisation et présentation de logiciel ROBOT

IV.1. Introduction :

Un bâtiment est soumis à plusieurs types de sollicitation, parmi ces sollicitations ; la sollicitation dynamiques, dues au mouvement des terres. Ces moments appelés séisme ou tremblement de terre, sont le résultat d'une rupture d'équilibre qui se produit en profondeur.

Ces séismes, sont traduits en surface par des vibrations qui se propagent dans toutes les directions, et atteignent les structures en béton armé. Les dégâts observés après séisme, implique une étude approfondie du bâtiment, en tenant compte du séisme. Pour préserver les vies humaines.

Dans ce chapitre, une étude mécanique du bâtiment est réalisée, en utilisant le logiciel robot, et en considérant toutes les charges auxquelles, la structure est soumise à savoir charges statiques et dynamiques.

IV.2. Présentation du logiciel Robot Structurale Analyse Professional

➤ Introduction :

Le logiciel **Robot Structurale Analyse**, est un progiciel CAO/DAO destiné à dimensionner, modéliser et analyser les différents types de structure (treillis, portique, plaque, coque, élément volumique, etc.) en utilisant la méthode d'analyse MEF.

C'est un logiciel révolutionnaire car il peut calculer des structures à un nombre de barre et de nœud illimités. Il permet d'effectuer des analyses statiques et dynamiques ainsi que des analyses linéaires ou non linéaires, adapté aux constructions en acier, en bois, en béton armé ou mixte, il comprend des modules d'assemblage, de ferrailage, de vérification et de dimensionnement suivant les différentes normes existantes.

Il dispose d'un vaste ensemble d'outils qui simplifiant l'étude des structures.

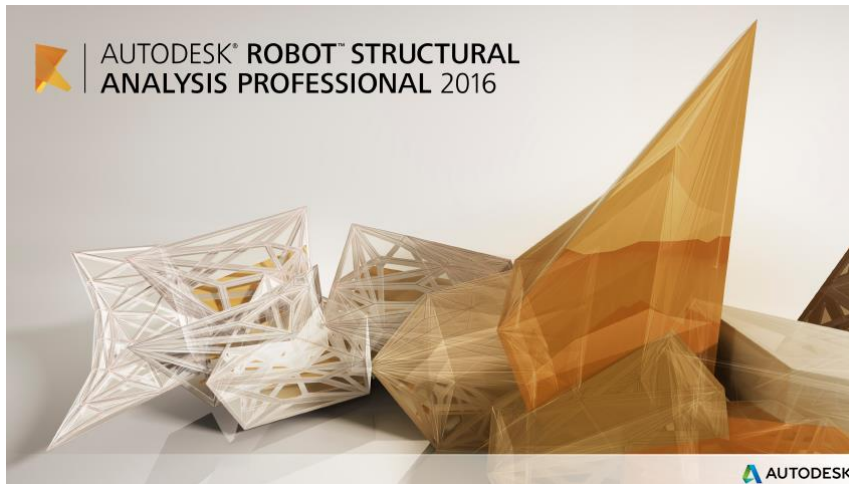
➤ Les caractéristiques principales du logiciel Robot :

- Définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique d'une structure définie dans un autre logiciel CAO/DAO).
- Possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représenter à l'écran les différents types de résultats de calcul (effort, déplacements, travail simultané en plusieurs fenêtres ouvertes etc.)
- Possibilité de calculer (dimensionner) une structure et d'en étudier simultanément une autre (architecture multithread).
- Possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure.
- Possibilité d'affecter le type de barres lors de la définition du modèle de la structure.

- Possibilité de composer librement les impressions (notes de calcul, captures d'écran, composition de l'impression, copie des objets vers les autres logiciels).

IV.3. Manipulation du logiciel :

➤ Lancement du programme Robot :



➤ Choix du type de la structure :

Dans notre cas on choisira le type « *Coque* » pour l'étude de notre structure.

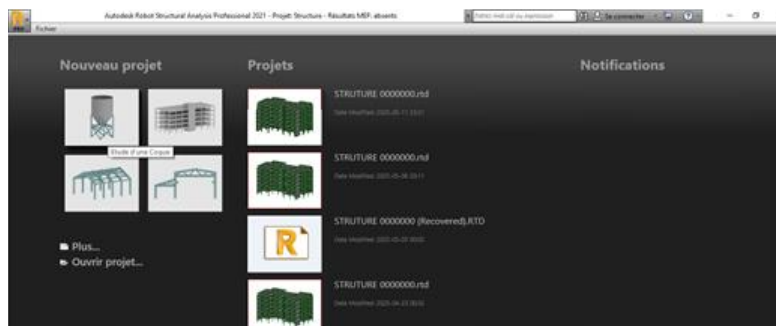


Figure IV.1. Choix du type de la structure.

La nouvelle fenêtre s'affiche :

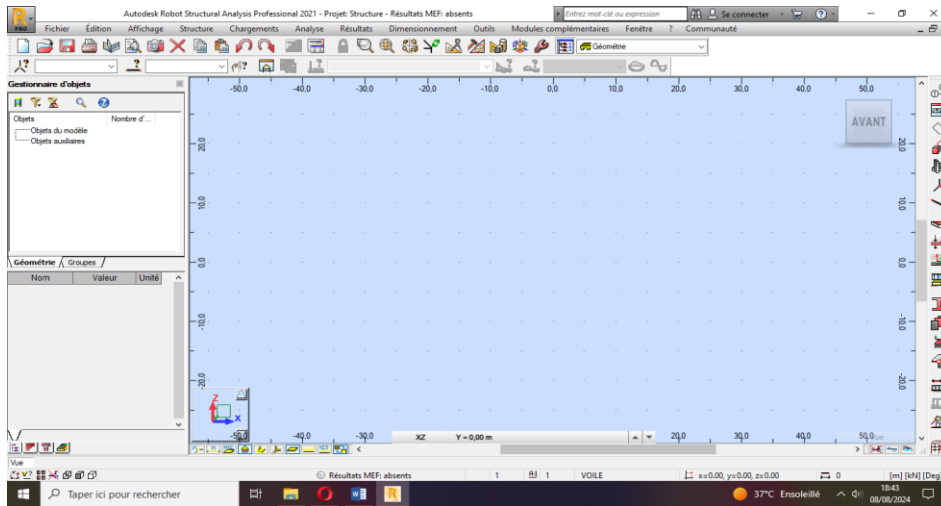


Figure IV.2. Fenêtre ROBOT initiale.

➤ **Définition des matériaux et normes :**

On choisit le type des matériaux qui constituent le bâtiment les normes de conceptions

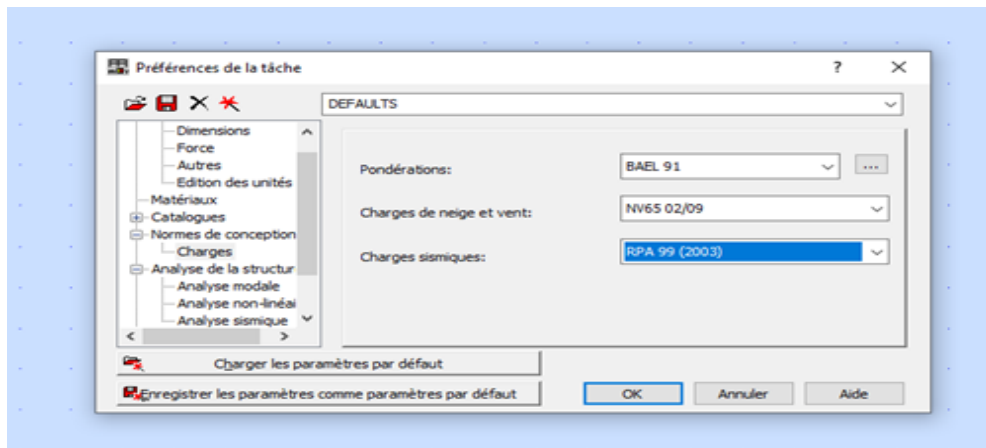


Figure IV.3. Définition des matériaux et normes

➤ **Définition des sections poteaux et poutres (Profils des barres) :**

Cette étape nous permet de définir les différentes sections transversales des éléments barre qui existent dans la structure.

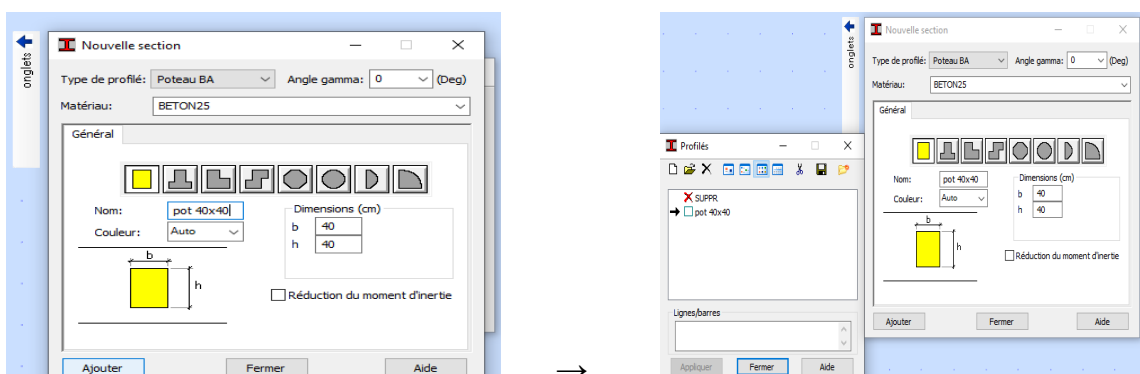


Figure IV.4. Définition des sections des poteaux.

➤ **Définition des éléments panneaux :**

Pour les sections des voiles et des dalles pleines on suit le chemin présenté par la figure ci-dessous

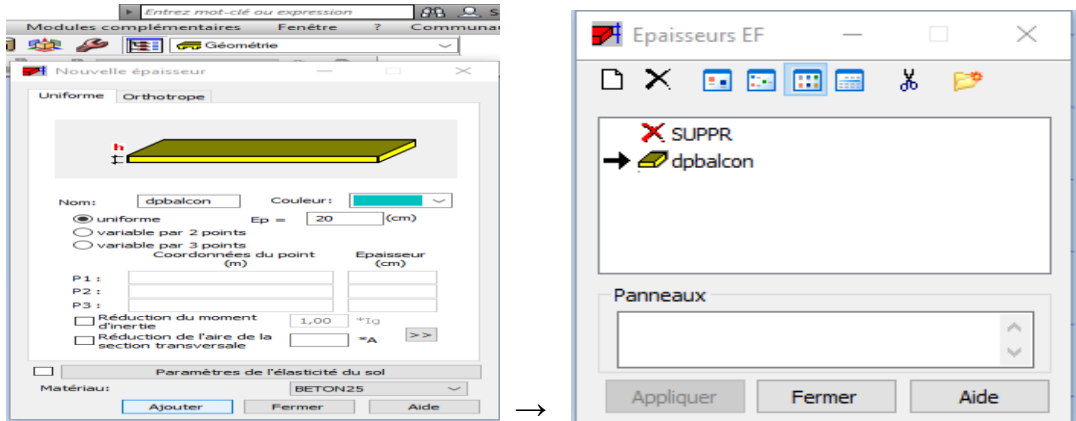
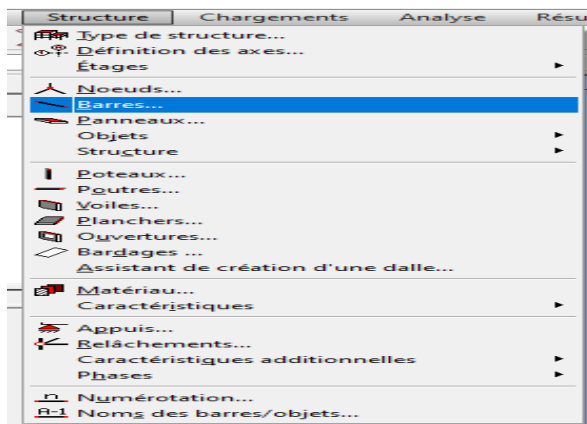


Figure IV.5. Définition des éléments panneaux.

➤ **Affectation des éléments barre (poteaux ; poutres) :**

La commande est accessible :



Une boîte de dialogue s'affiche, On choisit l'élément (poutre, poteau) et sa section, puis on les affecte suivant les lignes de construction.

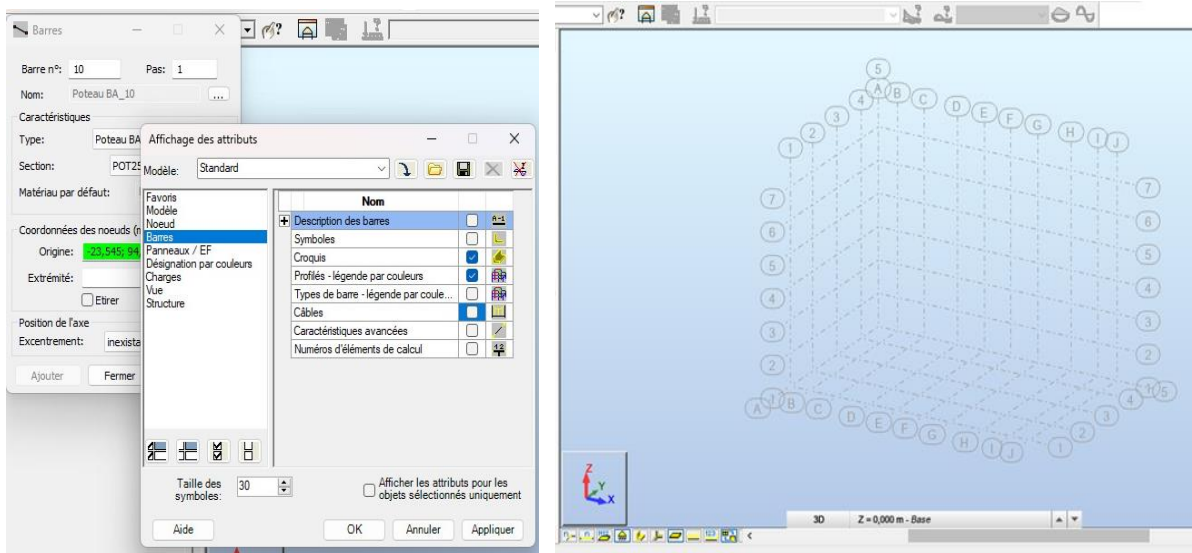


Figure IV.6. Affectation des éléments barres.

➤ **Affectation des éléments surfaciques (Dalle pleine, Escalier, Voiles) :**

Une fois les éléments panneaux sont définies, on les affecte aux différents éléments de la structure (voile, escalier, dalle pleine)

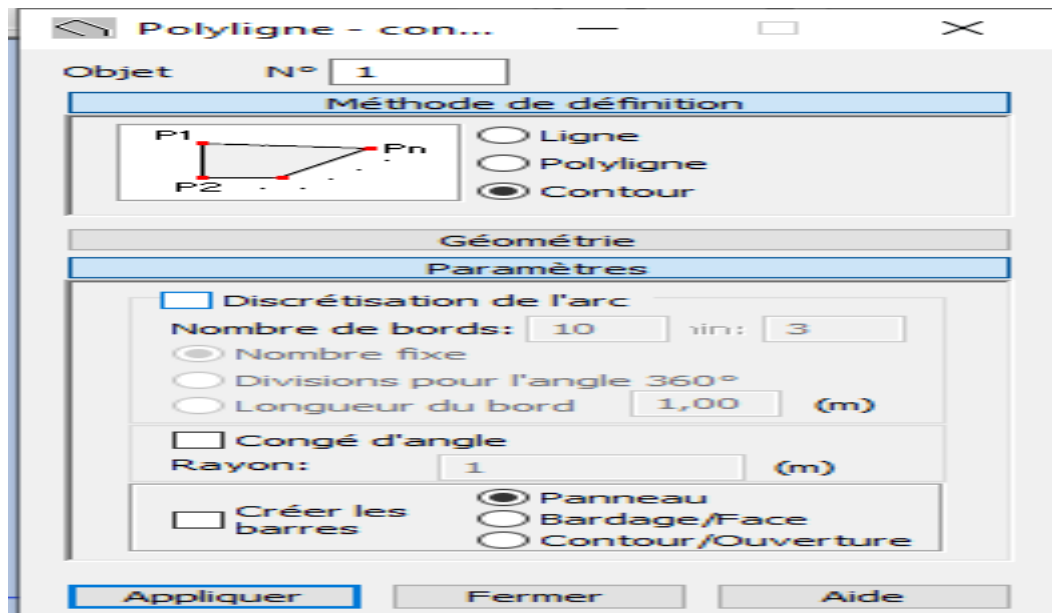


Figure IV.7. Affectation des éléments surfaciques.

➤ **Définition des conditions aux limites :**

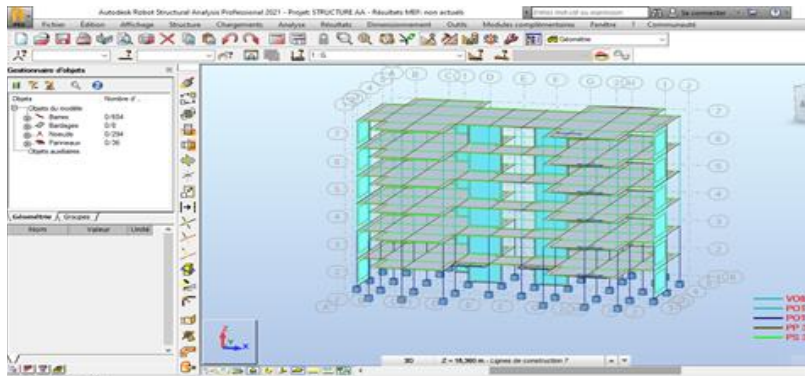


Figure IV.8. Condition aux limites du problème à analyser

➤ **Le choix de nœud maitre et nœuds esclaves :**

Pour satisfaire l’hypothèse du plancher infiniment rigide (diaphragmes) on doit définir le nœud maitre et les nœuds esclaves.

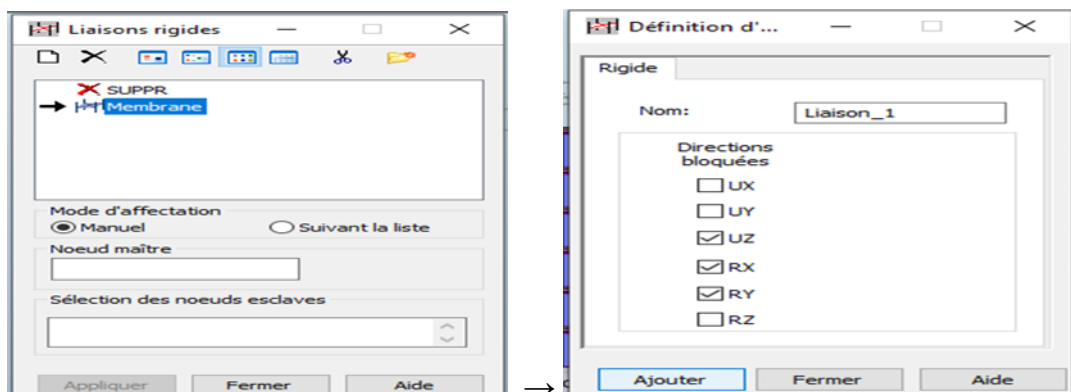


Figure IV.9. Diaphragme.

➤ **Définitions des différentes charges :**

Pour définir les charges statiques (permanentes et d’exploitation) de la structure, on suit les étapes définies par la figure suivante.

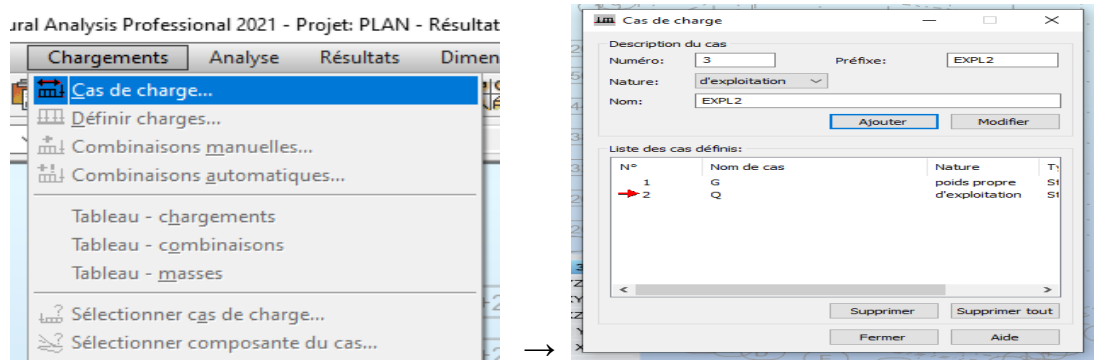


Figure IV.10. Choix du type de charge.

➤ **Chargement de la structure :**

Après avoir défini les différents charges, on les affecte aux différents éléments.

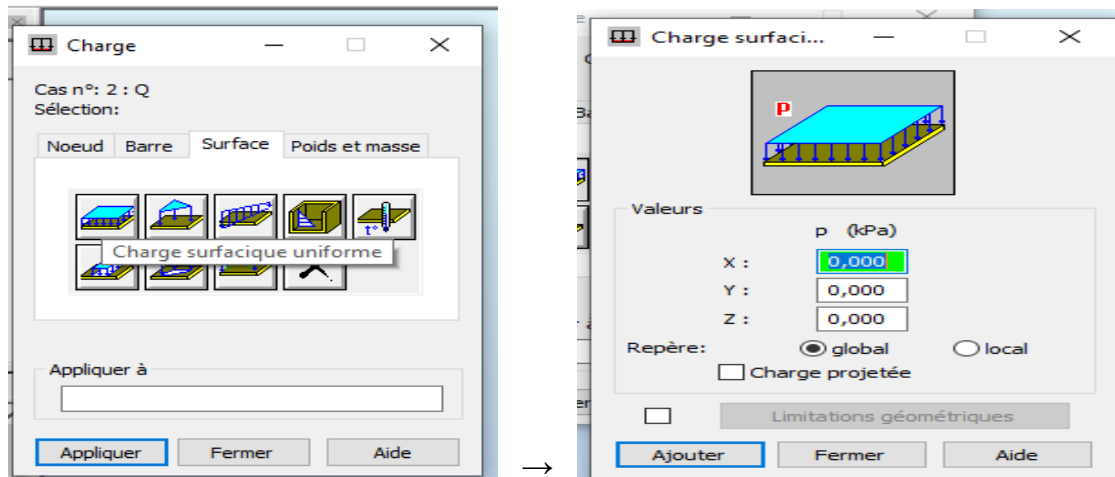


Figure IV.11. Chargement de la structure.

➤ **Définition des types de calculs :**

Dans cette étape, on choisit le type de calcul à faire, analyse statique ou dynamique.

Où l'on introduit le nombre de mode de vibration pour l'analyse modale et les valeurs des paramètres du RPA 99 version 2003 pour l'analyse sismique.

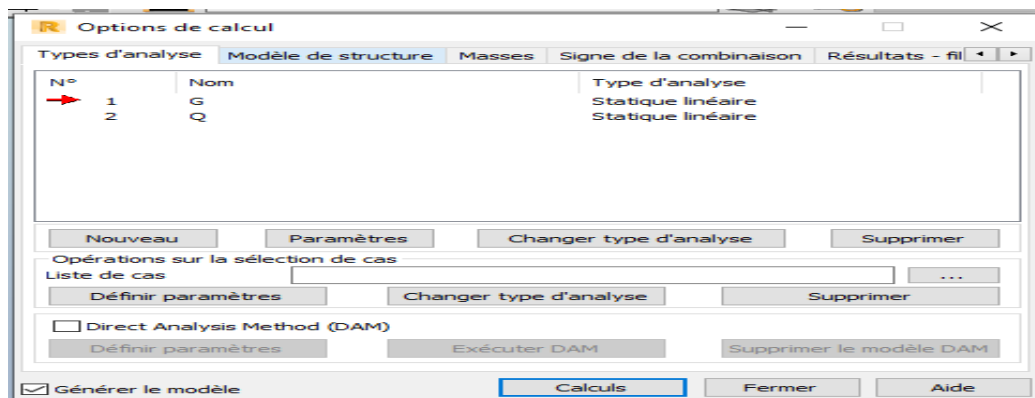


Figure IV.12. Type d'analyse.

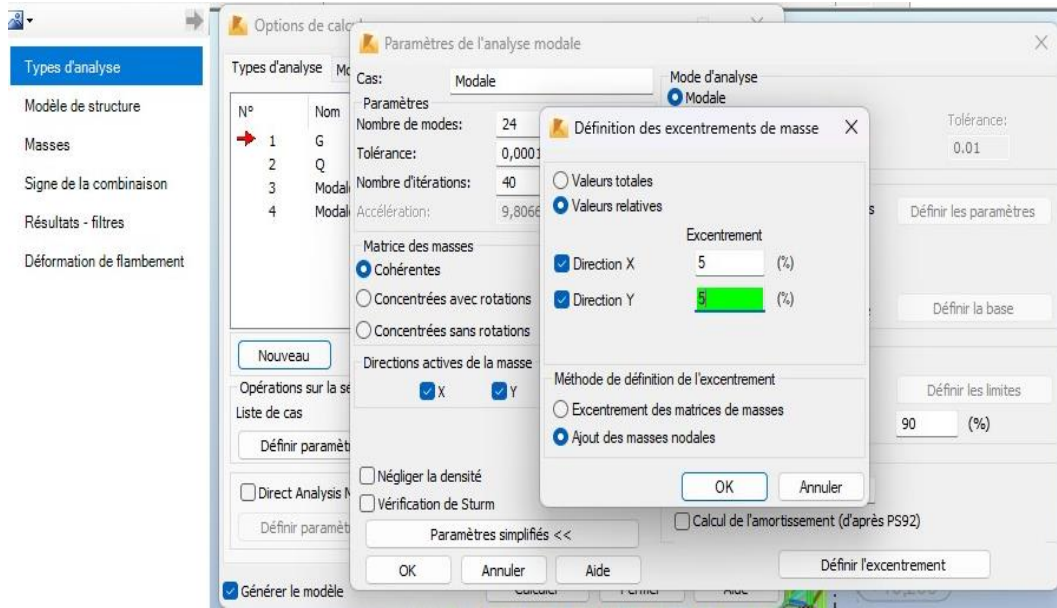


Figure IV.13. Définition des charges dynamiques.

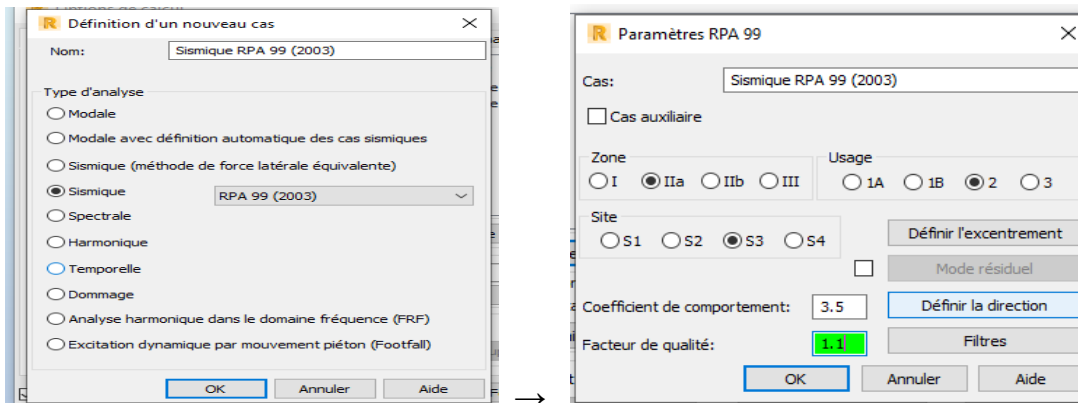


Figure IV.14. Définition des paramètres RPA.

Le logiciel permet de calculer la masse de la structure à partir des éléments et des charges que l'on introduits.

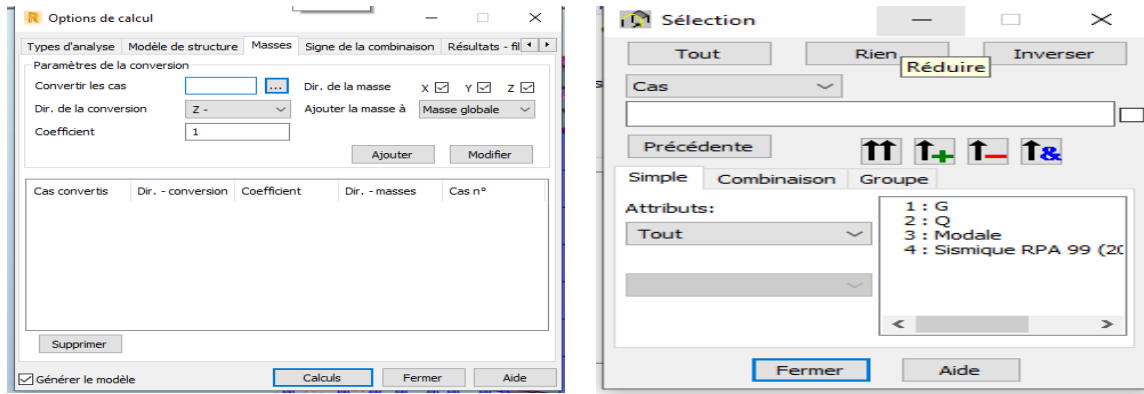


Figure IV.15. Considération de la masse totale et de 20% des charges d’exploitation.

➤ **Le nœud maître :**

Après chargement, les nœuds maîtres seront redéfinis

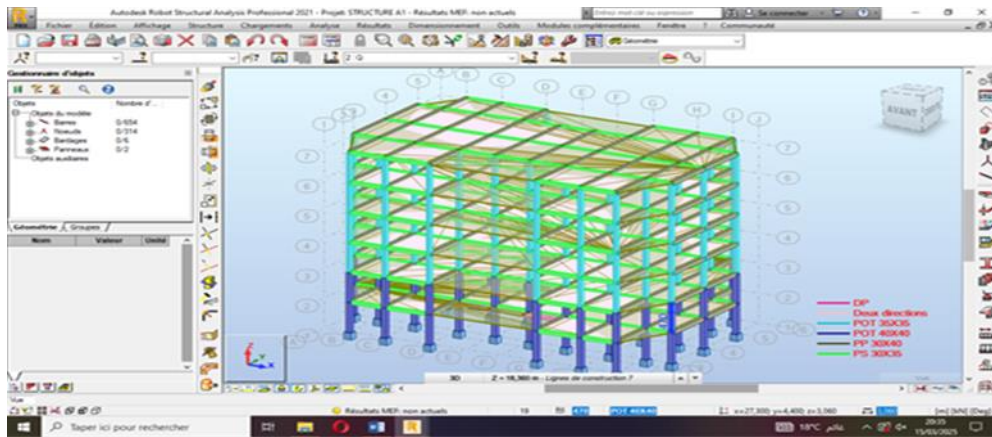


Figure IV.16. Nœud maître de tous les étages.

➤ **Les combinaisons d’actions :**

Dans cette étape, on définit les différentes combinaisons de charges qui sont 8

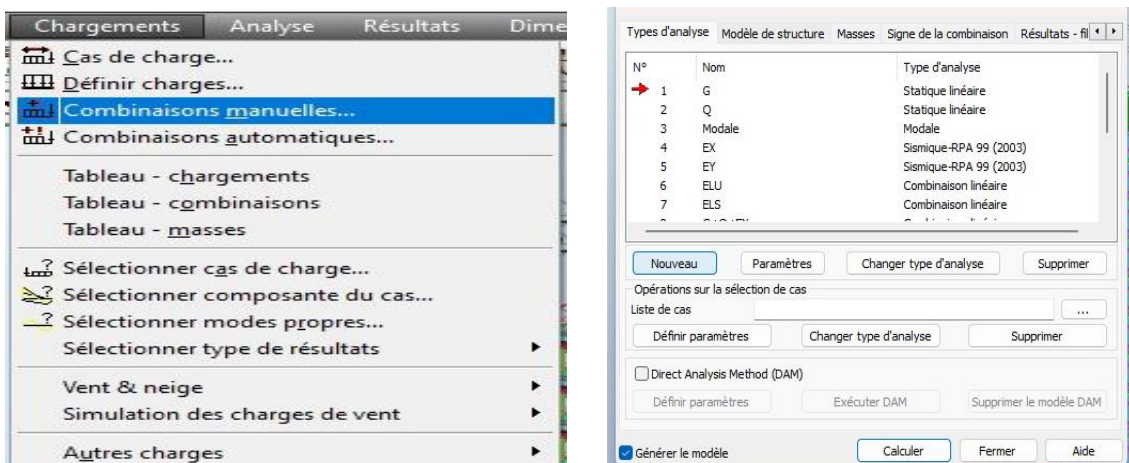


Figure IV.17. Définition des combinaisons d'action.

➤ **Vérification des données :**

Avant de passer à l'analyse de la structure, le logiciel permet de vérifier s'il y a des erreurs

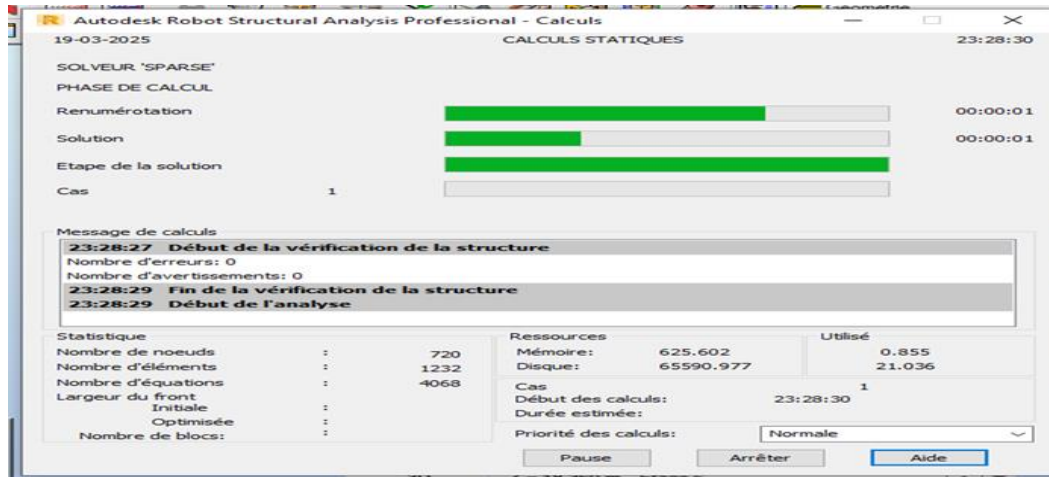


Figure IV.18. Affichage des erreurs.

➤ **Analyse de la structure :**

Une fois la structure est définie et les différents caractéristiques des matériaux et les différents sections sont introduites, on passe à l'étape calcul.

IV.4. Justification des données introduites au logiciel Robot.

➤ **Choix de la méthode de calcul (Art 4.1 RPA 99 version 2003)**

Le calcul des forces sismique peut être fait suivant trois méthodes :

- ✓ Par la méthode statique équivalente,
- ✓ Par la méthode d'analyse modale spectrale,
- ✓ Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.5. Conditions d'application de la méthode statique équivalente (Art 4.1.1 RPA 99 version 2003)

Notre bâtiment est un immeuble à usage d'habitation et commercial (groupe d'usage 2), d'une hauteur totale de 18.36 m, implanté à TIMIZART qui est une zone **II a**. Dans notre cas la méthode statique équivalente est applicable, car la structure ne dépasse pas les limites fixées par le RPA99 révisée 2003 « Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m ».

IV .6. Méthode dynamique modale spectrale

➤ **Principe de la méthode :**

Avec cette méthode, et pour chaque mode de vibration, on cherche le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse.

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de toute la structure.

➤ **Classification de l'ouvrage :**

Notre ouvrage est un bâtiment d'usage habitation avec une hauteur totale de :

$H = 18.36 \text{ m} < 48 \text{ m}$ qui est classée selon *le RPA 99 version 2003* dans le *groupe d'usage 2*

A. Classification du site :

(*Art 3.3, RPA 99 version 2003*) : D'après les résultats des essais réalisés par le laboratoire géotechnique spécialisé, la structure à étudier est implantée sur un sol de catégorie S3 (Site meuble).

➤ **Exploitation des résultats :**

ROBOT permet d'avoir plusieurs résultats, des efforts internes aux plans de ferrailage en passant par des notes de calculs, nous allons donner quelques exemples des résultats que l'on exploite le plus.

- Diagramme des efforts et des moments dans les barres :

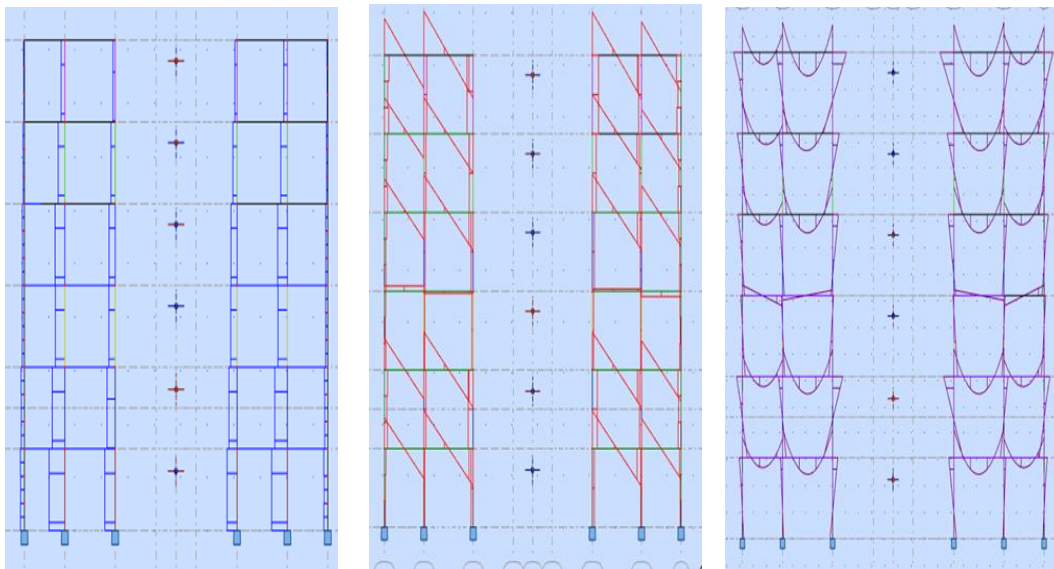


Figure IV.19. Diagramme des efforts et des moments dans les barres.

IV.II. Vérification des exigences du RPA

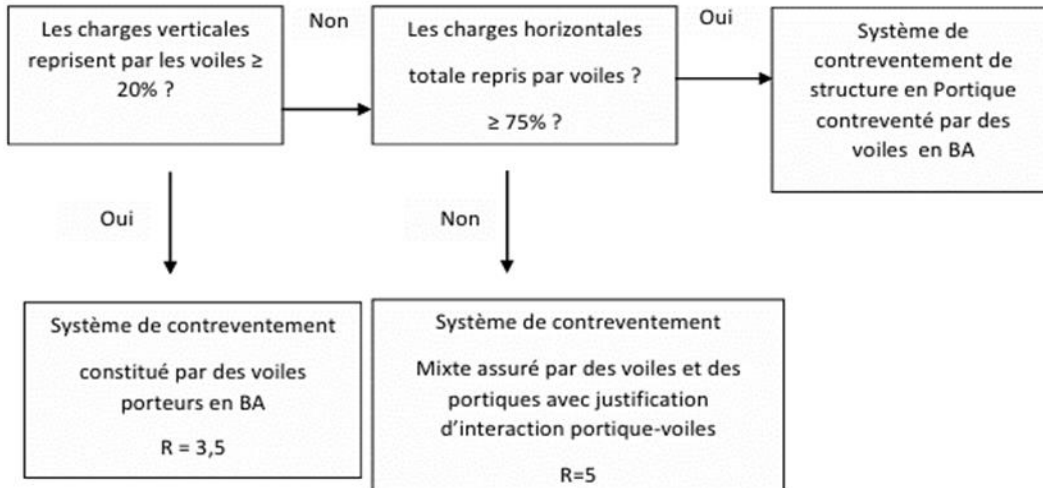
Ce chapitre consiste à vérifier les exigences du RPA qui sont :

- 1- Justification du système de contreventement.
- 2- La période fondamentale de la structure.
- 3- Les excentricités.
- 4- Les déplacements.
- 5- L'effet (P- Δ).

- 6- L'effort tranchant à la base.
- 7- Les efforts normaux aux niveaux des poteaux.

IV.1. Justification du système de contreventement

Cette vérification a pour objectif la détermination des pourcentages relatifs des charges verticales et horizontales reprises par les voiles et les portiques afin de justifier la valeur de R à prendre. Nous avons :



$$F_Z^{tot} \longrightarrow 100\%$$

$$F_Z^{voile} \longrightarrow X$$

Tableau.IV.1. Charge verticale.

Cas/Etage	G (x,y,z) [m]	FZ [kN]	FZ sur les poteaux [kN]	FZ sur les voiles [kN]
7 (C)/1	13,634 8,758 2,	-13320,401	-10314,203	-3006,198
7 (C)/2	13,650 8,862 5,	-10716,922	-8130,047	-2586,875
7 (C)/3	13,650 8,961 8,	-8223,825	-6051,932	-2171,893
7 (C)/4	13,650 8,855 11	-7620,426	-5668,713	-1951,713
7 (C)/5	13,650 8,855 14	-5127,329	-3712,342	-1414,987
7 (C)/6	13,650 8,864 17	-2634,232	-1852,641	-781,591

JUSTIFICATION DU SYSTÈME DE CONTREVENTEMENT:

a°) Sous séisme (E):

Effort Horizontal Total : [KN]	Fx=	1590,207	Pourcentage
	Fy=	1566,661	
Effort Horizontal Voiles : [KN]	Fx=	1129,019	71,00%
	Fy=	1301,024	83,04%
Effort Horizontal Poteaux : [KN]	Fx=	461,188	29,00%
	Fy=	265,637	16,96%

b°) Sous charges verticales :

Effort Normal Total : [KN]	N=	13320,4	Pourcentage
Effort Normal Voiles : [KN]	N=	3006,198	22,57%
Effort Normal Poteaux : [KN]	N=	10314,2	77,43%

Système de contreventement :
Voiles porteurs
R = 3,5

$$F_z^{voile} = 22.57 \% > 20\%$$

✓ **Conclusion**

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, donc d'après le RPA99/2003 le système de contreventement est constitué par des voiles porteurs en béton armé. $R = 3.5$

IV.2. Vérification de la période (Art 4.2.4/RPA version 2003)

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou avec la formule de Rayleigh ou une autre version simplifiée de celle donnée par le logiciel ROBOT. La formule empirique à utiliser est la suivante :

$$T = C_T \times h_N^{(3/4)} ; T_{ROBOT} < 1.3.T_{em} \text{ (Art.4.6 RPA99 version 2003)}$$

Tableau.IV.2. de la période.

	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]
MAX	42,264	0,510	98,117
Cas	3	3	3
Mode	21	1	21
MIN	1,962	0,024	68,745
Cas	3	3	3
Mode	1	21	1

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

C_T : Coefficient ; fonction du système de contreventement, du type de (Tab.4.6.RPA 99 version 2003).

$$T = 0.05 \times 18.36^{(3/4)} ; T = 0.443s ; 1.3 \times 0.443 = 0.576s \quad T_{ROBOT} = 0.510s$$

$$T_{ROBOT} = 0.510 s < 1.3 \times T = 0.576s \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Br@him_S@DOUDI					VERIFICATION DE LA PERIODE EMPIRIQUE	
T_{cal} (s)	h_N (m)	C_T	T_{emp} (s)	Observation	$T = C_T h_N^{3/4}$	
0.51	18.36	0.05	0.44348	vérifié		
Tcal : Periode calculée ou donnée par le logiciel.						
hN : Hauteur de la structure.						
CT : coefficient, fonction du système de contreventement, et type de remplissage.						
Tempirique : La periode empirique.						
N.B : Modifier seulement les cases rouges.						
Les résultats sont en vert.						

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Figure IV.20. Vérification de la période.

IV.3. Vérification des excentricités :

D'après l'article (Art.4.3. RPA 99 version 2003), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à : $\pm 0.05 L$.

Les valeurs de l'excentricité calculée par ROBOT sont données par les tableaux suivants :

Tableau.IV.3. L'excentricité théorique.

Etage	Nom	Liste	Couleur	Lx [m]	Ly [m]	ext [m]	eyf [m]
1	Etage 1	1A67 136 142 1	[Red]	27,300	17,400	1,365	0,870
2	Etage 2	68A134 137 14	[Green]	27,300	17,400	1,365	0,870
3	Etage 3	138 144 153 15	[Yellow]	27,300	17,400	1,365	0,870
4	Etage 4	139 146 155 15	[Blue]	27,300	17,400	1,365	0,870
5	Etage 5	140 147 157 15	[Light Green]	27,300	17,400	1,365	0,870
6	Etage 6	141 148 159 16	[Purple]	27,300	17,400	1,365	0,870

$$e_{x1} - e_{y1} < 5\%L_x ; e_{x1} - e_{y1} < 5\%L_y$$

A partir du tableau précédent donné par le logiciel ROBOT :

$$L_x = 27.30m ; L_y = 17.40m$$

$$5\%L_x = 0.05 \times 27.30 ; 5\%L_x = 1.365m.$$

$$5\%L_y = 0.05 \times 17.40 ; 5\%L_y = 0.870m.$$

Tableau.IV.4. L'excentricité théorique et accidentelle.

Etage	$e_{x1} - e_{y1}$ (m)	$5\%L_x$ (m)	$5\%L_y$ (m)	Condition
1	0.495	1.365	0.870	vérifiée
2	0.495	1.365	0.870	vérifiée
3	0.495	1.365	0.870	vérifiée
4	0.495	1.365	0.870	vérifiée
5	0.495	1.365	0.870	vérifiée
6	0.495	1.365	0.870	vérifiée

IV.4. Vérification Des déplacements :

ROBOT permet d'obtenir tous les déplacements absolus de la structure sous forme de tableaux :

➤ **Déplacements relatifs :**

D'après le (Art .5.10. RPA), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Le déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau k – 1 est égal à :

$$\Delta_x = |\delta_k - \delta_{k-1}| \leq 1\%h_k$$

$$\Delta_y = |\delta_k - \delta_{k-1}| \leq 1\%h_k$$

Avec :

h_k : Hauteur d'étage K.

δ_k : Déplacement dû aux forces sismique Fi (y compris l'effet de torsion).

Les valeurs de seront tirées du logiciel Robot

Cas/Etage	dr UX [cm]
4/ 1	0,245
4/ 2	0,484
4/ 3	0,633
4/ 4	0,697
4/ 5	0,684
4/ 6	0,631

Cas/Etage	dr UY [cm]
5/ 1	0,111
5/ 2	0,229
5/ 3	0,313
5/ 4	0,365
5/ 5	0,382
5/ 6	0,376

Tableau.IV.5. Les déplacements.

Suivant Ex :

Niveau	δ_k (cm)	$1\%h_k$ (cm)	Observations
1	0.857	3.06	Vérifiée
2	1.694	3.06	Vérifiée
3	2.215	3.06	Vérifiée
4	2.439	3.06	Vérifiée
5	2.394	3.06	Vérifiée
6	2.208	3.06	Vérifiée

Suivant Ey :

Niveau	δ_k (cm)	$1\%h_k$ (cm)	Observations
1	0.388	3.06	Vérifiée
2	0.801	3.06	Vérifiée

3	1.095	3.06	Vérifiée
4	1.277	3.06	Vérifiée
5	1.337	3.06	Vérifiée
6	1.316	3.06	Vérifiée

IV.5. Vérification de l'effet(P – Δ) (Art.5.9.RPA 99 version 2003)

L'effet P représente la stabilité d'ensemble c'est-à-dire la capacité d'une structure à conserver sa géométrie et sa position sous l'action des charges, il faut vérifier que :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{h_k \cdot V_k} \leq 0.10.$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau. $K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + 0.2W_{Qi})$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "k" ; $V_k = \sum_{i=k}^n F_i$

Δ_k : Déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1".

h_k : Hauteur de l'étage "k".

Tableau.IV.6. Vérification de l'effet(P – Δ).

Niveau	h_k (cm)	P_k (KN)	Δ_x^k (cm)	Δ_y^k (cm)	V_x^k (KN)	V_y^k (KN)	θ_x	θ_y
1	306	19906.752	0.245	0.111	1590.207	1566.661	0.01	0.04
2	306	12633.707	0.484	0.229	1501.833	1465.908	0.01	0.06
3	306	12513.154	0.633	0.313	1355.445	1309.852	0.01	0.09
4	306	10902.883	0.697	0.365	1262.312	1220.956	0.01	0.01
5	306	7365.656	0.684	0.382	967.918	952.792	0.01	0.09
6	306	3828.429	0.631	0.376	584.032	594.012	0.01	0.07

du tableau on a $\theta_x < 0.1$; $\theta_y < 0.1$...d.....**Condition vérifiée.**

On constate que θ_x et θ_y sont inférieurs à « 0.1 ». Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

VI.6. Vérification de l'effort tranchant à la base (Art. 4.3.6. RPA version 2003)

La résultante des forces sismiques à la base V obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule :

$$V_x ; V_y > 80\% V.$$

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

Calcul des coefficients **A ; D ; R :**

A : Coefficient d'accélération de zone, donne par le RPA 2003 tableau 4.1 dépend de deux paramètres : *Groupe d'usage : 2* ; *Zone sismique : IIa* ; **A = 0.15**

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, donné par la formule (4.2) de RPA99, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) :

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_2. \\ 2.5 \eta \cdot \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \dots T_2 \leq T \leq 3s. \\ 2.5 \eta \cdot \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \dots T \geq 3s. \end{cases}$$

T : La période avec une précision de **T = 0.510 s**

T₁; T₂ : Période caractéristique associée à la catégorie du site. Donnée par le tableau 4.7 du RPA version 99 : *site S₃* $\begin{cases} T_1 = 0.15 \\ T_2 = 0.50 \end{cases}$

η : Facteur de correction d'amortissement, donné par la relation suivante :

Construction auto stable : $\xi = 7\%$.

Construction par voile : $\xi = 10\%$.

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} ; \xi = 10\% ; \eta = 1.8.$$

$$D = 2.5 \eta \cdot \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} ; D = 2.5 \times 0.76 \times \left(\frac{0.5}{0.510}\right)^{2/3} ; D = 1.875$$

Q: Le facteur de qualité de la structure, est déterminé par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$

Tableau IV.7. Valeurs de pénalités P_q .

Critère q	Observé	Non Observé
Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05
Redondance en plan	0	0.05
Régularité en plan	0	0.05
Régularité en élévation	0	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10
$P_q = 1.15$		

R : Coefficient de comportement global de la structure fonction de système de contreventement donné par le (Tab 4-3).

W : Est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau i :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i ; W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 ; $\beta = 0.2$ (Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés).

$$W_i = 10761.257 \text{ KN}$$

$$V = \frac{A.D.Q.W}{R} ; V = \frac{0.15 \times 1.875 \times 1.15 \times 10761.257}{3.5} ; V = 994.455 \text{ KN.}$$

$$V_x = 1590.207 \text{ KN.} ; 80\%V = 0.8 \times 994.455 ; 80\%V = 795.564 \text{ KN}$$

$$V_y = 1566.661 \text{ KN.}$$

$$V_x ; V_y > 80\%V ; V_x = 1590.207 \text{ KN} > 80\%V = 795.564 \text{ KN}$$

$$V_y = 1566.661 \text{ KN} > 80\%V = 795.564 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Tableau.IV.8. Vérification de l'effort tranchant à la base.

VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT A LA BASE										$V = \frac{A.D.Q.W}{R}$		$0.8 \times V_{MSE} \geq V_{sismic}$		Bibliom.52															
A	ξ	η	T1	T2	Te	D	Q	R	W (kN)	Ht (m)	Ct	V sismic (kN)	VMSE (kN)	Observations															
0.15	10	0.764	0.15	0.50	0.443	2.089	1.15	3.5	10761.3	18.36	0.05	994.46	235.212	Vérifiée															
NB: Modifier seulement les cases rouges										Les résultats sont en vert.																			
												$T = C_T h_N^{3/4}$																	
												$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7$		(4.3)															
A: coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1) D: facteur d'amplification dynamique (figure 4.1) Q: facteur de qualité $Q = 1 + \sum_{i=1}^n P_i$; P_i : coefficient de pénalité (tableau 4.4) R: Coefficient de comportement globale de la structure (tableau 4.3) W: Poids total de la structure $W = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$; W_{Gi} : Poids des charges permanentes W_{Qi} : Poids des charges d'exploitations β : Coefficient de pondération (tableau 4.5) Ht: Hauteur totale de du bâtiment Ct: Coefficient de période tableau (4-6) Effort tranchant à la base du batiment calculé avec la meth. Static. Equ. Vsismic: Effort tranchant calculé par le logiciel (ROBOBAT) ξ : Coefficient d'amortissement η : Facteur de correction d'amortissement												$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^2 & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^2(3.0/T)^5 & T \geq 3.0s \end{cases}$		(4.2)															
												Tableau 4.7 : Valeurs de T ₁ et T ₂																	
												<table border="1"> <thead> <tr> <th>Site</th> <th>S₁</th> <th>S₂</th> <th>S₃</th> <th>S₄</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>T₁ (sec)</td> <td>0.15</td> <td>0.15</td> <td>0.15</td> <td>0.15</td> </tr> <tr> <td>T₂ (sec)</td> <td>0.30</td> <td>0.40</td> <td>0.50</td> <td>0.70</td> </tr> </tbody> </table>		Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄	T ₁ (sec)	0.15	0.15	0.15	0.15	T ₂ (sec)	0.30	0.40	0.50	0.70	
Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄																									
T ₁ (sec)	0.15	0.15	0.15	0.15																									
T ₂ (sec)	0.30	0.40	0.50	0.70																									
												Tableau 4.1 : Coefficient d'accélération de zone A.																	

IV.7. Vérification de L'effort Normal Réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3.$$

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B : L'aire (section brute) de la section de béton.

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton. $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

Tableaux.IV.9. Les vérifications de l'effort normal réduit.

VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT $v = Nd / (Bc \cdot f_{cj})$			
Nd : effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton sous combinaisons sismiques			
Bc : aire (section brute) de cette dernière en [m]			
fcj : résistance caractéristique du béton			
Nd [KN]=	1128,655	KN	
a [m]=	0,40	m	
b [m]=	0,40	m	
fcj [Mpa]=	25	Mpa	
v =	0,2822	< 0.3	condition vérifiée

VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT $v = Nd / (Bc \cdot f_{cj})$			
Nd : effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton sous combinaisons sismiques			
Bc : aire (section brute) de cette dernière en [m]			
fcj : résistance caractéristique du béton			
Nd [KN]=	353,785	KN	
a [m]=	0,35	m	
b [m]=	0,35	m	
fcj [Mpa]=	25	Mpa	
v =	0,1155	< 0.3	condition vérifiée

✓ **Conclusion :**

Après avoir modélisé et effectuée toutes les vérifications du RPA, on peut passer au ferrailage des éléments de la structure.



Chapitre V

Ferraillage des éléments structuraux

I. Ferrailage des poteaux

V.I. Introduction

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts de tous les niveaux vers la fondation. Chaque poteau est soumis à un effort N et à un moment fléchissant M , qui sont tirés des résultats de la modélisation avec le logiciel ROBOT, ils sont calculés en flexion composée.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- 1- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- 2- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- 3- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant

Pour les moments correspondants on prendra le max de M_y et M_z ; quant à l'effort N il correspond à F_x dans Robot.

En tenant compte de combinaisons suivantes :

À l'ELU : $1.35G + 1.5Q$.

À l'ELS : $G + Q$.

RPA 2003 : $G + Q \pm E$.

RPA 2003 : $0.8G \pm E$.

V.I.1. Calcul des armatures à l'ELU

1. Section partiellement comprimée SPC

La section est partiellement comprimée si l'une des relations suivantes est vérifiée :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. (Que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :

$$e_u > \frac{h}{2} - C \quad ; \quad e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression :

$$e_u < \frac{h}{2} - C$$

Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante :

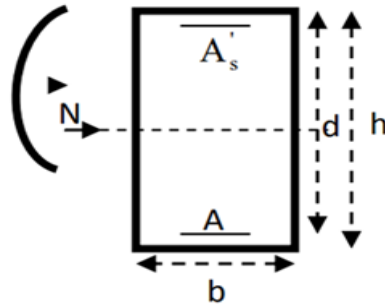
$$N_u(d - c') - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{b}\right) b d^2 f_{c28}$$

N_u : Effort de compression.

M_f : moment fictif ; $M_f = N_u \cdot g$ $g = e_u + \left(\frac{h}{2} - c'\right)$.

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad ; \quad \gamma_b = 1.50 \text{ et } \theta = 1 \text{ situation durable.}$$

$$\gamma_b = 1.50 \text{ et } \theta = 0.85 \text{ situation accidentelle.}$$



Détermination des armatures : $\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$

- Si $\mu \leq \mu_l$

La section est simplement armée SSA $A' = 0$.

- Armatures fictives : $A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$

- Armatures réelles : $A = A_f \pm N_u \cdot \sigma_{st}$

(+) si N : effort de compression.

(-) si N : effort de traction.

Avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

- Si $\mu \geq \mu_l = 0.392$

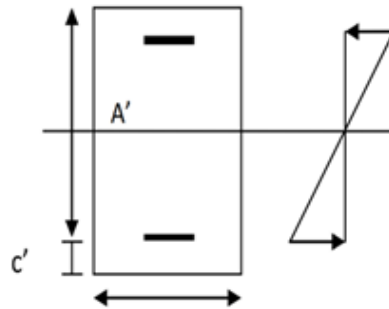
La section est doublement armée SDA ($A' \neq 0$)

On calcul

$$M_f = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc} \quad \begin{cases} A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_{st}} \\ A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_{st}} \end{cases}$$

Avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

M_f : Moment ultime pour une section simplement armée La section réelle d'armature $A's = A'$; $A_s = A_f - \frac{Nu}{\sigma_{st}}$



2. Section entièrement comprimée SEC

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$e_u < \frac{h}{2} - C$$

- Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures.
- N : effort de compression.
- $Nu (0.337 h - 0.81 c) b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$; $C \in$ noyau central SEC Deux cas peuvent se présenter :
- Si $Nu (d - c') - M_f \geq (0.5 - c h) b h^2 f_{bc}$; la section est doublement armée $A_s > 0$ et $A's > 0$

La section d'armature :

$$\begin{cases} A'_s = \frac{M_f(d-0.5h)b \cdot h \cdot f_{bc}}{(d-c)\sigma_{st}} \\ A_s = \frac{Nu - bh f_{bc}}{\sigma_{st}} - A'_s \end{cases}$$

- Si $Nu (d - c') - M_f < (0.5 - c h) b h^2 f_{bc}$, la section est simplement armée. $A_s > 0$ et $A's = 0$

$$A_s = \frac{N - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_{st}} \quad ; \quad \Psi = Nu \frac{0.3571 + \frac{N(d-c') - M_f}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

3. Section entièrement tendue SET

$$e_u \leq \frac{h}{2} - C \quad ; \quad \begin{cases} A = Nu \frac{\frac{h}{2} - C + e_u}{\sigma_{10}(d-c)} \\ A' = \frac{Nu}{\sigma_{10}} - A_{si} \end{cases} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

V.I.2. Recommandation de RPA :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Le diamètre minimal est de 12 mm.

La longueur minimale de recouvrement est de $40\phi L$ (zone IIa).

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa.

Pour tenir compte du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement

Pourcentage total maximum : Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement.

Le ferrailage des poteaux se fait en zone tel que :

Zone I (RDC + étage 1) 40×40 : $b = 40 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$; $d = 37 \text{ cm}$

$$c = c' = 3 \text{ cm.}$$

Zone II (Étage 2,3 ,4+terrasse inaccessible) 35×35 : $b = 35 \text{ cm}$; $h = 35 \text{ cm}$ $d = 32 \text{ cm}$ $c = c' = 3 \text{ cm.}$

Tableau V.I.1. Armatures longitudinales des poteaux recommandés par le RPA.

		Section maximale	
Section des poteaux	Pourcentage minimal $A_{min} = 0,8\% \times b \times h \text{ (cm}^2\text{)}$	Zone de recouvrement $A_{min} = 6\% \times b \times h \text{ (cm}^2\text{)}$	Zone courante $A_{min} = 4\% \times b \times h \text{ (cm}^2\text{)}$
Poteaux (40×40)	12.8	96	64
Poteaux (35×35)	9.8	73.5	49

V.I.3. Armatures transversales (Art 7.4.2.2 RPA 99 version 2003).

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi. Par conséquent, si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

- Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
 - Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
 - Positionner les armatures longitudinales.
- Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h \cdot f_e}$$

Avec :

h : Hauteur totale de la section brute.

V_u : Effort tranchant du calcul.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort

tranchant. $\rho_a \begin{cases} 2.5 & ; \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & ; \lambda_g < 5 \end{cases}$

A_t : Armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

La valeur maximale de cet espacement est fixée comme suit :

- En zone nodale $S_t \leq \min(10\emptyset, 15cm)$ $S_t = 10cm$.
- En zone courante $S_t = 15cm$.

Avec :

\emptyset : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- Calcul de l'élanement géométrique λ_g :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} ; \frac{l_f}{b}$$

$a ; b$: Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : Longueur de flambement du poteau.

L'expression de la longueur de flambement l_f est donnée suivant l'article B.8.3, 3 du

BAEL91/99 : $l_f = 0.7h_e$

h_e : C'est la hauteur du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0.3\% \dots \dots \dots \lambda_g \geq 5. \\ 0.8\% \dots \dots \dots \lambda_g < 3. \\ 3 < \lambda_g < 5 \text{ interpoler entre les valeurs limites précédentes.} \end{cases}$$

V.I.4. Ferrailage des poteaux dans le sens longitudinal logiciel EXPERT.

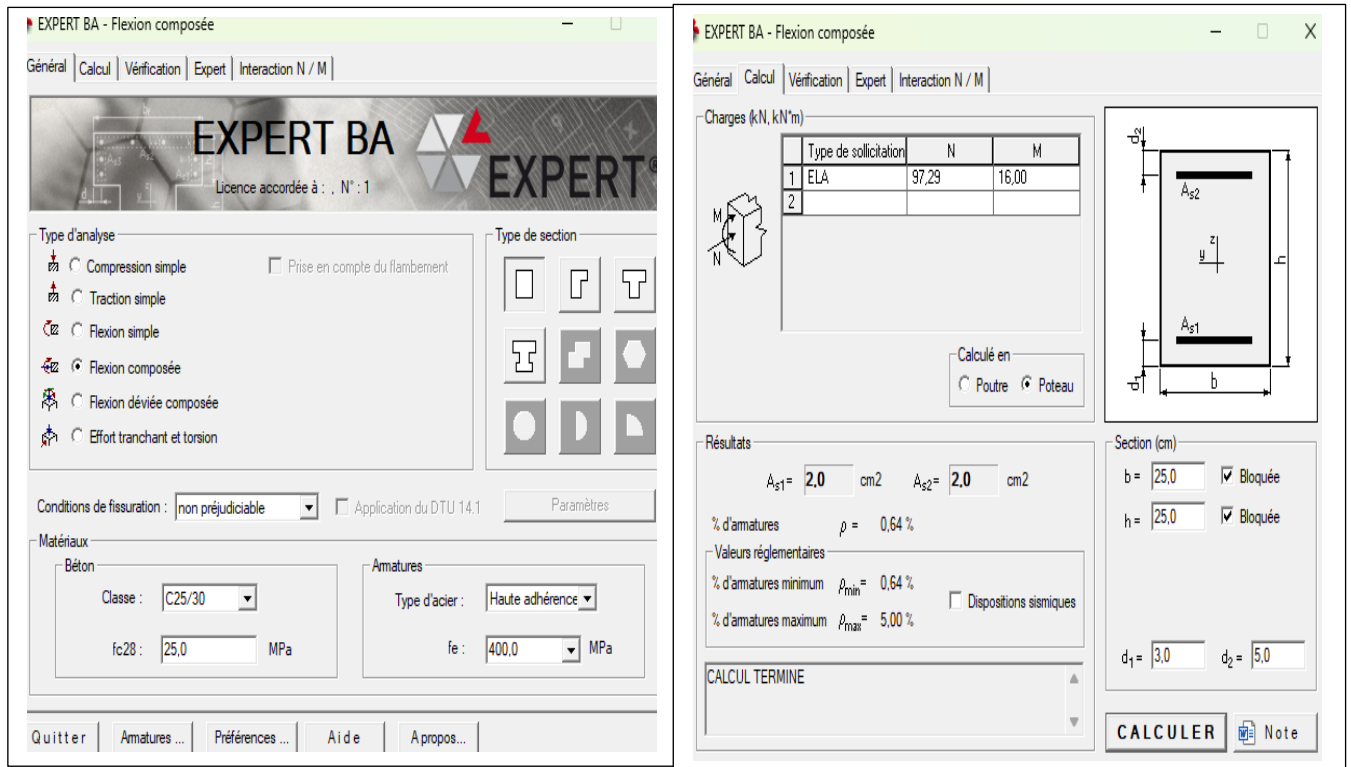


Figure V.1.1. Fenêtre de Calcul des armatures à l'aide de l'application ROBOT EXPERT.

➤ Procédure avec Robot :

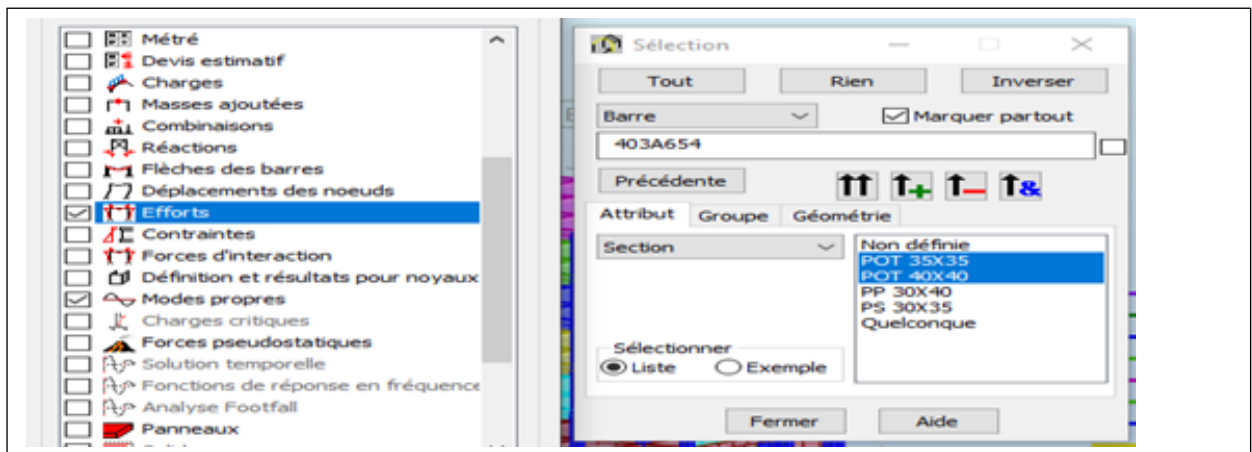


Figure V.1.2. Extraction de N et M à partir de ROBOT.

Tableau V.I.2. Les valeurs des efforts et moments les plus défavorables

Niveau	Section	Sollicitation	Combinaison	N (KN)	M (KN.m)
RDC et 1 ^{er} étage	40 X 40	$N^{max} - M^{corres}$	ELU	1128.655	11.153
		$N^{min} - M^{corres}$	0.8 G - EX	-1.343	-3.128
		$N^{corres} - M^{max}$	G + Q - EX	774.207	26.801
2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étages.	35 X 35	$N^{max} - M^{corres}$	ELU	743.027	31.340
		$N^{min} - M^{corres}$	0.8 G - EX	-1.129	-1.687
		$N^{corres} - M^{max}$	G + Q - EX	558.777	19.512

Exemple calcul manuelle :

❖ **Poteau 40 x 40 :**

$M_u = 11.153 \text{ KN.m}$ et $N_u = 1128.655 \text{ KN}$

N : effort de compression

- L'excentricité : $e_u = \frac{M_u}{N_u}$ et $e_u \geq \frac{h}{2} - c$

$$e_u = \frac{11.153}{1128.655} = 0.009$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{40}{2} - 3 = 17 \text{ cm}$$

$e_u < \frac{h}{2} - c \rightarrow$ section entièrement comprimé SEC.

$N_u (d-c) - M_f$ Avec : $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$

- Calcul du moment fictif :

$M_f = 11.153 + 1128.655 \left(\frac{0.40}{2} - 0.03\right) = 203.024 \text{ KN.m}$

$\rightarrow N_u (d-c) - M_f = 1128.655 (0.37 - 0.03) - 203.024 = 108.718 \text{ KN.m}$

$Et : \left(0.5 - \frac{c}{h}\right) b h^2 f_{bc} = \left(0.5 - \frac{0.03}{0.40}\right) 0.40 \times 0.40^2 \times 14.2 \times 10^3 = 386.24 \text{ KN.m}$

Calcul des armatures :

$A_s = \frac{N_u - 100\Psi . b . h . f_{bc}}{100\sigma_{st}}$ avec $A' = 0$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0.357 + \frac{N(d-c) - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0.857 - \frac{c}{h}}$$

$$\Psi = \frac{0.357 \frac{1128.655(0.37-0.03) - 203.024}{0.40 \times 0.40^2 \times 14.2 \times 10^3}}{0.857 - \frac{0.03}{0.40}} = 0.09$$

$$A_s = \frac{1128.655 - 100 \times 0.09 \times 0.40 \times 0.40 \times 14.2 \times 10^3}{100 \times 348} = -0.55$$

$$A_s = -0.55 \text{ cm}^2 = 0.$$

Remarque :

Nous allons ferrailer par zone ; car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau :

Zone I : RDC et 1^{er} étage

Zone II : 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étages

- Le ferrailage des poteaux est fait à l'aide du logiciel Robot Expert, les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3. Ferrailage des poteaux dans le sens longitudinal.

Niveaux	section (cm ²)	Effort normal (KN)	Moment (KN.m)	$\frac{h}{2} - c$ (cm)	e_u	OBS	A's (cm ²)	As (cm ²)	A _{min}	Choix d'armatures	A _{adapt} (cm ²)
Zone I	40 × 40	1128.655	11.153	18	0.009	SEC	8	8	15.2	8 HA 16	16.08
		-1.343	-3.128	18	2.32	SEC					
		774.207	26.801	18	0.03	SEC					
Zone II	35 × 35	743.027	31.340	14.5	0.04	SEC	6.1	6.1	12.1	8 HA 14	12.32
		-1.129	-1.687	14.5	1.49	SEC					
		558.777	19.512	14.5	0.03	SEC					

VI.5. Armatures transversales

1. Selon Art 8.1.3. BAEL 91 modifier 99 :

Le diamètre :

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t > \frac{\phi_l}{3} ; \phi_t > \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm.}$$

Soit :

$$\phi_t > 8\text{mm.}$$

ϕ_l : Le plus grand diamètre de l'armature longitudinale.

2. Armatures transversales selon les recommandations de l'Art7.4.2.2. RPA 99/mod 2003

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{s_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

A_t : Armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales tel que :

$$S_t \leq \min (10. \phi_l ; 15 \text{ cm}) \dots\dots\dots \text{en zone nodale.}$$

$$S_t \leq 15. \phi_l \dots\dots\dots \text{en zone courante.}$$

Zone nodale :

$$S_t \leq \min (10 \times 1.2 ; 15 \text{ cm}) ; S_t \leq \min (12 ; 15) \text{ cm} ; S_t = 10\text{cm}$$

Zone courante :

$$S_t \leq 15. \phi_l ; S_t \leq 15 \times 1.2 = 18\text{cm} ; S_t = 15\text{cm.}$$

On adopte :

$$S_t = 10\text{cm} \dots\dots\dots \text{en zone nodale.}$$

$$S_t = 15\text{cm} \dots\dots\dots \text{en zone courante.}$$

- Si $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_{min} = 0.3\% . b_0 . S_t$

- Si $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow A_{min} = 0.8\% . b_0 . S_t$

- Si $3 < \lambda_g ; \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right)$

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 \Rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \Rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Tableau V.I.4. Valeurs de l'élanement géométrique λ_g

Section des poteaux (cm^2)	$L_0(m)$	$L_f = 0,7L_0 (m)$	$\frac{l_f}{a}$	Coefficient correcteur ρ
40 × 40	3.06	2.142	5.355	2.5
35 × 35	3.06	2.142	6.12	2.5

Tableau V.I.5. L'effort tranchant max.

Niveau	Section (cm ²)	Effort tranchant max à L'ELU (KN)	Effort tranchant max à L'ELS (KN)
RDC et 1 étage	40x40	48.478	34.979
2,3,4 + terrasse	35x35	18.685	13.487

Zone nodale $s_t = 10\text{cm}$;

Zone courante $S_t = 15\text{cm}$.

$$A_t = \frac{\rho_e V_u}{h_e f_e} ; A_t = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e} \cdot s_t ; A_t = \frac{2.5 \times 48.47}{300 \times 400} \times 10^3 \times 100 ; A_t = 1 \text{ cm}^2$$

Niveau	40 × 40	35 × 35
A_t		
zone nodale	1 cm ²	0.38 cm ²
zone courante	1.51 cm ²	0.58 cm ²

$$\lambda g \geq 5 \Rightarrow A_{min} = 0.3\% \cdot b_0 \cdot S_t$$

Niveau	40 × 40	35 × 35
A_{min}		
zone nodale cm	1.2	1.05
zone courante cm	1.8	1.58

Tableau V.I.6. Vérification de la quantité d'armatures transversales

Poteaux	A_t	A_{min}	A_{Choix}	Vérification $A_{min} < A_{\text{Choix}}$
40 × 40	1 cm ²	1.2	4Ø8 = 2,01	Vérifier
	1.51 cm ²	1.8	4Ø8 = 2,01	
35 × 35	0.38	1.05	4Ø8 = 2,01	Vérifier
	0.58	1.58	4Ø8 = 2,01	

V.I.6. Vérifications à l'ELU

1. Délimitation de la zone nodale

Poteaux 40x 40

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b, h, 60\right); \quad h' = \max(51,40,40,60) \text{ cm} ; \quad h' = 60 \text{ cm}$$

Niveaux	Poteaux	h_e	$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b, h, 60\right)$
RDC + 1 étage	40 X 40	306	60
2ème jusqu'au dernier	35 X 35	306	60

2. La longueur de recouvrement des armatures longitudinales :

Pour la zone II a : $L_r = 40 \varnothing$ Pour $\varnothing = 16 \text{ mm}$; $L_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$ Pour $\varnothing = 14 \text{ mm}$; $L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$

3. Ancrage des armatures (longueur de scellement): (BAEL 91 modifié 99/Art.6.1.2.2)

$$\text{La longueur de scellement } L_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4\tau_s}$$

$$\text{Avec } \tau_s = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPA}$$

Pour $\varnothing = 16 \text{ mm}$; $L_s = 56.44 \text{ cm}$ Pour $\varnothing = 14 \text{ mm}$; $L_s = 49.38 \text{ cm}$

L_s : dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne termine par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet L_c est au moins égale à : $0,4 L_s$ pour les aciers à haute adhérence.

Pour $\varnothing = 16 \text{ mm}$; $L_c = 23 \text{ cm}$.Pour $\varnothing = 14 \text{ mm}$; $L_c = 20 \text{ cm}$.

V.1.7. Vérification à l'ELS

1. Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91 modifié 99/Art.4.2.1) :

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0.23f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \times b \cdot d.$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.I.7. Vérification de condition de non fragilité.

Zone	N (KN)	M(KN.m)	es	A _{min}	A _{adpt} (cm ²)
40x40	469.584	24.755	0.052	3.34	16.08
	-1.343	-3.128	2.239	5.66	
	774.207	26.801	0.034	4.40	
35x35	338.489	17.993	0.053	4.41	12.32
	-1.129	-1.687	1.494	3.99	
	558.777	19.512	0.035	3.33	

2. État limite d'ouverture de fissures :

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers.

3. État limite de compression du béton :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous Ms et Ns, on doit déterminer les contraintes du béton puis les comparer aux contraintes admissibles.

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

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Tableau V.I.8. Vérification de l'état limite de service du béton à la compression en utilisant le logiciel EXPERT.

Zone	N (KN)	M(KN.m)	As (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _{st} (MPa)	σ̄ _{st} (MPa)	OBS

40x40	469.584	24.755	16.08	6.8	15	100	348	CV
	-1.343	-3.128		0.2		26.8		
	774.207	26.801		6.1		84.4		
35x35	338.489	17.993	12.32	8.7	15	115.4	348	CV
	-1.129	-1.687		0.2		2.4		
	558.777	19.512		6.1		82		

V.I.8. Conclusions

Niveaux (cm)	Section	A_t	A_{ad}	
3.06	40 × 40	4Ø8 = 2,01	8 HA 16	16.08
3.06	35 × 35	4Ø8 = 2,01	8 HA 14	12.32

II. Ferraillage des poutres

V.II.1. Introduction

Les poutres sont des éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges des différents niveaux aux poteaux. Les poutres sont ferraillées en flexion simple sous les combinaisons des charges les plus défavorable et ensuite vérifiées à I 'ELS. Le ferraillage des poutres sera déterminé en fonction des moments fléchissant max, qui seront données par les combinaisons suivantes.

Selon le BAEL 91 → ELU : 1.35G + 1.5Q

$$\text{ELS : } G + Q$$

Selon le RPA version 2003 → G+Q±E

$$0.8G \pm E$$

V.II.2. Recommandation du RPA99 version 2003 pour le ferraillage des poutres

1. Armatures longitudinales (Art 7.5.2.2 RPA99/version 2003) :

- le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de 4% en zone courante, 6% en zone de recouvrement.

Les calculs sont montrés dans le tableau suivant

Tableau V.II.1. Section des armatures longitudinales.

	Section (cm ²)	A _{min} =0.5%bh (cm ²)	pourcentage maximal (cm ²)	
			Z. recouvrement A max=6% b h	Z. courante A max=4% b h
Poutres principales	(30x40)	6	72	48
Poutre secondaire	(30x35)	5.25	63	42

- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone I I a).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.
- On rappelle que les poutres principales sont dans le sens y-y et les poutres secondaires dans le sens x-x.

2. Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA99/version 2003) :

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times s_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- ✓ $s_t = \min (h/4 ; 12\varphi)$ en zone nodale
- ✓ $s_t \leq h/2$ en zone courante.

Ø : C'est le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

s_t : espacement maximal entre les armatures transversales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.II.3. Étapes de Calcul

➤ **Exposé de la méthode de calcul :**

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

- As : section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.
- A's : section inférieure la plus comprimée.

On calcule le moment réduit : $\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$ avec $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b \theta}$

Mu : Moment supporté par la section

Situation courante : $\begin{cases} \gamma_b = 1.5 & \rightarrow f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} \\ \gamma_s = 1.15 & \rightarrow \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$

Situation accidentelle : $\begin{cases} \gamma_b = 1.5 & \rightarrow f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} \\ \gamma_s = 1.00 & \rightarrow \sigma_{st} = 400 \text{ MPa} \end{cases}$

➤ Définition du moment réduit limite :

$$\begin{matrix} f_e = 400 \\ \gamma_s = 1.15 \end{matrix} \rightarrow \mu_l = 0.392$$

On distingue deux cas :

- Si $\mu_b \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (SSA). Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0$)

La section d'acier tendue est : $A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma}$ avec $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

- Si $\mu_b \geq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est doublement armée (SDA)

On calcule :

$$M_r = \mu_r \times b \times d^2 \times f_{bc} \quad \text{et} \quad \Delta M = M_u - M_r$$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

$$\text{Armatures tendues : } A_{st} = \frac{M_u}{\beta_r \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_s}$$

$$\text{Armatures comprimées : } A'_s = \frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_s}$$

Remarque :

Une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total c'est-à-dire $\Delta M \leq 0.4 M_u$ (Art BAEL B.6.6, 1) Le ferraillage des poutres est récapitulé dans les tableaux suivant

V.II.4. Ferraillage des poutres principales (30×40)

Les valeurs des moments et efforts a pour les poutres utilisés pour nos calculs sont extraites du logiciel Robot

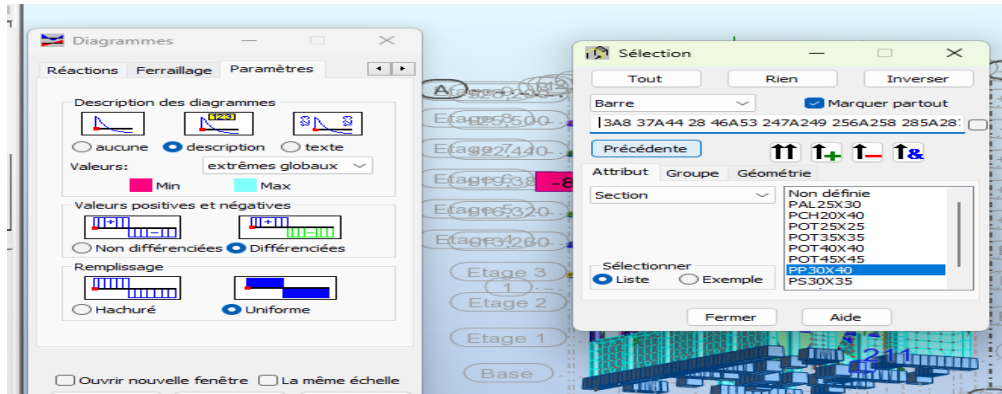


Figure V.II.1. Extraction des valeurs

Les résultats pour les poutres principales sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.II.2. Tableau des valeurs des moments et efforts

Elément	Moments (KN.m)		Effort tranchant (KN)
	PP 30 x 40	Travée	
	Appuis	20.243	

Tableau V.II.3. Ferraillage des poutres principales.

Localisation	Moment (KN.m)	μ	Obs	β	Ast (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _a (cm ²)
Appuis	39.757	0.068	SSA	0.965	3.28	6	3HA14+3HA12 = 8.01
Travée	20.243	0.034	SSA	0.983	1.64	6	3HA14+3HA12 = 8.01

V.II.5. Ferraillage des poutres secondaires (30×35)

Les résultats pour les poutres principales sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.II.4. Tableau des valeurs des moments et efforts.

Élément	Moments (KN.m)		Effort tranchant (KN)
PS 30 x 35	Travée	33.409	18.685
	Appuis	91.449	

Tableau V.II.5. Ferraillage des poutres secondaires.

Localisation	Moment (KN.m)	μ	Obs	β	Ast (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _a (cm ²)
Travée	33.409	0.076	SSA	0.960	3.12	5.25	3HA14+3HA16 = 10.65
Appuis	91.449	0.209	SSA	0.881	9.32	5.25	3HA14+3HA16 = 10.65

V.II.6. Vérification à l'ELU

1. Vérification de la condition de non fragilité

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

- poutres principales de (30×40) cm² :

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 37 \times \frac{2.1}{400} = 1.34 < 8.01 \Rightarrow \text{vérifié}$$

- Poutres secondaires de (30×35) cm² :

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 1.16 \Rightarrow \text{vérifié}$$

2. Vérification de l'effort tranchant : (BAEL 91/Art.A.5.1)

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd}$$

T_u^{max} : Effort tranchant max à l'ELU

Poutres principales $\tau_u = \frac{48.478 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.37} = 0.44 \text{ MPa.}$

Poutres secondaires $\tau_u = \frac{18.685 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.32} = 0.19 \text{ MPa.}$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

Poutres principales $\tau_u = 0.44 \text{ MPa} < 3.33$ Condition vérifiée.

Poutres secondaires $\tau_u = 0.19 \text{ MPa} < 3.33$ Condition vérifiée.

3. Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales (BAEL91.Art A.5.1.321)

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u = \frac{M_u}{0.9d} > 0$; on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égal à

$$T_u = \frac{M_u}{0.9d} \frac{1}{\sigma_{st}}$$

$$D'où : A_s \geq \frac{1.15}{f_e} (V_u - \frac{M_u}{0.9d})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{poutres principales : } 48.478 - \frac{20.243}{0.9 \times 0.37} = -12.31 < 0 \\ \text{poutres secondaires : } 18.685 - \frac{33.409}{0.9 \times 0.32} = -97.31 < 0 \end{array} \right.$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires

- Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.40 \frac{0.9.d.b f_{c28}}{\gamma b} \dots\dots\dots (\text{BAEL91.art A.2.1.32})$$

-Poutres principales : $T_u = 48.478 \text{ KN} < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.37 \times 0.3 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 666 \text{ KN}$.

-Poutres secondaires : $T_u = 18.685 \text{ KN} < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.3 \times 0.32 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 576 \text{ KN}$

4. Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres (BAEL91 Art.A.6.1.2.1)

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} ; \text{ Avec } \Psi = 1.5 \text{ pour les aciers HA}$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U} < \bar{\tau}_{se}$$

Avec $\sum U$: périmètre utile des aciers.

- Poutres principales

$$\sum U = 3 \times 3.14 \times (1.4 + 1.2) = 24.49 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d\Sigma U} = \frac{48.478}{0.9 \times 370 \times 24.49} = 0.05 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.05 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Poutres secondaires :**

$$\Sigma U = 3 \times 3.14 \times (1.4 + 1.6) = 28.26 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d\Sigma U} = \frac{18.685}{0.9 \times 320 \times 28.26} = 0.02 \text{ MPa.}$$

$$0.02 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

5. Calcul de la longueur de scellement droit des barres

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{se}}$$

Avec : $\tau_{se} = 0.6\psi s^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$

Pour les T16 : $l_s = 56.44 \text{ cm}$

Pour les $\Phi 16$: $l_a = 22.58 \text{ cm}$ soit $l_a = 23 \text{ cm}$

Pour les $\Phi 14$: $l_s = 49,38 \text{ cm.}$

Pour les $\Phi 12$: $l_s = 42,32 \text{ cm.}$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochets est au moins égale à : 0,4 l_s pour les aciers HA.

Pour les $\Phi 14$: $l_a = 19,75 \text{ cm} \rightarrow$ On opte pour $l_a = 20 \text{ cm.}$

Pour les $\Phi 12$: $l_a = 16,93 \text{ cm} \rightarrow$ On opte pour $l_a = 20 \text{ cm.}$

❖ **Calcul des armatures transversales**

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_1, \frac{b}{10}\right) = \min(1.14 ; 1.6 ; 3)$$

Avec : ϕ_1 est le plus petit diamètre utilisé dans le ferraillage. Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$

On choisira un cadre étrier ; soit $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ **Calcul des espacements**

Zone nodale : $s_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 14\phi, 30 \text{ cm}\right)$

- Poutres principales (30×40) : $S_t = 10 \text{ cm}$

- Poutres secondaires (30×35) : $S_t = 10 \text{ cm}$

Zone courante : $s_t \leq \frac{h}{2}$

- Poutres principales (30×40) : $S_t = 20 \text{ cm}$

- Poutres secondaires (30×35) : $S_t \leq 17.5 \text{ cm}$; soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ **Délimitation de la zone nodale**

$$L' = 2h \text{ et } H' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$$

H : hauteur de la poutre

b1 et h1 : dimensions du poteau

he : Hauteur entre nus des poteaux

On aura : $H' = \max\{51 ; 45 ; 45 ; 60\text{cm}\} = 51 \text{ cm}$

$L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$ poutres principales.

$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$ poutres secondaires.

NB : le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5 cm au plus du nu d'appui.

➤ **Armatures transversales minimales**

La quantité d'armatures minimales est

$$A_{min}^t = 0.003 \times s_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$A_t > A_{min}^t$ La condition est vérifiée.

V.II.7. Vérification à l'ELS

1. État limite d'ouverture des fissures

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

2. État limite de compression du béton

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad ; \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A} \quad ; \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad ; \quad \rho_1 = \frac{100 A_s}{bd}$$

Avec :

A : Armature adoptées à l'ELU.

Les résultats de vérifications à l'ELS, et les observations faites pour chaque cas sont résumés dans les tableaux qui suivent :

Tableau. V.II.6. Vérification du ferraillage des poutres principales à l'ELS.

Zone	M _s (KN.m)	A _s (cm ²)	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _{st} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	observation
En travée	14.394	8.01	0.721	0.836	25.32	58.09	2.29	15	Vérifiée
Aux appuis	21.294	8.01	0.721	0.836	25.32	85.94	3.39	15	Vérifiée

Tableau. V.II.7. Vérification du ferraillage des poutres secondaires a L'ELS.

Zone	M _s (KN.m)	A _s (cm ²)	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _{st} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
En travée	24.356	10.65	1.10	0.866	19.48	83.59	4.29	15	Vérifiée
Aux appuis	50.763	10.65	1.10	0.855	19.48	174.21	8.94	15	Vérifiée

3. État limite de déformation du béton (article B.6.5-3 du BAEL 91)

On doit justifier l'état de déformation par le calcul de la flèche « f », qui ne doit pas dépasser la valeur limite f

Pour
$$\bar{f} = \frac{1}{500}$$

- Poutres principales

La flèche admissible : L = 4.8 m ; $\bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{480}{500} = 0.96$ cm

- Poutres secondaires

La flèche admissible : L = 3.80 m ; $\bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{380}{500} = 0.76$ cm

L : portée mesurée entre nus d'appuis

La plus grande flèche tirée par le logiciel ROBOT est :

- Poutres principales : f = 0.19 cm < f = 0.96 cm
- Poutres secondaires : f = 0.28 cm < f = 0.76 cm

Donc la condition de la flèche est vérifiée

V.II.8. Conclusion

D'où le ferrailage retenu pour les poutres est résumé dans le tableau suivant comme suit :

Tableau V.II.8. Récapitulatif du ferrailage des poutres principales et secondaires.

Type	Localisation	Armatures longitudinales	Armatures transversales	Espacement des armatures transversales (cm)	
Poutres principales	Aux appuis	$3HA14+3HA12 = 8.01$	$4HA8 = 2.01$ cm ²	Zone nodale	$S_t = 10$ cm
	En travée	$3HA14+3HA12 = 8.01$		Zone courante	$S_t = 20$ cm
Poutres secondaires	Aux appuis	$3HA14+3HA16 = 10.65$	$4HA8 = 2.01$ cm ²	Zone nodale	$S_t = 10$ cm
	En travée	$3HA14+3HA16 = 10.65$		Zone courante	$S_t = 15$ cm

III. Ferrailage des voiles

V.III.1. Introduction

Les voiles sont des éléments de contreventement réalisés en béton armé pour assurer deux fonctions principales :

- Fonction porteuse : ils assurent le transfert de charges verticales.
- Fonction de contreventement : ils assurent la stabilité sous l'action du chargement horizontal (stabiliser la structure dans les zones sismiques).

Un voile est considéré comme une console encastrée à la base sollicitée en flexion composée, son ferrailage consiste à déterminer les armatures en flexion composée, sous l'action des sollicitations :

- Verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q).
- Horizontales dues aux séismes.

Les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement à l'aide de la méthode des contraintes.

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures :

- ✓ Armatures verticales.
- ✓ Armatures horizontales.
- ✓ Armatures transversales.

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en deux zones :

Zone I : RDC et premier étage

Zone II : 2ème étage au 5ème étage.

- Combinaison considérée pour le calcul sont :
 - ✓ ELU : 1.35G+ 1.5Q
 - ✓ ELS : G+Q

V.III.2. Conception

Il faut que les voiles soient placés de telle sorte que l'excentricité soit minimum (TORSION) Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher) L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches). Le *Art.3.4. A.1.a RPA 99 version 2003* exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa.

V.III.3. Exposé de la méthode de calcul

La méthode à utiliser pour le ferrailage des voiles est la méthode des contraintes. Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables. Les contraintes seront relevées du logiciel ROBOT.

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur (d) :

$$\text{Avec } d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c\right)$$

h_e : La hauteur entre nus de plancher du voile considéré.

L_c : La longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

L : Longueur du voile.

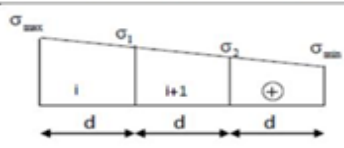
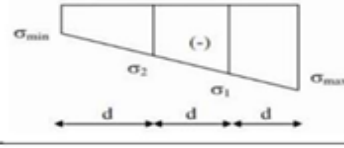
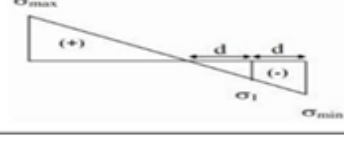
L_t : Longueur de la zone tendue. $L_t = L - L_c$

➤ **Type de sollicitation**

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (S.E.C).
- Section entièrement tendue (S.E.T).
- Section partiellement comprimé (S.P.C).

Tableau V.III.1. Type des contraintes agissant sur les voiles.

Section	Diagramme de la contrainte	L'effort normal N_i	L'effort normal N_{i+1}
S.E.C		$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.E.T		$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.P.C		$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$

Les contraintes obtenues de Robot nous donnent une section partiellement comprimé **SPC**.

- ✓ contrainte au niveau de la section [d] :

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{max}(L_t - d)}{L_t}$$

- ✓ efforts internes correspondants :

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

V.III.4. Détermination des armatures

1. Armatures verticales

En fonction des contraintes agissant sur le voile, on est dans le cas d'une : Section partiellement comprimé SPC.

$$A_V = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

σ_s (2‰) Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de 2‰.

-situation courantes : $\sigma_s(2‰) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$

- situation accidentelles $\sigma_s(2‰) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ Mpa}$

➤ Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Ainsi que : $0.20\% \leq \frac{A_{\min}}{B_c} \leq 0.5\%$ (Art A.8.1.21/BAEL91 modifiée 99)

B_c : Section du béton comprimée

✓ Traction simple :

$$A_{\min} \geq \frac{B_t \times f_{t28}}{f_e} \dots \dots \dots \text{ (BAEL Art A4.2.1)}$$

B_t : La section horizontale du béton tendu $B_t = d \times e$

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2% de la section horizontale du béton tendu

$$A_{\min} \geq A = 0.002 B_t \dots \dots \dots \text{ (RPA Art 7.7.4.1)}$$

2. Armatures horizontales

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposées de manières à servir de cadre aux armatures verticales.

- Selon BAEL $A_h = \frac{A_h}{4}$

Avec :

A_h : Section d'armature horizontale

B : Section du béton

- Selon l'RPA VS 2003

$$\begin{cases} A_h \geq 0.15\% \times B & \text{Globalement dans la section du voile} \\ A_h \geq 0.10\% \times B & \text{En zone courante} \end{cases}$$

3. Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA vs 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

4. Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être par les aciers de

coutures dont la section est donnée par la formule : $A_{Vj} = \frac{1.1.\bar{v}}{f_e}$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

\bar{v} : L'effort tranchant majoré à la base du voile.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

5. Potelet

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la Section de celle-ci est $\geq 4HA10$

❖ Exigences de RPA 99 version 2003 :

- L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min (1.5.e ; 30cm)$$

Avec :

e : Épaisseur du voile.

- À chaque extrémité du voile, l'espacement des barres verticales doit être réduit à moitié sur une longueur égale $L/10$ (largeur du voile) et ne doit pas dépasser 15cm.
- Le diamètre des armatures verticales et horizontales ne doit pas dépasser $(L/10)$ de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :
 - 40Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées, sous toutes les combinaisons possibles des charges.

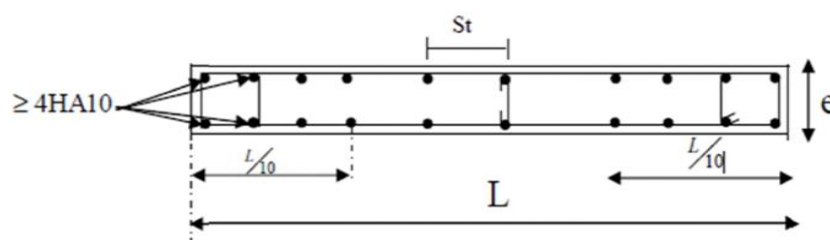


Figure V.III.1. Disposition des armatures verticales dans les voiles.

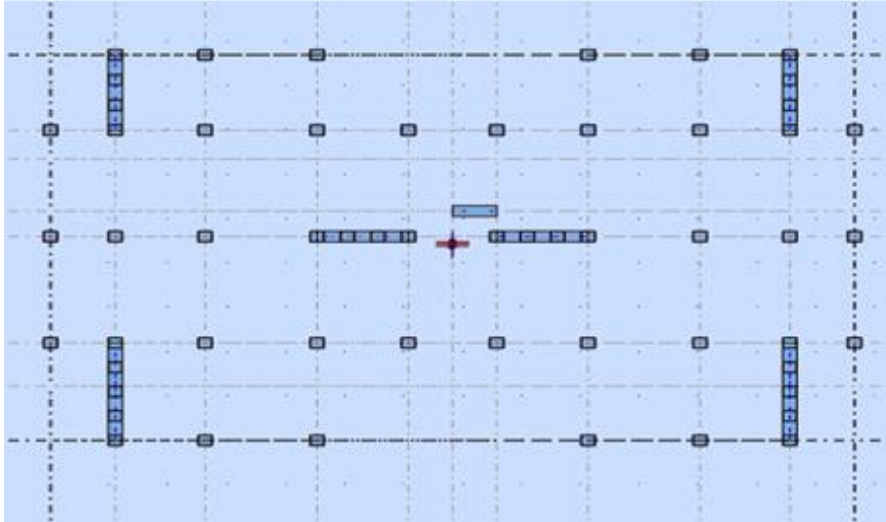


Figure V.III.2. Disposition des voiles.

V.III.5. Les Vérifications

➤ Vérification à l'ELS

1. vérifier que la contrainte dans le béton

À l'état limite de service il faudra vérifier que la contrainte de compression soit inférieure à 15 MPa. $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_s : L'effort normal appliqué à l'ELS.

B : Section du béton.

A : Section des armatures adoptées (verticales).

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible.

2. Vérification des contraintes de cisaillement (Art 7.7.2 RPA 99/Version 2003)

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{v}{b.d} ; v = 1.4 \text{ vu}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

b : Épaisseur du voile.

d : Hauteur utile ($d=0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

D'après (Art A.5.1.21 BAEL91 modifiées 99). Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right)$$

Fissuration préjudiciable Selon BAEL91.

V.III.6. Exemple de calcul

- **Caractéristiques géométriques**

Soit à calculer le ferrailage d'un voile longitudinal VL1 = 4,2 m sur la zone

$L = 4.4 \text{ m}$; $e = 0.20 \text{ m}$

Sollicitations de calcul

On calcul les efforts (N_i et N_{i+1}) agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et en tirant les contraintes les plus défavorables pour enfin calculer le ferrailage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone.

Les contraintes les plus défavorables sont données par ROBOT :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = 14.930 \text{ Mpa} . \\ \sigma_{min} = -14.930 \text{ Mpa} . \end{cases}$$

- **Largeur de la zone comprimée L_c et de la zone tendue L_t**

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L ; L_c = \frac{14.930}{14.930 + 14.930} \times 4.2 ; L_c = 2.1 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c ; L_t = 4.2 - 2.1 ; L_t = 2.1 \text{ m}$$

- Calcul de d :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} \cdot L_c\right)$$

$$h_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}} ; h_e = 3.06 - 0.4 ; h_e = 2.66 \text{ m}$$

$$d \leq \min\left(\frac{2.66}{2} ; \frac{2}{3} \times 2.1\right) ; d \leq \min(1.33 ; 1.40) \text{ m} ; \mathbf{d = 1.40 \text{ m}}$$

- **Détermination de N**

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{min}(L_t-d)}{L_t} ; \sigma_1 = \frac{14.930 \times (2.10-1.40)}{2.10} ; \sigma_1 = 4.976 \text{ Mpa.}$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e ; N_1 = \frac{14.930 + 4.976}{2} \times 1.4 \times 0.20$$

$$N_1 = 2786.84 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e ; N_2 = \frac{4.976}{2} \times 1.4 \times 0.20 ; N_2 = 696.64 \text{ KN}$$

- **Calcul des armatures verticales**

1^{ère} bande : $A_{V1} = \frac{N_1}{\sigma_s} ; A_V = \frac{2786.84}{400 \times 10^{-1}} ; A_{V1} = 69.67 \text{ cm}^2$

2^{ème} bande : $A_{V2} = \frac{N_2}{\sigma_s} ; A_V = \frac{696.64}{400 \times 10^{-1}} ; A_{V2} = 17.41 \text{ cm}^2$

- **Les armatures de couture**

$$A_{Vj} = \frac{1.1 \cdot \bar{v}}{f_e} ; A_{Vj} = 1.1 \cdot \frac{1.4 \times 558.777}{400 \times 10^{-1}} ; A_{Vj} = 21.51 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des sections totales**

$$\begin{cases} A_1 = A_{V1} + \frac{A_{Vj}}{4} ; A_1 = 69.67 + \frac{21.51}{4} ; A_1 = 75.04 \text{ cm}^2 \\ A_2 = A_{V2} + \frac{A_{Vj}}{4} ; A_2 = 17.41 + \frac{21.51}{4} ; A_2 = 22.78 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- **Armatures minimales**

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e} ; 0.2\% \times B\right)$$

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{1.4 \times 0.2 \times 2.1}{400} ; 0.2 \times 10^2 \times 1.4 \times 0.20\right)$$

$$A_{min} \geq \max(14.70 ; 5.6) ; A_{min} = 14.70 \text{ cm}^2$$

- **Armatures horizontales**

Selon BAEL ; $A_h = \frac{A_v}{4} ; A_h = \frac{21.51}{4} ; A_h = 5.38 \text{ cm}^2$

Selon RPA ; $A_h \geq 0.15\% \times B ; A_h \geq 0.0015 \times 420 \times 20 ; A_h \geq 12.6 \text{ cm}^2$

On prend : $A_h = 12.6 \text{ cm}^2$; soit $A_h = 2 \times 6HA12 = 13.58 \text{ cm}^2$

Avec : $S_h = 20 \text{ cm.l}$

- **Armatures transversales**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec HA8. (4HA8).

	Section total	Ferraillage adoptée	S_t
1 ^{er} bande	$A_1 = 75.04 \text{ cm}^2$	2(12HA20) = 75.40 cm ²	$S_t = 10 \text{ cm}$
2 ^{ème} bande	$A_2 = 22.78 \text{ cm}^2$	2(12HA12) = 27.14 cm ²	$S_t = 15 \text{ cm}$

- Les vérifications
- Vérification des espacements

L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min(1.5.e ; 30cm) ; S_t \leq \min(30 ; 30) cm$$

$$S_t = 15cm \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$S_t = 10cm \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A} ; \sigma_{bc} = \frac{338.489 \times 10^3}{0.84 \times 10^6 + 15 \times 21.51 \times 10^2} ; \sigma_{bc} = 0.39 MPa$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 0.39 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification des contraintes de cisaillement

D'après (Art 7.7.2 RPA 99/Version 2003) $\tau_b \leq \bar{\tau}_b$

$$\tau_b = \frac{v}{b.d} ; v = 1.4 v_u \quad ; \quad \tau_b = \frac{1.4 \times 558.777 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 4200} ; \tau_b = 1.03 MPa$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} \quad ; \quad \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} ; \bar{\tau}_b = 5 MPa$$

$$\tau_b = 1.03 MPa < \bar{\tau}_b = 5 MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- D'après (Art A.5.1.21 BAEL91 modifiées 99). Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 MPa) \quad \text{Fissuration préjudiciable Selon BAEL91.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} ; \tau_u = \frac{558.777 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 4200} ; \tau_u = 0.74 MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{25}{1.5} ; 4 MPa\right) ; \bar{\tau}_u = \min(2.5 MPa ; 4 MPa) ; \bar{\tau}_u = 2.5 MPa$$

$$\tau_u = 0.74 MPa < \bar{\tau}_u = 2.5 MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Chapitre VI

Étude de l'infrastructure

VI.1. Introduction

Les fondations sont des éléments de l'infrastructure situés au-dessous de la base dont le rôle est d'assurer la transmission des charges au sol provenant de la superstructure, elles forment une assise rigide. Les fondations doivent :

- Assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Éviter les glissements pour les constructions réalisées sur un terrain en pente.
- Éviter le déplacement de l'ouvrage sous l'action des forces horizontales ou obliques appliquées à la structure (vent, séisme, etc.).

Le type de fondation est choisi selon l'importance du bâtiment et des caractéristiques mécaniques et physiques du sol.

VI.2. Choix du type de fondation

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

-Selon le rapport du sol :

- La contrainte admissible est de 1.7 bars
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et leur résistance aux sollicitations extérieures.

✓ Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonnes capacités portantes. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol. Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continuent sous mur.
- Les semelles continuent sous poteaux.
- Les semelles isolées.
- Les radiers.

✓ Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans le cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les puits.
- Les pieux.

VI.3. Étude géotechnique du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sur notre site d'implantation nous ont donné une contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 1.7$ bars.

VI.4. Pré-dimensionnement des fondations

➤ Semelle isolée :

Pour le pré-dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_s qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

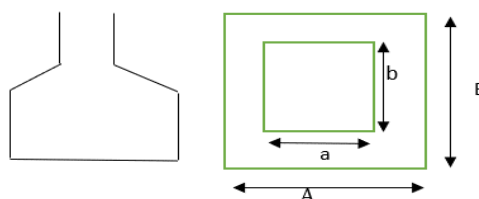
$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

• Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = \frac{40}{40} = k = 1 \rightarrow A = B \text{ (poteau carré).}$$

$$\text{D'où } B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

Exemple de calcul :



Figures VI.1. Schéma de la semelle isolée.

$$N_{ser} = 774.207$$

$$\sigma_{sol} = 1.7 \text{ bar}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{774.207}{1.7 \times 10^2}} = 2.13 \text{ m}$$

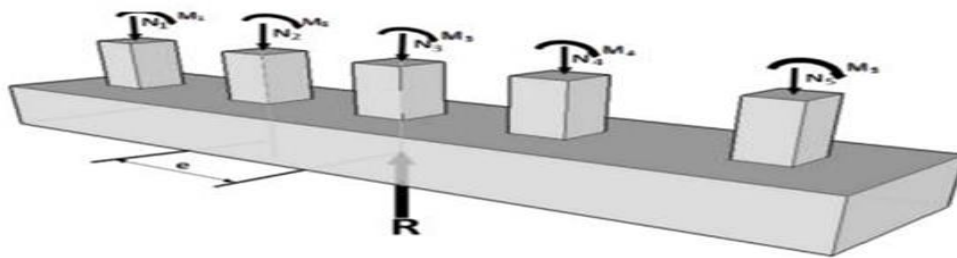
Remarque :

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

➤ **Semelles filantes :**

1. Dimensionnement des semelles filantes sous voiles :

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal N , données par la condition la plus défavorable.



Figures VI.2. Schéma de la semelle filante.

Avec : $N_s = G + Q$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{BL} \rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} \times L}$$

Avec :

$\bar{\sigma}_{Sol}$: capacité portante du sol ($\bar{\sigma}_{sol}=170 \text{ KN/m}^2$).

B : Largeur de la semelle.

G et Q : Charge et surcharge à la base du voile.

L : Longueur de la semelle sous voile

♣ Sens longitudinal :

Tableau VI.1. Surface des semelles filante sous les voiles longitudinaux.

N_{ser} (KN)	L (m)	B (m)	$S = (B \times L)$ (m^2)	$S_{tot} = (B \times L)$ (m^2)
515.427	3.10	0.97	3.00	3.00
515.427	3.10	0.97	3.00	3.00
				9.00

♣ Sens transversal :

Tableau VI.2. Surface des semelles filante sous les voiles transversaux.

N_{ser} (KN)	L (m)	B (m)	$S = (B \times L)$ (m^2)	$S = (B \times L)$ (m^2)
466.484	4.40	0.62	2.73	2.73
466.484	4.40	0.62	2.73	2.73
410.674	3.40	0.24	0.82	0.82
410.674	3.40	0.24	0.82	0.82
				7.10

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$SV = \sum Si = 16.10 \text{ m}^2.$$

2. Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

○ Hypothèse de calcul :

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

○ Étape de calcul :

○ Détermination de la résultante des charges :

$$R = \sum Ni$$

Avec :

R : réaction du sol donnée en fonction de la contrainte du sol σ_{sol} .

$\sum Ni$: Charges verticales totales à la base de la fondation (charge permanentes et d'exploitation).

$$e = \frac{\sum Ni \cdot ei + \sum Mi}{R}$$

Avec :

ei : Position de Ni par rapport au centre de la file considérée.

- **Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle**

Si : $e < \frac{L}{6}$ \Rightarrow Répartition trapézoïdale.

Si : $e > \frac{L}{6}$ \Rightarrow Répartition triangulaire.

$$q_{min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6e}{L}\right)$$

$$q_{max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6e}{L}\right)$$

$$q_{\left(\frac{L}{4}\right)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3e}{L}\right)$$

- **Détermination de la largeur de la semelle**

Tableau VI.3. Résultante des forces sous poteaux.

Poteaux	N_s (KN)	e_i	M_i	$N_s \times e_i$
40X40	558.777	-0.85	1.867	-474.960
35X35	338.489	2.4	2.100	812.374
	897.266	/	3.967	337.414

Détermination de la coordonnée de la résultante des forces :

$$e = \frac{\sum Ni \cdot ei + \sum Mi}{R} = \frac{337.414 + 3.967}{897.266} = 0.38 \text{ m}$$

- **Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle :**

On a : $e = 0.38 \text{ m}$

$$q_{min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{897.266}{17.40} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.38}{17.40}\right) = 44.809 \text{ KN/ml}$$

$$q_{max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{897.266}{17.40} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.38}{17.40}\right) = 58.324 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\left(\frac{L}{4}\right)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{897.266}{17.40} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.38}{17.40}\right) = 54.945 \text{ KN/ml}$$

- **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B > \frac{q_{\frac{L}{4}}}{\sigma_{sol}} = \frac{54.945}{170} = 0.33 \text{ m}$$

Donc on opte pour $B = 1 \text{ m}$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux :

$$S_p = 1 \times 17.40 \times 6 = 104.4 \text{ m}$$

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

La surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 104.4 + 16.10 = 120.5 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{st} = 17.40 \times 27.30 = 475.02 \text{ m}^2$

- **Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est**

$$\frac{S_t}{S_{st}} = 0.25 = 25 \%$$

Donc : La surface des semelles représente 25 % de la surface totale du bâtiment.

✓ **Conclusion :**

Vu que les semelles occupent moins de 50% de la surface du sol d'assise, on opte pour une semelle filante pour notre bâtiment.

VI.5. Calcule des semelles filantes

1. Hauteur de la semelle

Semelles filantes sous poteau

$$h_s \geq \frac{B-b}{4} + 5$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

h_s : Hauteur de la semelle.

b : Largeur du poteau dans le sens x.

$$h_s \geq \frac{B-b}{4} + 5 ; h_s \geq \frac{100-40}{4} + 5 = 25 \text{ cm.}$$

Semelles filantes sous voiles :

$$h_s \geq \frac{B-b}{4} + 5 ; h_s \geq \frac{100-20}{4} + 5 = 25 \text{ cm.}$$

Soit les dimensions suivantes :

$$L = 17.40 \text{ m}; B = 100\text{cm}; h_s = 25\text{cm}; c = c' = 5\text{cm}; d = 20\text{cm}$$

2. Étude de la poutre de rigidité

○ Dimensionnement

- La hauteur : $\frac{L}{9} < h_p < \frac{L}{6}$

Avec

L : La plus grande portée dans le sens étudié $L = 4.80 \text{ m}$.

$\frac{480}{9} < h_p < \frac{480}{6}$; $53.33\text{cm} \leq h_p \leq 80\text{cm}$

On adopte une hauteur : $h_p = 80 \text{ cm}$

- La largeur : $\frac{1}{3}h_p < b_p < \frac{2}{3}h_p$

$\frac{1}{3}h_p < b_p < \frac{2}{3}h_p$; $\frac{1}{3} \times 60 < b_p < \frac{2}{3} \times 60$; $26.67\text{cm} \leq b_p \leq 40\text{cm}$

On adopte une largeur : $b_p = 40 \text{ cm}$

VI.5.1. Ferrailage de la poutre de rigidité ELU

Le schéma statique de la poutre de redressement est équivalent à une poutre continue sur six appuis. Le calcul des moments le long de la poutre se fera par les méthodes classiques de calcul en béton armé.

Tableau VI.4. Résultante des charges sous poteaux à ELU.

Poteaux	N_u (KN)	e_u	M_u	$N_u \times e_u$
40 x 40	774.207	2.6	3.719	2012.938
35 x 35	469.584	-2	0.469	-939.168
	1243.791	/	4.188	1073.77

$R = \sum N_u$; $R = 1243.791 \text{ KN}$

$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$; $e = \frac{1073.77 + 4.188}{1243.791}$; $e = 0.87 \text{ m}$

$q_u = \frac{\sum N_u}{L_t} \left(1 - \frac{3e}{L_t}\right)$; $q_u = \frac{1243.791}{17.4} \left(1 - \frac{3 \times 0.87}{17.4}\right)$; $q_u = 60.76 \text{ KN/m}$

○ Calcul des moments isostatiques :

$M_{01} = \frac{q_u \times L^2}{8}$; $M_{01} = \frac{60.76 \times 4.4^2}{8}$; $M_{01} = 147.04 \text{ KN.m}$

$M_{02} = \frac{q_u \times L^2}{8}$; $M_{02} = \frac{60.76 \times 4.8^2}{8}$; $M_{02} = 174.98 \text{ KN.m}$

$M_{03} = \frac{q_u \times L^2}{8}$; $M_{03} = \frac{60.76 \times 4.8^2}{8}$; $M_{03} = 174.98 \text{ KN.m}$

$M_{04} = \frac{q_u L^2}{8}$; $M_{04} = \frac{60.76 \times 3.4^2}{8}$; $M_{04} = 87.80 \text{ KN.m}$

○ Calcul des moments aux appuis

$M_A = 0.3M_{01} = 0.3 \times 147.04$; $M_A = 44.112 \text{ KN.m}$

$M_B = 0.5 \max(M_{01}; M_{02}) = 0.5 \max(147.02; 174.98)$; $M_B = 87.49 \text{ KN.m}$

$$M_C = 0.4 \max(M_{02}; M_{03}) = 0.4 \max(174.98 ; 174.98) ; M_C = 69.99 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.5 \max(M_{03}; M_{04}) = 0.5 \max(174.98 ; 87.80) ; M_D = 87.49 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0.3M_{04} = 0.3 \times 87.80 ; M_E = 26.34 \text{ KN.m}$$

- o Calcule des moments en travée

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} ; \alpha = \frac{3198.930}{3198.930 + 10121.471} ; \alpha = 0.24$$

Avec :

$$0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}. \quad \alpha = 0.24 ; 0 < \alpha = 0.25 < \frac{2}{3}$$

$$(1 + 0.3\alpha) = (1 + 0.3 \times 0.24) = 1.07$$

$$(1.2 + 0.3\alpha) = (1.2 + 0.3 \times 0.24) = 1.27$$

- Travée AB :

$$M_{tAB} \geq \max(1.05 \cdot M_{01} ; (1 + 0.3\alpha)M_{01}) - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_{tAB} \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)M_1}{2}$$

$$M_{tAB} \geq \max(1.05 \times 147.04 ; [1.07 \times 147.04]) - \frac{44.112+87.49}{2}$$

$$M_{tAB} \geq \max(154.392; 157.333) - \frac{44.112+87.49}{2} ; M_{tAB} \geq 91.532 \text{ KN.m}$$

$$M_{tAB} \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)M_{01}}{2} ; M_{tAB} = \frac{1.27 \times 147.04}{2} ; M_{tAB} = 93.370 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{tAB} = 93.370 \text{ KN.m}$

- Travée BC :

$$M_{tBC} \geq \max(1.05 \cdot M_{02} ; (1 + 0.3\alpha)M_{02}) - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$M_{tBC} \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)M_{02}}{2}$$

$$M_{tBC} \geq \max(1.05 \times 174.98 ; [1.07 \times 174.98]) - \frac{87.49+69.99}{2}$$

$$M_{tBC} \geq \max(183.729 ; 187.229) - \frac{87.49+69.99}{2} ; M_{tBC} \geq 108.489 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)M_{02}}{2} ; M_{tBC} = \frac{1.27 \times 174.98}{2} ; M_{tBC} = 111.112 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{tBC} = 111.112 \text{ KN.m}$

- Travée CD :

$$M_{tCD} \geq \max(1.05 \cdot M_{03} ; (1 + 0.3\alpha)M_{03}) - \frac{M_C + M_D}{2}$$

$$M_{tCD} \geq \frac{(1+0.3\alpha)M_{03}}{2}$$

$$M_{tCD} \geq \max(1.05 \times 174.98 ; [1.07 \times 174.98]) - \frac{69.99 + 87.49}{2}$$

$$M_{tCD} \geq \max(183.729 ; 187.229) - \frac{69.99+87.49}{2} ; M_{tCD} \geq 108.489 \text{ KN.m}$$

$$M_{tCD} \geq \frac{(1+0.3\alpha)M_{03}}{2} ; M_{tCD} = \frac{1.27 \times 174.98}{2} ; M_{tCD} = 111.112 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{tCD} = 111.112 \text{ KN.m}$

- Travée DE :

$$M_{tDE} \geq \max(1.05.M_{04} ; (1 + 0.3\alpha)M_{04}) - \frac{M_D + M_E}{2}$$

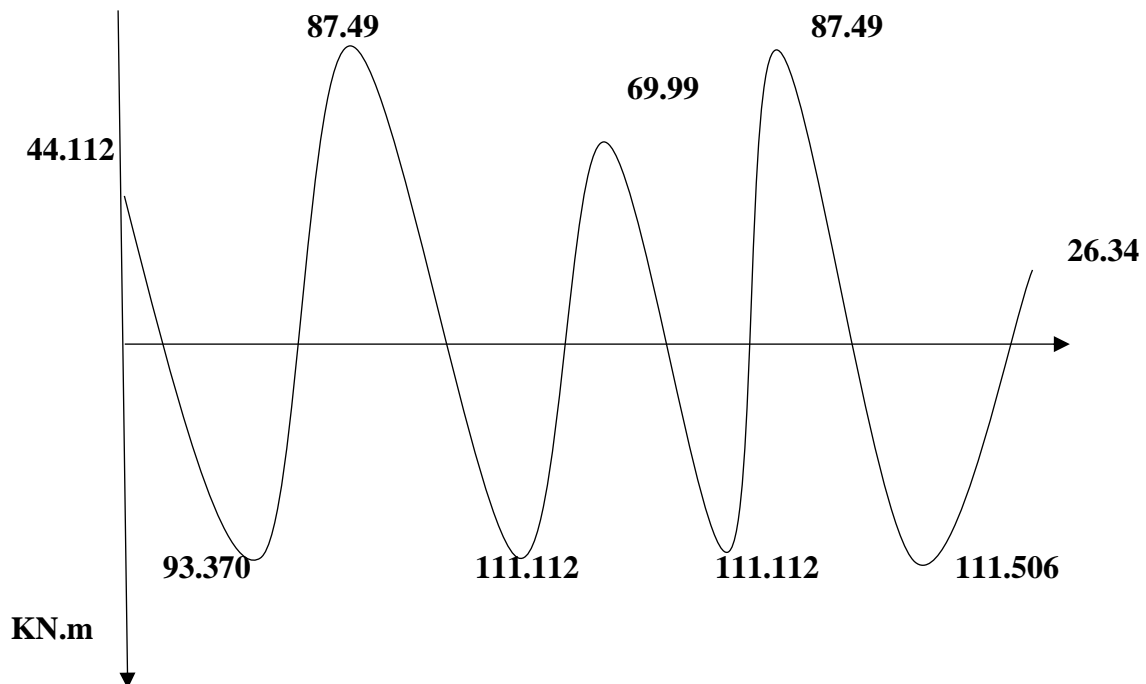
$$M_{tCD} \geq \frac{(1 + 0.3\alpha)M_{04}}{2}$$

$$M_{tDE} \geq \max(1.05 \times 87.80 ; [1.07 \times 87.80]) - \frac{87.49+26.34}{2}$$

$$M_{tDE} \geq \max(92.19 ; 93.946) - \frac{87.49+26.34}{2} ; M_{tDE} \geq 37.031 \text{ KN.m}$$

$$M_{tDE} \geq \frac{(1 + 0.3\alpha)M_{04}}{2} ; M_{tDE} = \frac{1.27 \times 87.80}{2} ; M_{tDE} = 111.506 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{tDE} = 111.506 \text{ KN.m}$.



Figures VI.3. Diagramme des moments aux appuis et en travée.

VI.5.2. Calcul des armatures

Le calcul des armatures se fait en flexion simple

- En travée

$$\mu_u = \frac{M_t^{max}}{bd^2 f_{bc}} ; f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \text{ avec } f_{c28} = 25 \text{ Mpa} ; \gamma_b = 1.5. f_{bc} = 14.2 \text{ Mpa.}$$

$$\mu_u = \frac{111.112 \times 10^3}{40 \times 75^2 \times 14.2} ; \mu_u = 0.034.$$

$$\mu_u = 0.034 < \mu_l = 0.392 \dots \text{SSA.}$$

La section est simplement armée SSA ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$.

$$\text{D'après le tableau } \mu_u = 0.034 ; \beta = 0.983.$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} ; A_{st} = \frac{111.112 \times 10^3}{0.983 \times 75 \times 348} = 4.33 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} = 4.33 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On prend } A_{st} = 4 \text{ HA16} = 8.04 \text{ cm}^2.$$

- Aux appuis

$$\mu_u = \frac{M_a^{\max}}{b d^2 f_{bc}} ; f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \text{ avec } f_{c28} = 25 \text{ Mpa} ; \gamma_b = 1.5. f_{bc} = 14.2 \text{ Mpa.}$$

$$\mu_u = \frac{87.49 \times 10^3}{40 \times 75^2 \times 14.2} ; \mu_u = 0.028.$$

$$\mu_u = 0.028 < \mu_l = 0.392 \dots \text{SSA.}$$

La section est simplement armée SSA ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$.

$$\text{D'après le tableau } \mu_u = 0.028 ; \beta = 0.986.$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} ; A_{st} = \frac{111.112 \times 10^3}{0.986 \times 75 \times 348} = 4.32 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} = 4.32 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On prend } A_{st} = 4 \text{ HA16} = 8.04 \text{ cm}^2.$$

• Armatures transversales

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{\min}\right) ; \phi = \min\left(\frac{800}{35}; \frac{400}{10}; 1.4\right) ; \phi = \min(22.85; 40; 1.4) \text{ cm}$$

$$\phi = 1.4 \text{ cm}$$

Donc le choix adopté est le suivant : $A_t = 4 \text{ HA16} = 8.08 \text{ cm}^2$.

• Détermination des espacements

- Zone nodale

$$S_t \leq \left(\frac{h}{4}; 12\phi_{min}\right); S_t \leq (20; 52.8)cm ; S_t = 15 cm$$

- Zone courante

$$S_t \leq \left(\frac{h}{2}\right); S_t \leq (40)cm ; S_t = 20cm$$

- Vérification des conditions du RPA99 version 2003 sur la section d'armatures transversales

Selon le RPA99, la section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$A_t \geq A_{min} = 0.003 \times S_t \times b$$

Zone nodale $A_t \geq A_{min} = 0.003 \times S_t \times b ;$

$$A_{min} = 0.003 \times 15 \times 40 ; A_{min} = 1.8 cm^2.$$

Zone courante $A_t \geq A_{min} = 0.003 \times S_t \times b ;$

$$A_{min} = 0.003 \times 20 \times 40 ; A_{min} = 2.4 cm^2.$$

VI.6. Vérification à L'ELU**1. Condition de non fragilité (Art A.4.2.1. BAEL 99)**

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF : $A_{st} \geq A_{min}$.

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

Avec :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} ; f_{t28} = 2.1Mpa.$$

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 40 \times 75$$

$$A_{min} = 3.62 cm^2.$$

En travée

$$A_{min} = 3.62 cm^2 < A_{st} = 4.33 cm^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sur appuis

$$A_{min} = 3.62 cm^2 < A_{st} = 4.32 cm^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

2. Vérification aux cisaillements (Art A.5.1, 2. BAEL 91 modifié 99)

La vérification s'effectue à l'ELU, la fissuration est considérée comme préjudiciable. On doit vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$.

Avec :

$$\begin{cases} \tau_u = V_u / bd \\ \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \right\} \text{MPa.} \end{cases}$$

$$\gamma_b = 1.5$$

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{60.76 \times 4.4}{8} ; V_u = 33.418 \text{ KN.}$$

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} ; \frac{60.76 \times 4.8}{8} ; V_u = 36.456 \text{ KN.}$$

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} ; \frac{60.76 \times 4.8}{8} ; V_u = 36.456 \text{ KN}$$

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} ; \frac{60.76 \times 3.4}{8} ; V_u = 25.823 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{36.456}{40 \times 75} ; \tau_u = 0.012 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 4 \right\} \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 2.5 ; 4 \} ; \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa.}$$

$\tau_u = 0.012 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

VI.7. Ferrailage de la longrine

Les points d'appuis d'un même bloc doivent être solidarités par un réseau de longrines tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le RPA 99 (Art 10.1.1) sont :

- 25 cm x 30 cm : Site de catégorie S2 et S3.
- On adoptera pour notre cas une section de 25 x 30 cm.
- Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale a :

Avec :

N : Égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarités.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

- Armatures longitudinales :

$$\alpha = 15 \text{ (Zone IIa ; Site 2)}$$

$$F = \frac{N}{\alpha} ; F = \frac{2920.56}{15} ; F = 194.70 \text{ KN}$$

$$A = \frac{F}{\sigma} ; A = \frac{194.70}{34.8} ; A = 5.59 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage minimum exigé par le RPA est de 0,6 % de la section totale.

$$A_{min} = 0,006 \times 25 \times 30 = 4,5 \text{ cm}^2$$

- Armatures transversales :

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{min}\right); \phi_t = \min(8.57; 25; 14); \phi_t = 8.57mm$$

On prend :

$\phi_t = 8 mm$ On adopte un cadre de HA8

- Espacement des cadres

Selon le RPA, l'espacement entre les cadres doit être :

$$St \leq \min(20, 15\phi_l) cm.$$

$$St \leq \min(20, 15 \times 1.4) cm.$$

On adoptera comme espacement des cadres $St = 15 cm$.

✓ **Conclusion :**

Après avoir calculé les fondations on passe au calcul du Mur plaque.

Chapitre VII

Mur Plaque

VII.1. Introduction

Afin de stabiliser le talus derrière notre structure et pour faire face au remblai retenu (poussées des terres) ainsi qu'aux charges d'exploitation éventuelles supportées par le remblai, il est nécessaire de prévoir un mur plaque en béton armé dont la hauteur est inférieure à 6m.

VII.2. Pré dimensionnement

D'après l'article 10.1.2 RPA99 version 2003, l'épaisseur minimale du mur plaque est de 15cm, nous optons pour une épaisseur de 20cm. Et sa hauteur est de 3.06 m.

VII.3. Détermination des sollicitations**VII.3.1. Caractéristique mécanique et physique du sol**

- Poids volumique du sol $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$
- Angle de frottement interne $\varphi = 30^\circ$
- Cohésion $C = 0$
- Surcharge éventuelle $q = 10 \text{ KN/m}^2$; $\sigma_{sol} = 1.7 \text{ bars}$

VII.3.2. Contrainte de la poussée➤ **Calcul des sollicitations**

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont :

σ_H : Contrainte horizontale.

σ_V : Contrainte verticale.

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V$$

ELU : $\sigma_{H1} = K_0 \times (1.35 \times \gamma \times h_1 + 1.5q)$; $K_0 = 1 - \sin \varphi$; **$K_0 = 0.5$**

$$\sigma_{H1} = 0.5 \times (1.35 \times 18 \times h_1 + 1.5 \times 10) ; \sigma_{H1} = 12.15h + 7.5$$

Pour :

$$h = 0 ; \sigma_{H1} = 7.5 \text{KN/m}^2$$

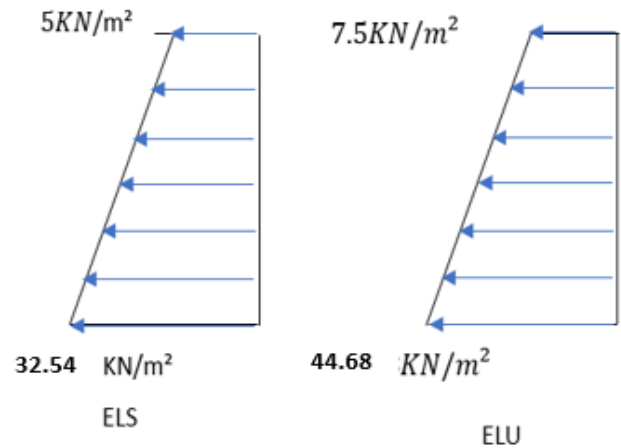
$$h = 3.06 ; \sigma_{H1} = 44.68 \text{KN/m}^2$$

$$\text{ELS} : \sigma_{H1} = K_0 \times (\gamma \times h_1 + q)$$

$$\sigma_{H2} = 0.5 \times (18 \times h + 10) ; \sigma_{H2} = 9h + 5$$

$$\text{Pour} : h = 0 ; \sigma_{H2} = 5 \text{KN/m}^2$$

$$h = 3.06 ; \sigma_{H2} = 32.54 \text{KN/m}^2$$



Figures VII.1. Diagramme des contraintes.

➤ Charges prise par le mur

La charge à considérer dans le calcul d'une bande de 1 mètre est :

$$\text{À LELU} : q_u = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \times 1 \text{m} ; q_u = \frac{3 \times 44.68 + 7.5}{4} ; q_u = 35.39 \text{KN/m}$$

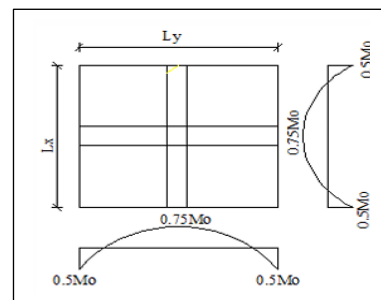
$$\text{À LELS} : q_s = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \times 1 \text{m} ; q_s = \frac{3 \times 32.54 + 5}{4} ; q_s = 25.66 \text{KN/m}$$

VII.4. Ferrailage du mur plaque

VII.4.1. Méthode de calcul

Le mu plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastées au niveau des fondations et simplement appuyé au niveau des poteaux et des poutres. Le panneau considéré est un panneau intermédiaire et pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments sur appuis par les coefficients suivants :

- Moment en travée 0.75
- Moment sur appuis 0.5



VII.4.2. Identification des panneaux

- Panneau 01

$$Lx = 3.40 \text{m} ; Ly = 3.80 \text{m}$$

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} ; \rho = \frac{3.40}{3.80} ; \rho = 0.90 ; \text{Donc le panneau travaille dans les deux sens.}$$

À LELU :

$$\rho = 0.89 \quad ; \quad \begin{matrix} \mu_x=0.0456 \\ \mu_y=0.783 \end{matrix}$$

$$\begin{matrix} M_{0x}=\mu_x q_u l_x \quad ; \quad M_{0x}=0.0456 \times 35.39 \times 3.4^2 \quad ; \quad M_{0x}=18.66 \text{KN.m} \\ M_{0y}=\mu_y M_{0x} \quad ; \quad M_{0y}=0.783 \times 18.66 \quad ; \quad M_{0y}=14.61 \text{KN.m} \end{matrix}$$

VII.4.3. Correction des moments

• Sens x-x :

$$\begin{matrix} M_a = -0.5 \times M_{0x} = -0.5 \times 18.66 = -9.33 \text{ KN.m} \\ M_t = 0.75 \times M_{0x} = 0.75 \times 18.66 = 13.99 \text{ KN.m} \end{matrix}$$

• Sens y-y :

$$\begin{matrix} M_a = -0.5 \times M_{0y} = -0.5 \times 14.61 = -7.31 \text{ KN.m} \\ M_t = 0.75 \times M_{0y} = 0.75 \times 14.61 = 10.96 \text{ KN.m} \end{matrix}$$

VII.4.4. Calcul de sections d’armatures

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml.

Avec : b=100 cm ; h=20 cm ; d=17cm

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad ; \quad A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} \quad ; \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa.}$$

Tableau VII.1. Ferrailage du mur plaque.

Sens	Zone	$M_u \text{ KN.m}$	μ_u	μ_L	Section	β	$A_a \text{ cm}^2$	$A_{ad} \text{ cm}^2$	$S_t \text{ cm}^2$
X-X	Appuis	9.33	0.022	0.392	SSA	0.989	1.5	5HA10 = 3,92	20
	Travée	13.99	0.034	0.392	SSA	0.983	2.40	5HA10 = 3,92	20
Y-Y	Appuis	7.31	0.017	0.392	SSA	0.991	1.24	5HA10 = 3,92	20
	Travée	10.96	0.026	0.392	SSA	0.987	1.87	5HA10 = 3,92	20

Les armatures transversales :

$$\text{Travée: } A_H = \frac{As}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 \text{ . Soit : } 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ .}$$

$$\text{Appuis: } A_H = \frac{As}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 \text{ . Soit : } 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ .}$$

VII.5. Recommandations du RPA 99

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 B dans les deux sens (horizontal et vertical). $A \geq 0.001 bh = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$
- Les deux nappes sont reliées par 4 épingles de HA8 par cm^2

VII.6. Vérification à l'ELU

1. Condition de non fragilité Art. A.4.2 BAEL91 modifié 99

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{min} = 0,23 \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \cdot b \cdot d < A_{ad}$$

$$A_{min} = 0,23 \cdot \frac{2,1}{400} \times 100 \times 17 \quad ; \quad A_{min} = 2.05 \text{cm}$$

Tableau VII.2. Vérifications de la condition de non fragilité.

Sens	Zone	$A_{ad} \text{cm}^2$	$A_{min} \text{cm}^2$
X-X	Appuis	5HA10 = 3,92	2.05
	Travée	5HA10 = 3,92	2.05
Y-Y	Travée	5HA10 = 3,92	2.05
	Appuis	5HA10 = 3,92	2.05

2. Espacement des barres

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales : $S_t < \min (3h ; 33\text{cm})$

Sens X-X

$$S_t < \min (3 \times 20 ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}.$$

$$S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sens Y-Y

$$S_t < \min (3 \times 20 ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}.$$

$$S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

3. Longueur de scellement des barres

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$$

Avec :

$$\tau_{se} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.50) \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

Pour HA10 : $L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35.27 \text{ cm}.$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à 0.4 pour les barres à haute adhérence selon *Art A.6.1, 21BAEL91 modifiée 99*

Pour HA10 : $L_a = 14.10 \text{ cm}.$

VII.7. Vérification à l'ELS

On a : $\rho = 0.90$; $\mu_x = 0.0528$
 $\mu_y = 0.850$

$M_{0x} = \mu_x q_s l_x$; $M_{0x} = 0.0528 \times 25.66 \times 3.4^2$; $M_{0x} = 15.66 \text{ KN.m}$
 $M_{0y} = \mu_y M_{0x}$; $M_{0y} = 0.850 \times 15.66$; $M_{0y} = 13.11 \text{ KN.m}$

• Sens x-x :

$M_a = -0.5 \times M_{0x} = -0.5 \times 15.66 = -7.83 \text{ KN.m}$
 $M_t = 0.75 \times M_{0x} = 0.75 \times 15.66 = 11.75 \text{ KN.m}$

• Sens y-y :

$M_a = -0.5 \times M_{0y} = -0.5 \times 13.11 = -6.56 \text{ KN.m}$
 $M_t = 0.75 \times M_{0y} = 0.75 \times 13.11 = 9.83 \text{ KN.m}$

Tableau VII.3. Vérifications à l'ELS.

Sens	Zone	$M_s \text{ KN.m}$	μ_s	μ_t	Section	β	$A_a \text{ cm}^2$	$A_{ad} \text{ cm}^2$	$S_t \text{ cm}^2$
X-X	Appuis	-7.83	0.019	0.392	SSA	0.990	1.33	5HA10 = 3,93	20
	Travée	11.75	0.028	0.392	SSA	0.986	2.01	5HA10 = 3,93	20
Y-Y	Appuis	-6.56	0.015	0.392	SSA	0.992	1.12	5HA10 = 3,93	20
	Travée	9.83	0.035	0.392	SSA	0.982	1.69	5HA10 = 3,93	20

1. Vérification des contraintes du béton

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors

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

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} & \text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110\sqrt{1.6.2.1} \right\} ; \bar{\sigma}_{st} = \min(266.67 ; 201.63) \text{ MPa} ;$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b d}$$

Tableau VII.4. Vérifications des contraintes du béton.

Sens	Zone	$M_s \text{ KN.m}$	$A_{ad} \text{ cm}^2$	ρ_1	β_1	K_1	$\sigma_{st} \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} \text{ MPa}$	$\sigma_{bc} \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{bc} \text{ MPa}$
X-X	Appuis	-7.83	3,92	0.231	0.923	49.93	127.30	348	2.55	15
	Travée	11.75	3,92	0.231	0.923	49.93	191.03	348	3.83	15
Y-Y	Appuis	-6.56	3,92	0.231	0.923	49.93	106.88	348	2.14	15
	Travée	9.83	3,92	0.231	0.923	49.93	160.16	348	3.20	15

2. Vérification de la flèche

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons se dispenser de cette vérification si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} ; \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_0} ; \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

h : Hauteur totale 20 cm.

L_x : Portée entre nus d'appuis.

M_t : Moment max à l'ELS.

M_0 : Moment max de la travée isostatique.

A_{st} : Section des armatures.

b : Largeur de la section.

d : hauteur utile de la section droite.

$$M_0 = \frac{q_s \times l_x}{8} ; M_0 = \frac{25.66 \times 3.4^2}{8} ; M_0 = 37.08 \text{KN.m}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{100} = 0.2 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L_x} = 0.2 \geq \frac{M_t}{20M_0} = \frac{11.75}{20 \times 37.08} = 0.0158 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{3.92}{100 \times 17} = 0.0023 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

VII.8. Conclusion

L'épaisseur du voile périphérique de soutènement est de 20cm.

Le ferrailage du MUR est comme suit :

○ Sens x-x :

-En travée : 5HA10 = 3,93cm² avec un espacement de 20 cm.

-Aux appuis : 5HA10 = 3,93cm² avec un espacement de 20 cm.

○ Sens y-y :

-En travée : 5HA10 = 3,93cm² ml avec un espacement de 20cm.

-Aux appuis : 5HA10 = 3,93cm² avec un espacement de 20 cm.

CONCLUSION

L'étude de ce projet a marqué ma première incursion dans le monde professionnel. Elle m'a offert un aperçu des responsabilités, des méthodes de travail et des procédures suivies par un ingénieur en génie civil, me permettant ainsi d'appliquer les connaissances acquises au cours de ma formation.

Ce travail m'a permis de constater l'évolution significative du génie civil à tous les niveaux, en mettant particulièrement l'accent sur l'impact de l'informatique. J'ai également exploré de nombreuses notions du règlement parasismique algérien (RPA), du BAEL, ainsi que des divers documents techniques réglementaires, tout en comprenant leurs applications pratiques. De plus, j'ai acquis des compétences précieuses, notamment dans l'utilisation de logiciels tels que ROBOT (utilisé pour le calcul de ma structure) et AUTOCAD. Les difficultés rencontrées au cours de cette étude m'ont poussé à rechercher et à approfondir des méthodes que je n'avais pas eu l'occasion d'étudier dans le cadre de notre formation académique. Cela a renforcé ma compréhension en génie civil.

Il est important de souligner que l'étude en génie civil d'un bâtiment ne se limite pas à l'application de formules mathématiques pour les calculs, mais implique également une compréhension approfondie du fonctionnement et du comportement des structures face aux charges externes et internes.

En fin, j'espère que ce modeste travail servira de point de départ pour d'autres projets au cours de ma carrière professionnelle. J'espère qu'il sera utile pour les promotions futures dans leurs travaux et projets.

Référence Bibliographique

Règlement :

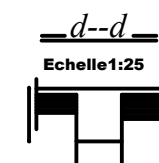
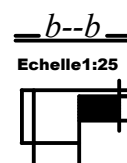
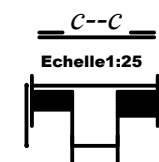
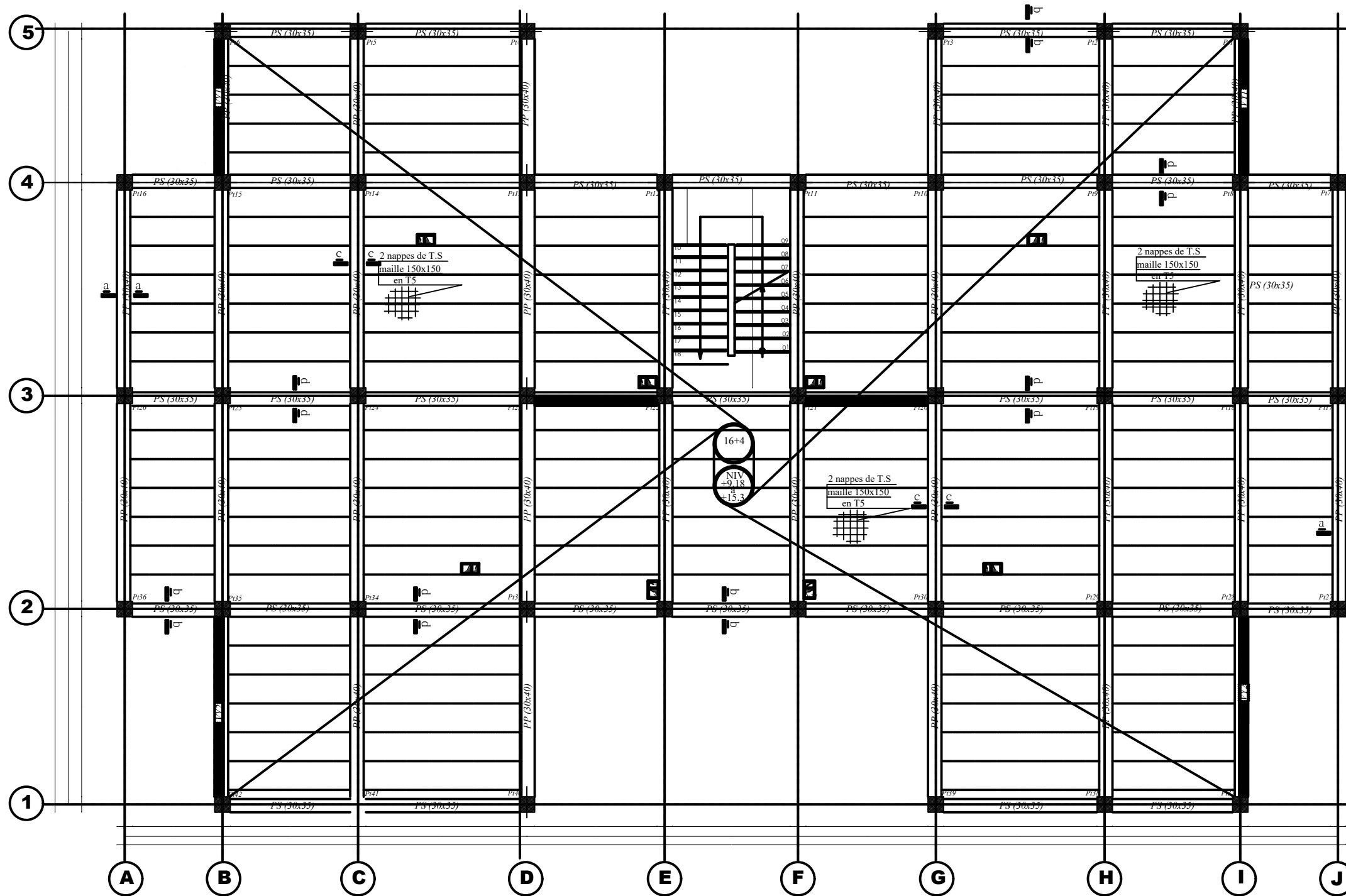
- ❖ Règles parasismiques Algériennes RPA 99/ version 2003.
- ❖ BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- ❖ Document technique réglementaire (DTR B.C 2.2) : Charges permanentes et charges d'exploitation.
- ❖ Support AUTODESK.

Logiciels :

- ❖ Logiciel ROBOT 2021.
- ❖ Logiciel de ferrailage EXPERT.
- ❖ EXCEL 2013.
- ❖ WORD 2013.
- ❖ AUTOCAD 2021.

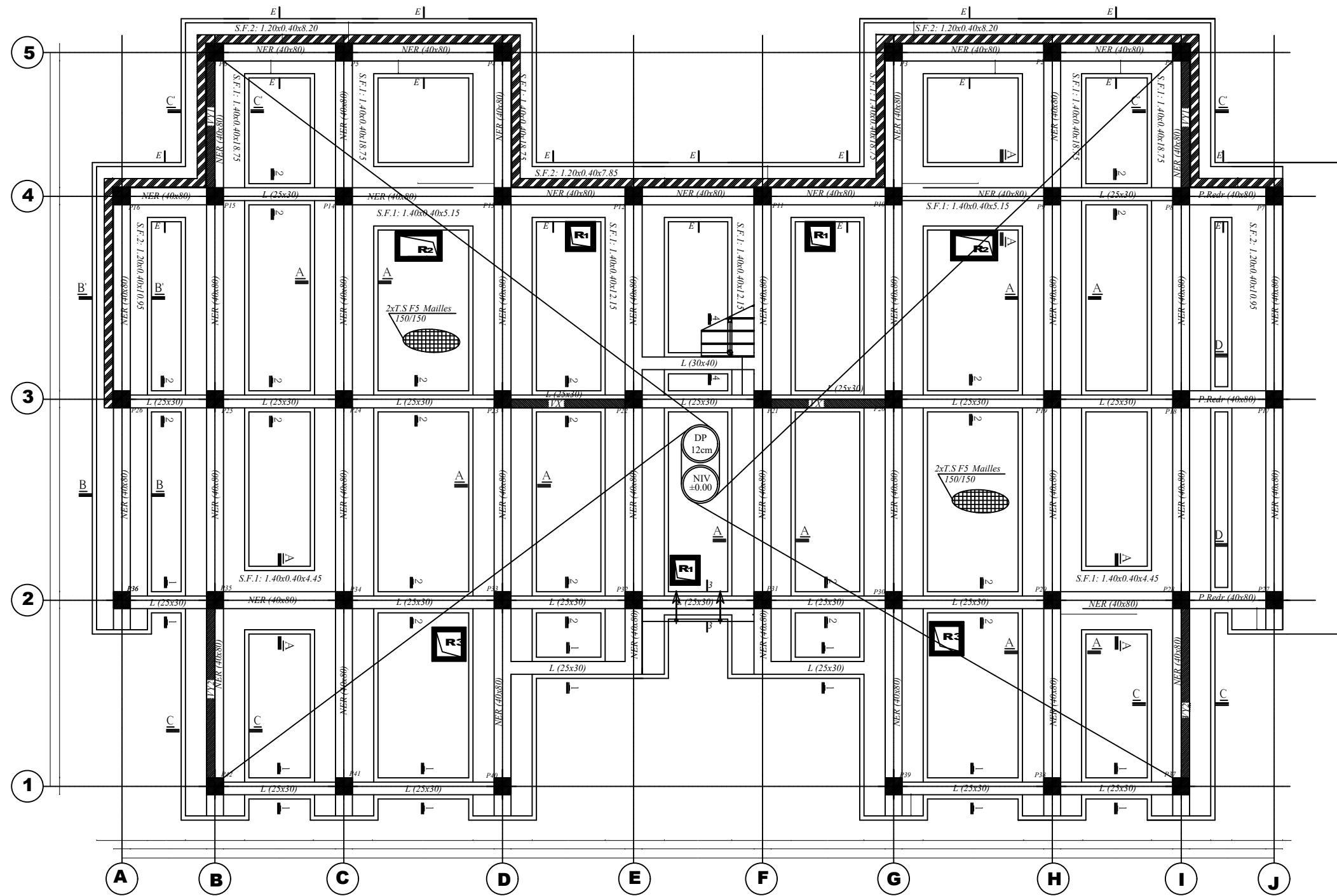
Ouvrage :

- ❖ Les abaques de PIGEAUD.
- ❖ Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes



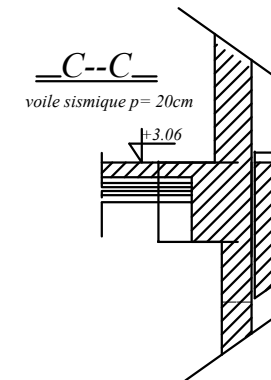
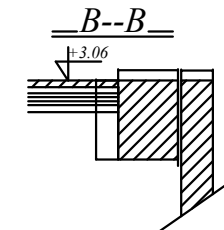
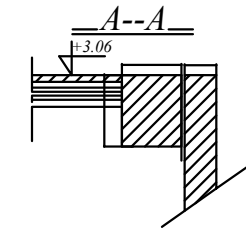
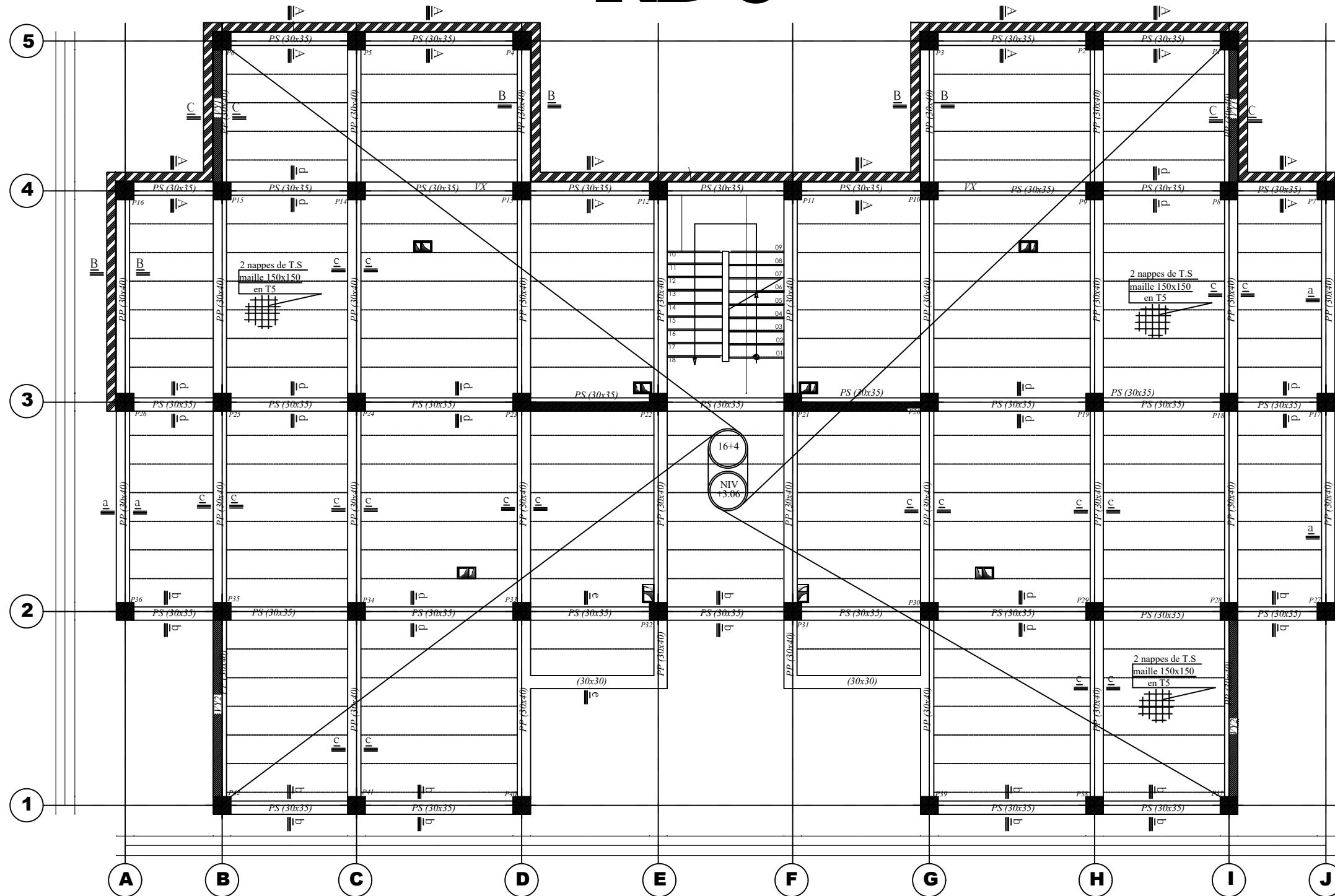
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Université de MOULUD MAMMERI Tizi Ouzou Faculté du Genie de la Construction Département de Genie Civil	
DIRIGE PAR : Mme. Belhassani	Plan de coffrage etage courants
ETUDIÉ PAR : Lateb Nassima	

COFFRAGE FONDATION NIV: ±0.00m



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Université de MOULOU D MAMMERI Tizi Ouzou Faculté du Genie de la Construction Departement de Genie Civil	
DIRIGE PAR : Mme Belhassani	Plan de coffrage Fondation
ETUDIER PAR: Lateb Nassima	

RDC



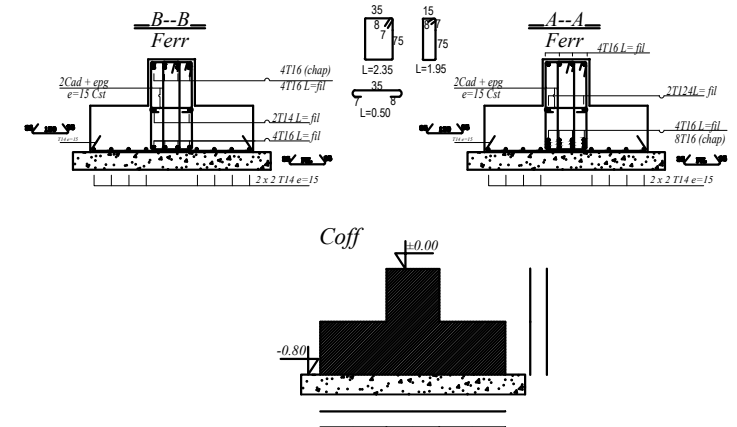
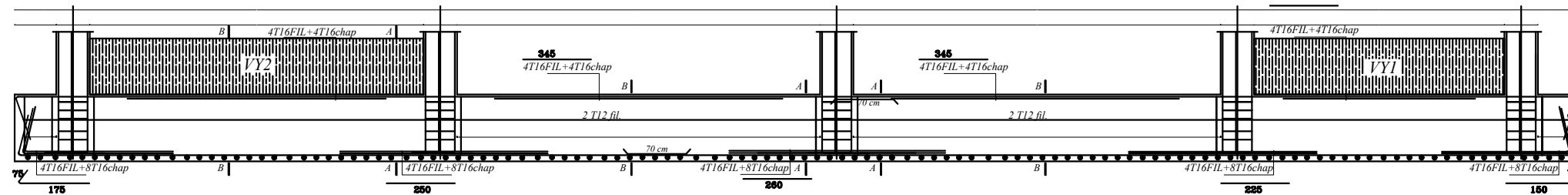
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Universite de MOULOU D MAMMERI Tizi Ouzou
 Faculte du Genie de la Construction
 Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :
 Mme.Belhassani

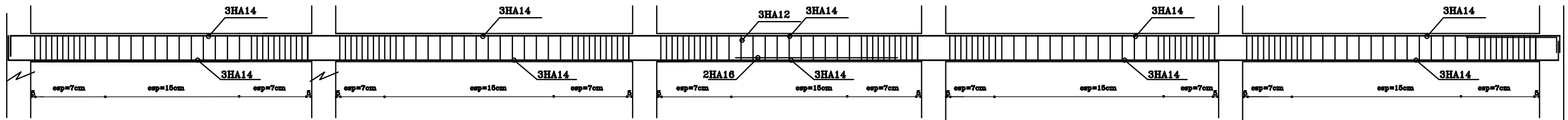
ETUDIER PAR:
 Lateb Nassima

Plan de coffrage
 RDC

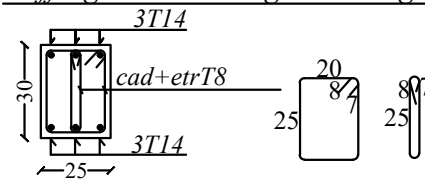
Exemple de ferrailage de Nervures



Exemple de ferrailage des Longrines



Coffrage et Ferrailage des Longrines



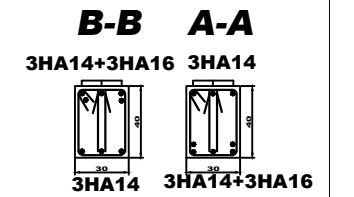
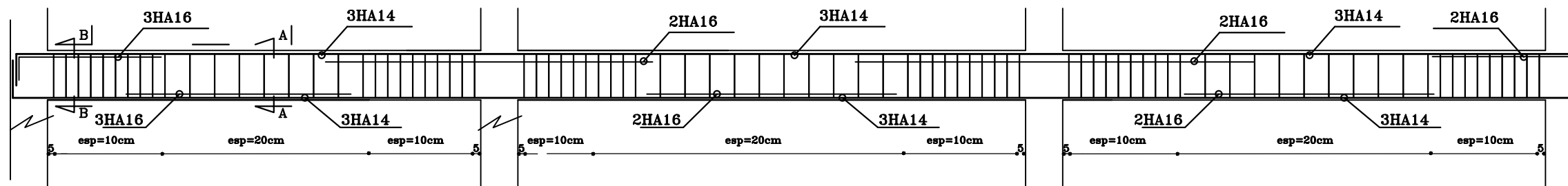
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Universite de MOULOU MAMMERI Tizi Ouzou
 Faculte du Genie de la Construction
 Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :
 M. Belhassani

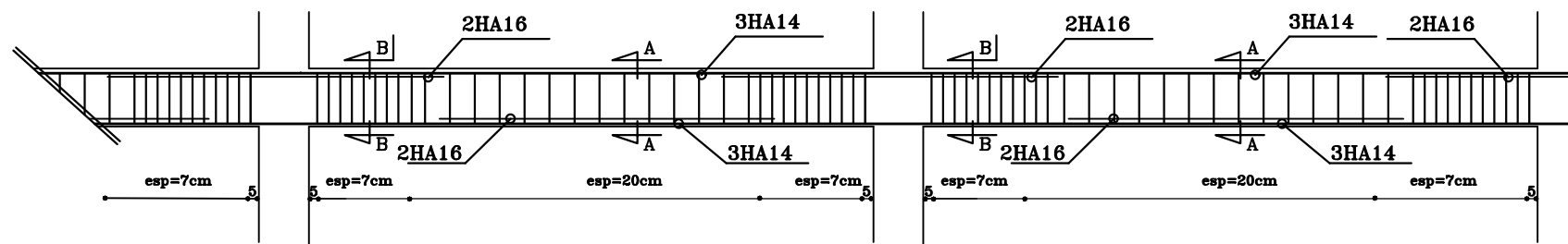
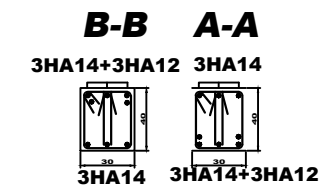
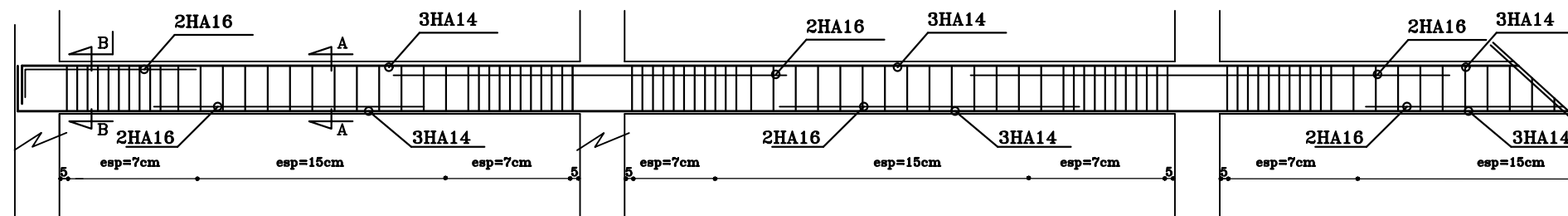
ETUDIER PAR:
 Lateb Nassima

Ferrailages
 de fondations

Exemple de ferrailage des poutres secondaires



Exemple de ferrailage des poutres principales



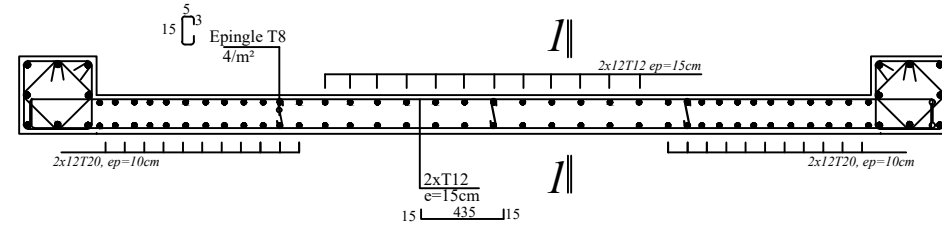
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Universite de MOULOD MAMMERI Tizi Ouzou
 Faculte du Genie de la Construction
 Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :
 M. Belhassani

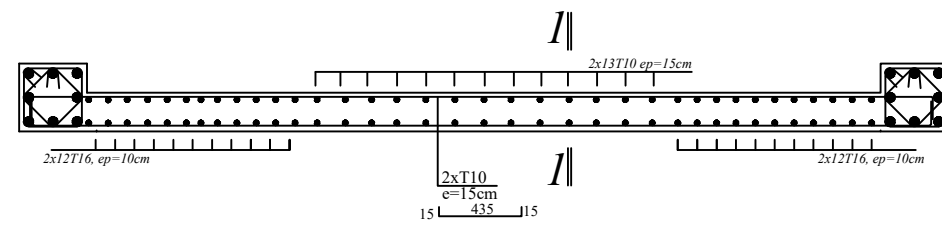
ETUDIER PAR:
 Lateb Nassima

Ferrailages
 des Poutres

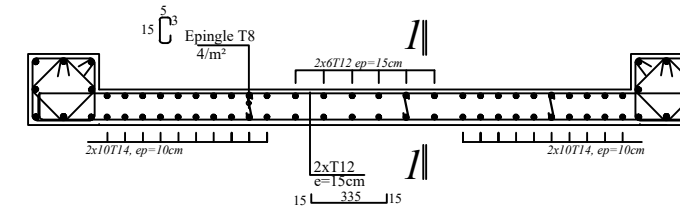
VUE EN PLAN
VOILE VY2
NIV:±0.00 a 6.12m



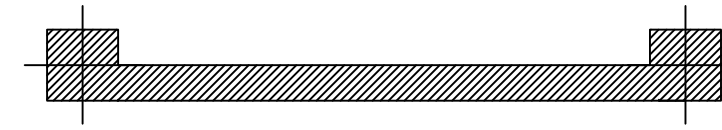
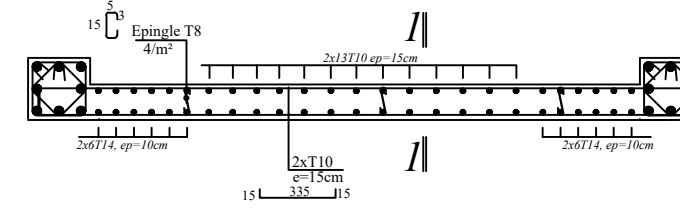
NIV:+6.12 a 18.36 m



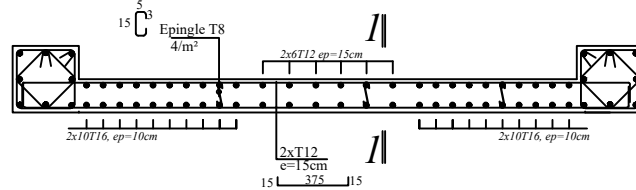
VUE EN PLAN
VOILE VY1
NIV:±0.00 a 6.12m



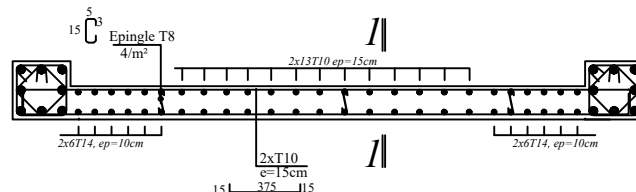
NIV:+6.12 a 18.36 m



VUE EN PLAN
VOILE VX1
NIV:±0.00 a 6.12m



NIV:+6.12 a 18.36 m



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Universite de MOULOD MAMMERI Tizi Ouzou

Faculte du Genie de la Construction

Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :

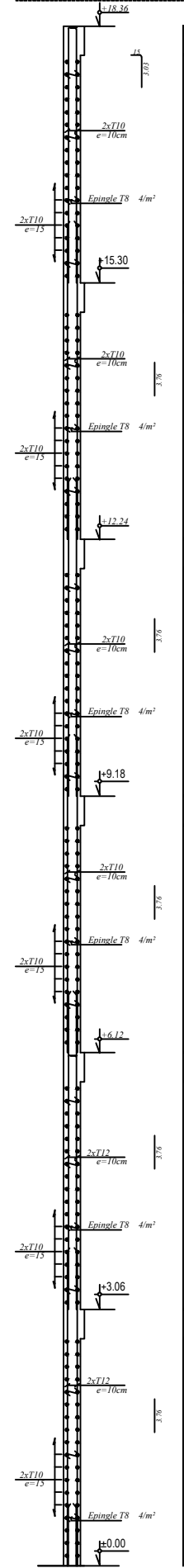
M. Belhassani

ETUDIER PAR:

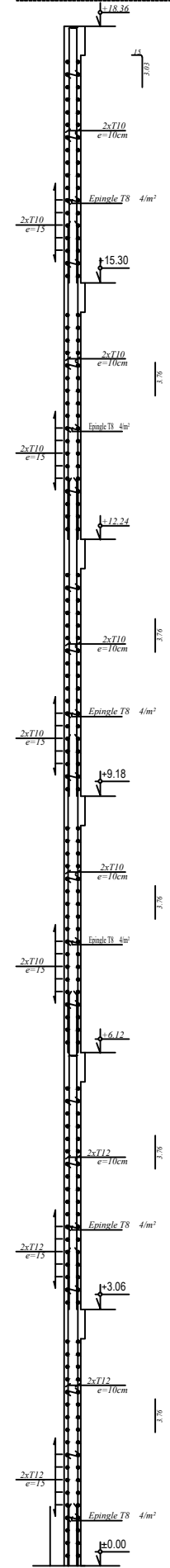
Lateb Nassima

Ferrailages
des voile

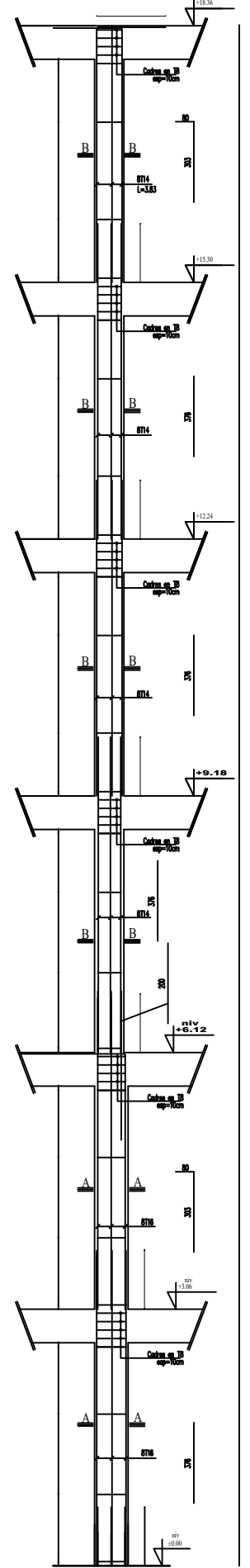
COUPE 2-2



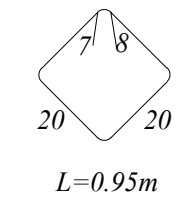
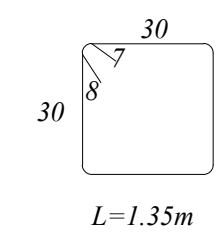
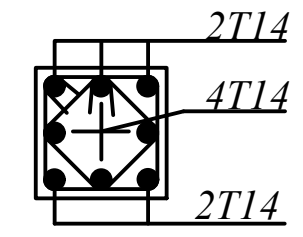
COUPE 1-1



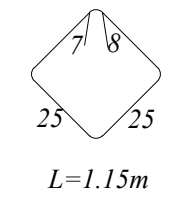
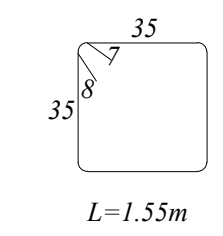
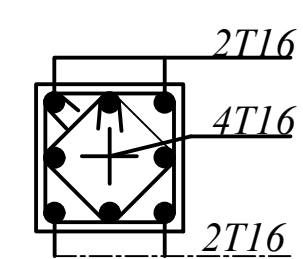
Poteaux 40x40 & 35x35



B--B



A--A



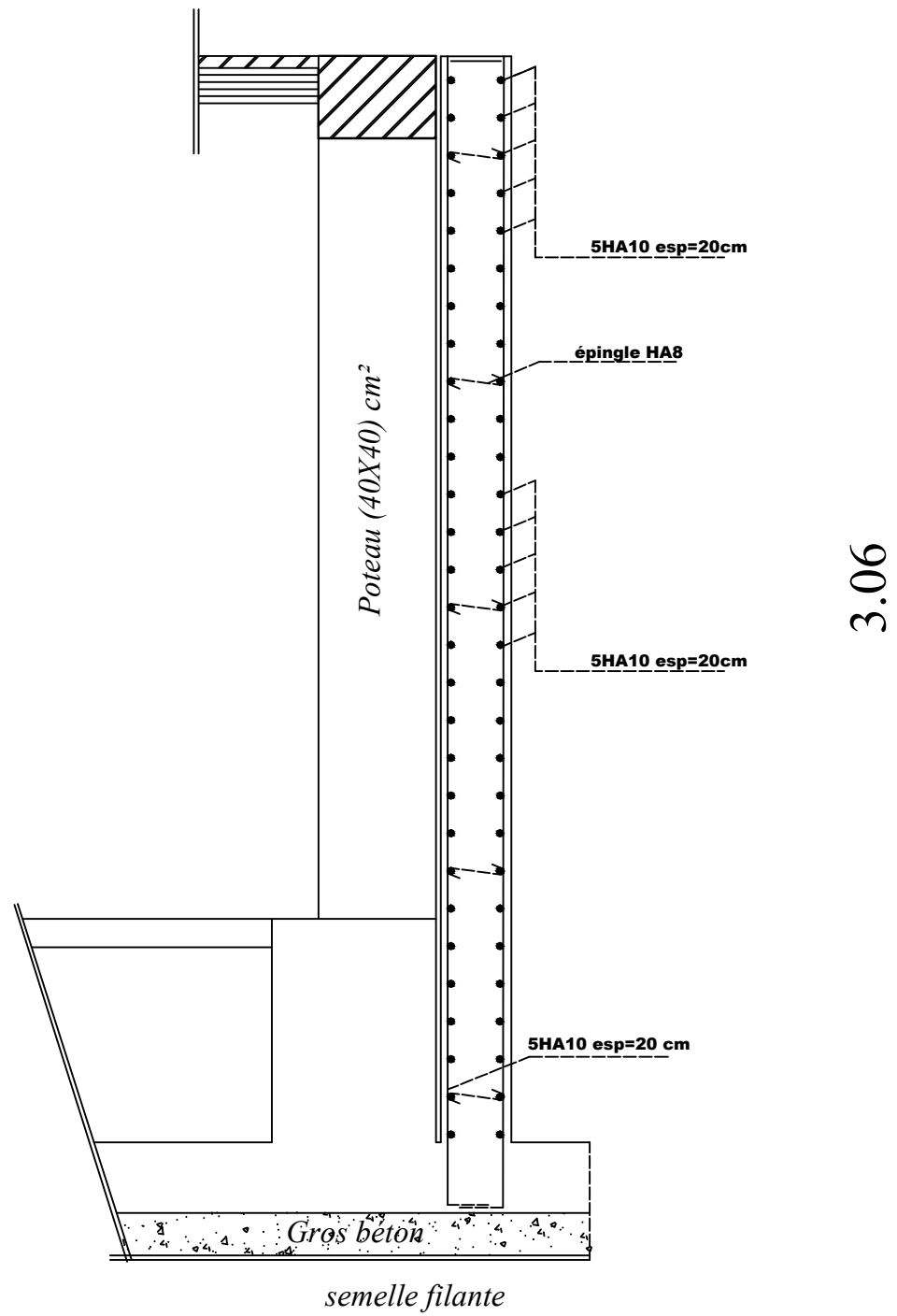
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Universite de MOULOU D MAMMERI Tizi Ouzou
 Faculte du Genie de la Construction
 Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :
 M. Belhassani

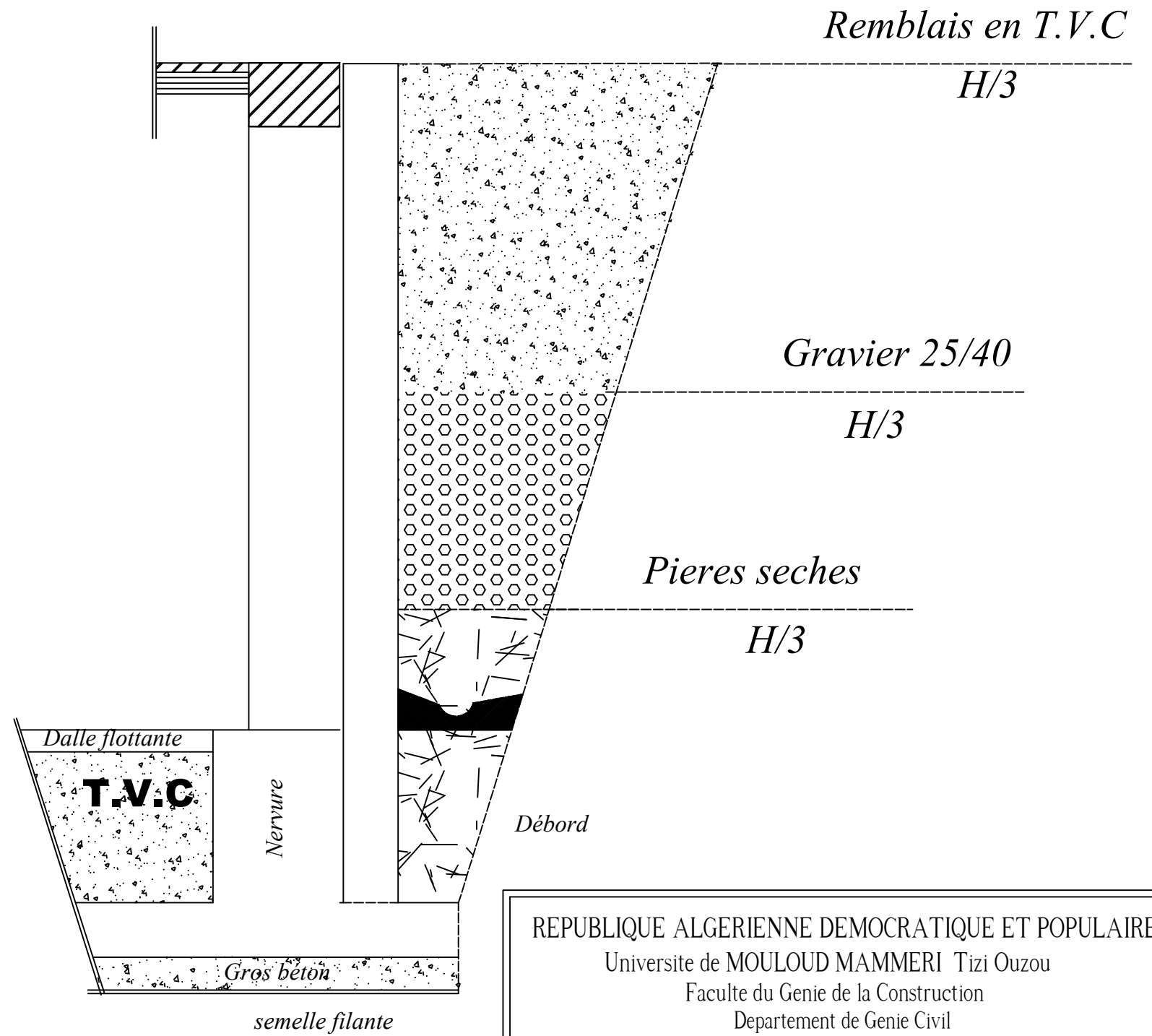
ETUDIER PAR:
 Lateb Nassima

Ferrailages
 des poteaux

3.06



3.06



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Université de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou
 Faculté du Genie de la Construction
 Département de Genie Civil

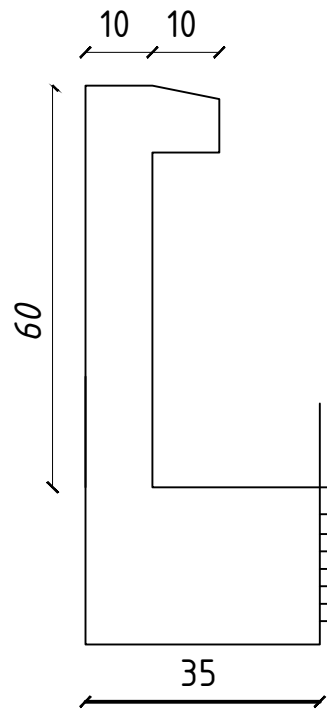
DIRIGE PAR :

M.Belhassani

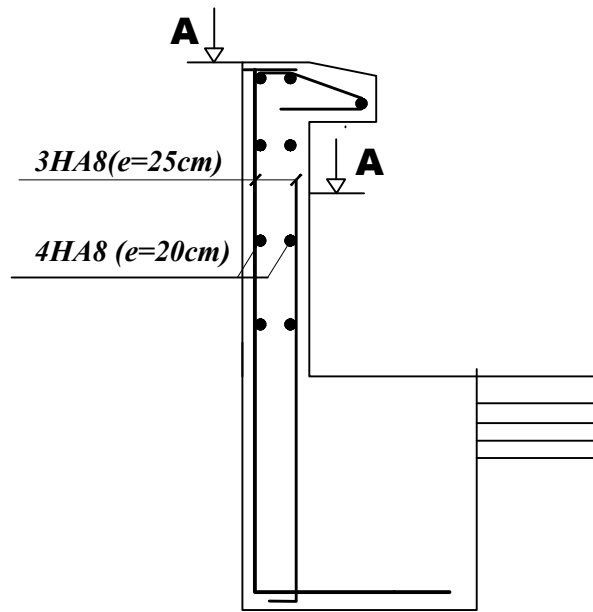
ETUDIER PAR:

LATEB NASSIMA

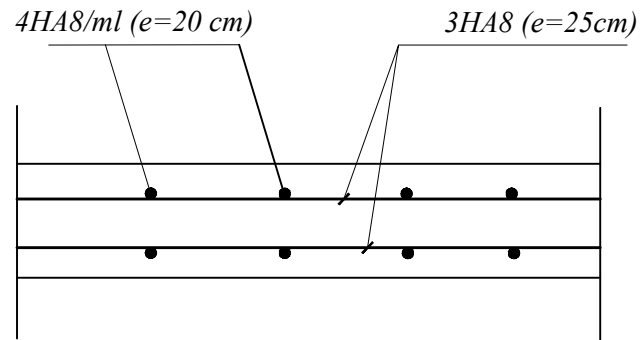
Ferraillages
du Mur plaque



Coffrage de l'acrotère



Ferraillage de l'acrotère



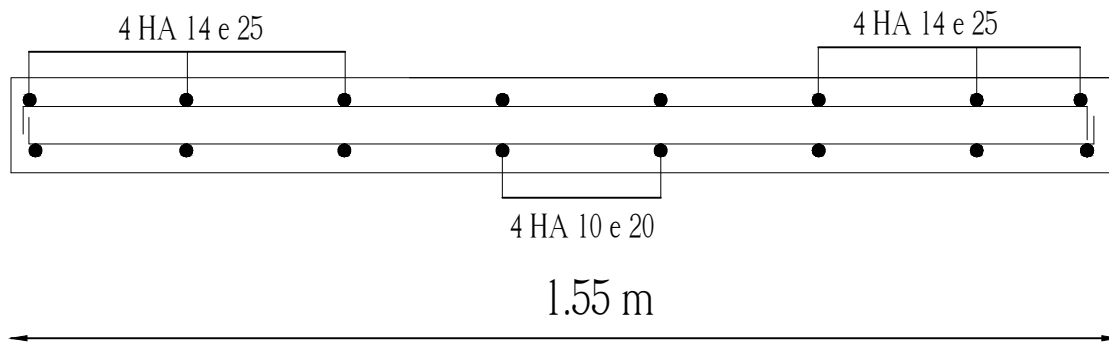
Coupe A-A

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Université de MOULOU D MAMMERI Tizi Ouzou
 Faculté du Genie de la Construction
 Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :
 M. Belhassani

ETUDIER PAR:
 Lateb Nassima

Ferraillages
 de L'Acrotère



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Universite de MOULOU D MAMMERI Tizi Ouzou

Faculte du Genie de la Construction

Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :

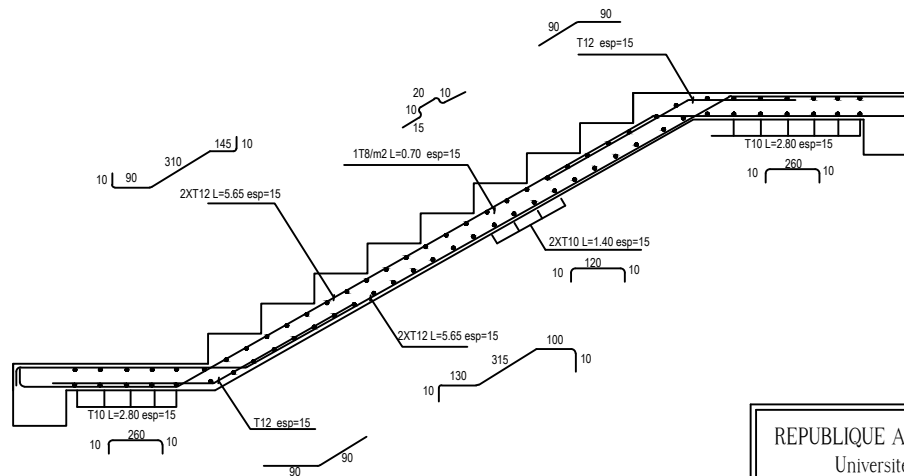
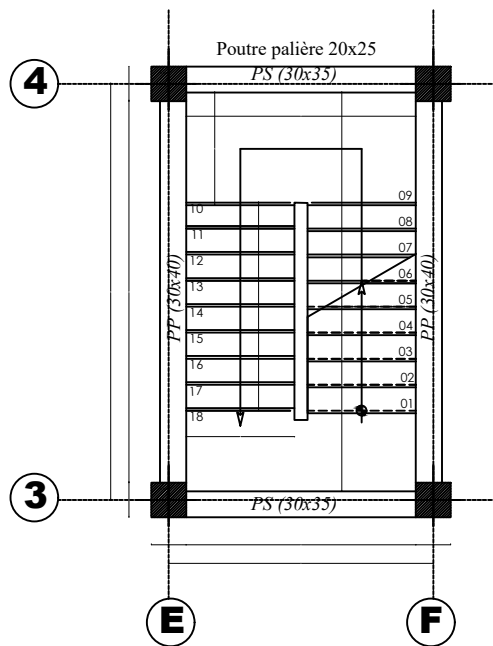
Mme . Belhassani

ETUDIER PAR:

Lateb Nassima

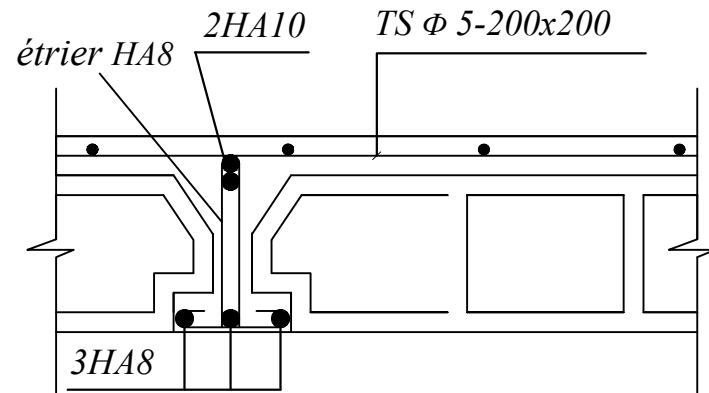
Ferraillage
de dalle pleine

VUE EN PLAN

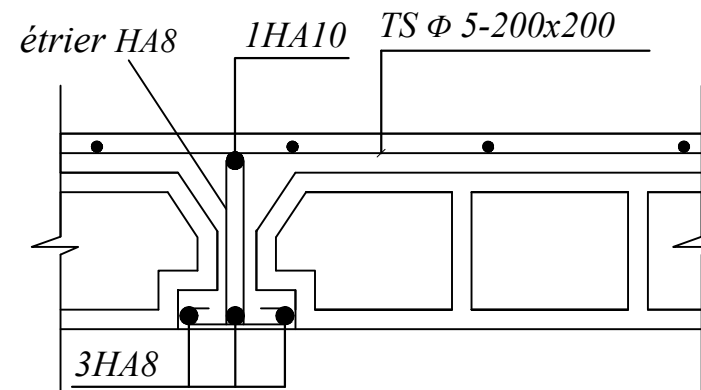


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Université de MOULOU D MAMMERI Tizi Ouzou Faculté du Genie de la Construction Département de Genie Civil	
DIRIGE PAR : M. Belhassani	Ferrailages de L'Escalier
ETUDIER PAR: Lateb Nassima	

Appuis



travées



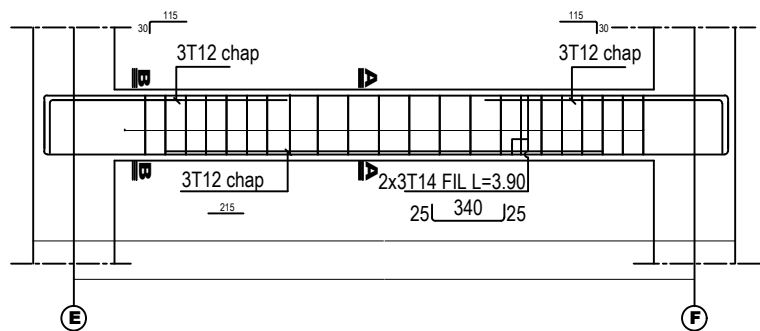
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Universite de MOULOU D MAMMERI Tizi Ouzou
Faculte du Genie de la Construction
Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :
M. Belhassani

ETUDIER PAR:
Lateb Nassima

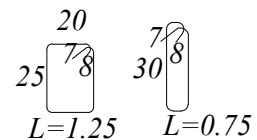
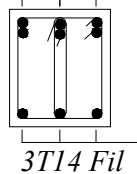
Ferraillages de
Plancher et poutrelles

poutre palière 20x25

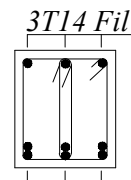


Poutre palière 20x25

B--B
3T14Fil+3T12Chap



A--A



3T14Fil+3T12Chap

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Université de MOULOUD MAMMERY Tizi Ouzou
 Faculté du Genie de la Construction
 Département de Genie Civil

DIRIGE PAR :
 Mme . Belhassani

ETUDIER PAR :
 Lateb Nassima

Ferraillages des
 Poutres paliere