



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE SAAD DAHLEB - BLIDA 1

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

MEMOIRE DE MASTER

EN GENIE CIVIL

Option : structures.

TITRE :

ETUDE ET DIMENSIONNEMENT D'UN HÔTEL EN

R+11+SS EN BÉTON ARMÉ

Présenté par :

Mr. BOUADJADJA ZAKARIA.

Promoteur :

-Mr. HEBBOUCHE ABDELHAMID

Président :

- Mr. M.SIAHMED

Co-promoteur:

-Mme HALFAYA FATIMA ZOHRA

Examineur :

- Mme.K.TADJER

Blida, Septembre 2022.

ABSTRACT:

The end-of-study project is entitled: "Study of an R+11+SS hotel in reinforced concrete" which consists of carrying out an expertise on a building structure, located in the wilaya of TIPAZA.

This study consists of analyzing the effect of the earthquake on the structure and considering preventive solutions contributing to the stability of the structure.

The stability of the structure is ensured by the sails.

The study and analysis of this project have been established by the software (ETABS v.17).

The calculation of the dimensions and the reinforcement of all the resistant elements comply with the applicable rules in force, namely (BAEL91 modifier99, RPA99 version 2003).

For the verification of the reinforcement we used a software (Socotec).

Finally, the study of the elements of the infrastructure, namely the foundations, is also part of this project.

Key word: Dynamic study, earthquake, reinforcement, stability.

RESUME :

Le projet de fin d'étude est intitulé : « Etude d'un hôtel R+11+SS en béton armé » qui consiste à faire une expertise sur un ouvrage bâtiment, implantée à la wilaya de TIPAZA.

Cette étude consiste à analyser l'effet du séisme sur la structure et envisager les solutions préventives contribuant à la stabilité de l'ouvrage.

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les voiles.

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (ETABS v.17).

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir (BAEL91 modifier99, RPA99 version 2003).

Pour la vérification du ferrailage nous avons utilisées un logiciel (Socotec).

En fin, l'étude des éléments de l'infrastructure, à savoir les fondations, fait également partie de ce projet

Mot clé : Etude dynamique, séisme, ferrailage, stabilité.

الملخص:

يهدف هذا المشروع إلى دراسة فندق يتألف من طابق ارضي + 11 طوابق + طابق ارضي سفلي، يتم انجازها بولاية تيبازة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم 03 حسب الكود الجزائري المضادة للزلازل RPA 99 v 2003.

تتكون هذه الدراسة من تحليل تأثير الزلزال على الهيكل والنظر في الحلول الوقائية التي تساهم في استقرار الهيكل.

يتم ضمان استقرار الهيكل بواسطة الجدران الحاملة المشكّلة من مادة الخرسانة المسلحة.

تم إنشاء دراسة وتحليل هذا المشروع بواسطة برنامج (ETABS الإصدار 17).

يتوافق حساب الأبعاد وحساب تسليح جميع العناصر المقاومة عن طريق القواعد المعمول بها، وهي (BAEL91 modifier99 version 2003 RPA99).

للتحقق وحساب تسليح جميع العناصر المقاومة استخدمنا برنامج (Socotec).

أخيراً، تعتبر دراسة عناصر البنية التحتية، أي الأساسات، جزءاً من هذا المشروع أيضاً.

الكلمة المفتاحية: الدراسة الديناميكية، الزلزال، التسليح، الاستقرار.

**** Dédicace ****

Je dédie ce modeste travail à :

A mes parents :

« Vous avez manifesté beaucoup de sacrifice afin de me voir grandir devant vos yeux. Aujourd'hui vient mon tour pour vous remercier en vous offrant ce travail qui vous rend fiers de moi. Je vous dois toute ma vie. Que dieu vous gardes et vous protège ».

Mes très chères sœurs, mon frère, mes neveux et mes nièces, mes chères cousines à qui je dois tout l'amour.

*Toute la famille **BOUADJADJA** et **DOUH**.*

Mes très chers amis, toute la promotion sortante, et toutes les personnes qui nous avoir aidé durant toutes la période de mon projet fin d'étude.

A tous ceux qui me sont chères.

A tous ceux qui m'aiment.

A tous ceux que j'aime.

Je dédie ce travail.

**** Remerciement ****

Tout d'abord, Merci Allah de nous avoir donné la capacité d'écrire et de réfléchir, la force d'y croire, la patience d'aller jusqu'au bout du rêve et la volonté et la patience de mener à terme le présent travail.

*Nous tenons à exprimer nos profonds remerciements à notre promoteurs **Mr HEBBOUCHE ABDELHAMID Mme HALFAYA FATIMA ZOHRA**, pour leurs temps qu'ils nous ont accordé, de leurs confiances, leurs aides, leurs remarques, ainsi que leurs précieux conseils lors de l'élaboration de cette étude.*

Nous sommes aussi reconnaissants envers les membres du Jury qui nous ont donné l'immense honneur de présider et d'examiner ce modeste travail, et d'avoir su donner une critique professionnelle sur ce projet.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions l'ensemble des enseignants de département génie civil pour leurs conseils, pour l'expérience enrichissante, qu'ils nous ont apportée durant ce travail.

*Nous remercions particulièrement **Dr.M.BENSALAH et BOULARAOUI ADIB et ESSAIDI Yacine** pour leurs orientations.*

*Nous remercions également tous les membres de la société du **NOMAD** pour leurs aides et surtout pour l'accueil qu'ils nous ont réservé, malgré leurs obligations professionnelles.*

Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la concrétisation de ce travail et à toute la promotion de Master génie civil.

SOMMAIRE :

ABSTRACT

RESUME

الملخص

Dédicace

Remerciement

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES FIGURES

LISTE DES SYMBOLES ET NOTATIONS

INTRODUCTION GENERALE

<u>I</u>	<u>CHAPITRE : GENERALITE.</u>	<u>1</u>
<u>I.1</u>	<u>INTRODUCTION :</u>	<u>2</u>
<u>I.2</u>	<u>PRÉSENTATION DU PROJET :</u>	<u>2</u>
<u>I.3</u>	<u>Caractéristiques géométriques</u>	<u>3</u>
	<u>Dimensions en élévation</u>	<u>3</u>
	<u>Dimensions en plan</u>	<u>3</u>
	<u>CONTEXTES DU SITE :</u>	<u>3</u>
	<u>Caractéristiques géotechniques du sol :</u>	<u>3</u>
<u>I.4</u>	<u>CONCEPTION DE LA STRUCTURE</u>	<u>4</u>
	<u>Contreventement</u>	<u>4</u>
	<u>Plancher</u>	<u>4</u>
	<u>Planchers corps creux :</u>	<u>4</u>
	<u>Escalier :</u>	<u>5</u>
	<u>Maçonnerie :</u>	<u>5</u>
	<u>Acrotères :</u>	<u>5</u>
	<u>Les revêtements</u>	<u>6</u>
	<u>Le système de coffrage</u>	<u>6</u>

<u>Fondation</u>	<u>6</u>
<u>I.5 CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX :</u>	<u>6</u>
<u>Composition du béton</u>	<u>7</u>
<u>Résistance du béton à la compression</u>	<u>7</u>
<u>Résistance du béton à la traction</u>	<u>7</u>
<u>Caractéristiques Physique et Mécaniques De Béton :</u>	<u>8</u>
<u>Masse Volumique</u>	<u>8</u>
<u>Poids volumique</u>	<u>8</u>
<u>Coefficient de poisson</u>	<u>8</u>
<u>I.6 HYPOTHESES DE CALCUL</u>	<u>14</u>
<u>I.7 Règlements utilisés:</u>	<u>16</u>
<u>II CHAPITRE : PREDIMENSIONNEMENT ET EVALUATION DES CHARGES.</u>	<u>17</u>
<u>II.1 Introduction :</u>	<u>18</u>
<u>II.2 Évaluation des charges et surcharges:</u>	<u>18</u>
<u>Plancher étage courant :</u>	<u>18</u>
<u>Plancher terrasse inaccessible :</u>	<u>19</u>
<u>Plancher RDC:</u>	<u>19</u>
<u>L'acrotère :</u>	<u>20</u>
<u>II.3 Prédimensionnement des planchers :</u>	<u>20</u>
<u>Balcon :</u>	<u>21</u>
<u>Plancher en corps creux :</u>	<u>21</u>
<u>II.4 Prédimensionnement des poutres :</u>	<u>23</u>
<u>Poutres principales (porteuses) :</u>	<u>23</u>
<u>Poutres secondaires (non porteuses) :</u>	<u>24</u>
<u>II.5 Pré dimensionnement des Poteaux :</u>	<u>24</u>
<u>Poteau central :</u>	<u>26</u>
<u>Poteau supportant le plancher terrasse :</u>	<u>26</u>

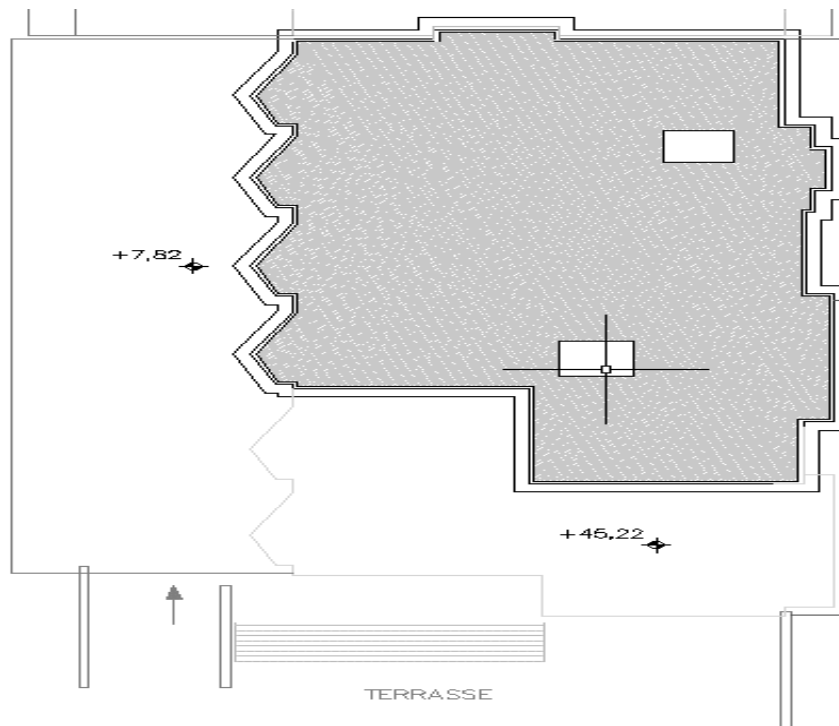
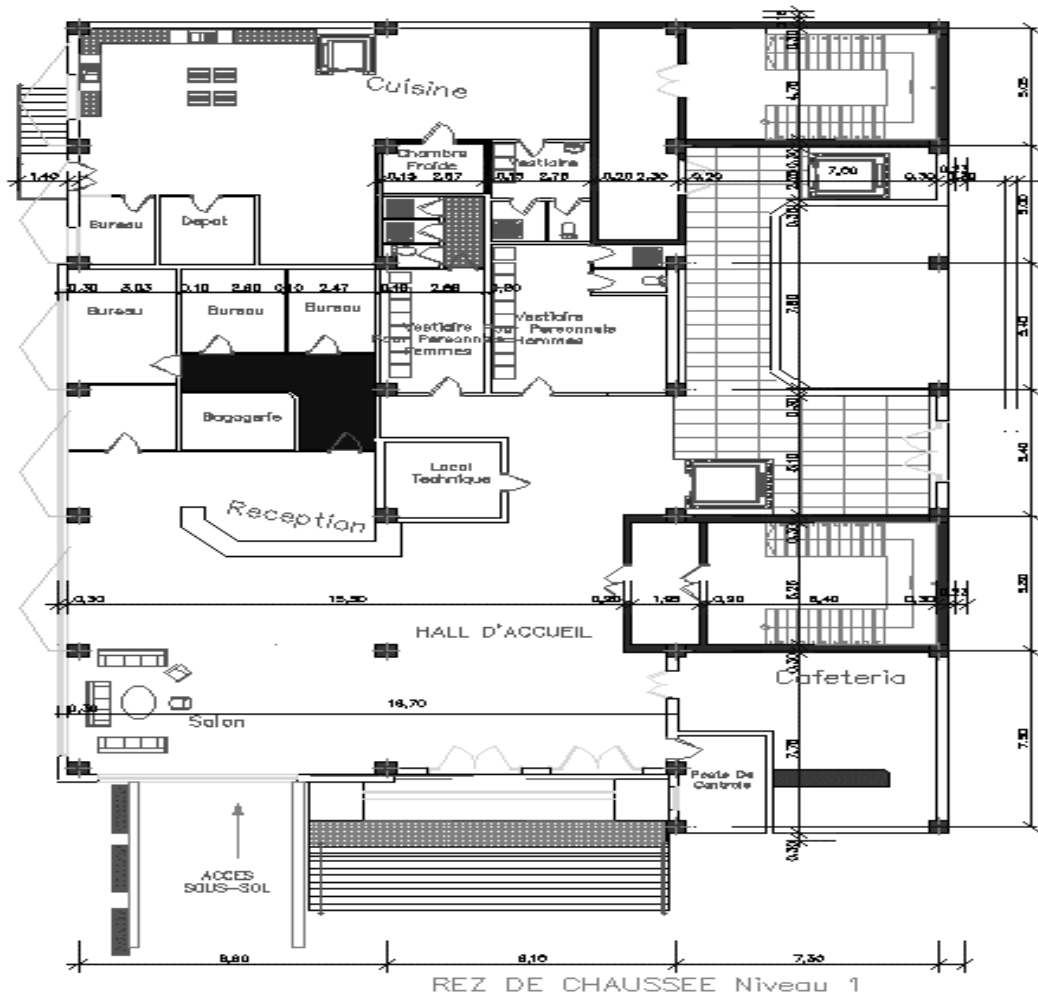
<u>Poteau supportant le plancher étage courant (2^{eme} étage jusqu'à 10^{eme} étage) :</u>	<u>27</u>
<u>Poteau supportant le plancher RDC et 1ere étage :</u>	<u>27</u>
<u>Poteau d'angle :</u>	<u>30</u>
<u>Poteau supportant le plancher terrasse :</u>	<u>30</u>
<u>Poteau supportant le plancher étage courant (2^{eme} étage jusqu'à 10^{eme} étage):</u>	<u>30</u>
<u>Poteau supportant le plancher RDC et 1ere étage :</u>	<u>30</u>
<u>CONCLUSION :</u>	<u>32</u>
<u>II.6 Pré dimensionnement des voiles :</u>	<u>32</u>
<u>Leur pré dimensionnement se fera conformément à (Art 7-7-1 du RPA99)</u>	<u>33</u>
<u>Les voiles de contreventement :</u>	<u>33</u>
<u>III CHAPITRE : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRE.</u>	<u>34</u>
<u>III.1 Acrotère :</u>	<u>35</u>
<u>Introduction :</u>	<u>35</u>
<u>ETUDE DES L'ACROTERE :</u>	<u>35</u>
<u>Calculs des efforts :</u>	<u>35</u>
<u>Ferraillage de l'acrotère :</u>	<u>37</u>
<u>Vérifications :</u>	<u>38</u>
<u>III.2 ETUDE DES ESCALIER :</u>	<u>40</u>
<u>Introduction :</u>	<u>40</u>
<u>Dimensions des éléments de l'escalier:</u>	<u>40</u>
<u>Hypothèses de calcul :</u>	<u>41</u>
<u>Dimensionnement d'un escalier :</u>	<u>41</u>
<u>Vérification de l'équation de «BLONDEL» :</u>	<u>42</u>
<u>Détermination de l'épaisseur de la paillasse :</u>	<u>42</u>
<u>Epaissier de volie :</u>	<u>43</u>
<u>Detarmenation des charge :</u>	<u>43</u>
<u>Ferraillage des escaliers :</u>	<u>44</u>

Calcul des efforts internes :	44
Calcul du Ferrailage:	45
Vérifications :	46
Vérification des contraintes a ELS :	47
Vérification de la flèche :	48
III.3 Etude de la poutre palière :	50
Prédimensionnement de la poutre palière :	50
Calcul de ferrailage :	52
Vérification des contraintes a ELS :	53
Vérification de la flèche:	53
III.4 ETUDE DES PLANCHERS EN CORPS CREUX :	54
Etude des poutrelles	55
Dimensions de la poutrelle :	55
Calcul des poutrelles :	55
III.4.1.1.3 Vérifications	62
Vérification à l'E.L.S :	63
Vérification de la flèche :	64
III.5 Ferrailage de la dalle de compression :	68
Ferrailage du Plancher:	69
Etage RDC :	70
Vérification a L'E.L.S :	72
Vérification de la flèche:	72
III.6 Calcul des balcons :	72
Introduction :	72
Evaluation des charges du balcon :	74
Combinaison de charges :	74
Calcul de ferrailage :	75

<u>Vérfications :</u>	<u>76</u>
<u>Vérfication à E.L.S :</u>	<u>76</u>
<u>Vérfication des contraintes :</u>	<u>76</u>
<u>Vérfication de la flèche :</u>	<u>77</u>
<u>IV CHAPITRE :ETUDE SISMIQUE ET DYNAMIQUE .</u>	<u>79</u>
<u>IV.1 INTRODUCTION :</u>	<u>80</u>
<u>IV.2 METHODES D'ESTIMATION DES FORCES SISMIQUES</u>	<u>80</u>
<u>IV.3 MODELISATION :</u>	<u>82</u>
<u>Disposition des voiles de contreventement :</u>	<u>84</u>
<u>Choix de système de contreventement « système 2, 4a et 4b » :</u>	<u>86</u>
<u>IV.4 Caractéristiques dynamiques</u>	<u>89</u>
<u>Vérfication de la période fondamentale</u>	<u>91</u>
<u>Vérfication de la résultante des forces sismiques :</u>	<u>91</u>
<u>Calcul du facteur d'amplification dynamique D :</u>	<u>91</u>
<u>Poids total de la structure W :</u>	<u>92</u>
<u>Vérfication des déplacements inter étage :</u>	<u>93</u>
<u>Vérfication de l'effet P-Delta : (RPA99/Art 5.9)</u>	<u>94</u>
<u>Vérfication de l'effort normal réduit : (RPA99version2003art 7.4.3)</u>	<u>96</u>
<u>Vérfication de Choix de coefficient de comportement R :</u>	<u>97</u>
<u>Charge verticale :</u>	<u>97</u>
<u>Charge horizontale :</u>	<u>98</u>
<u>IV.5 CONCLUSION</u>	<u>98</u>
<u>V CHAPITRE : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTAN</u>	<u>99</u>
<u>V.1 INTRODUCTION :</u>	<u>100</u>
<u>V.2 FERRAILLAGE DES POTEAUX :</u>	<u>100</u>
<u>Introduction :</u>	<u>100</u>
<u>V.3 Calcul du ferrailage des poteaux :</u>	<u>102</u>

<u>Choix des armatures :</u>	<u>104</u>
<u>Vérification vis-à-vis de l'Etat Limite de Service :</u>	<u>105</u>
<u>Vérification de l'effort tranchant :</u>	<u>106</u>
<u>Ferraillage transversal des poteaux :</u>	<u>108</u>
<u>V.4 ERRAILLAGE DES POUTRES :</u>	<u>113</u>
<u>Introduction :</u>	<u>113</u>
<u>Calcul des armatures longitudinales :</u>	<u>115</u>
<u>Ferraillage des poutres principaux (35 × 70) :</u>	<u>115</u>
<u>Poutres secondaires (30x45) :</u>	<u>120</u>
<u>Les vérifications :</u>	<u>124</u>
<u>Vérification vis à vis de l'E.L.S :</u>	<u>124</u>
<u>Vérification de l'effort tranchant :</u>	<u>125</u>
<u>Vérification de la flèche :</u>	<u>127</u>
<u>V.5 FERRAILLAGE DES VOILES :</u>	<u>131</u>
<u>Introduction</u>	<u>131</u>
<u>Sollicitations dans les voiles :</u>	<u>134</u>
<u>Ferraillage des voiles :</u>	<u>134</u>
<u>Choix finals des armatures :</u>	<u>149</u>
<u>VI CHAPITRE : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE</u>	<u>156</u>
<u>VI.1 INTRODUCTION :</u>	<u>157</u>
<u>VI.2 Le rôle assuré par les fondations :</u>	<u>157</u>
<u>VI.3 Classification des fondations</u>	<u>157</u>
<u>Fondation profonde :</u>	<u>157</u>
<u>Fondations superficielles :</u>	<u>158</u>
<u>VI.4 Études géotechniques du sol :</u>	<u>158</u>
<u>VI.5 CHOIX DE TYPE FONDATION :</u>	<u>159</u>
<u>Semelle isolée :</u>	<u>159</u>

<u>Semelles filantes :</u>	<u>161</u>
<u>Vérification de la semelle filante :</u>	<u>162</u>
<u>Radier général :</u>	<u>162</u>
<u>Introduction :</u>	<u>162</u>
<u>Prédimensionnement de radier :</u>	<u>163</u>
<u>Caractéristiques géométriques du radier :</u>	<u>166</u>
<u>Vérification de la stabilité du radier :</u>	<u>166</u>
<u>Vérification des contraintes sous le radier :</u>	<u>168</u>
<u>Ferraillage du radier :</u>	<u>170</u>
<u>Calcul des moments :</u>	<u>172</u>
<u>Calcul du ferraillage :</u>	<u>172</u>
<u>Vérification des contraintes à l'E.L.S :</u>	<u>173</u>
<u>Ferraillage des nervures :</u>	<u>175</u>
<u>Calcul des efforts :</u>	<u>175</u>
<u>Calcul des armatures :</u>	<u>175</u>
<u>Vérification des contraintes à l'E.L.S :</u>	<u>176</u>
<u>Armatures de peau :</u>	<u>178</u>
<u>VI.6 Voile périphérique :</u>	<u>180</u>
<u>.Introduction :</u>	<u>180</u>
<u>Pré dimensionnement :</u>	<u>180</u>
<u>Vérification à L'ELS :</u>	<u>184</u>
<u>Vérification des contraintes :</u>	<u>185</u>
<u>CONCLUSION GENERAL</u>	<u>186</u>
<u>Les références bibliographique :</u>	
<u>ANNEXES</u>	



LISTE DES TABLEAUX :

Tableau II 1:Charges et surcharges plancher étage courant.	19
Tableau II 2:Charges et surcharges plancher terrasse inaccessible.	20
Tableau II 3:Charges et surcharges plancher RDC.	21
Tableau II 4:Charges et surcharges acrotère.	21
Tableau II 6:Charges d'exploitation cumulée du poteau central.	27
Tableau II 7:Des Charges Permanentes est d'exploitation.	27
Tableau II 8: Les résultats des dimensions des poteaux.	28
Tableau II 9:Charges d'exploitation cumulée du poteau de rive.	30
Tableau II 10:Des Charges Permanentes est d'exploitation.	30
Tableau III 1: vérification des contraintes à ELS. 38	
Tableau III 2: Paillasse d'escalier.	42
Tableau III 3: Palier d'escalier.	43
Tableau III 4: Calcul des sollicitations.	43
Tableau III 5 : Ferrailage longitudinal.	45
Tableau III 6: vérification des contraintes à ELS.	46
Tableau III 7: Calcul de la flèche.	48
Tableau III 8: Ferrailage de la poutre palière.	51
Tableau III 9: vérification des contraintes à ELS.	52
Tableau III 10: Combinaison des charges.	56
Tableau III 11 : Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant et l'effort tranchant à ELU.	58
Tableau III 12: Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant et l'effort tranchant à ELS.	59
Tableau III 13: Ferrailage longitudinal des poutrelles.	60
Tableau III 14: Vérification des contraintes.	63
Tableau III 15: Calcul de la flèche.	65
Tableau III 16: calcul des coefficients μ_x et μ_y et les moments.	69
Tableau III 17: Ferrailage du plancher.	69
Tableau III 18: Vérification des contraintes.	71
Tableau III 19: Charge permanente murs extérieurs.	72
Tableau III 20: Charge permanente du balcon.	73
Tableau III 21: Calcul des efforts internes.	75
Tableau III 22: Ferrailage du balcon.	75
Tableau III 23: Vérification des contraintes du balcon.	77
Tableau IV 1: la longueur des voiles.	86
Tableau IV 2: Facteur de qualité.	89
Tableau IV 3 : Périodes et pourcentages de participation massique.	90
Tableau IV 4: valeur corrigée.	94
Tableau IV 5: Vérification des déplacements inter étages(X-X).	94
Tableau IV 6 : Vérification des déplacements inter étages(Y-Y).	95
Tableau IV 7: Vérification de l'effet P-Delta(X-X).	96
Tableau IV 8: Vérification de l'effet P-Delta(Y-Y).	96
Tableau IV 9: Vérification de l'effort normal réduit(X-X).	97
Tableau IV 10: Vérification de l'effort normal réduit.	98
Tableau IV 11: Charge verticale.	98
Tableau IV 12: Charge horizontale (X-X).	99
Tableau IV 13: Charge horizontale (Y-Y).	99

Tableau IV 14: Ferrailage du voile périphérique.....	183
Tableau IV 15: Vérifications des contraintes.....	186
Tableau V 1: Tableau des Contraintes.....	102
Tableau V 2: Tableau des zones.....	103
Tableau V 3: Ferrailages des poteaux à Situation durable.....	103
Tableau V 4: Ferrailages des poteaux à Situation durable.....	104
Tableau V 5: Ferrailages des poteaux à Situation durable.....	104
Tableau V 6: Ferrailages des poteaux à Situation accidentelle.....	104
Tableau V 7: Ferrailages des poteaux à Situation accidentelle.....	105
Tableau V 8: Ferrailages des poteaux à Situation accidentelle.....	105
Tableau V 9: Choix des Armatures des Poteaux.....	105
Tableau V 10: Vérification des Contraintes des Poteaux.....	106
Tableau V 11: Vérification des Contraintes des Poteaux.....	107
Tableau V 12: Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.....	109
Tableau V 13: Espacements maximales des armatures transversales des poteaux.....	111
Tableau V 14: Choix des armatures transversales pour les poteaux.....	112
Tableau V 15: Ferrailage des poutres principales (35x70)(1,35G+1,5Q).....	117
Tableau V 16: Ferrailage des poutres principales (35x70)(G+Q+E).....	118
Tableau V 17: Ferrailage des poutres principales (35x70) (0,8G+E).....	119
Tableau V 18: Choix des armatures pour les poutres principales (35 x 70).....	120
Tableau V 19: Ferrailage des poutres secondaire (30x45)(1,35G+1,5Q).....	121
Tableau V 20: Ferrailage des poutres secondaire (30x45) (G+Q+E).....	122
Tableau V 21: Ferrailage des poutres secondaire (30x45) (0,8G+E).....	123
Tableau V 22: Choix des armatures pour les poutres principales (30 x 45).....	124
Tableau V 23: Vérification de la condition de non-fragilité des poutres.....	125
Tableau V 24: Vérification des contraintes.....	126
Tableau V 25: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres.....	127
Tableau V 26: Calcul des armatures transversales.....	128
Tableau V 27 : Calcul de la flèche.....	129
Tableau V 28: Vérification de la flèche pour les poutres.....	130
Tableau V 29: la longueur des voiles.....	134
Tableau V 30: zone de calcul pour le ferrailage des voiles.....	134
Tableau V 31: Les sollicitations de voile 1.....	135
Tableau V 32: Ferrailage de voile 1 vertical avec sollicitation ($N^{\max};M^{\text{cor}}$).....	136
Tableau V 33: Ferrailage de voile 1 vertical avec sollicitation ($M^{\max};N^{\text{cor}}$).....	137
Tableau V 34: Ferrailage de voile 1 vertical avec sollicitation ($N^{\min};M^{\text{cor}}$).....	137
Tableau V 35: Ferrailage de voile 2 vertical avec sollicitation ($N^{\max};M^{\text{cor}}$).....	138
Tableau V 36: Ferrailage de voile 2 vertical avec sollicitation ($M^{\max};N^{\text{cor}}$).....	138
Tableau V 37: Ferrailage de voile 2 vertical avec sollicitation ($N^{\min};M^{\text{cor}}$).....	139
Tableau V 38: Ferrailage de voile 3 vertical avec sollicitation ($N^{\max};M^{\text{cor}}$).....	139
Tableau V 39: Ferrailage de voile 3 vertical avec sollicitation ($M^{\max};N^{\text{cor}}$).....	140
Tableau V 40: Ferrailage de voile 3 vertical avec sollicitation ($N^{\min};M^{\text{cor}}$).....	140
Tableau V 41: Ferrailage de voile 4 vertical avec sollicitation ($N^{\max};M^{\text{cor}}$).....	141
Tableau V 42: Ferrailage de voile 4 vertical avec sollicitation ($M^{\max};N^{\text{cor}}$).....	141
Tableau V 43: Ferrailage de voile 4 vertical avec sollicitation ($N^{\min};M^{\text{cor}}$).....	142
Tableau V 44: Ferrailage de voile 5 vertical avec sollicitation ($N^{\max};M^{\text{cor}}$).....	142
Tableau V 45: Ferrailage de voile 5 vertical avec sollicitation ($M^{\max};N^{\text{cor}}$).....	143
Tableau V 46: Ferrailage de voile 5 vertical avec sollicitation ($N^{\min};M^{\text{cor}}$).....	143
Tableau V 47: Ferrailage de voile 6 vertical avec sollicitation ($N^{\max};M^{\text{cor}}$).....	144
Tableau V 48: Ferrailage de voile 6 vertical avec sollicitation ($M^{\max};N^{\text{cor}}$).....	144
Tableau V 49: Ferrailage de voile 6 vertical avec sollicitation ($N^{\min};M^{\text{cor}}$).....	145

Tableau V 50: Ferrailage de voile 7 vertical avec sollicitation ($N^{\max}; M^{\text{cor}}$).....	145
Tableau V 51: Ferrailage de voile 7 vertical avec sollicitation ($M^{\max}; N^{\text{cor}}$).....	146
Tableau V 52: Ferrailage de voile 7 vertical avec sollicitation ($N^{\min}; M^{\text{cor}}$).....	146
Tableau V 53: Ferrailage de voile 8 vertical avec sollicitation ($N^{\max}; M^{\text{cor}}$).....	147
Tableau V 54: Ferrailage de voile 8 vertical avec sollicitation ($M^{\max}; N^{\text{cor}}$).....	147
Tableau V 55: Ferrailage de voile 8 vertical avec sollicitation ($N^{\min}; M^{\text{cor}}$).....	148
Tableau V 56: Ferrailage de voile 9 vertical avec sollicitation ($N^{\max}; M^{\text{cor}}$).....	148
Tableau V 57: Ferrailage de voile 9 vertical avec sollicitation ($M^{\max}; N^{\text{cor}}$).....	149
Tableau V 58: Ferrailage de voile 9 vertical avec sollicitation ($N^{\min}; M^{\text{cor}}$).....	149
Tableau V 59: ferrailage final vertical de voile 1.....	150
Tableau V 60: ferrailage final vertical de voile 2.....	150
Tableau V 61: ferrailage final vertical de voile 3.....	151
Tableau V 62: ferrailage final vertical de voile 4.....	151
Tableau V 63: ferrailage final vertical de voile 4.....	152
Tableau V 64: ferrailage final vertical de voile 6.....	152
Tableau V 65: ferrailage final vertical de voile 7.....	153
Tableau V 66: ferrailage final vertical de voile 8.....	153
Tableau V 67: ferrailage final vertical de voile 9.....	154
Tableau V 68: ferrailage final horizontal des voiles.....	155
Tableau VI 1: Sections des semelles filantes sens X-X.....	162
Tableau VI 2: Sections des semelles filantes sens Y-Y.....	163
Tableau VI 3: Contraintes sous le radier à l'E.L.U.....	170
Tableau VI 4: Contraintes sous le radier à l'E.L.S.....	170
Tableau VI 5: Ferrailage des panneaux du radier.....	174
Tableau VI 6: Vérification des contraintes à l'E.L.S.....	174
Tableau VI 7: Correction de la section d'acier.....	175
Tableau VI 8: Ferrailage des nervures sens (x-x).....	176
Tableau VI 9: Ferrailage des nervures sens (y-y).....	177
Tableau VI 10: Vérification de la condition de non-fragilité.....	177
Tableau VI 11: Vérification des contraintes à l'E.L.S.....	177
Tableau VI 12: Correction de la section d'acier.....	178

LISTE DES FIGURES :

Figure I 1: Vue de face d'hôtel.....	2
Figure I 2: Site de projet.....	3
Figure I 3: Détail de Planchers corps creux.....	4
Figure I 4: Détail des escaliers	5
Figure I 5: Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELU.....	9
Figure I 6: Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.....	10
Figure I 7: Diagramme contraintes déformations.....	11
Figure I 8: Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.....	14
Figure II 1: Position du poteau central.....	24
Figure II 2: Poteau central.....	25
Figure II 3: Coupe du voile en plan.....	31
Figure III 1: Coupe transversale sur l'acrotère.....	34
Figure III 2: Schémas statiques de l'acrotère.....	35
Figure III 3: Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	38
Figure III 4: Exemple d'Escalier	39
Figure III 5: Diagramme des moments a L'ELU.....	44
Figure III 6: Diagramme des moments a L'ELS.....	44
Figure III 7: Diagramme d'effort tranchant a L'ELU.....	46
Figure III 8: Diagramme d'effort tranchant a L'ELS.....	46
Figure III 9 : Schéma de ferrailage de l'escalier.....	49
Figure III 10: Schéma de Ferrailage de la poutre palière.....	53
Figure III 11: Coupe d'un plancher à corps creux.....	54
Figure III 12: Types de poutrelles.....	55
Figure III 13: Diagramme des moments fléchissant à ELU.....	57
Figure III 14: Diagramme des efforts tranchants à ELU.....	57
Figure III 15: Diagramme des moments fléchissant à ELS.....	58
Figure III 16: Diagramme des efforts tranchants à ELS.....	58
Figure III 17: Ferrailage de poutrelle.....	67
Figure III 18: Disposition constructive des armatures de la table de compression.....	68
Figure III 19: Ferrailage de la dalle pleine.....	72
Figure III 20: Schéma statique de balcon.....	73
Figure III 21: Coupe de calcul.....	74
Figure III 22: Schéma de Ferrailage de balcon.....	78
Figure IV 1: Disposition des voiles.....	86

Figure IV 2: Organigramme de classification des systèmes de contreventement avec voiles (Systèmes 2, 4a et 4b).	87
Figure IV 3: Spectre de réponse.	89
Figure IV 4: Modèle final.	90
Figure IV 5: Les modes.	91
Figure V 1: modèle général d'un poteau.	101
Figure V 2: Schéma de ferrailage de poteau 100x100.....	113
Figure V 3: Schéma de ferrailage de	113
Figure V 4: Schéma de ferrailage de poteau 85x85.....	113
Figure V 5: Schéma de ferrailage de poteau 90x90.....	113
Figure V 6: Ferrailage des poutres principales.....	131
Figure V 7: Ferrailage des poutres secondaires.....	131
Figure V 8: modèle général d'un voile.	132
Figure V 9: Plan de repérage des voiles.	134
Figure V 10 : Ferrailage du voile 1 zone 1.	155
Figure V 11: Ferrailage du voile 1 zone 2.....	156
Figure V 12: Ferrailage du voile 1 zone 3.	156
Figure VI 1: Schéma des Fondations superficielles.	159
Figure VI 2: Dimensions de la semelle isolée.	160
Figure VI 3: Chevauchement des semelles.	161
Figure VI 4: Radier.....	164
Figure VI 5: Schéma statique du bâtiment.	167
Figure VI 6: Panneau de la dalle du radier.	172
Figure VI 7: Schéma de ferrailage de la dalle du radier sur appuis.	175
Figure VI 8: Schéma de ferrailage de la dalle du radier sur travée.	176
Figure VI 9: Ferrailage de la nervure sens x-x.....	180
Figure VI 10: Ferrailage de la nervure sens y-y.....	180
Figure VI 11: Coupe verticale du voile périphérique.....	181
Figure VI 12: Ferrailage du voile périphérique (X-X).	186
Figure VI 13: Ferrailage du voile périphérique (Y-Y).	186

LISTE DES SYMBOLES ET NOTATIONS :

- A' , A_{ser} : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.
- A_u : Section d'aciers à l'ELU.
- A_t : Section d'armature transversale.
- A : Coefficient d'accélération de zone
- B : Aire d'une section de béton.
- Br : Section réduite.
- B : La largeur (m).
- C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen.
- ELS : Etat limite de service.
- ELU : Etat limite ultime.
- E : Module d'élasticité longitudinale, Séisme.
- E_b : Module de déformation longitudinal de béton.
- E_i : Module de déformation instantanée (E_{ij} à l'âge de j jours).
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- F_{c28} : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).
- F_{t28} : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).
- G : Action permanente.
- I : Moment d'inertie (m)
- I_f : Inertie fictive pour les charges de longue durée
- I_0 : Moment d'inertie de la section homogène
- Q : Charge variable (d'exploitation)
- Q : Facteur de qualité
- L : Longueur ou portée.
- L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).
- M : Moment en général.
- M_a : Moment sur appui.
- M_u : Moment de calcul ultime.
- M_{ser} : Moment de calcul de service.
- M_t : Moment en travée.
- N_s : Effort normal de service.

Nu : Effort normal ultime

N: Effort normale du aux charges verticales.

N_{Tot} : Poids total transmis par la superstructure (KN).

P: Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

P_{radier} : Poids du radier (KN).

R: Coefficient de comportement global.

S Surface du radier (m)..

St : Espacement des armatures.

T: température uniforme

T_2 : Période caractéristique, associé à la catégorie du site.

V: Effort tranchant.

V_{ser} : Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite de service.

V_u : Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.

W: Poids propre de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

X, Y et Z Coordonnées en général.

a : Une dimension (en général longitudinale).

b_o : Epaisseur brute de l'âme de la poutre

d : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimé

d': Distance du barycentre des armatures comprimée à la fibre extrême la plus con

e : Excentricité, épaisseur.

f: Flèche

f_e : Limite d'élasticité

h: Hauteur total du radier (m).

σ_{bc} : Contrainte du béton comprimé

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

v: Coefficient de poison

σ : Contrainte normale.

σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

$q_s \max$: Frottement latéral unitaire limite

q: Contrainte transmise par la structure au sol (bars).

k: Coefficient de portance.

INTRODUCTION GENERALE

Construire a été toujours l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été depuis toujours, le sujet de beaucoup de questions centrées Principalement Sur le choix du type d'ouvrage.

Malheureusement ces ouvrages et ces constructions sont toujours endommagés par des risques naturels, tel que :les séismes, les cyclones, les volcans..etc. Et pour construire des structures qui permettent une fiabilité vis à vis ces aléas naturels, il faut suivre les nouvelles techniques de constructions.

La construction parasismique est l'une de ces nouvelles techniques, et elle est incontestablement le moyen le plus sûr de prévention du risque sismique . Elle exige le respect préalable des règles normales de la bonne construction, mais repose également sur des principes spécifiques, dus à la nature particulière des charges sismiques. Ces principes et leurs modes d'application sont généralement réunis, avec plus ou moins de détails, dans les règles parasismiques. L'objectif de ces règlements est d'assurer une protection Acceptable des vies humaines et des Constructions. Dans l'état actuel des choses, il est question de prévoir les modes de déformation des constructions sous l'effet de séisme, de la température et de maîtriser l'importance de ces déformations et contraintes sur l'ensemble de la structure porteuse et sur chacun des éléments qui la composent. Puis, la résistance des matériaux utilisés, leur mise en œuvre et leur caractéristique définie par l'ingénieur, doivent permettre à la construction de répondre aux sollicitations d'origine sismique et thermique. Toute étude de projet d'un bâtiment en béton armé doit assurer la stabilité et la sécurité des structures en fonction de la résistance des différents éléments structuraux aux-différents sollicitations (compression, flexion...)

Donc, pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues qui se basent sur la connaissance des matériaux (Béton, Acier)et le dimensionnement et ferraillement des éléments résistants de la structure.

Ces règlements visent à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement approprié. Parmi ces règlementations on a :

- Le règlement parasismique Algérien (RPA) : c'est un document qui fixe les règles de conceptions et de calcul des constructions en zones sismiques.

- Règles de conception et calcul en béton armé (CBA) : introduisant les formules pour le calcul des éléments en béton armé.
- Document technique règlementaire (D.T.R) qui nous donne les différentes charges permanentes et charges d'exploitation pour chaque type d'ouvrage.

Notre formation d'ingénieur étant achevée, dans le but de mettre en pratique nos acquis et d'acquérir une expérience dans le domaine de l'étude et la conception des bâtiments nous avons choisis comme thème de notre projet de fin d'étude « Etude d'un hôtel en béton armé avec analyse thermique » composée d'un seul sous-sol, rez de chaussée et de 11 étages de comportement régulier en plan et contreventée par des voiles. Un comportement régulier n'implique pas une architecture pauvre, mais la prise en considération de la réponse dynamique de la structure aux secousses.

Pour mieux élaborer ce projet de fin d'études nous avons opté pour le plan de travail suivant, au début en présentation de l'ouvrage et après Pré dimensionnement des éléments résistants et en passe à Calcul des éléments secondaires, puis une étude dynamique et Ferrailage des éléments résistants, et en dernière étapes l'étude de l'infrastructure, et on finit notre travail par une conclusion général.

I CHAPITRE : Présentation de l'ouvrage.

I.1 INTRODUCTION :

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques. Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99modifié en2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure. Le présent travail que nous avons l'honneur de soutenir a pour objectif de mettre en application les connaissances acquises durant notre cursus universitaire, par une étude génie civil d'un bâtiment.

I.2 PRÉSENTATION DU PROJET :

L'ouvrage faisant objet de notre étude est un Hôtel classé dans le groupe d'usage habitation 1B. La structure est de type R+11 avec Sous-sol, le contreventement est assuré par des voiles. L'hôtel est implanté à la willaya de Tipaza. Cette région est classée comme étant une zone de sismicité élevée (zone III) Selon le règlement parasismique en vigueur en Algérie (RPA 99-version 2003).

La terrasse du ce hôtel est une terrasse inaccessible et d'un acrotère.

Le déplacement entre les étages est assuré par des cages d'escalier et aussi par des cages d'ascenseurs et monte charges.

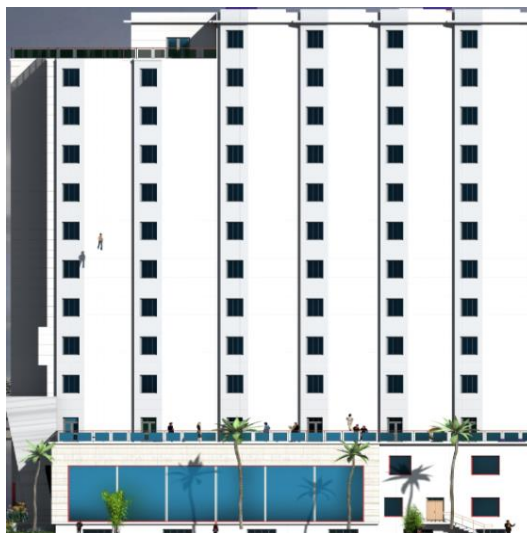


Figure I1: Vue de face d'hôtel.

I.3 Caractéristiques géométriques

I.3.1 Dimensions en élévation

- hauteur totale est de : 48,96 m
- hauteur du RDC est de : 4,08 m
- hauteur d'étage courant est de : 3,74 m
- hauteur du 1er sous-sol est de : 4,08 m

I.3.2 Dimensions en plan

- longueur totale : $L = 30,77$ m
- largeur totale: $L = 26,25$ m

I.4 CONTEXTES DU SITE :

Le site du projet est illustré par la photo satellitaire ci-dessous, il s'agit d'un terrain en pente douce de sens Est/Ouest.



Figure I 2: Site de projet.

I.5 Caractéristiques géotechniques du sol :

Le sol d'assise de la construction est un sol meuble d'après le rapport du laboratoire de la mécanique des sols :

- La contrainte du sol est $\sigma_{sol} = 2$ bars .
- Le poids spécifique de terre $\gamma = 20,8$ KN /m³.
- L'angle de frottement interne du sol $\varphi = 27^{\circ}$
- La cohésion $C = 0$ (sol pulvérulent).

I.6 CONCEPTION DE LA STRUCTURE

I.6.1 Contreventement

Le contreventement est assuré par les éléments structuraux qui concourent à la résistance et la stabilité de construction contre les actions horizontales telle que le séisme et le vent.

En utilisant pour cela :

- Des voiles intérieurs dans les deux sens longitudinal et transversal.
- Des portiques constitué par des poteaux et des poutres.

I.6.2 Plancher

Les planchers sont des éléments plans dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions.

Le type de dalle au niveau des plancher a été choisi en fonction de :

- La portée de différentes travées.
- Les charges à supporter.
- La forme du plancher.

Selon ces critères nous avons opté pour un plancher en corps creux

I.6.3 Planchers corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 60cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 5 cm. Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.

- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux)

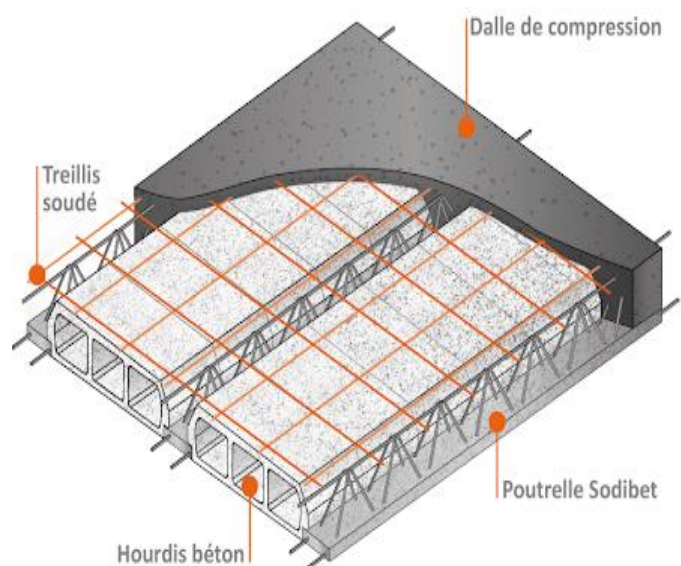


Figure I 3: Détail de Planchers corps creux

I.6.4 Escalier :

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter étage

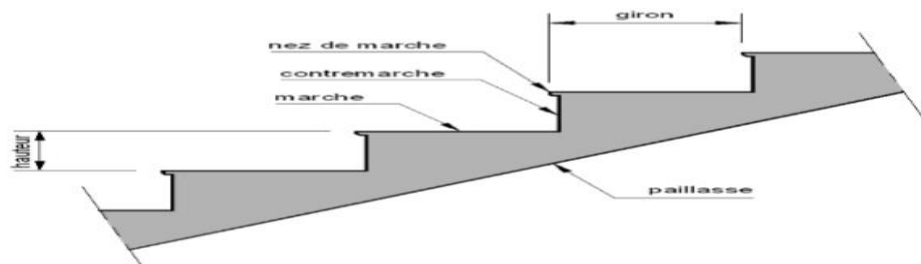


Figure I 4: Détail des escaliers

I.6.5 Maçonnerie :

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs

a. Murs extérieurs : Le remplissage des façades est en maçonnerie elles sont composées d'une double cloison en briques ;creuses a 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

b. Murs intérieurs : Cloison de séparation de 10 cm.

I.6.6 Acrotères :

L'acrotère est un élément secondaire non structural encastré au plancher terrasse, soumis à une flexion composée due à un effort normal provoqué par son poids propre, et un moment fléchissant provoqué par la main courante. Le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 100cm et de 10cm d'épaisseur.

I.6.7 Ascenseur :

C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettant l'accès des personnes et de matériels. Nous avons choisi un ascenseur d'un seul type.

I.6.8 Les revêtements :

Les revêtements utilisés sont :

- En carrelage posés sur les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau.
- Plâtres pour les cloisons intérieurs et les plafonds.
- Mortier de ciment pour les murs de façade.

I.6.9 Le système de coffrage

- Coffrage traditionnel en bois pour les portiques.
- Coffrage métallique pour les voiles.

I.6.10 Fondation

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol. Le choix du système de fondation est en fonction de l'importance de l'ouvrage, des surcharges et de la nature du sol afin de limiter au maximum les tassements différentiels. Ce système de fondation doit être homogène.

I.7 CARACTERISTIQUES MECANIKES DES MATERIAUX :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé et aux règlements applicables en Algérie à savoir :

- BAEL91 modifié99.
- CBA93.
- RPA99 version 2003.
- Le Béton

C'est un matériau de construction reconstituant artificiellement la roche, composé de granulats, de sable, de ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. C'est le matériau de construction le plus utilisé au Monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

Il présente une très bonne résistance à la compression. Par contre il a une mauvaise résistance à la traction.

I.7.1 Composition du béton

Le dosage de différents constituants du béton dépend de type de matériau recherché, déterminé par ses utilisations.

En effet, ses propriétés physiques et mécaniques dépendent de sa composition et de Ses facteurs extérieurs, tel que la température.

- 350 kg/m² de ciment de classe CPA 325.
- 400L de sable de diamètre 0 à 5mm.

- 800L de gravier de diamètre 15 à 25mm.
- 175L d'eau de gâchage.

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir :

- Une résistance mécanique élevée.
- Un retrait minimum.
- Une bonne tenue dans le temps (durabilité).
- **Résistance du béton [BAEL91 /99] :**

Compte tenu de la durée des réactions chimiques qui est de 28 jours (réaction achevée à 90%), on détermine à cet âge la résistance caractéristique à la traction dite f_{t28} et à la compression notée f_{c28}

I.7.1.1 Résistance du béton à la compression

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à « j » jours, généralement à 28 jours. Cette valeur est déterminée par des essais par des éprouvettes cylindriques normalisées de 200cm² de section et de 32cm de hauteur, Pour notre étude, on prend

$$f_{c28} = 25\text{MPa}$$

I.7.1.2 Résistance du béton à la traction

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais ; parmi ces essais, on peut citer :

- Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction
- Traction par fendage en écrasant les cylindres précédents placés horizontalement entre les plateaux d'une presse (essais Brésilien)
- Traction par flexion ; ce test est réalisé à l'aide d'une éprouvette prismatique, de cote « a » et de longueur « 4a » reposant sur 2 appuis horizontaux soumise à la flexion

La résistance à la traction est notée par « f_{tj} » ; elle est définie par la relation :

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

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

$$\text{On a : } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\text{on trouve : } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

I.7.2 Caractéristiques Physique et Mécaniques De Béton :

I.7.2.1 Masse Volumique

La masse volumique des bétons est comprise entre 2200 et 2400 kg/m³ cette masse Volumique peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la vibration. On prendra dans notre cas une masse volumique de 2500Kg/m³.

I.7.2.2 Poids volumique

On adopte la valeur $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$

I.7.2.3 Coefficient de poisson

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté "v". Conformément au règlement BAEL 91 :

À l'ELU : $v=0 \Rightarrow$ calcul des sollicitations (béton fissuré).

À l'ELS : $v=0,2 \Rightarrow$ calcul des déformations (béton non fissuré).

I.7.2.4 Retrait Hygrométrique

Au cours de sa vie les bétons subissent une variation de son volume lorsque le béton Conserve dans une atmosphère séché, il diminue de volume c'est le retrait.

I.7.2.5 Module de déformation longitudinale

Ce module est connu sous le nom du module de « Young ou module de déformation longitudinale » ; il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

Ils existent deux modules de déformation déterminés d'après le BAEL 91.

I.7.2.6 Module d'élasticité instantanée «Eb_{ij}»

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures on a :

$$Eb_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \quad \text{D'où :} \quad Eb_{i28} = 34179,55\text{MPa}(f_{cj}; Eb_{ij}: \text{en MPa}).$$

I.7.2.7 Module d'élasticité différée «Eb_{vj}»

Pour des charges de longue durée d'application on a :

$$E_{b_{vj}} = 3700(f_{c_j})^{1/3} \quad \text{D'ou :} \quad E_{v_{28}} = 11496,76 \text{ MPa}$$

I.7.2.8 Les contraintes limites de calcul :

- **Contraintes à l'état limite ultime (E.L.U)**

L'état limite est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage ; dans ce cas, la contrainte est définie par : $f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b}$

Avec : γ_b = coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1.5$ pour les situations durables

$\gamma_b = 1.15$ pour les situations accidentelles

θ = coefficient fixé en fonction de la durée d'application de l'action considérée

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } t > 24h \rightarrow \theta = 1 \\ \text{Si } 1h < t < 24h \rightarrow \theta = 0.9 \\ \text{Si } t > 1h \rightarrow \theta = 0.85 \end{array} \right.$$

Pour le calcul à l'ELU, on adopte le diagramme parabole- rectangle suivant :

$$f_{bu} = \frac{0,85}{\gamma_b} f_{c28}$$

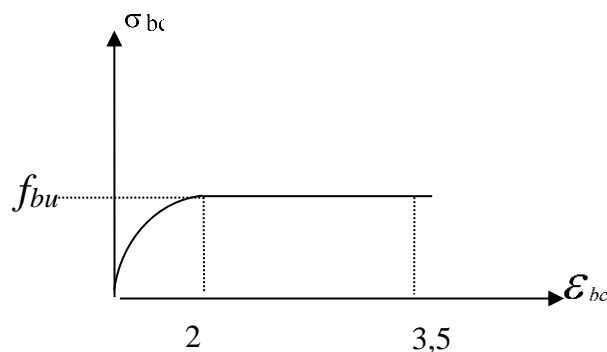


Figure I 5: Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELU.

- **Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S)**

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton.

- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.
- La contrainte limite de service est donnée par

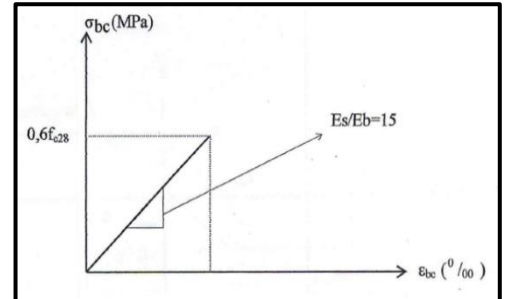


Figure I 6: Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

$$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28}$$

$$f_{c28} = 30\text{MPa} \text{ on trouve : } \sigma_{bc} = 18\text{MPa}$$

I.7.3 Acier :

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

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

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

- Ronds lisses (R.L) : FeE24
- Barres à hautes adhérences (HA) : Fe500
- Treillis soudés (T.S) : TLE 52 $\varnothing=8$ mm pour les dalles. Contraint limite de l'acier .

- **Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.U)**

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant, avec : $\epsilon_{es} = \left(\frac{f_e}{\gamma_s E_s} \right)$

f_e : contrainte limite élastique.

ϵ_s : déformation (allongement) relative de l'acier.

σ_s : contrainte de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier.

$$\gamma_s \begin{cases} =1.15 \text{ en cas de situations durables ou transitoires.} \\ =1.00 \text{ en cas de situations accidentelles.} \end{cases}$$

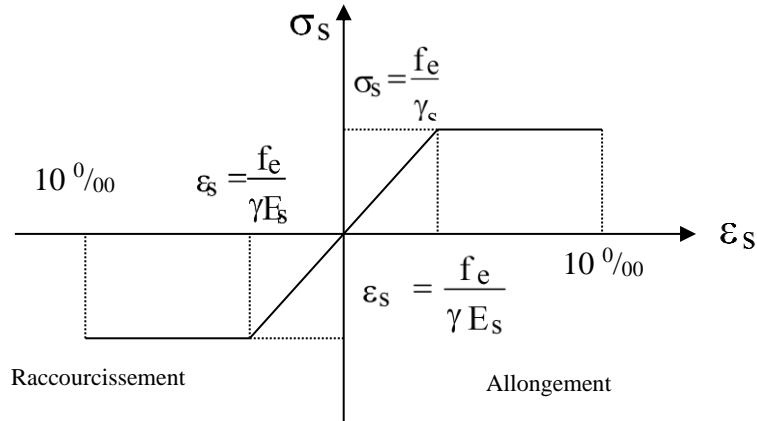


Figure I 7: Diagramme contraintes déformations

• **Contrainte de calcul :**

➤ **E. L. U :** $\sigma_s =$ contrainte de l'acier à l'ELU

- La contrainte de calcul, notée σ_s et qui est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec : γ_s : est le coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{situation durable ou transitoire} \\ 1,0 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

rond lisse	}	$\sigma_s = 204,34 \text{ MPa}$	situation durable ou transitoire
($f_e = 235 \text{ MPa}$)		$\sigma_s = 235 \text{ MPa}$	situation accidentelle

haute adhérence	}	$\sigma_s = 435 \text{ MPa}$	situation durable ou transitoire
($f_e = 400 \text{ MPa}$)		$\sigma_s = 500 \text{ MPa}$	situation accidentelle

➤ **E. L. S :**

• **La vérification de la contrainte dans les aciers se fait :**

- Pour une fissuration peu nuisible : pas de vérification.

- Pour une fissuration préjudiciable : $\sigma_s \leq \sigma = \text{Min} \left[\frac{2}{3}f_e ; \max(0,5f_e ; 150\sqrt{\eta f_{tj}}) \right]$

- Pour une fissuration très préjudiciable : $\sigma_s \leq \sigma = \text{Mi} \left[\frac{2}{3}f_e ; \max(0,5f_e ; 150\sqrt{\eta f_{tj}}) \right]$

AVEC :

η = coefficient de fissuration tel que :

$$\eta = \begin{cases} 1,0 & \text{pour les aciers ronds lisses.} \\ 1,6 & \text{pour les aciers à haute adhérence.} \end{cases}$$

• **Allongement de rupture**

ε_s = allongement de l'acier à l'ELU égale à 10‰.

❖ **Module d'élasticité des aciers :**

- Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale.
- Les expériences ont montré que sa valeur est fixée quel que soit la nuance de l'acier.

$E_s = 2.1 \times 10^5$ MPa

❖ **Le coefficient d'équivalence :**

Le coefficient d'équivalence noté « n » est le rapport : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

n : Coefficient d'équivalence

E_s : Module de déformation de l'acier

E_b : Module de déformation du béton

❖ **Protection des armatures :**

Pour protéger les armatures des effets des intempéries et autres agents agressifs, en plus d'un excellent bétonnage, on doit aussi veiller à ce que l'enrobage (c) des armatures soit conforme aux valeurs suivantes :

- $C \geq 5\text{cm}$ pour les ouvrages exposés à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3\text{cm}$ pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou susceptible de l'être) à des actions agressives, à des intempéries, et des condensations, qu'encore, en égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux...).
- $C \geq 1\text{cm}$ pour les parois qui seront situées dans les locaux couverts et clos et qui seront non exposées aux condensations.

I.7.3.1 Actions :

Les actions sont l'ensemble des charges (forces, couples, charges permanentes Climatiques et d'exploitation) appliquées à la structure, ainsi que les conséquences des modifications statiques ou d'état (retrait, variations de température, tassements d'appuis, etc.) Qui entraînent des déformations de la structure. Elles sont classées en trois catégories en fonction de leur fréquence d'apparition

- **Actions permanentes (G) :**

Elles sont appliquées pratiquement avec la même intensité pendant toute la durée de vie de l'ouvrage. Lorsqu'une action permanente est susceptible de subir des écarts sensibles par rapport à sa valeur moyenne, il convient d'en introduire dans les calculs la valeur escomptée la plus défavorable (maximale ou minimale) eu égard au cas considéré.

- **Actions variables (Q) :**

Ce sont des actions dont l'intensité est plus ou moins constante, mais qui sont appliquées pendant un temps court par rapport aux actions permanentes. Les valeurs représentatives sont fixées en fonction de leur durée d'application et de la nature des combinaisons dans lesquelles elles interviennent

- **Actions accidentelles (E):**

Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisent rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer les chocs, les séismes, les explosions, les feuxetc.

- **Actions thermique (T):**

Elles sont appliquées pratiquement sur les éléments exposés à la nature soleil ces actions thermiques agissant sur une structure ou sur un de ses éléments qui en résulte des variations des champs de température dans les limites d'un intervalle de temps déterminé.

HYPOTHESES DE CALCUL

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

- Le RPA99/version2003 : c'est le code de calcul.
- Le règlement BAEL 91 : basé sur la théorie des états limites
- **Etats limites ultimes (ELU) :** correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

Equilibre statique et stabilité de forme.

Résistance de l'un des matériaux de la structure.

➤ **Hypothèses :**

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10 ‰ et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3.5 ‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de la compression simple, par conséquent, le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots (A, B, C).

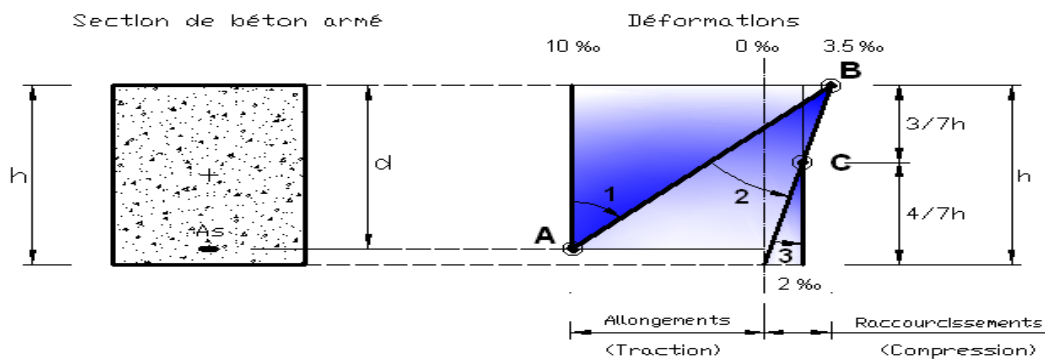


Figure I 8: Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.

- **Etats limites de service (ELS) :** constituent les frontières au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :
 - Ouverture des fissures.
 - Déformation des éléments porteurs.
 - Compression dans le béton.

➤ **Hypothèses :**

Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.

- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s = n \times E_b$; $n = 15$).
- Les contraintes de compressions du béton, et de leurs déformations élastiques :

$$\sigma_b = E_b * \varepsilon_b$$

$$\sigma_s = E_s * \varepsilon_s$$

- La contrainte de calcul, notée « σ_s » et qui est définie par la relation :

$$\delta_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Est égale à :

$$\text{Acier à haute adhérence} \begin{cases} \sigma_s = 435 \text{MPa} & \text{situation durable} \\ \sigma_s = 500 \text{M} & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

Règlements utilisés:

Les règlements utilisés sont :

- **EC4 : EUROCODE4** Calcul des constructions mixte (acier – béton).
- **D.T.R. – BC. 2.2 :** Document technique réglementaire (charges permanentes et d'exploitations).
- **D.T.R. – BC. 2.41 :** Règles de conception des structures en béton armé CBA93.

- **RPA99V2003** : Règlement parasismique algériennes version 2003.
- **BAEL 91 Modifier 99** : Béton armé aux états limite.

II CHAPITRE : PREDIMENSIONNEMENT ET EVALUATION DES CHARGES.

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET EVALUATION DES CHARGES

II.1 Introduction

Le prédimensionnement est l'étape initiale à l'inauguration aux calculs des éléments structuraux du bâtiment il permet d'avoir les dimensions préliminaires et la détermination des charges revenant à chaque élément par la descente des charges.

II.2 Prédimensionnement des planchers

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan.

Dans notre structure on a deux types de planchers : à dalle pleine et à corps creux.

II.2.1 Plancher en corps creux :

Les planchers en corps creux est le résultat d'un assemblage d'éléments préfabriqués (corps creux + poutrelles) et une dalle de compression armée d'un treillis soudé

d'espacement variables. On a : $\frac{L}{25} \leq e \leq \frac{L}{20}$

e : Epaisseur de la dalle de compression + corps creux.

Condition de la flèche

L : La distance maximale de la poutre entre nus d'appuis

$$L_{\max} = 5,30m \Rightarrow 21,20cm \leq e \leq 26,5cm$$

On optera donc pour un plancher en : (20+5) cm.

Les poutrelles : sont des sections en T en béton armé servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

-Sont disposées parallèlement à la plus petite portée.

-Sont disposées parallèlement à la plus petite portée.

-Si les poutres dans les deux sens sont égales alors on choisit le sens ou on a plus d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.

On a : -b : largeur totale de compression.

-h : épaisseur du plancher.

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET EVALUATION DES CHARGES

- L_x : distance maximale entre nus de deux poutrelles.

- L_y : distance maximale entre nus des poutres perpendiculaires à L_x .

Donc: $0,4 h \leq b_0 \leq 0,6 h \Rightarrow 10 \text{ cm} \leq b_0 \leq 15 \text{ cm}$

On prend : $b_0 = 12 \text{ cm}$

On aura : $b_1 = \frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10}\right) \Rightarrow b \leq 2 \min\left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10}\right) + b_0$

$L_x = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$, $L_y = 550 \text{ cm} \Rightarrow b \leq 2 \times 26,5 + 12 = 65$

On prend : $b = 65 \text{ cm}$

Tableau II 1: Dimension de corp creux

Epaisseur de la dalle de compression	5 cm
Epaisseur de l'entrevous	20 cm
La largeur b_0 des nervures	12 cm
Entraxe des nervures	65 cm

II.2.2 Plancher étage courant :

D'après le DTR.BC22

Tableau II 2: Charges et surcharges plancher étage courant.

désignation de l'élément	ρ (KN/m ³)	Ep (cm)	G (KN/m ²)
revêtement carrelage	20	2	0,4
Mortier de Pose	20	2	0,4
lit de sable	18	2	0,36
enduit de plâtre	10	2	0,2
Plancher en corps creux		25	3,45
cloison de distribution	/	/	1
Σ	/	/	5,81

$$G = 5,81 \quad (\text{KN/m}^2)$$

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET EVALUATION DES CHARGES

II.2.3 Plancher terrasse inaccessible :

Tableau II 3:Charges et surcharges plancher terrasse inaccessible.

Désignation de l'élément	ρ (KN/m ³)	Ep (cm)	G (KN/m ²)
Protection en gravillons	17	5	0.85
Etanchéité multicouche	6	2	0.12
Papier kraft	/	/	0.05
Forme de pente	22	10	2.2
Polyane	/	/	0.05
Isolation thermique (liège)	4	4	0.16
Ecran par vapeur (Feutre bitumé)	/	/	0.05
Plancher en corps creux		25	3.45
Enduit de plâtre	10	2	0.2
Σ	/	/	7.13

$$G = 7.13 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

II.2.4 Plancher en dalle pleine:

Plancher en dalle pleine (Sous-sol RDC et 1^{er} étage)

- **Résistance au feu :**

❶ e=7 cm pour une heure de coupe-feu.

❷ e=11 cm pour deux heures de coupe-feu.

On admet : e =11 cm.

- **Isolation phonique :**

Selon les règles techniques algériennes en vigueur « CBA93 » l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 15 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à : 15 cm.

- **Résistance à la flexion :**

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre des appuis sont les suivantes :

-Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$.

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET EVALUATION DES CHARGES

-Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$.

Avec l_x : La petite portée du panneau le plus sollicité.

Plancher RDC +1.70m:

$$L_x = 7,3m$$

La dalle repose sur quatre appuis : $\frac{730}{50} \leq e \leq \frac{730}{40}$

$$14,6 \leq e \leq 18,25 \text{ (cm)}.$$

On limite donc notre épaisseur à : $e=20$ cm.

Tableau II 4:Charges et surcharges plancher RDC.

désignation de l'élément	ρ (KN/m ³)	Ep (cm)	G (KN/m ²)
revêtement carrelage	20	2	0,4
Mortier de Pose	20	2	0,4
lit de sable	18	2	0,36
enduit de plâtre	10	2	0,2
Plancher dalle pleine	25	20	5
cloison de distribution	/	/	1
Σ	/	/	7,36

$$G = 7,36 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

II.2.5 L'acrotère :

Tableau II 5:Charges et surcharges acrotère.

Elément	Surface (cm ²)	Poids volumique ($\frac{KN}{m^3}$)	Poids surfacique (KN/m)
Acrotère	6.85	25	1.71
Revêtement en ciment (e=2cm ; $\rho=14kN/m^3$)			0.39
Total			Gt=2.14

II.2.6 Balcon :

$$L_x = 1.50 \text{ m}$$

La dalle repose sur deux appuis

$$\frac{150}{35} \leq e \leq \frac{150}{30}$$

On aura donc : $5 \leq e \leq 7$ (cm).

On limite donc notre épaisseur à : $e=15\text{cm}$.

II.3 Predimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leurs pré dimensionnement s'effectue par des formules données par les BAEL91 (modifié 99), les sections trouvées doivent vérifier les conditions imposées par le règlement parasismique Algérien (RPA99) Les deux étapes précédentes sont résumées dans ce qui suit :

- **Selon les règles BAEL 91 :**

- La hauteur h de la poutre doit être : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

- La largeur b de la poutre doit être : $0,3h \leq b \leq 0,7h$.

Avec :

L : portée de la poutre

h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

- **Selon le RPA 99(ver .03) pour la zone III :**

- La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30\text{cm}$

- La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20\text{cm}$

- Le rapport hauteur largeur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4$

II.3.1 Poutres principales (porteuses) :

Nous avons : $L = 8,10 - 0,30 = 7,8 \text{ m}$.

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET EVALUATION DES CHARGES

$$L/15 \leq h_t \leq L/10 \quad \Rightarrow \quad 52 \text{ cm} \leq h_t \leq 78 \text{ cm}$$

On prend $h = 70\text{cm}$.

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \quad \Rightarrow \quad 21\text{cm} \leq b \leq 49\text{cm}$$

On prend $b = 35\text{cm}$.

- **Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : 7.5.1 de RPA 99 suivant :**

- $b \geq 20 \text{ cm.} \Rightarrow b = 35\text{cm} > 20\text{cm}$ vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm.} \Rightarrow h = 70\text{cm} > 30\text{cm}$ vérifiée.
- $h/b \leq 4 \Rightarrow h/b = 2 < 4$ vérifiée.

II.3.2 Poutres secondaires (non porteuses) :

Nous avons : $L = 5,80 - 0,30 = 5,5 \text{ m}$.

$$L/15 \leq h_t \leq L/10 \quad \Rightarrow \quad 36,66\text{cm} \leq h_t \leq 55\text{cm}$$

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

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \quad \Rightarrow \quad 13.5 \text{ cm} \leq b \leq 31.5\text{cm}$$

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

- **Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : 7.5.1 de RPA 99 suivant :**

- $b \geq 20 \text{ cm.} \Rightarrow b = 30\text{cm} > 20\text{cm}$ vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm.} \Rightarrow h = 45\text{cm} > 30\text{cm}$ vérifiée.
- $h/b \leq 4 \Rightarrow h/b = 1.28 < 4$ vérifiée.

II.4 Pré dimensionnement des Poteaux :

Un poteau est un élément structurel vertical qui assure la transmission des charges d'une structure soit à un autre élément porteur, soit à une fondation.

Le calcul de la section du béton se fera au flambement sous l'action de la compression centrée. Les règles du CBA93 préconisent de prendre la section réduite afin de tenir compte de la ségrégation du béton.

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

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET EVALUATION DES CHARGES

-La section du poteau est calculée aux états limites ultimes vis-à-vis de la compression du béton selon le BAEL 91.

On opte pour des poteaux de section carrée ($a=b$) pour tous les niveaux.

Selon le « BAEL 91 modifié 99 » On prend $\lambda= 35$.

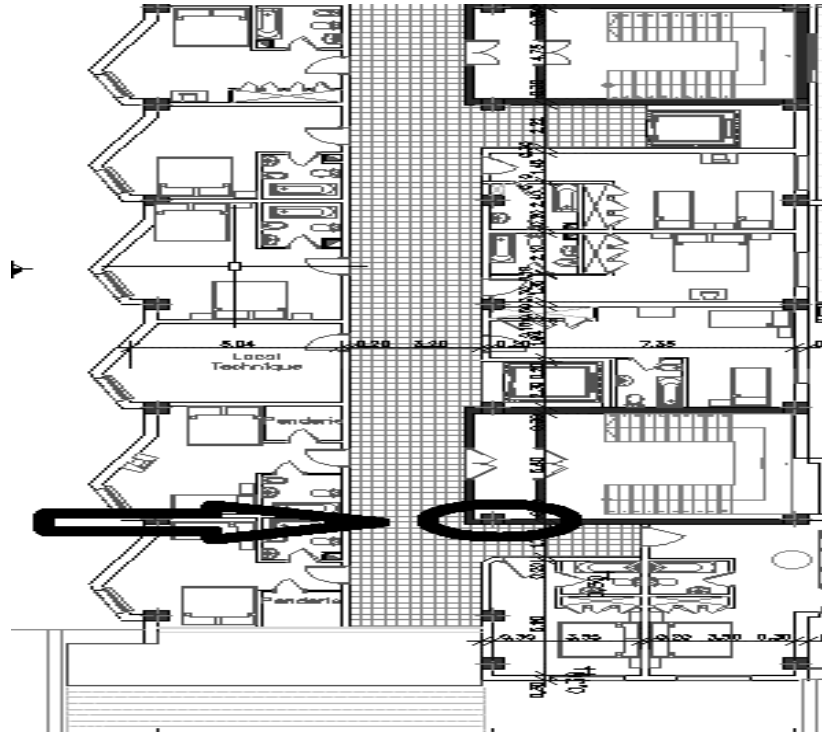


Figure II 1:Position du poteau central.

Avec : $\lambda = \frac{\sqrt{12} \cdot l_f}{a}$. $l_f = 0,7 \cdot l_0$. (Poteau encasté-appuie). l_0 : longueur initiale du poteau. On a :
 $l_0 = 4,08\text{m}$

$$a = \frac{\sqrt{12} \cdot l_f}{\lambda} = \frac{\sqrt{12} \cdot 0,7 \cdot 4,28}{35} = 0,286\text{m}$$

- **Le minimum requis par « RPA99 version 2003 » dans la zone III :**

- $\text{Min}(a, b) \geq 30\text{cm} \dots \dots \dots \text{Min}(30,30) \geq 30\text{ cm}$
- $\text{Min}(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \dots \dots \dots \text{Min}(30,30) \geq \frac{h_e}{20} = \frac{4,28}{20} = 0,214\text{ cm}$
- $\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \dots \dots \dots 0,25 < 1 < 4$

On prend $a=b=30\text{ cm}$

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET EVALUATION DES CHARGES

- **Section réduite du poteau (BAEL 91 V 99) :**

$$Br \geq \frac{\beta Nu}{\frac{f_{bc}}{0.9} + 0.85 \frac{A'}{Br} \sigma_{s10}}$$

Br : section réduite du béton. (d'après le B.A.E.L pour des raisons d'imperfection d'exécution on place à la place de B une aire de béton réduite Br).

Nu : effort normal ultime.

β : Coefficient de correction dépendant de l'élançement mécanique λ des poteaux.

$$\beta = 0.85/\alpha = \begin{cases} 1 + 0.2 (\lambda / 35)^2 & \text{pour } \lambda \leq 50 \\ 0.85 \left(\frac{\lambda^2}{1500} \right) & \text{pour } 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

On se fixe un élançement mécanique $\lambda = 35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée.....D'où : $\beta = 1.2$

f_{bc} : résistance du béton (les charges étant appliquées après 90jours). $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$

σ_{s10} : contrainte correspondant à l'allongement maximal $\epsilon_s = 10\text{‰}$ de l'acier $\sigma_{s10} = f_e / \gamma_s$

$$0.2 \% \leq \frac{A'}{Br} \leq 5\% \quad \text{on prend } \frac{A'}{Br} = 1\% \quad Br \geq \frac{1.2 Nu}{\frac{25}{0.9} + 0.85 \times 1\% \times \frac{500}{1.15}} \dots \dots \dots Br \geq 0.053 Nu.$$

Nu est déterminé à partir de l'évaluation des charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité

II.4.1 Poteau central :

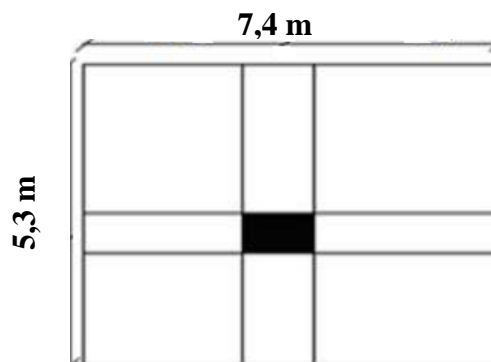


Figure II 2: Poteau central.

$$S_t = (7.4 \times 5.3) = 39.22 \text{ m}^2$$

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET EVALUATION DES CHARGES

II.4.1.1 Poteau supportant le plancher terrasse :

- **Charge permanente :**

- Poids du plancher terrasse accessible $G \times S = 7.18 \times 39.22 = 281.6 \text{ kN}$.
- Poids de la poutre principal..... $\rho_b \times l_{pp} \times h \times b = 25[8.1 \times 0,35 \times 0,7] = 49.61 \text{ kN}$.
- Poids de la poutre secondaire..... $\rho_b \times l_{ps} \times h \times b = 25[5.8 \times 0.45 \times 0,30] = 19.57 \text{ kN}$.
- Poids du poteau $\rho_b \times l_p \times a \times b = 25[3.04 \times 0,3^2] = 6.84 \text{ kN}$.

$$G = 357.62 \text{ kN}$$

- **Charge d'exploitation** $Q_0 = Q \times S = 1 \times 39.22 = 39.22 \text{ kN} \longrightarrow Q = 39.22 \text{ kN}$

II.4.1.2 Poteau supportant le plancher étage courant (2^{eme} étage jusqu'à 11^{eme} étage) :

- **Charge permanente :**

- Poids du plancher étage $G \times S = 5.81 \times 39.22 = 227.8 \text{ kN}$.
- Poids de la poutre principal..... $\rho_b \times l_{pp} \times h \times b = 25[8.1 \times 0,35 \times 0,7] = 49.61 \text{ kN}$.
- Poids de la poutre secondaire..... $\rho_b \times l_{ps} \times h \times b = 25[5.8 \times 0.45 \times 0,30] = 19.57 \text{ kN}$.
- Poids du poteau $\rho_b \times l_p \times a \times b = 25[3.04 \times 0,3^2] = 6.84 \text{ kN}$.

$$G = 305.82 \text{ kN}$$

- **Charge d'exploitation :**

- $Q_0 = Q \times S = 1.5 \times 39.22 = 58.83 \text{ kN} \longrightarrow Q = 58.83 \text{ kN}$

II.4.1.3 Poteau supportant le plancher RDC et 1ere étage :

- **Charge permanente :**

- Poids du plancher étage $G \times S = 7.36 \times 39.22 = 288.65 \text{ kN}$.
- Poids de la poutre principal..... $\rho_b \times l_{pp} \times h \times b = 25[8.1 \times 0,35 \times 0,7] = 49.61 \text{ kN}$.
- Poids de la poutre secondaire..... $\rho_b \times l_{ps} \times h \times b = 25[5.8 \times 0.45 \times 0,30] = 19.57 \text{ kN}$.
- Poids du poteau $\rho_b \times l_p \times a \times b = 25[3.38 \times 0,3^2] = 7.6 \text{ kN}$.

$$G = 364.67 \text{ kN}$$

- **Charge d'exploitation :**

- $Q_0 = Q \times S = 5 \times 39.22 = 196.1 \text{ kN} \longrightarrow Q = 196.1 \text{ kN}$

- **Le poids total des poutres est:**

$$49.61 + 19.57 = 69.18 \text{ kN} \longrightarrow P = 69.18 \text{ kN}$$

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET EVALUATION DES CHARGES

II.4.1.4 Charge d'exploitation cumulée:

Tableau II 6:Charges d'exploitation cumulée du poteau central.

Terrasse	$Q_0=1 \times 39.22=39.22\text{kN}$	$Q=Q_0=39.22\text{Kn}$
11 ^{ème} étage	$Q_1=1.5 \times 39.22=58.83\text{kN}$	$Q=Q_0+ Q_1=98.05\text{kN}$
10 ^{ème} étage	$Q_2=1.5 \times 39.22=58.83\text{kN}$	$Q=Q_0+0.95(Q_1+ Q_2)=151\text{kN}$
9 ^{ème} étage	$Q_3=1.5 \times 39.22=58.83\text{kN}$	$Q=Q_0+0.9(Q_1+ Q_2+ Q_3)=198.06\text{kN}$
8 ^{ème} étage	$Q_4=1.5 \times 39.22=58.83\text{kN}$	$Q=Q_0+0.85(Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4)=239.24\text{kN}$
7 ^{ème} étage	$Q_5=1.5 \times 39.22=58.83\text{kN}$	$Q=Q_0+0.8(Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5)=274.54\text{kN}$
6 ^{ème} étage	$Q_6=1.5 \times 39.22=58.83\text{kN}$	$Q=Q_0+0.75(Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5+ Q_6)=303.95\text{kN}$
5 ^{ème} étage	$Q_7=1.5 \times 39.22=58.83\text{kN}$	$Q=Q_0+0.71(Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5+ Q_6+ Q_7)=331.6\text{kN}$
4 ^{ème} étage	$Q_8=1.5 \times 39.22=58.83\text{kN}$	$Q=Q_0+0.68(Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5+ \dots + Q_8)=359.25\text{kN}$
3 ^{ème} étage	$Q_9=1.5 \times 39.22=58.83\text{kN}$	$Q=Q_0+0.66(Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4+ \dots + Q_9)=388.67\text{kN}$
2 ^{ème} étage	$Q_{10}=1.5 \times 39.22=58,83\text{kN}$	$Q=Q_0+0.65(Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4+ \dots + Q_{10})=510.84\text{kN}$
1 ^{ère} étage	$Q_{11}=5 \times 39.22=196.1\text{kN}$	$Q=Q_0+0.64(Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4+ \dots + Q_{11})=541.23\text{kN}$
RDC	$Q_{12}=5 \times 39.22=196.1\text{kN}$	$Q=Q_0+0.63(Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4+ \dots + Q_{12})=656.93\text{kN}$

Tableau II 7:Des Charges Permanentes est d'exploitation.

Niv	Charges permanentes (KN)					Charge d'exploitation (KN)	
	G Plancher	G poutre	G poteau	G total	G cum	Q plancher	Q cum
Tr	281.6	69.18	6.84	357.62	357,62	39.22	39.22
11	227.8	69.18	6.84	305.82	663,44	58.83	98.05
10	227.8	69.18	6.84	305.82	969,26	58.83	151
09	227.8	69.18	6.84	305.82	1275,08	58.83	198.06
08	227.8	69.18	6.84	305.82	1580,9	58.83	239.24
07	227.8	69.18	6.84	305.82	1886,72	58.83	274.54
06	227.8	69.18	6.84	305.82	2192,54	58.83	303.95
05	227.8	69.18	6.84	305.82	2498,36	58.83	331.6
04	227.8	69.18	6.84	305.82	2804,18	58.83	359.25
03	227.8	69.18	6.84	305.82	3110	58.83	388.67
02	227.8	69.18	6.84	305.82	3415,82	58.83	510.84
01	288.65	69.18	6.84	364.67	3780,5	196.1	541.23
RDC	288.65	69.18	7.60	365.43	4145,92	196.1	656.93

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET EVALUATION DES CHARGES

$$Nu=1.35G+1.5Q \Rightarrow Nu =6582,38kN$$

$$\text{Donc : } Br \geq 0.053 \times 6582,38 \times 10^3 \dots \dots \dots Br \geq 3488.66 \text{cm}^2$$

Tableau II 8: Les résultats des dimensions des poteaux.

Niv	Q cum	G cum	Nu	Br cm2	a	RPA	CHOIX	Nser	δser	VERIFICATION
Tr	39.22	357,62	541,62	287,06	16,94	30X30	30x30	396,84	2,16	OK
11	98.05	663,44	1042,72	552,64	23,51	30X30	30x30	761,49	4,14	OK
10	151	969,26	1535,00	813,55	28,52	30X30	30x30	1120,26	6,09	OK
9	198.06	1275,08	2018,45	1069,78	32,71	30X30	35x35	1473,14	8,01	OK
8	239.24	1580,9	2493,08	1321,33	36,35	30X30	40x40	1820,14	7,82	OK
7	274.54	1886,72	2958,88	1568,21	39,60	30X30	40x40	2161,26	9,28	OK
6	303.95	2192,54	3415,85	1810,40	42,55	30X30	45X45	2496,49	10,72	OK
5	331.6	2498,36	3870,19	2051,20	45,29	30X30	50X50	2829,96	9,84	OK
4	359.25	2804,18	4324,52	2291,99	47,87	30X30	50X50	3163,43	11,00	OK
3	388.67	3110	4781,51	2534,20	50,34	30X30	55X55	3498,67	12,17	OK
2	510.84	3415,82	5457,06	2892,24	53,78	30X30	55x55	3985,51	11,46	OK
1	541.23	3780,5	6113,94	3240,39	56,92	30X30	60x60	4459,97	10,77	OK
RDC	656.93	4145,92	6582,38	3488.66	59,06	30X30	60x60	4959,97	11,77	OK

II.4.2 Poteau d'angle :

$$S_t = (3.5 \times 2.37) = 8.3 \text{m}^2$$

II.4.2.1 Poteau supportant le plancher terrasse :

- **Charge permanente :**

- Poids du plancher terrasse accessibleGxS=7.18×8.3=59.59kN.

- Poids de la poutre principal.....ρ_bx.l_{pp}xhxb=25[7.3x0, 35x0,7]=44.71kN.

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET EVALUATION DES CHARGES

- Poids de la poutre secondaire..... $\rho_b \times l_{ps} \times h \times b = 25[5.05 \times 0.45 \times 0,30] = 17.04 \text{ kN}$.
- Poids du poteau $\rho_b \times l_p \times a \times b = 25[3.04 \times 0,3^2] = 6.84 \text{ kN}$.

$$G = 128.18 \text{ kN}$$

- **Charge d'exploitation** $Q_0 = Q \times S = 1 \times 8.3 = 8.3 \text{ kN} \longrightarrow Q = 8.3 \text{ kN}$

II.4.2.2 Poteau supportant le plancher étage courant (2^{eme} étage jusqu'à 11^{eme} étage):

- **Charge permanente :**

- Poids du plancher étage $G \times S = 5.81 \times 8.3 = 48.63 \text{ kN}$.
- Poids de la poutre principal..... $\rho_b \times l_{pp} \times h \times b = 25[8.1 \times 0,35 \times 0,7] = 44.71 \text{ kN}$.
- Poids de la poutre secondaire..... $\rho_b \times l_{ps} \times h \times b = 25[5.8 \times 0.45 \times 0,30] = 17.04 \text{ kN}$.
- Poids du poteau $\rho_b \times l_p \times a \times b = 25[3.04 \times 0,3^2] = 6.84 \text{ kN}$.

$$G = 117.23 \text{ kN}$$

- **Charge d'exploitation**

- $Q_0 = Q \times S = 1.5 \times 8.3 = 12.24 \text{ kN} \longrightarrow Q = 12.24 \text{ kN}$

II.4.2.3 Poteau supportant le plancher RDC et 1ere étage :

- **Charge permanente :**

- Poids du plancher étage $G \times S = 7.36 \times 8.3 = 61.09 \text{ kN}$.
- Poids de la poutre principal..... $\rho_b \times l_{pp} \times h \times b = 25[8.1 \times 0,35 \times 0,7] = 44.71 \text{ kN}$.
- Poids de la poutre secondaire..... $\rho_b \times l_{ps} \times h \times b = 25[5.8 \times 0.45 \times 0,30] = 17.04 \text{ kN}$.
- Poids du poteau $\rho_b \times l_p \times a \times b = 25[3.04 \times 0,3^2] = 6.84 \text{ kN}$.

$$G = 129.68 \text{ kN}$$

- **Charge d'exploitation**

$$Q_0 = Q \times S = 5 \times 8.3 = 41.5 \text{ kN} \longrightarrow Q = 41.5 \text{ kN}$$

- **Le poids total des poutres est:**

$$44.71 + 17.04 \text{ kN} = 61.75 \text{ kN} \longrightarrow P = 61.75 \text{ kN}$$

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET EVALUATION DES CHARGES

II.4.2.4 Charge d'exploitation cumulée:

Tableau II 9:Charges d'exploitation cumulée du poteau de rive.

Terrasse	$Q_0=1 \times 8.3=8.3\text{kN}$	$Q=Q_0=8.3\text{kN}$
11 ^{ème} étage	$Q_1=1.5 \times 8.3=12.24\text{kN}$	$Q=Q_0+ Q_1=20.54\text{kN}$
10 ^{ème} étage	$Q_2=1.5 \times 8.3=12.24\text{kN}$	$Q=Q_0+0.95(Q_1+ Q_2)=31.55\text{kN}$
9 ^{ème} étage	$Q_3=1.5 \times 8.3=12.24\text{kN}$	$Q=Q_0+0.9(Q_1+ Q_2+ Q_3)=41.13\text{kN}$
8 ^{ème} étage	$Q_4=1.5 \times 8.3=12.24\text{kN}$	$Q=Q_0+0.85(Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4)=49.90\text{kN}$
7 ^{ème} étage	$Q_5=1.5 \times 8.3=12.24\text{kN}$	$Q=Q_0+0.8(Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5)=57.26\text{kN}$
6 ^{ème} étage	$Q_6=1.5 \times 8.3=12.24\text{kN}$	$Q=Q_0+0.75(Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5+ Q_6)=63.38\text{kN}$
5 ^{ème} étage	$Q_7=1.5 \times 8.3=12.24\text{kN}$	$Q=Q_0+0.71(Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5+ Q_6+ Q_7)=69.13\text{kN}$
4 ^{ème} étage	$Q_8=1.5 \times 8.3=12.24\text{kN}$	$Q=Q_0+0.68(Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5+ \dots+ Q_8)=74.88\text{kN}$
3 ^{ème} étage	$Q_9=1.5 \times 8.3=12.24\text{kN}$	$Q=Q_0+0.66(Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4+ \dots+ Q_9)=81\text{kN}$
2 ^{ème} étage	$Q_9=1.5 \times 8.3=12.24\text{kN}$	$Q=Q_0+0.65(Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4+ \dots+ Q_{10})=106.88\text{kN}$
1 ^{ère} étage	$Q_{11}=5 \times 8.3=41.5\text{kN}$	$Q=Q_0+0.64(Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4+ \dots+ Q_{11})=113,19\text{kN}$
RDC	$Q_{11}=5 \times 8.3=41.5\text{kN}$	$Q=Q_0+0.63(Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4+ \dots+ Q_{12})=137,70\text{kN}$

Tableau II 10:Des Charges Permanentes est d'exploitation.

Niv	Charges permanentes (KN)					Charge d'exploitation (KN)	
	G Plancher	G poutre	G poteau	G total	G cum	Q plancher	Q cum
Tr	59.59	61.75	6.84	128.18	128.18	8.3	8.3
11	48.63	61.75	6.84	117.23	245,41	12.24	20.54
10	48.63	61.75	6.84	117.23	362,64	12.24	31.55
09	48.63	61.75	6.84	117.23	479,87	12.24	41.13
08	48.63	61.75	6.84	117.23	597,1	12.24	49.9
07	48.63	61.75	6.84	117.23	714,33	12.24	57.26
06	48.63	61.75	6.84	117.23	831,56	12.24	63.38
05	48.63	61.75	6.84	117.23	948,79	12.24	69.13
04	48.63	61.75	6.84	117.23	1066,02	12.24	74.88
03	48.63	61.75	6.84	117.23	1183,25	12.24	81
02	48.63	61.75	6.84	117.23	1312,93	12.24	106.88
01	61.09	61.75	7.60	129.68	1442,61	41.5	113.19
RDC	61.09	61.75	7.60	129.68	1572,30	41.5	137.70

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET EVALUATION DES CHARGES

$$Nu=1.35G+1.5Q \Rightarrow Nu =2142.52KN$$

Donc :

$$Br \geq 0.053 \times 6113,94 \times 10^3 \dots \dots Br \geq 1135.53 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a : } b = \frac{Br}{a-2} + 2 \Rightarrow b = \frac{1135.53}{28.6-2} + 2 \Rightarrow b \geq 44.68 \text{ cm}$$

$$\text{Alors : } \sqrt{28.6 \times 44.69} = 35.75 \text{ cm}$$

Donc on adopte pour un poteau carré de $(a*b) = (40*40) \text{ cm}^2$

II.4.2.5 CONCLUSION :

Le poteau le plus sollicité est le poteau central donc on adopte pour un poteau carré.

II.5 Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

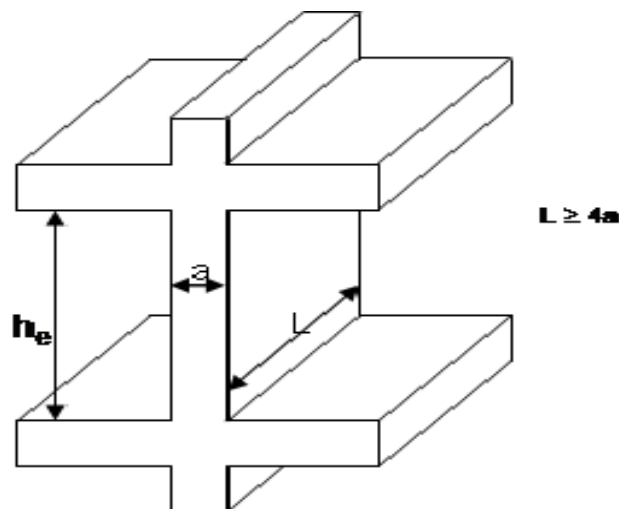


Figure II 3: Coupe du voile en plan.

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET EVALUATION DES CHARGES

II.5.1 Leur pré dimensionnement se fera conformément à (Art 7-7-1du RPA99)

II.5.1.1 Les voiles de contreventement :

- Selon le RPA 99 version 2003, à la zone III, alors le voile est nécessaire lorsque :
 - $Nombred'étage \geq 11 \text{ étages.}$
 - $hauteur \geq 12 \text{ m.} \Rightarrow 43.18 \geq 12 \text{ m}$
 - L'épaisseur de voile doit satisfaire la condition de RPA99 (article 7-7-1)

$$\begin{cases} l \geq 4e \\ e \geq h_e/20 \end{cases}$$

l : la longueur du voile.

e : l'épaisseur du voile.

h_e : hauteur d'étage

On a : $h_e=3.04\text{m} \Rightarrow e \geq \frac{304}{20}=15.2\text{cm}$

Donc on adopte un voile d'épaisseur $e=20 \text{ cm}$

Vérifications :

$e = 20\text{cm} \geq (h_e/20)=15.2\text{cm} \longrightarrow \text{Vérifie}$

$l > 4a = 20 \times 4 = 80\text{cm} \longrightarrow l > 80\text{cm}$

III CHAPITRE : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRE.

III.1 Acrotère :

III.1.1 Introduction :

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments résistants principaux qui contribuent au contreventement directement.
- Les éléments non structuraux qui ne contribuent pas au contreventement directement.

Cependant, ces derniers doivent avoir un comportement adéquat en cas de séisme, ils doivent donc être réalisés conformément aux recommandations des règlements parasismiques.

On va s'intéresser dans ce chapitre aux éléments suivants :

- Les escaliers, les planchers, Acrotère, l'assesseur.

Le calcul de ces éléments s'effectue suivant les codes :

CBA93 / BAEL99 / RPA 2003

III.1.2 ETUDE DES L'ACROTERE :

L'acrotère sera étudié en flexion composée, et puisqu'elle est exposée aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable dans ce cas, le calcul se fait à l'ELU et l'ELS.

Le calcul de l'acrotère se fait pour une bande de 1m de

largeur dont les dimensions sont les suivantes :

III.1.2.1 Calculs des efforts :

- **Charge permanent :**

-Poids propre de l'acrotère : $G1 = [(0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.07) + (0.1 \times 0.03) / 2] \times 25 = 1.71 \text{ kN/ml}$

-Revêtement en ciment ($e=2\text{cm}$; $\rho=14\text{kN/m}^3$) :

$G2 = [14 \times 0.02 \times (60+10)] \times 2 \times 10^{-2} = 0,392 \text{ kN/m}$

$Gt = 2.147 \text{ kN/ml}$

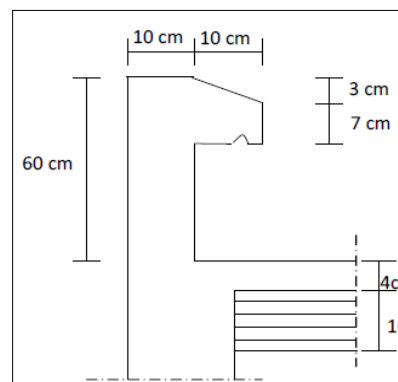


Figure III 1: Coupe transversale sur l'acrotère.

• **Charge d'exploitation :**

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

La force sismique horizontale F_p : Le RPA99 préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la Formule : $F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$ (Art 6.2.3 RPA99).

-A : coefficient d'accélération de zone. ($A = 0,40$, en zone III, groupe d'usage 1A)

- W_p : poids de l'acrotère ($W_p = 2.14 \text{ KN/ml}$)

- C_p : facteur de force horizontal pour l'élément secondaire donné par le Tableaux 6-1 (RPA) ($C_p = 0,8$)

Donc : $F_p = 4 \times 0,40 \times 0,8 \times 2,14 = 2,74 \text{ KN}$

On a $Q_u = \text{Max} (F_p, 1.5 Q) = 2.74 \text{ KN} \dots \dots$ Donc pour une bande de 1m de largeur on a :

$G = 2.14 \text{ KN/ml}$ et $Q = 2.74 \text{ KN/ml}$.

• **Combinaisons de charges :**

➤ **ELU :** Effort normal de compression dû à G: $N_u = 1,35 \times G = 2.89 \text{ KN/ml}$

Moment de renversement dû à Q : $M_u = 1.5 Q_u \times h = 2.46 \text{ KN.m}$

$T_u = 1.5 Q_u = 4.11 \text{ KN}$

➤ **ELS :** Effort normal de compression : $N_{ser} = G = 2.14 \text{ KN/ml}$

• **Moment de renversement :**

$M_{ser} = Q_u \times h = 2.74 \times 0.6 = 1.64 \text{ KN.m}$

$T_{ser} = Q_u = 2.74 \text{ KN}$

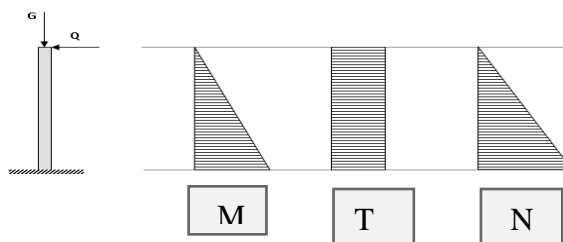


Figure III 2: Schémas statiques de l'acrotère.

III.1.3 Ferrailage de l'acrotère :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire avec : $b=100\text{cm}$, $h=10\text{cm}$, $c=c'=2\text{cm}$,
 $f_{c28}=25\text{MPa}$, $f_e=500\text{MPa}$

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = 2.46/2.89 = 85.12\text{cm}$$

$$\frac{h}{2} - c' = 3\text{cm}$$

$\Rightarrow e_0 > \frac{h}{2} - c'$ D'où Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal (N) est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée SPC, elle sera calculée en flexion simple (voir annexe1) sous l'effet d'un moment fictif.

- **Calcul de moment fictif :**

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 2.54 \text{ KN.m}$$

- **Calcul en flexion simple :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{f_c b d^2} = 0.018 < \mu_R = 0.371$$

$$Z = 89.18 \text{ mm}$$

$$A_s = 65.47 \text{ mm}^2 = A_{s \text{ fictif}}$$

$$A'_s = A'_{s \text{ fictif}}$$

$$A_{s \text{ réel}} = A_{s \text{ fictif}} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 65.74 - \left(\frac{2.89 \times 10^3}{435} \right) = 59.09 \text{ mm}^2 = 0.59 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité : $A_s \geq A_{s \text{ min}} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0,23 \times 100 \times 90 \times 2,1 / 500 = 0.86 \text{ cm}^2$

La règle de maille : $A_s \geq \frac{b \cdot h}{1000} = 1 \text{ cm}^2$

Le choix d'armateurs : $A_s \geq \text{Max} (0.59 - 0.99 - 1) \text{ cm}^2$ On adopte pour 4T8/ $A_s = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

Armatures de répartition : $\frac{A_s}{4} \leq A'_s \leq \frac{A_s}{2} \iff 0.50 \leq A'_s \leq 1.00 \iff$ On prend : 4T6 (1.13 cm²)

Remarque : Les forces horizontales peuvent agir sur les deux faces de l'acrotère donc on adopte la même section d'armature pour la zone comprimée soit : $A_s' = A_s = 4T8 / A_s = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Espacement : 1. Armatures principale : $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.

2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 60/3 = 20 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 25 \text{ cm}$

3. Armatures transversales :

$$\begin{cases} \varphi_t \geq \frac{1}{3} \varphi_l = 2.67 \text{ mm} \\ \varphi_t < 12 \text{ mm} \end{cases} \quad \text{En prend } \varphi_t = 10 \text{ mm}$$

III.1.3.1 Vérifications :

➤ **À L'ELU :**

- **Vérification de l'effort tranchant : (cisaillement) (voir annexe).**

Avec : $v_u = T = 4.11 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{4.11 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0.045 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaire.

- **Vérification de l'espacement :** la fissuration est peu préjudiciable donc :
 - Armature principale : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h=30 \text{ cm}, 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots$ C. Vérifier
 - Armature de répartition $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4h=40 \text{ cm}, 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \dots\dots\dots$ C. Vérifier

➤ **À L'ELS :**

- **Contrainte de compression dans le béton : (voir annexe).**

$$n=15 ; d'=0.01 \text{ m} ; b = 1 \text{ m}, d = 0.9 \times h = 0.09 \text{ m}, f_{c28} = 25 \text{ MPa}, f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}, f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}, \sigma_{st} = 435 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous:

Tableau III 1: vérification des contraintes à ELS.

M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc}	Condition
1.64	2.01	2.01	1.67	1711.08	1.6	15	C. Vérifier

- **Vérification des contraintes maximales dans l'acier : (voir annexe 3).**

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_s, \text{Max}(0.5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\}$$

n = 1,6 pour les barres HA.

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} \times 500; \max(0,5 \times 500, 110 \sqrt{1,6 \times 2,4}) \right\} = \min \{333.33; 250\} \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 250 \text{ MPa. /}$$

$$\sigma_{st} = nK(d - y).$$

$$\sigma_{st} = 15 \times 0,051(70 - 23,6) = 35,49 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 35,49 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 250 \text{ MPa.} \quad \dots\dots\dots \text{ CV}$$

Schéma de ferrailage de l'acrotère :

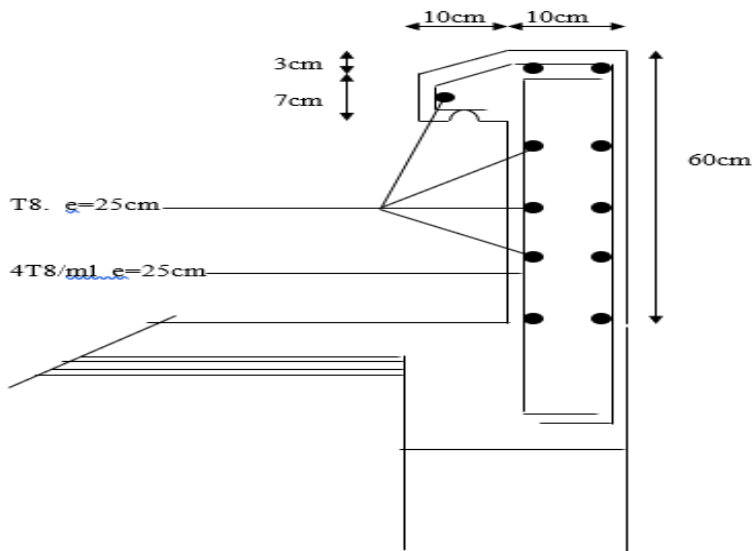


Figure III 3: Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.2 ETUDE DES ESCALIER :

III.2.1 Introduction :

Un escalier se compose d'un certain nombre de marches. On appelle emmarchement la longueur de ces marches ; la largeur d'une marche : g s'appelle le giron ; h est la hauteur d'une marche. Le mur qui limite l'escalier s'appelle le mur d'échiffre. Le plafond qui monte sous les marches s'appelle la paillasse. La partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche.

L'escalier peut prendre appui sur une poutre appelée poutre palière. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour, partie horizontale d'un escalier entre deux volées s'appelle le palier de repos. Du côté du vide, les volées et paliers sont munis d'un garde corps, Donc les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.

➤ Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier.

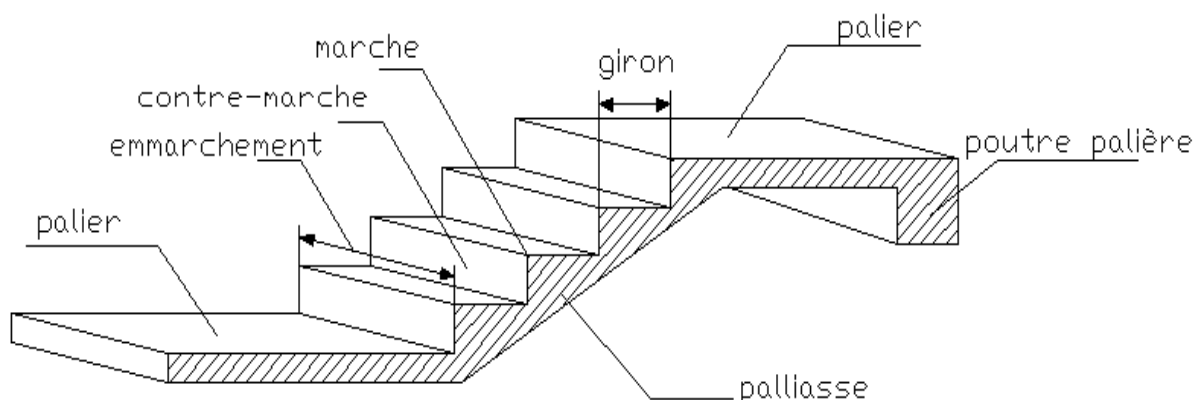


Figure III 4: Exemple d'Escalier

III.2.2 Dimensions des éléments de l'escalier:

- **Dimension des emmarchements :**

L'emmarchement est en fonction de la destination et du nombre d'utilisation. On compte 60-50 cm par personne. Ainsi on admet les valeurs suivantes :

- 70 cm à 90 cm pour un escalier de service
- 100 cm pour un escalier de caves
- 120 cm à 200 cm pour un escalier de bâtiments à usage public
- 90 cm à 120 cm pour un escalier de bâtiments à usage d'habitation

Dans notre cas en pendre :150 cm

- **Définition des éléments d'un escalier :**

On appelle « marche » la partie horizontale (M) des gradins constituant l'escalier, et « contre marche » la partie verticale ($C.M$) de ces gradins.

h : Hauteur de la marche.

g : Largeur de la marche.

L : Longueur horizontale de la paillasse.

H : Hauteur verticale de la paillasse.

III.2.3 Hypothèses de calcul :

- Les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc la fissuration sera considérée comme peu préjudiciable, ce qui conduit à un calcul de ferrailage à l'E.L.U suivie d'une vérification des contraintes à l'E.L.S.

- L'ensemble volée-palier sera considéré comme une poutre simplement fléchie de largeur unitaire, et bi-articulée à ses deux extrémités pour le calcul du moment de la travée isostatique. Ce moment sera ventilé en travée et sur appuis par des coefficients de continuité qui tiennent compte de l'effet d'encastrement aux extrémités de cette poutre.

III.2.4 Dimensionnement d'un escalier :

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir $2h+g=64$

On obtient, le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

$$2h+g=64 \dots\dots\dots(1) \qquad H=187\text{cm}$$

$$n \times h = H \dots\dots\dots(2) \qquad L=310\text{cm}$$

$$(n-1)g=L \dots\dots\dots(3)$$

Avec : n : Le nombre des contre marches

$(n-1)$: Le nombre des marches

En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient : $64n^2 - n(64 + 2H + L) + 2H = 0$

Avec : n : La racine de l'équation.

$$64n^2 - n(64 + 310 + 374) + 374 = 0 \rightarrow 64n^2 - 748n + 374 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4 \times a \times c$$

$$\Delta = 463760 \qquad n_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} \rightarrow n_1 = 0,52$$

$$\sqrt{\Delta} = 681 \qquad n_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} \rightarrow n_2 = 11,16$$

On prend n=12

Donc on prend :

- le nombre de contre marches n=12

- le nombre des marches n-1=11

Alors :

$$h = \frac{H}{n} = 15.58$$

$$g = \frac{L}{n-1} = 28.18$$

III.2.4.1 Vérification de l'équation de «BLONDEL» :

$$58 \leq (g+2h) \leq 64 \text{ cm} \rightarrow 58 \leq 59.34 \leq 64 \text{ cm} \rightarrow \text{verifier}$$

$$14 \leq h \leq 17 \text{ cm} \rightarrow 14 \leq 15.58 \leq 17 \text{ cm} \rightarrow \text{verifier}$$

$$24 \leq g \leq 30 \text{ cm} \rightarrow 24 \leq 28.18 \leq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{verifier}$$

III.2.4.2 Détermination de l'épaisseur de la paille :

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$$

$$16,73 \leq e \leq 25,1 \text{ cm}$$

Avec :

$$L = \sqrt{L^2 + H^2} + 1.05 + 2 = \sqrt{3.1^2 + 1.87^2} + 1.4 = 5.02 \text{ m}$$

On prend donc l'épaisseur $e=20$ cm

N.B : Le palier aura la même épaisseur que la paillasse.

Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient satisfaites.

- Angle d'inclinaison de la paillasse:

$$\tan \frac{H}{L} = \frac{187}{310} = 0.60$$

$$\alpha = 31.1^\circ$$

III.2.4.3 Epaisseur de volie :

III.2.4.4

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \rightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \rightarrow 12,06 \leq e \leq 18,1 \rightarrow \text{Donc } e_v = 15 \text{ cm}$$

III.2.4.5 Detarmentation des charge :

- Paillasse (volé)

Tableau III 2: Paillasse d'escalier.

	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (kN/m ³)	Poids (kN/m ²)
01	Revêtement horizontale	0.013	22	0.28
02	Revêtement verticale	0.02	22	0.4
03	Mortier de pose	0.02	20	0.4
04	Lit de sable	0.02	18	1.08
05	Marches	0.17*(1/2)	22	1.85
06	Paillasse	0.15/cos31.72°	25	4.5
07	Enduit de plâtre	0.2	10	0.2
Charge permanente totale				G=8.71kN/m ²

- Palier :

Tableau III 3: Palier d'escalier.

	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (kN/m ³)	Poids (kN/m ²)
01	Revêtement	0.02	22	0.44
02	Mortier de pose	0.02	20	0.4
04	Lit de sable	0.02	18	1.08
06	Dale en BA	0.15	25	3.75
07	Enduit de plâtre	0.2	10	0.2
Charge permanente totale				G=5.15kN/m ²

III.2.5 Ferrailage des escaliers :

- **Calcul des sollicitations :**

Tableau III 4: Calcul des sollicitations.

Eléments	G (KN/ m ²)	Q (KN/ m ²)	ELU	ELS
Palier	5.15	2.5	10.70	7.65
Volée	8.71	2.5	15.50	11.21

- **Diagrammes des sollicitations :**

En tenant en considération l'effet de l'encastrement aux extrémités, et selon l'article A.8.2, 32des règles BAEL91 modifié 99[5] on aura comme moments :

III.2.5.1 Calcul des efforts internes :

On a utilisé la méthode des éléments fini (SAP2000) pour déterminer les digrammes des moments et des efforts tranchants.

ELU :

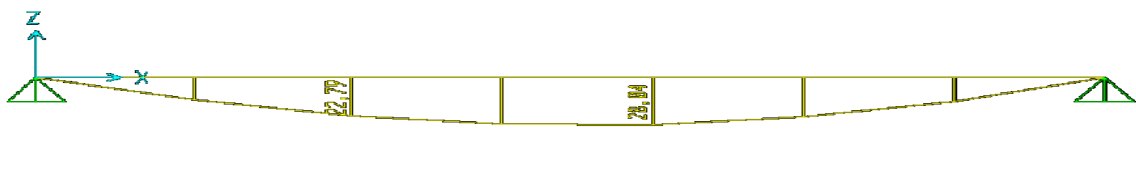


Figure III 5: Diagramme des moments a L'ELU.

ELS :



Figure III 6: Diagramme des moments a L'ELS.

- **Correction des moments :**

- **A l'ELU :** $M_{t\max} = 28,04 \text{ kNm}$

- Aux appuis : $M_{uA} = -0,5 M_z^{\max} = -14,02 \text{ kNm}$.

- En travée : $M_{UT} = 0,85 M_z^{\max} = 23,83 \text{ kNm}$.

- **A l'ELS :** $M_{t\max} = 20,42 \text{ kNm}$.

- Aux appuis : $M_{SA} = -0,5 M_z^{\max} = -10,21 \text{ kNm}$.

- En travée : $M_{ST} = 0,85 M_z^{\max} = 17,35 \text{ kNm}$.

III.2.5.2 Calcul du Ferrailage:

Le ferrailage se fera pour une bonde d'un mètre à la flexion simple par les sollicitations maximales à l'ELU et on fera la vérification à l'ELS.

- **Armatures longitudinales :**

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension $(b \times h)$ Tel que : $b=1\text{m}$;

$h=15\text{cm}$ / $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{bc} = 14,17\text{MPa}$; $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$; $\sigma_{s10} = 435\text{MPa}$;

$\gamma_s = 1,15$; $f_e = 500\text{MPa}$; $\gamma_b = 1,5$

Les résultants dans le tableau :

Tableau III 5 : Ferrailage longitudinal.

	M_u (KNm)	μ_u	μ_R	Z_b (cm)	A (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix des barres	(cm ²) A_{adp}
Travée	23,83	0.092	0.371	12,84	4.26	1.3	4HA12	4,52
Appui	14,02	0.054	0.371	13.12	2,45	1.3	4HA10	3,14

Espacement :

- En travée : $S_t = 100/4 = 25$ cm on prend espacement = 25cm.
- Sur appui : $S_t = 100/4 = 25$ cm on prend espacement = 25cm.

Armature de répartition :

- En travée : $\frac{A_s}{4} < A < \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_s < 2,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Le choix est de 4T8=2,01 cm² avec $S_t=25$ cm.

- Sur appui : $\frac{A_s}{4} < A < \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0,61 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_s < 1,22 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Le choix est de 3T6=0,85 cm² avec $S_t=33$ cm.

III.2.5.3 Vérifications :

- **Condition de non-fragilité :**

$$A_s \geq A_{s \min} = 0,23 b d f_{t28} / f_e = 0,23 \times 1000 \times 135 \times 2,1 / 500 = 1.3 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_s = 4,52 \text{ cm}^2 > A_s^{\min}$ vérifié

Sur appui : $A_s = 3,14 \text{ cm}^2 > A_s^{\min}$ Vérifié

- **Vérifications des contraintes à l'ELU :**

contraintes de cisaillement :

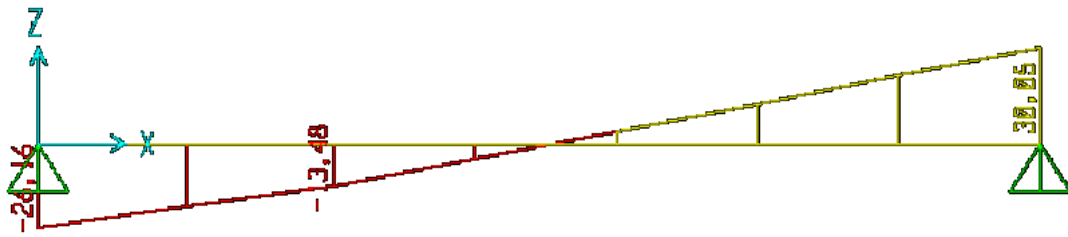


Figure III 7: Diagramme d'effort tranchant à l'ELU.

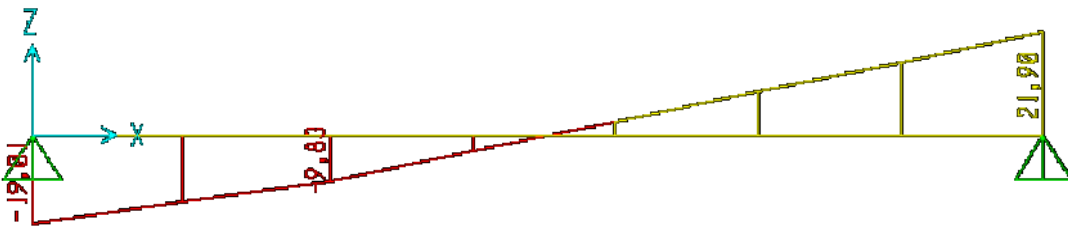


Figure III 8: Diagramme d'effort tranchant à l'ELS.

$$\tau_u = \frac{30050}{1000 \times 135} = 0,22 \text{ MPa} \quad \gamma_b = 1,5 \text{ situation courante.}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} > \tau_u = 0,234 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

Donc : Pas de risque de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.2.6 Vérification des contraintes à ELS :

$n=15$; $d'=1,5 \text{ cm}$; $b = 1 \text{ m}$, $d = 0,9 \times h = 0,135 \text{ m}$, $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$,

$$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}, \sigma_{st} = 435 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III 6: vérification des contraintes à ELS.

	$M_{ser}(\text{kNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	17,35	4,52	3,65	8199,03	7,72	15	C. Vérifier
Appui	10,21	3,14	3,12	6054,81	5,26	15	C. Vérifier

III.2.7 Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche si les conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} > \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{ll} 0,036 > 0,062 & \text{Non Vérifiée} \\ 0,003 \leq 0,008 & \text{Vérifiée} \\ 0,036 > 0,085 & \text{Non Vérifiée} \end{array} \right.$$

Alors :

Puisque les (02) conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{array} \right. \text{ et } \left\{ \begin{array}{ll} \bar{f} = \frac{L}{500} & \text{si } L < 5m \\ \bar{f} = 0,5cm + \frac{L}{1000} & \text{si } L > 5m \end{array} \right.$$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

Tel que : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{310}{500} = 0,62cm$.

- **Moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

- **Calcul des moments d'inerties fictifs :**

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III 7: Calcul de la flèche.

M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
17,32	4,52	0,003	283,84	7	2,8	0,66	30565,8	5982,62	10732,37

- **Calcul des modules de déformation :**

$$E_i = 11000 (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20 MPa$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,40 MPa$$

- **Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :**

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 0,086 mm$$

- **Calcul de la flèche due aux déformations différées :**

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 0,144 mm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,144 - 0,086 = 0,058 mm$$

$$\Delta f_T = 0,0058 cm <: \bar{f} 0,62 cm \dots \dots \dots \text{Vérier}$$

III.2.8 Schéma de ferrailage :

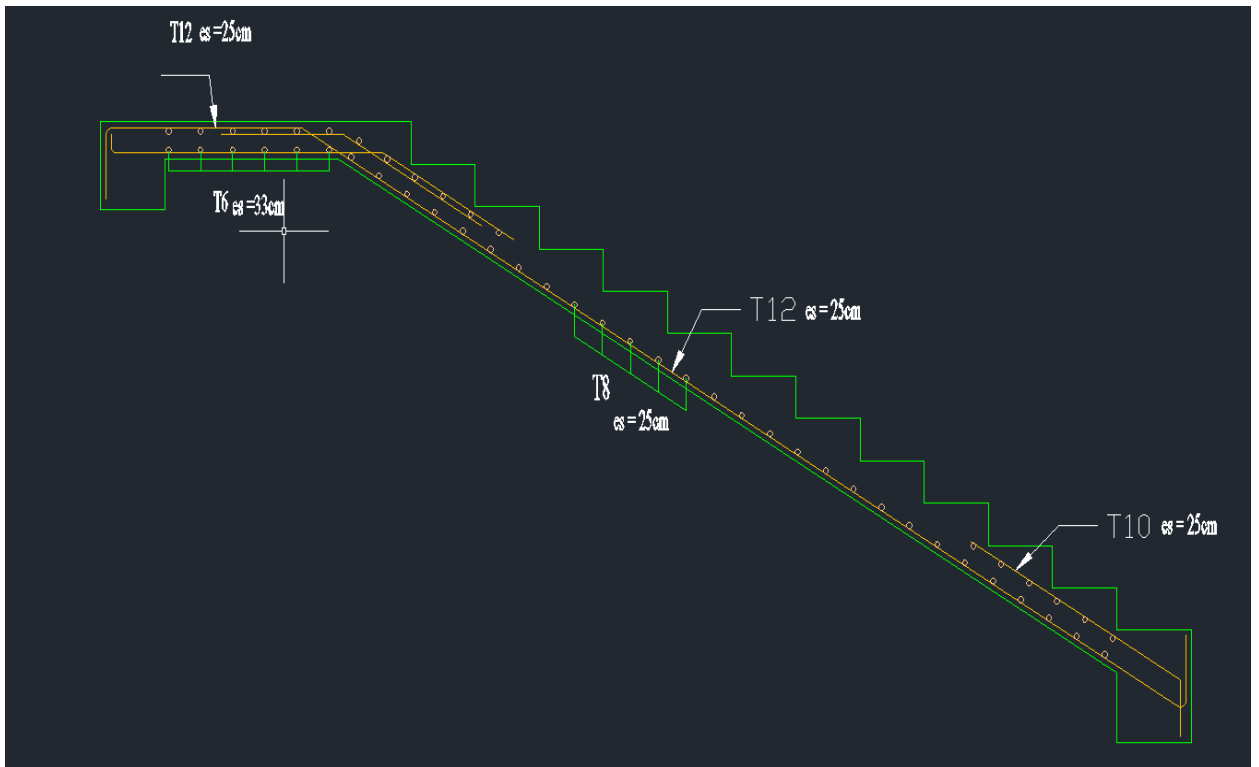


Figure III 9 : Schéma de ferrailage de l'escalier.

III.3 Etude de la poutre palière :

La poutre palière est une poutre qui supporte les réactions des escaliers et les transmettent directement au poteau est encastrée à deux extrémités.

III.3.1 Prédimensionnement de la poutre palière :

a. D'après le « BAEL 91 modifié 99 » [5]:

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

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

Avec :

L : La portée maximale de la poutre.

h: La hauteur de la section.

b: La largeur de la section.

b. Détermination de la hauteur « h » :

On a: L=5,50m

$$\frac{550}{15} \leq h \leq \frac{550}{10}$$

D'où : $36,6 \leq h \leq 55$ on prend h=45 cm

c. Détermination de la largeur « b » :

$$0,3 \cdot 45 \leq b \leq 0,7 \cdot 45$$

D'où : $13,5 \leq b \leq 31,5$ on prend b=30 cm

d. Vérification selon le « RPA 99/ Version 2003 » [1]: (Zone sismique III)

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

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

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

$$\frac{h}{b} = 1,5 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérifier.}$$

III.3.2 Charge supportée par la poutre:

La poutre palière est soumise à :

- Le poids propre de la poutre : $0,45 \times 0,3 \times 25 = 3,37 \text{ KN/ml}$

- La réaction du palier : $R_{\text{ser}}=21,98\text{KN}$ et $R_u=30,05\text{KN}$

➤ **À ELU :** $P_u=1.35G+R_u=34,59 \text{ KN/ml}$

➤ À ELS : $P_s = G + R_{ser} = 25,35 \text{ KN/ml}$

III.3.3 Calcul des sollicitations :

- Moment en travée : $M_t \text{ ELU} = 0.85M_{0u} = 0.85 \times \frac{34,59 \times 5,5^2}{8} = 111,17 \text{ KN.m}$

ELS = $0.85M_{0s} = 0.85 \times \frac{25,35 \times 5,5^2}{8} = 81,44 \text{ KNm}$

- Moment en appuis : $M_a \text{ ELU} = 0.4M_{0u} = 0.4 \times \frac{34,59 \times 5,5^2}{8} = 52,31 \text{ KN.m}$

ELS = $0.4M_{0s} = 0.4 \times \frac{25,35 \times 5,5^2}{8} = 38,32 \text{ KNm}$

III.3.4 Calcul de ferrailage :

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension ($b \times h$) Tel que : $b = 300 \text{ mm}$;
 $h = 450 \text{ mm}$ $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $\sigma_{s10} = 435 \text{ MPa}$; $\gamma_s =$
 $1,15 / f_e = 500 \text{ MPa}$; $\gamma_b = 1,5$; $d = 0,9h = 315 \text{ mm}$

Tableau III 8: Ferrailage de la poutre palière.

	$M_U \text{ (KN.m)}$	μ_u	μ_R	$Z_b \text{ (cm)}$	A (cm^2)	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	Choix des barres	$A_{adp} \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	111,17	0.159	0.391	36,97	6,91	1,17	5T14	7,7
Appui	52,31	0.075	0.391	38,91	3,08	1,17	3T12	3,39

• **Condition de non-fragilité :**

$$A_s \geq A_{s \text{ min}} = 0,23 b d f_{t28} / f_e = 0,23 \times 300 \times 405 \times 2,1 / 500 = 1.17 \text{ cm}^2$$

- En travée : $A_s = 7,7 \text{ cm}^2 > A_s^{min}$ vérifié

- Sur appui : $A_s = 3,39 \text{ cm}^2 > A_s^{min}$ Vérifié

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

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{34,59 \times 10^3 \times 5,5}{2 \times 300 \times 405} = 0,783$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} < \tau_u = 0,783 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

III.3.5 Vérification des contraintes a ELS :

$$n=15 ; d'=4,5 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm}, d = 0.9 \times h = 40,5 \text{ Cm}, f_{c28} = 25 \text{ MPa}, f_{t28} = 2,1 \text{ MPa},$$

$$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}, \sigma_{st} = 435 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III 9: vérification des contraintes à ELS

	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc}	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
Travée	81,44	7,7	14,22	108522,77	10,67	15	C. Vérifier
Appui	38,32	3,39	10,14	57434,1	6,76	15	C. Vérifier

III.3.6 Vérification de la flèche:

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} > \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} 0,08 > 0,062 \quad \text{Vérifie} \\ 0,005 \leq 0,008 \quad \text{Vérifie} \\ 0,08 = 0,08 \quad \text{Vérifie} \end{array} \right.$$

Donc n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

• **Armatures transversales :**

- **Diamètre des armatures transversales : (Art, 7, 4,2,2,3 BAEL91)**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_1 \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{45}{35}; \frac{30}{10}; 12 \right) = 1,2 \text{ cm}$$

Donc $\phi_t = 8\text{ml}$

ϕ_l : Diamètre maximal des armatures longitudinales

- **Espacement des armatures transversales :**

A partir des conditions de CBA 93 les armatures transversales doivent respectées les conditions suivantes : $S_t \leq \min(0.9d ; 40\text{cm})$

$$S_t \leq \min(40,5 \times 0.9 ; 40\text{cm}) = 36,45 \text{ cm}$$

A partir d'Art(7,5,2,2 de RPA99/version2003), les armature doivent respectées les conditions suivantes :

- zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 22,5 \text{ cm.}$$

- zone nodale :

$$S_t \leq \min(h/4, 12\phi_l ; 30\text{cm}) = 11,25\text{cm.}$$

on adopte les espacements suivants :

- zone courante : $s_t = 20\text{cm}$
- zone nodale : $s_t = 10\text{cm}$.

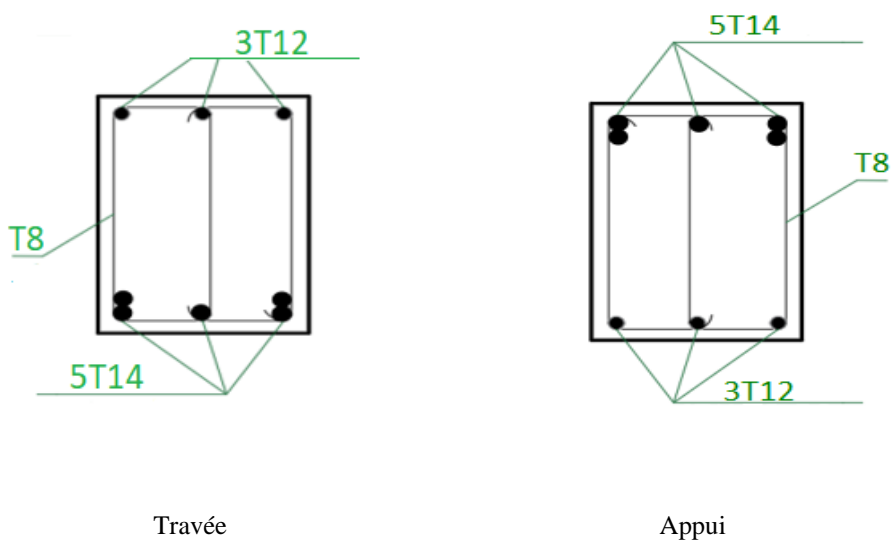


Figure III 10: Schéma de Ferrailage de la poutre palière.

III.4 ETUDE DES PLANCHERS EN CORPS CREUX :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux, supposés être infiniment rigides dans leur plan. Ils ont pour rôle :

- Transmettre les charges aux éléments porteurs.
- Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Les planchers sont constitués de corps creux et de la dalle de compression reposant sur des poutrelles qui sont disposées dans le sens de-là petite portée.

Ce type de plancher est constitué par deux éléments fondamentaux :

- Eléments résistants (porteurs) : poutrelles en T comportant des aciers de liaison avec la dalle de compression.
- Eléments résistants (porteurs) : poutrelles en T comportant des aciers de liaison avec la dalle de compression.
- Eléments de remplissage (de coffrage) : les entrevous en béton sur lesquels une dalle de compression en béton est coulée, armé d'un treillis soudé, qui garantit une meilleure répartition des charges.

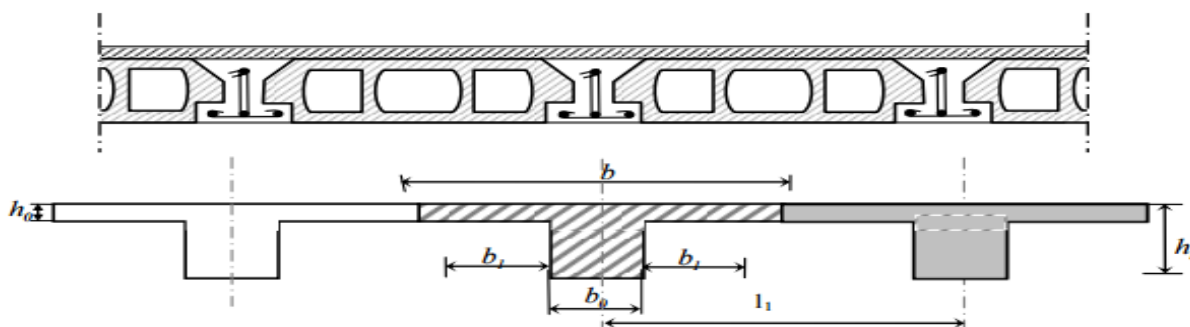


Figure III 11: Coupe d'un plancher à corps creux.

III.4.1 Etude des poutrelles

III.4.1.1 Dimensions de la poutrelle :

On a : $h_t = 25\text{cm}$; avec $h_0 = 5\text{cm}$; $h = 16\text{cm}$.

On a : $b_0 = 12\text{cm}$; $b = 65\text{cm}$. ; $c = (b - b_0) / 2 = 26,5\text{cm}$.

III.4.1.2 Calcul des poutrelles :

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant le coulage de la dalle de compression.

- Après le coulage de la table de compression.
- **Avant coulage de la dalle de compression :**

Avant coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée et elle supporte :

- Son poids propre
- Le corps creux
- La charge d'exploitation due à l'ouvrier qui travaille $Q=1\text{kN/m}^2$.

III.4.1.3 Méthode de calcul des sollicitations :

Les méthodes utilisées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont :

1. Méthode forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91) (voir annexe).
2. Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91) (voir annexe).
3. Méthode des éléments finis : « SAP 2000 »

- **Après le coulage de la table de compression :**

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une poutrelle en « Té »

III.4.1.4 Calcul des moments :

Étant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

Les différents types de poutrelles :

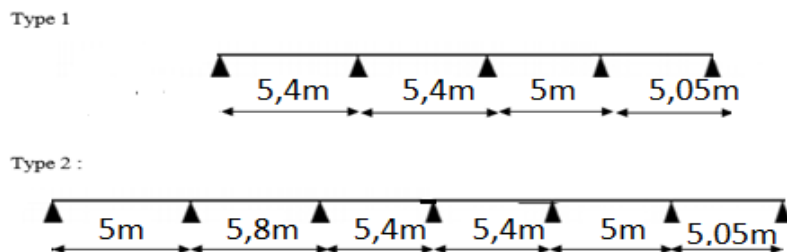


Figure III 12: Types de poutrelles.

On va étudier le type 02

III.4.1.4.1 Méthode forfaitaire :

Domaine d'application :

- $Q \leq \text{Max} \{2G ; 5\text{kN/m}^2\}$.
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.
- Fissuration non préjudiciable.

• **Vérification des conditions de BAEL**

➤ **1 er condition :**

- Plancher terrasse : On a : $G=7.13\text{KN/m}^2$ $Q=1\text{KN/m}^2$

$1 \leq \min (14,6 \text{ et } 5) / \text{m}^2 \dots\dots\dots C. \text{ Vérifiée}$

- Plancher étage courant : On a : $G=5,81\text{KN/m}^2$ $Q=1,5\text{KN/m}^2$

$1,5 \leq \min (11,62 \text{ et } 5) / \text{m}^2 \dots\dots\dots C. \text{ Vérifiée}$

➤ **2 ème condition : Type 2 :**

$0.8 \leq \frac{5}{5,8} \leq 1.25 - 0.8 \leq 0,86 \leq 1.25$ et $0.8 \leq \frac{5,4}{5} \leq 1.25 - 0.8 \leq 1.08 \leq 1.25 \dots C. \text{ Vérifiée}$

➤ **3 ème condition : I= constante**C. Vérifiée

➤ **4 ème condition : FNP**.....C. Vérifiée

Donc on applique la méthode forfaitaire pour tous les types de poutrelles.

Tableau III 10: Combinaison des charges.

	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	g=0.60G(KN/m)	q=0.60Q(KN/m)	q _u (KN/m)	q _s (KN/m)
Terrasses	7.13	1	4.278	0.6	6,67	4,88
Etage courant	5,81	1,5	3.486	0,9	6,05	4,38

- **Charge et surcharge et La combinaison de charge :**

$$\begin{cases} ELU: q_u = (1,35g + 1,5q) \\ ELS: q_{ser} = (g + q) \end{cases} \text{ Avec : } g=0.60G / q=0.60Q$$

III.4.1.4.2 Calcul des efforts internes :

On a utilisé méthode des éléments fini (SAP2000) pour déterminer les diagrammes des moments et des efforts tranchants.

Appliquant la méthode forfaitaire les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau ci-après :

- **À ELU :**

Type 2 :

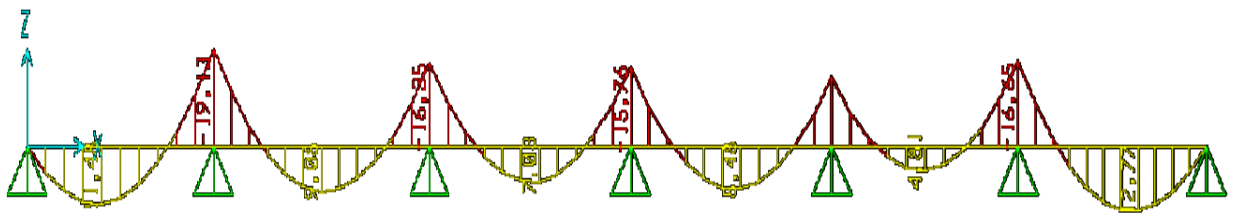


Figure III 13: Diagramme des moments fléchissant à ELU.

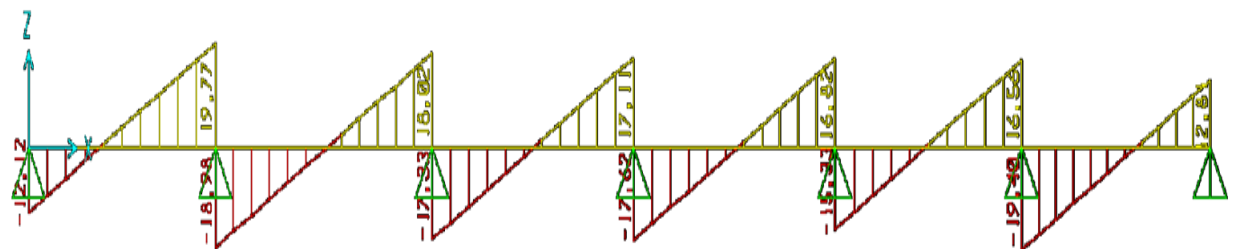


Figure III 14: Diagramme des efforts tranchants à ELU.

Tableau III 11 : Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant et l'effort tranchant à ELU.

Travée	L(m)	Appui	M_a (KNm)	M_t (KNm)	V_w (KN)	V_e (KN)
A-B	5	A	0	11,48	19,77	-12,12
B-C	5,8	B	-19,13	9,08	18,02	-18,98
C-D	5,4	C	-16,35	7,03	17,11	-17,33
D-E	5,4	D	-15,76	8,48	16,82	-17,62
E-F	5	E	-13,58	4,81	16,56	-15,33
F-G	5,05	F	-16,65	12,77	12,81	-19,48
		G	0			

➤ À ELS : Type 2 :

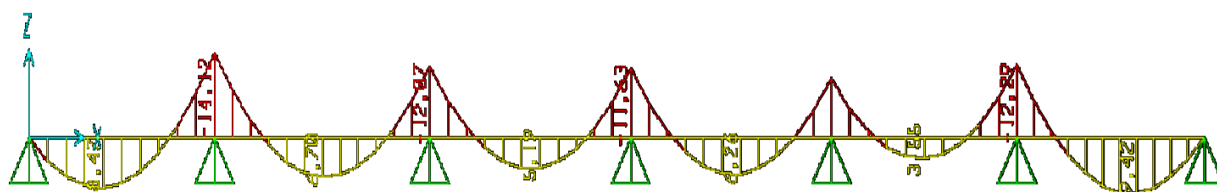


Figure III 15: Diagramme des moments fléchissant à ELS.

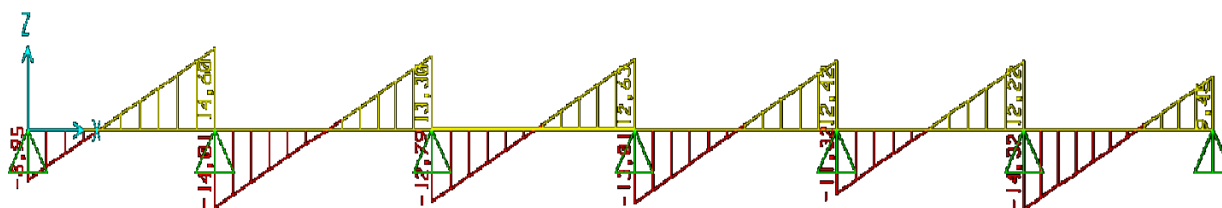


Figure III 16: Diagramme des efforts tranchants à ELS.

Tableau III 12: Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant et l'effort tranchant à ELS.

Travée	L(m)	Appui	M _a (KNm)	M _t (KNm)	V _w (KN)	Ve (KN)
A-B	5	A	0	8,47	14,60	-8,95
B-C	5,8	B	-14,12	6,70	13,30	-14,01
C-D	5,4	C	-12,07	5,19	12,63	-12,79
D-E	5,4	D	-11,63	6,26	12,42	-13,01
E-F	5	E	-10,03	3,55	12,22	-11,32
F-G	5,05	F	-12,29	9,42	9,45	-14,32
		G	0			

III.4.1.5 Ferrailage à l'ELU:

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, Le ferrailage se fera à l'ELU en prenant le moment maximal sur appuis et en travée.

Le calcul des sections en forme de « Té » s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

- Si $M_u < M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si $M_u > M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{Tab} = b h_0 f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \dots \dots \text{KNm (Moment équilibré par la table de compression)}$$

- $M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} (d - h_0/2) = 650 \cdot 50 \cdot 14,17 \cdot (225 - 50/2) = 92,1 \text{ KNm}$
- Le moment en travée max, $M_{t \max} = 12,77 \text{ KNm} < 92,1 \text{ KNm}$
- Le moment en travée max, $M_{app \max} = -19,13 \text{ KNm} < 92,1 \text{ KNm}$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression dans l'appui et la travée.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table « b ». Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b \times h_t$) en flexion simple.

$$b = 65 \text{ cm}; b_0 = 12 \text{ cm}; h_t = 25 \text{ cm}; h_0 = 5 \text{ cm}; d = 22,5 \text{ cm}; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}.$$

D'après l'organigramme donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion (voir annexe), on aura :

Les résultants dans le tableau :

Tableau III 13: Ferrailage longitudinal des poutrelles.

	M_U (KNm)	μ_u	μ_R	$Z_b(cm)$	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Choix	A_{adp} (cm^2)
Travée	12,77	0.027	0.371	22,18	1.32	1.41	3T12	3.39
Appui	19,13	0.222	0.371	21,35	2,05	0.26	1T10+1T12	1.92

- **Ferrailage transversal :**

- Calcul des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; \Phi_{tm} ; b_0/10). \text{ Avec } \Phi_t = 1,2 \text{ cm.}$$

$$\Phi_t \leq \min (25/35 ; 1,2 ; 12/10)$$

$$\Phi_t \leq \min (0.71 ; 1.2 ; 1,2)$$

Le choix est de Φ 8 comme armature transversales : 2T8 ; $A_t = 1.01 \text{ cm}^2$

- Calcul des espacements :

D'après le R.P.A 99 V2003 on a :

- **Zone nodale :**

$$St \leq \min (h/4, 12 \times \Phi_{tmin}, 30)$$

$$St \leq 6,25 \Rightarrow St = 5 \text{ cm}$$

La distance pour les armatures de la zone nodale est :

$$L = 2 \times h = 50 \text{ cm}$$

- **Zone courante :**

$$St \leq h/2$$

$$St \leq 12,5 \text{ cm}$$

$\Rightarrow St = 10cm.$

- Condition de non-fragilité :

Travée : $A_s = \text{Max} \{1,32 \text{ cm}^2; 1,41\text{cm}^2\} = 1,41 \text{ cm}^2$

Choix : 3T12 ($A_s = 3,39 \text{ cm}^2$).

Appui : $A_s = \text{Max} \{2,05 \text{ cm}^2; 0,26\text{cm}^2\} = 2,05 \text{ cm}^2$

Choix : 1T10 ($A_s = 1.92\text{cm}^2$).

III.4.1.5.1 Vérfications :

- **Effort tranchant :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire :

$T_u^{\text{max}} = 19,77\text{kN}.$

$$\tau_u = \frac{19770}{120 \times 225} = 0.73\text{MPa} \quad \gamma_b = 1,5 \text{ situation courante.}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right] = 2,5\text{MPa}$$

$\bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} > \tau_u = 0,73\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$

- **Vérification de la compression du béton et des armatures longitudinales :**

- **Appui de rive :**

- **Vérification de la compression du béton :**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9b_0d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $T_u = 9,45\text{kN}$ (appuis de rive).

$$\frac{12810}{0,9 \times 120 \times 225} = 0,52\text{MPa} < 6,67\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifier.}$$

○ **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s = 1.92 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_b}} = 0,28 \dots \dots \dots \text{ Vérifier.}$$

- **Appuis intermédiaires :**

○ **Vérification de la contrainte de compression :**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9b_0d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{19770}{0,9 \times 120 \times 225} = 0,81 \text{ MPa} < 6,67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Vérifier.}$$

○ **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s = 1.92 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_b} = -9,22 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ Vérifier.}$$

III.4.1.6 Vérification à l'E.L.S :

III.4.1.6.1 Vérification des contraintes du béton :

Soit « y » la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

La section étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance « y » de l'axe neutre :

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

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

• **Détermination de l'axe neutre :**

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

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

Avec : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$; $b = 65 \text{ cm}$ (travée) ; $b_0 = 12 \text{ cm}$ (appuis) ; $c = c' = 2 \text{ cm}$

y : la solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

- Si $y < h_0 \Rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée.
- Si $y > h_0 \Rightarrow$ la distance "y" et le moment d'inertie "I" se Calculent par les formules qui suivent :

$$\begin{cases} \frac{b}{2} y^2 - (b - b_0) \cdot \frac{(y - h_0)^2}{2} + \eta A_s' \cdot (y - c') - \eta A_s \cdot (d - y) = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + \eta A_s' \cdot (y - c')^2 + \eta A_s (d - y)^2. \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e = 333,33 \text{MPa} \\ \max \left\{ \begin{array}{l} 240 \text{MPa} \\ 110 \sqrt{nftj} = 617,37 \text{MPa} \end{array} \right. \end{array} \right. \quad \bar{\sigma}_s = 333,33 \text{MPa}$$

Tableau III 14: Vérification des contraintes.

	M _{ser} (kNm)	As (cm ²)	A' _s	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
Travée	9,42	3.39	0	5,21	18265,42	2,60	OUI
Appui	14,12	1.92	0	4,46	13445,77	4,68	OUI

III.4.1.7 Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} > \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} (0,049) > 0,062 \quad \text{non Vérifie} \\ (0,006) \leq 0,008 \quad \text{Vérifie} \\ (0,049) > 0,08 \quad \text{Non Vérifie} \end{array} \right.$$

Alors : Puisque les (02) conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

Avec :

$$h=25\text{cm}; b_0=12\text{cm}; d=22,5\text{cm}; L=5,05\text{m}; A_s=3,39\text{cm}^2; f_e=500\text{MPa}.$$

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

$$\text{Tel que : } \bar{f} = 0,5 \frac{L}{500} = 0,5 + \frac{505}{1000} = 1\text{cm}$$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

- **Position de l'axe neutre « y_1 » :**

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h-h_0)b_0 \left(\frac{h-h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h-h_0)b_0 + 15A_s}$$

- **Moment d'inertie de la section totale homogène « I_0 » :**

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h-y_1)^3 - \frac{(b-b_0)}{3} (y_1-h_0)^3 + 15A_s (d-y_1)^2$$

- **Calcul des moments d'inerties fictifs :**

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III 15: Calcul de la flèche.

M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	Y_1 (cm)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
9,42	3,39	9,02	0,012	123,5	3,42	1,37	0,54	40315,43	15577,83	23172,45

- **Calcul des modules de déformation :**

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20MPa$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,40MPa$$

- **Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :**

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}} = 4,79mm$$

- **Calcul de la flèche due aux déformations différées :**

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}} = 9,67mm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 9,67 - 4,79 = 4,88mm = 0,488cm <: \bar{f} 1cm \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

- **Calcul des armatures transversales et l'espacement :**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (fe=235MPa)

- **BAEL 91 modifié 99 [5] :**

$$\begin{cases} \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{ij} K}{0,8 f_e} & (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

- **RPA 99 / Version 2003 [1] :**

$$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Avec :

$$\phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_l \leq \text{Min}(0,71\text{cm} ; 1,2\text{cm} ; 6,5\text{cm}) = 0,71\text{cm}.$$

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

- **Selon le « BAEL 91 modifié 99 » [5]:**

$$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,006\text{cm} \\ S_t \leq 20,25\text{cm} \\ \frac{A_t}{S_t} \geq 0,02\text{cm} \end{cases}$$

- **Selon le « RPA 99 version 2003 » [1]:**

$$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036\text{cm} \\ S_t \leq 6,25\text{cm} \\ S_t \leq 12,5\text{cm} \end{cases}$$

Choix des armatures :

On adopte : $A_t = 2\phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$

• **Choix des espacements :**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \text{ cm} \rightarrow S_t \leq 15,83 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} S_t = 6 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{zone nodale} \\ S_t = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{zone courante} \end{cases}$$

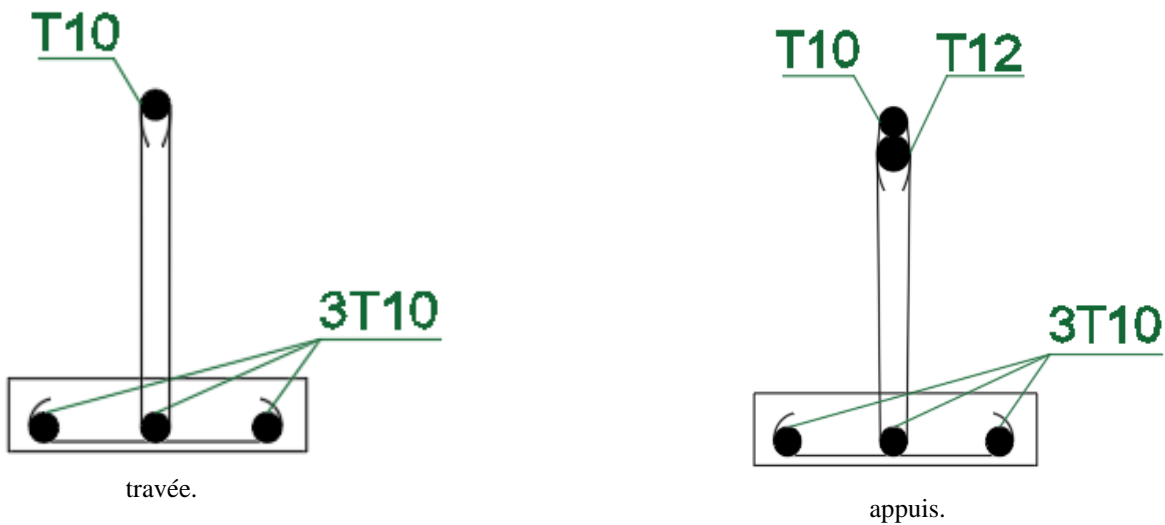


Figure III 17: Ferrailage de poutrelle.

III.5 Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 30 cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

• si $L_1 \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_{s1} = \frac{200}{f_e} \text{ (cm}^2\text{)}$

Les sections doivent être :

• si $50 \text{ cm} \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_{s1} = \frac{4L_1}{f_e} \text{ (cm}^2\text{)}$

L : Longueur entre l'axe des poutrelles (cm).

A_{s1} : Armatures perpendiculaires aux poutrelles

On a : $L=65\text{cm}$; $F_e=500\text{MPa}$

Donc on obtient : $A_{s1}=1,10\text{cm}^2/\text{ml}$

On prend : $6T5=1,18\text{cm}^2$

Avec :

$$S_t = \frac{100}{6} = 16,67\text{cm}$$

- **Armatures de répartitions :**

$$A_{s2} = \frac{1,18}{2} = 0,59\text{cm}^2$$

Avec : A_{s2} : Armatures parallèles aux poutrelles

On prend : $6T5=1,18\text{cm}^2$

Avec : $S_t = \frac{100}{6} = 16,67\text{cm}$

Donc pour la dalle de compression, on adopte un triller soudé d'un quadrillage à maille de 20 cm suivant les deux sens.

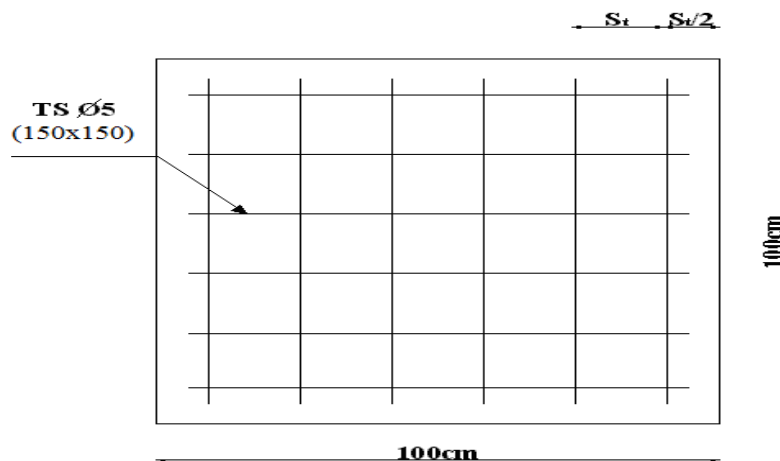


Figure III 18: Disposition constructive des armatures de la table de compression.

III.6 Ferrailage du Plancher:

III.6.1.1 Etage RDC :

$$G = 7,36 + 25 \times 0,2 = 12,36 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 1,35 \times 12,36 + 1,5 \times 5 = 24,18 \text{ kN/m}^2$$

Tableau III 16: calcul des coefficients μ_x et μ_y et les moments.

Panaux	1	2	3	4
L_x	5,45	5,45	5,15	5,15
L_y	8,3	7,8	7,8	8,3
P	0,65	0,70	0,66	0,62
u_x	0,0751	0,0684	0,0737	0,0794
u_y	0,3613	0,4320	0,3753	0,3205
M_x	<u>54,91</u>	50,01	48,12	51,84
M_y	19,83	<u>21,6</u>	18,05	16,61

III.6.1.1.1 Calculs des moments maximum pour les panneaux:

- Moment max en travée pour la direction principale: $M_{t\ x}^{max} = 0,85M_x = 46,67 \text{ KNm}$
- Moment max en travée pour la direction secondaire: $M_{t\ y}^{max} = 0,85M_y = 18,36 \text{ KNm}$
- Moment max sur appui intermédiaire: $M_{a\ x}^{inter} = M_{a\ y}^{inter} = -0,5M_x = -27,45 \text{ KNm}$
- Moment max sur appui de rive: $M_{a\ x}^{rive} = M_{a\ y}^{rive} = -0,3M_x = -10,8 \text{ KNm}$

III.6.1.1.2 Calcul des ferrailages:

Ferrailage max en travée dans la direction principale:

$$M_{t\ x}^{max} = 46,67 \text{ KNm} / d = 0,9h = 18\text{cm} / b = 100\text{cm}$$

Tableau III 17: Ferrailage du plancher.

	Sens	M_{ser} (kNm)	μ	A'_s	α	Z(cm)	A_s (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp
Travée	X-X	46,67	0,101	0	0,134	170,33	6,29	6T12	6,79	16,6
	Y-Y	18,36	0,040	0	0,051	176,32	2,39	4T10	3,14	25
Appui	X-X	27,45	0,059	0	0,076	174,52	3,61	5T10	3,93	20
	Y-Y									

• **Espacement:**

- Travée:

Sens x-x: $e = \frac{100}{6} = 16.66 \text{ cm} < \text{Min} (3h ; 33 \text{ cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{Verifier}$

Sens y-y: $e = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min} (3h ; 33 \text{ cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$

- Appui:

Sens x-x: $e = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \text{Min} (3h ; 33 \text{ cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$

Sens y-y: $e = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min} (3h ; 33 \text{ cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$

• **Condition de non fragilité:**

On doit vérifier que donc $A_s > A_{s \text{ min}} = 0,6\% \times 100 \times 20 = 1,2\text{cm}^2$

- Travée:

sens x-x: $A_s = 6,79 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 1,2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifier.}$

Sens y-y: $A_s = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 1,2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifier.}$

- Appui:

sens x-x: $A_s = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 1,2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifier.}$

Sens y-y: $A_s = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 1,2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifier}$

• **Calcul des armatures transversales :**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous et vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_U}{bd} < \left[0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right] 2,5\text{MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{24,18 \times 5,45 \times 8,3}{2 \times 5,45 + 8,3} = 57,96\text{KN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 43,92\text{KN}$$

$$T_U = \text{Max} (T_x ; T_y) = 57,96\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{57,96 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,322 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

III.6.1.2 Vérification a L'E.L.S :

- **Evaluation des sollicitations a L'E.L.S :**

$$\begin{cases} u_x = 0,0751 \\ u_y = 0,4320 \end{cases} \qquad \begin{cases} M_x = 38,72 \text{ KNm} \\ M_y = 15,23 \text{ KNm} \end{cases}$$

- **Calculs des moments maximum pour les panneaux:**

- Moment max en travée pour la direction principale: $M_t^{max} = 0.85M_x = 32,91 \text{ KNm}$
- Moment max en travée pour la direction secondaire: $M_t^{max} = 0.85M_y = 12,94 \text{ KNm}$
- Moment max sur appui intermédiaire: $M_a^{inter} = M_a^{inter} = -0.5M_x = -19,36 \text{ KNm}$
- Moment max sur appui de rive: $M_a^{rive} = M_a^{rive} = -0.3M_x = -11,61 \text{ KNm}$

III.6.1.2.1 Vérification des contraintes :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \begin{cases} \frac{2}{3}f_e = 333,33 \text{ MPA} \\ 240 \text{ MPA} \\ 110\sqrt{nftj} = 617,37 \text{ MPA} \end{cases} \qquad \bar{\sigma}_s = 333,33 \text{ MPA}$$

Tableau III 18: Vérification des contraintes.

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	A' _s	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}	σ _s (MPa)	σ _s ≤ σ̄ _s
Travée	X-X	32,91	6,79	0	5,12	21369,82	7,88	OUI	258,95	OUI
	Y-Y	12,94	3,14	0	3,67	11319,46	4,19	OUI	254,81	OUI
Appui	X-X	19,36	3,93	0	4,05	13685,93	5,72	OUI	296	OUI
	Y-Y									

III.6.1.3 Vérification de la flèche:

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche si les conditions cités ci-dessous sont vérifiées simultanément.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} > \frac{1}{27} \text{ a } \frac{1}{35} \\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} 0,037 \geq 0,028 \text{ a } 0,037 \\ 0,036 \geq 0,03 \\ 0,003 \leq 0,004 \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{Vérifie} \\ \text{Vérifie} \\ \text{Vérifie} \end{array}$$

Donc n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

III.6.1.4 Schéma de ferrailage:

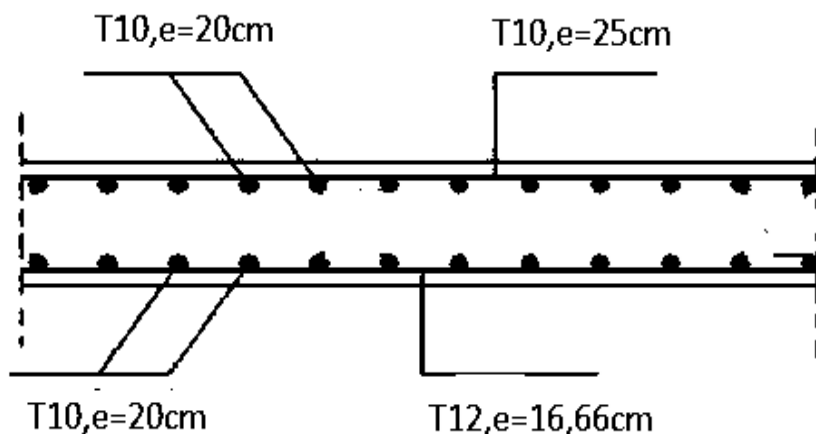


Figure III 19: Ferrailage de la dalle pleine.

Calcul des balcons :

III.6.2 Maçonnerie :

- Murs extérieurs :

Tableau III 19: Charge permanente murs extérieurs.

Désignation de l'élément	P (kN/m ³)	Ep (m)	G (kN/m ²)
Enduit en ciment	18,00	0,02	0,36
Briques creuses	9,00	0,10	0,90
L'âme d'air (5cm)	0,00	0,05	0,00
Briques creuses	9,00	0,15	1,35
Enduit en plâtre	10,00	0,02	0,20
Charge permanente G			2,81

III.7 Balcon :

Tableau III 20: Charge permanente du balcon.

Désignation de l'élément	Ep (m)	P (kN/m ³)	G (kN/m ²)
Carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,04	20	0,40
Lit de sable	0,03	18	0,36
Dalle pleine	0,15	25	3,75
Enduit en ciment	0,02	18	0,36
Charge permanente G			5,31

III.7.1 Introduction :

Notre balcon est considéré comme une porte à faux (consol), on fait son calcul comme une poutre encastrée d'une seule extrémité Soumis à :

- Son poids propre.
- La charge d'exploitation.
- Charge concentrée à leur extrémité libre due au poids du mur extérieur.

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

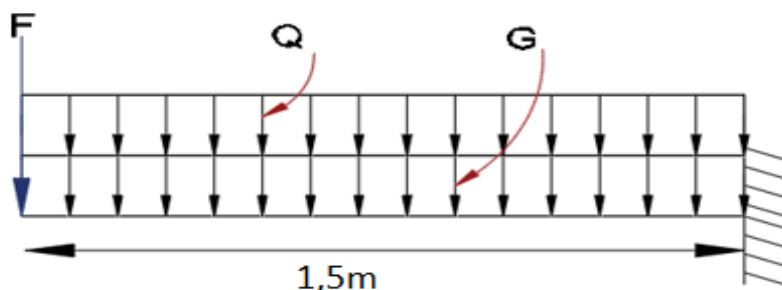


Figure III 20: Schéma statique de balcon.

III.7.2 Evaluation des charges du balcon :

- **Charge permanente :**

$$G = 5,31 \times 1\text{m} = 5,31\text{kN/m}$$

- **Charge d'exploitation :**

$$Q = 3,50\text{kN/m}^2$$

- **Charge concentrée du mur extérieur " F " :**

$$F = (2,81 \times (3,74 \times 5,4 - 1,4 \times 1,2)) / 5,4 = 9,63\text{kN/ml}$$

$$F = 9,63 \times 1\text{ml} = 9,63\text{kN}$$

III.7.3 Combinaison de charges :

- **E.L.U :**

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,31 + 1,5 \times 3,5 = 12,41 \text{ kN/ml}$$

$$F_u = 1,35F = 1,35 \times 9,63 = 13 \text{ kN/ml}$$

- **E.L.S :**

$$Q_s = G + Q = 5,31 + 3,5 = 8,81 \text{ kN/ml}$$

$$F_s = F = 9,63 \text{ kN/ml}$$

III.7.4 Calcul des moments :

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 1,5$

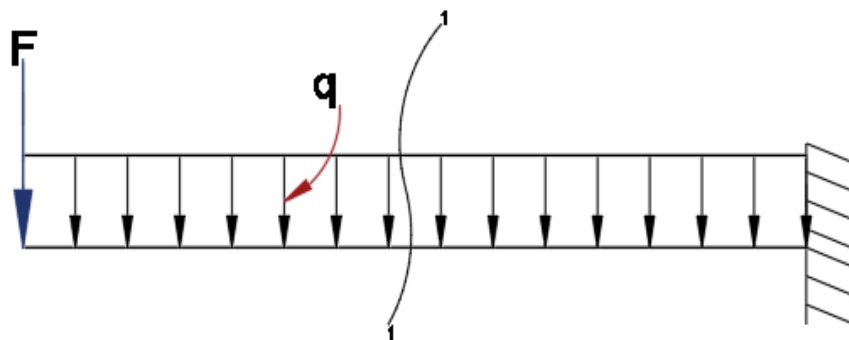


Figure III 21: Coupe de calcul.

- **Moment fléchissant :**

$$M_u(x) = -\left(\frac{Q_u}{2}x^2 + Fx\right)$$

- **Effort tranchant :**

$$T(x) = (qx + F)$$

Tableau III 21: Calcul des efforts internes.

	ELU	ELS
M (kNm)	33,46	24,35
T (kN)	31,61	22,84

III.7.5 Calcul de ferrailage :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m.

$$f_{c28}=25\text{MPa}; f_{t28}=2,1\text{MPa} ; \sigma_{bc}=14,17\text{MPa} ; b=100\text{cm} ; h=15\text{cm} ; d=13,5\text{cm} ; f_e=500\text{MPa}$$

Tableau III 22: Ferrailage du balcon.

$M_u(\text{kNm})$	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm^2)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A^{adp}_s (cm^2)	Esp (cm)
33,46	0,129	Oui	0	0,174	12,55	6,12	6T12	6,78	15

- **Espacement :**

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} (3h; 33\text{cm}) \dots \dots \dots \text{pour une charge répartie} \\ (2h; 22\text{cm}) \dots \dots \dots \text{pour une charge encastrée} \end{cases}$$

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} 33\text{cm} \\ 22\text{cm} \end{cases}$$

$$S_t \leq \frac{100}{6} = 16,66\text{cm}$$

Donc : $S_t = 15\text{cm}$

- **Armatures de répartitions :**

$$\frac{A_s}{4} < A < \frac{A_s}{2} \quad \Rightarrow \quad 1,695 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_s < 3,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le choix est de : $5T8/ml=2,51\text{cm}^2$ avec : $S_t=20\text{cm}$

III.7.6 Vérifications :

- **Condition de non-fragilité :**

$A_s=2,51\text{ cm}^2 > A_{s\text{ min}} = 1.30\text{ cm}^2$Vérifier

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

La vérification a été faite selon :

On a : $T_u = 31,61\text{ kN}$ et on considère que la fissuration est préjudiciable.

$$\tau_u = \frac{T_U}{bd} = 0,234\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right] = 2,5\text{MPa}$$

Donc : $\bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} < \tau_u = 0,234\text{MPa}$Vérifier

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.7.7 Vérification à E.L.S :

On considère que la fissuration est préjudiciable.

III.7.7.1 Vérification des contraintes :

- **Position de l'axe neutre "y":**

$$b y \left(\frac{y}{2} \right) + nA'(y - d') - nA_s(d - y) = 0$$

- **Moment d'inertie "I":**

$$b \left(\frac{y^3}{3} \right) + nA'(y - d')^2 + nA_s(d - y)^2 = I$$

Avec: $n=15$; $d=13,5\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $A's=0$

- **Calculs des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{24,35 \times 10^6}{11257,88 \times 10^4} \times 43,2 = 9,34\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.16 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifier}$$

• **Contraintes des aciers:**

$$\sigma_{st} = \frac{24,35 \times 10^6 \times 15}{11257,88 \times 10^4} \times 91,8 = 297,83 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e = 333,33 \text{MPa} \\ \max \left\{ \begin{array}{l} 240 \text{MPa} \\ 110 \sqrt{nftj} = 617,37 \text{MPa} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = 333,33 \text{MPa} > \sigma_{st} = 297,83 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifier}$$

On considère que la fissuration est préjudiciable.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III 23: Vérification des contraintes du balcon.

M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}	σ _s (MPa)	σ _s ≤ σ̄ _s
24,35	6,78	4,32	11257,88	6,18	Vérifiée	297,83	Vérifiée

III.7.8 Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche si les conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} > \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} 0,1 > 0,062 \quad \text{Vérifie} \\ 0,005 \leq 0,008 \quad \text{Vérifie} \\ 0,1 > 0,08 \quad \text{Vérifie} \end{array} \right.$$

Donc n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

III.7.9 Schéma de ferrailage :

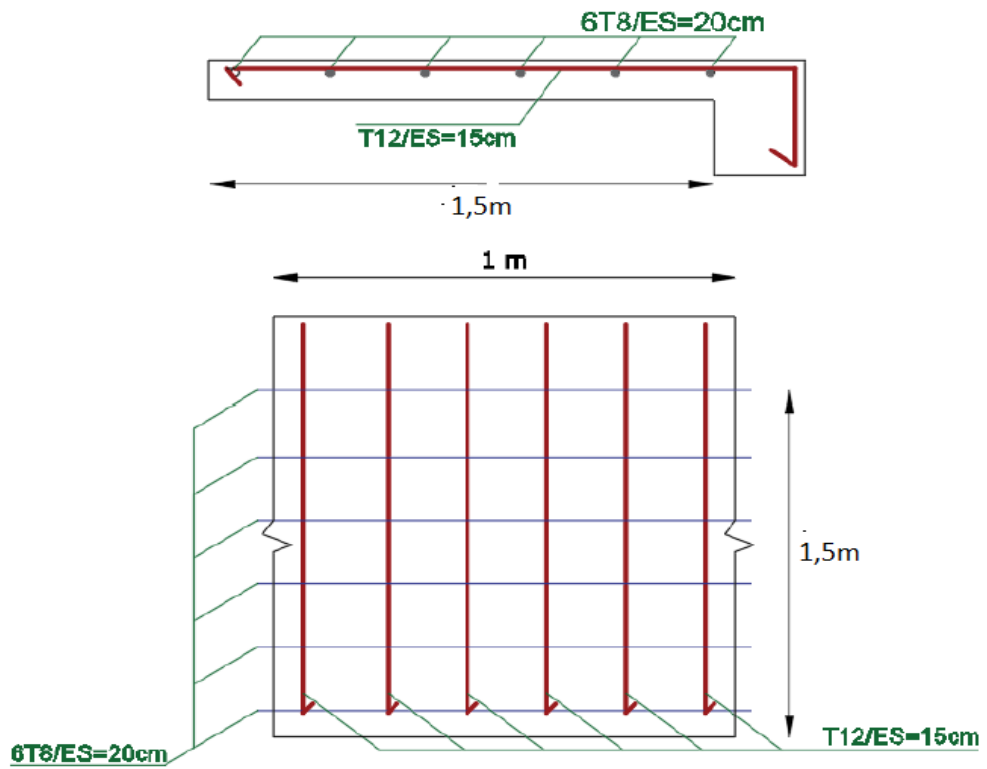


Figure III 22: Schéma de Ferrailage de balcon.

IV CHAPITRE :ETUDE SISMIQUE ET DYNAMIQUE .

IV.1 INTRODUCTION :

Le nord de l'Algérie est une zone violente où des séismes peuvent se produire en provoquant des dégâts importants (matériel, humains), pour cela, et pour des ouvrages courants, les objectifs remarquables consistent à doter la structure d'une rigidité et d'une résistance suffisante pour limiter les dommages par un comportement essentiellement plastique de la structure face à un séisme modéré, relativement fréquent. Avec une ductilité et une capacité de dissipation d'énergie adéquate pour permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrement, ni perte de stabilité, face à un séisme majeur, plus rare.

Donc le comportement d'une structure sous l'action sismique dépend à la fois de sa résistance et de sa ductilité, la difficulté consiste à choisir la combinaison optimale de ces deux paramètres selon les situations. Parfois la résistance avec un minimum de ductilité peut suffire, alors que dans d'autres cas, la combinaison d'une résistance réduite et d'une grande ductilité peut être indiquée.

L'analyse dynamique d'une structure est basée essentiellement sur le principe des vibrations libres non amorties (VLNA) c'est-à-dire soumettre la structure à des vibrations ; sans aucune force extérieure, dans le but d'étudier son comportement par le biais de ces caractéristiques dynamiques propre à cette dernière.

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations libres. L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente est souvent très complexe, c'est pourquoi ; on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.2 METHODES D'ESTIMATION DES FORCES SISMIQUES

Différentes méthodes ont été élaborées pour estimer les forces sismiques pouvant solliciter une structure. On citera :

- **La méthode statique équivalente :**
 - Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

- Modélisation :

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan, les masses sont supposées concentrées au centre de gravité des planchers présentant un seul degré de liberté ' translation horizontale' par niveau.

La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.

Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

- Domaine d'application :

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article 4.1.2 du RPA 99.

- **La méthode d'analyse modale spectrale :**

- Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

- Modélisation :

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques.

La modélisation se base essentiellement sur quatre critères propres à la structure et au site d'implantation :

- La régularité en plan.
- La rigidité ou non des planchers.

- Le nombre de degrés de liberté des masses concentrées.
- La déformabilité du sol de fondation.
- **La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :**

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale mais pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels. Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique cas par cas pour les structures stratégiques (centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

- **Choix de la méthode de calcul :**

D'après le RPA99V2003, notre structure est implantée et classée dans la zone sismique III groupes d'usage B1, Nous avons utilisé une méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale) en utilisant le logiciel de calcul de structures (ETABS).

IV.3 MODELISATION :

Une structure est composée de membrures flexibles reliées par des nœuds et supportée par une fondation rigide. Cette définition implique que le modèle choisi n'est qu'une idéalisation mathématique de la structure réelle. L'étude de la réponse dynamique d'une structure (période et mode propre) nécessite le choix d'un modèle dynamique adéquat traduisant le plus concrètement possible la nature du système réel.

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

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

Le modèle dynamique que nous avons adopté pour le calcul de notre ouvrage est une console verticale encastree à sa base. Les masses seront considérées concentrées au niveau du centre de gravité de chaque niveau et qui travaille en trois (3) DDL deux translation suivant (x, y) et une rotation suivante (z).

IV.3.1 Présentation du logiciel de calcul ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. On a fait appel pour la modélisation de notre bâtiment à un logiciel appelé ETABS Pour déterminer :

- Les périodes propres
- Les coefficients de participation
- Les déplacements du plancher
- Les forces sismiques
- Etapes de modélisation

Pour modéliser notre bâtiment nous avons considéré les étapes suivantes :

- Introduction de la géométrie du modèle (position des nœuds, connectivité des éléments).
- Spécification et assignement des caractéristiques mécaniques et géométriques aux différents éléments.
- Définition des différents cas de charges (statique et dynamique). Assignement de ces charges aux nœuds et aux éléments.
- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes,).
- Lancement de l'exécution du problème, apporter des corrections au modèle s'il y a lieu.
- Visualisation des résultats (à l'écran, sur fichier, etc....).
- Interprétation des résultats.

Remarque :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément de type FRAME (élément barre) deux nœuds, chaque nœud possède six degrés de liberté (trois translations et trois rotations), Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i), Les poteaux entre deux nœuds de différent niveaux (niveau i et niveau i+1)
- Chaque voile est modélisé par un élément WALL à quatre nœuds (rectangulaire)
- Les planchers sont modélisés par un élément SLAB à quatre nœuds (rectangulaire).

- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (3DDL bloqués).
- La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ avec $(\beta=0,3)$ pour un bâtiment à usage Vitale.
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir $2,5t/m^3$.
- La masse des murs extérieurs (maçonnerie) est concentrée au niveau des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers. A l'exception le plancher terrasse pour l'acrotère.
- La modélisation se fait à partir des données précédentes, (résultats de prédimensionnement)
- Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

Combinaisons aux états limites :

$$\text{ELU : } 1.35G+1.5Q.$$

$$\text{ELS : } G+Q$$

Combinaisons accidentelles du RPA :

$$G+Q\pm E.$$

$$0,8G\pm E.$$

- Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS. Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

IV.3.2 Disposition des voiles de contreventement :

Selon RPA99 / Version2003 [1] l'ouvrage doit comporter des contreventements dans au moins deux directions horizontales. Ces contreventements doivent être disposés de façon à :

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

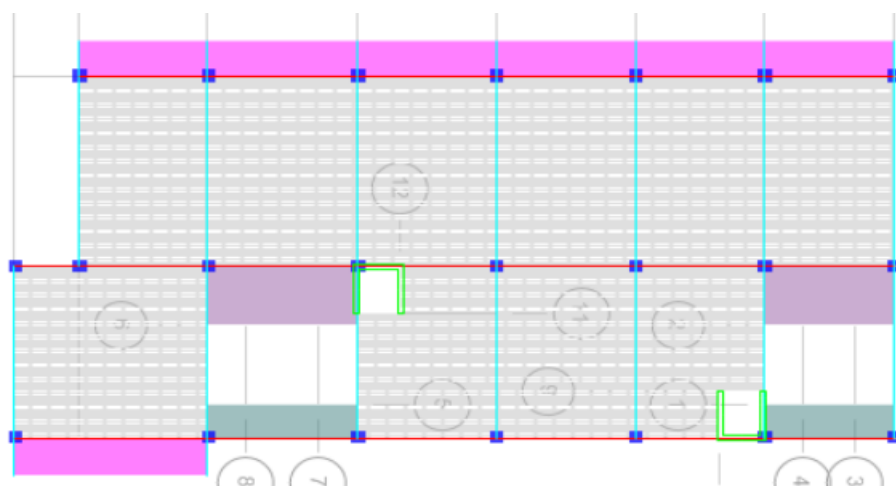


Figure 1:Model initial

Tableau : Vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	U	Observation
	b (cm)	h (cm)	Aire (cm ²)			
Etage 11	30	30	900	1232,1471	0,548	Non Vérifiée
Etage 10	30	30	900	2876,3653	1,278	Non Vérifiée
Etage 9	35	35	1225	4105,1078	1,340	Non Vérifiée
Etage 8	40	40	1600	5065,8095	0,948	Non Vérifiée
Etage 7	40	40	1600	5866,7058	1,467	Non Vérifiée
Etage 6	45	45	2025	6556,2733	1,295	Non Vérifiée
Etage 5	50	50	2500	7200,3905	1,152	Non Vérifiée
Etage 4	50	50	2500	7819,615	1,209	Non Vérifiée
Etage 3	55	55	3025	8385,1761	1,109	Non Vérifiée
Etage 2	55	55	3025	8879,5007	1,174	Non Vérifiée
Etage 1	60	60	3600	9391,0527	1,043	Non Vérifiée
RDC	60	60	3600	9631,7572	1,056	Non Vérifiée

- Après plusieurs essais de disposition des voiles et des poteaux, et de modification des épaisseurs des voiles et des poteaux on a retenu la disposition représentée ci-dessous. Après plusieurs essais de disposition des voiles et des poteaux, et de modification des épaisseurs des voiles et des poteaux on a retenu la disposition représentée.

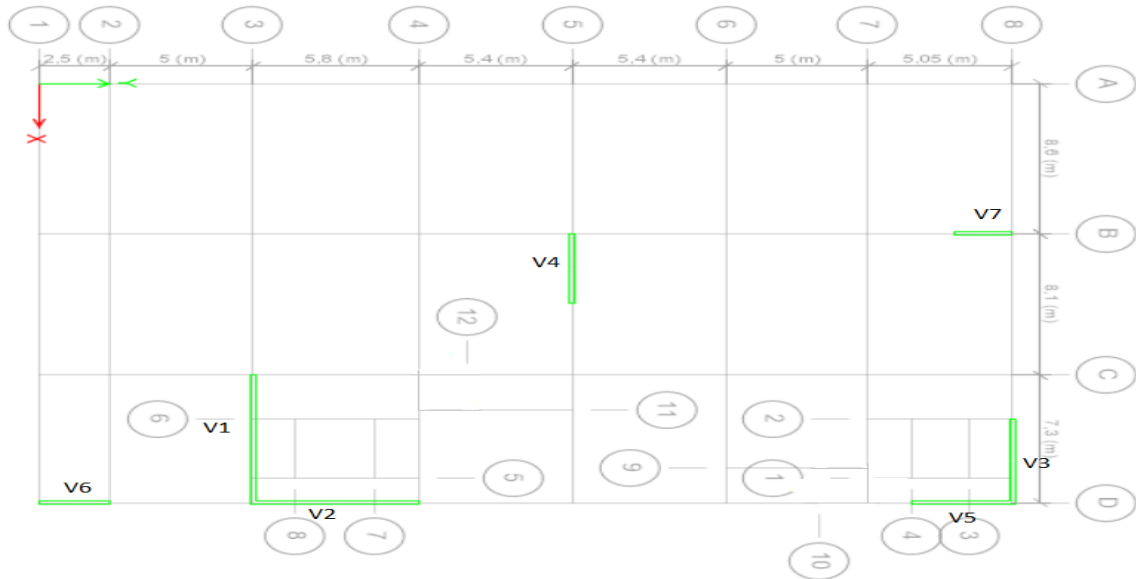


Figure IV 1: Disposition des voiles.

Tableau IV 1: la longueur des voiles.

Voile	L(m)	Epaisseur(cm)
V1	7,3	20
V2	5,8	20
V3	4,8	20
V4	4	20
V5	3,5	20
V6	2,5	20
V7	2	20

• **Vérification Spécifique Aux Sollicitations Normales :**

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A 93 [6] et 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 :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

Avec : N_d : l'effort normal de calcul à E.L.S s'exerçant sur une section de béton.

B_c : l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (25 MPA).

IV.3.3 Choix de système de contreventement « système 2, 4a et 4b » :

Dans le cas de système de contreventement avec voile, RPA99/Version2003 [1] donne trois choix de système de contreventement (système 2,4a et 4b).

Le premier critère qui différencier le système 2 au système 4a et 4b est la portance des voiles par rapport au charge verticale totale de la structure.

- Si $N_{voiles} / N_{totale} > 20\%$, implique système 2.
- Si $N_{voiles} / N_{totale} < 20\%$, implique système 4b ou 4a.

La différence entre le système 4a et 4b est que le système 4b est limité a une hauteur inferieur a 10 niveaux ou 33m, d'après paragraphe (2.2 classification entre système de contreventement2, 4a et 4b) [7] qui cite : « les RPA ne donnent pas un critère de choix explicite. Il serait judicieux, de considérer un système 4b pour les bâtiments de hauteur de moins de 10 niveaux (ou 33m) et dont les voiles reprennent moins de 20% des charges verticales », la figure (5.2) (figure 2 du paragraphe 2.2 classification entre systèmes de contreventement 2, 4a et 4b) [7] qui représente un organigramme proposé pour la classification des systèmes de contreventement 2,4a et 4b.

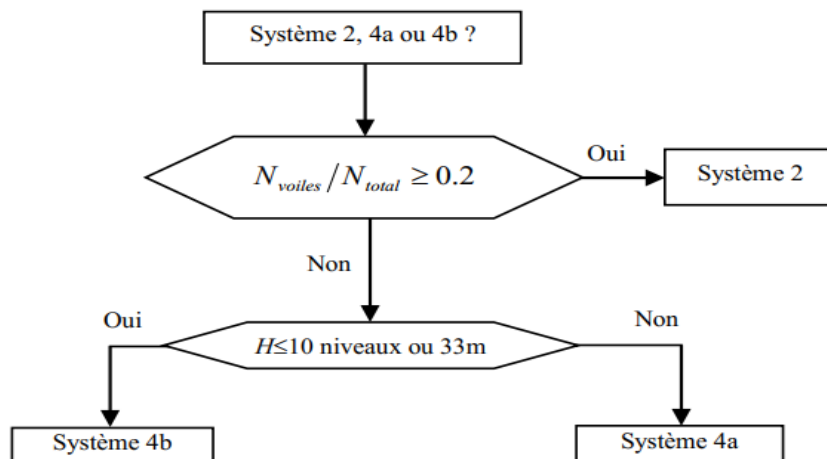


Figure IV 2: Organigramme de classification des systèmes de contreventement avec voiles (Systèmes 2, 4a et 4b).

➤ **Cas d'étude :**

- **Vérification du premier critère :**

$$\frac{N_{Voile}}{N_{Totale}} = \frac{25545,27}{109375,486} = 23\% > 20\%$$

Donc on opte pour le choix du système de contreventement 2 (R=3,5).

- **Détermination des paramètres du spectre de réponse :**

➤ **Coefficient d'accélération A :**

Zone3., groupe 1B, (D'après la classification sismique de wilaya De Tipaza : RPA 99 Version 2003) ; alors d'après les deux critères précédents on obtient : A=0.3

➤ **Coefficient de comportement global de la structure R :**

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 R.P.A99/v2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du R.P.A99/2003.

➤ **Classification du site :**

Les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent Le site de notre projet est considéré Site S3.

➤ **Facteur de qualité Q :**

Le facteur de qualité Q est essentiellement fonction des qualités de la structure qui sont :

- * La redondance et la géométrie des éléments qui constitue la structure.
- * La régularité en plan et en élévation.
- * La qualité du contrôle de la construction La qualité du contrôle de la construction.

Tableau IV 2: Facteur de qualité.

Critère q	Observé (oui ou non)	P _q
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Non	0,05
2- Redondance en plan	Non	0,05
3- Régularité en plan	Non	0,05
4- Régularité en élévation	Non	0,05
5- Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0,1
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0,1

Donc Q = 1,35

➤ **Pourcentage d'amortissement critique (ξ) :**

Donné par le tableau 4.2 RPA, en fonction du type de structure, matériau constitutif et l'importance des remplissages. Béton Armé Remplissage dense $\Rightarrow \xi = 7\%$

- ❖ Après plusieurs essais de disposition des voiles et des poteaux, et de modification des épaisseurs des voiles et des poteaux on a retenu la disposition représentée ci-dessous. Après plusieurs essais de disposition des voiles et des poteaux, et de modification des épaisseurs des voiles et des poteaux on a retenu la disposition représentée ci-dessous.

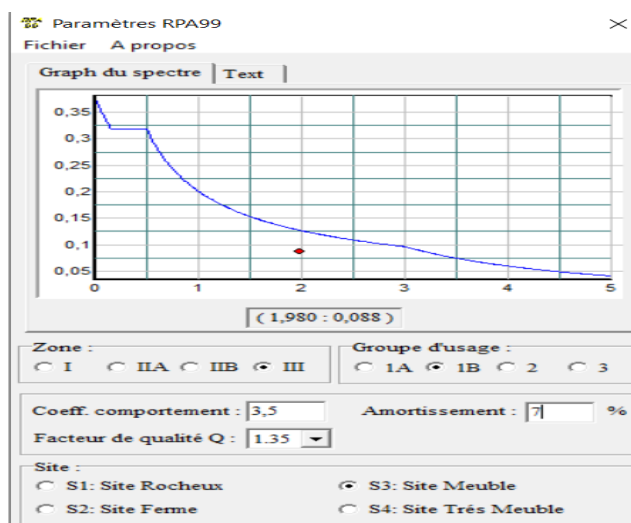


Figure IV 3: Spectre de réponse.

IV.4 Caractéristiques dynamiques

Les valeurs des périodes et facteurs de participations modales calculés par logiciel ETABS Sont données dans le tableau suivant :

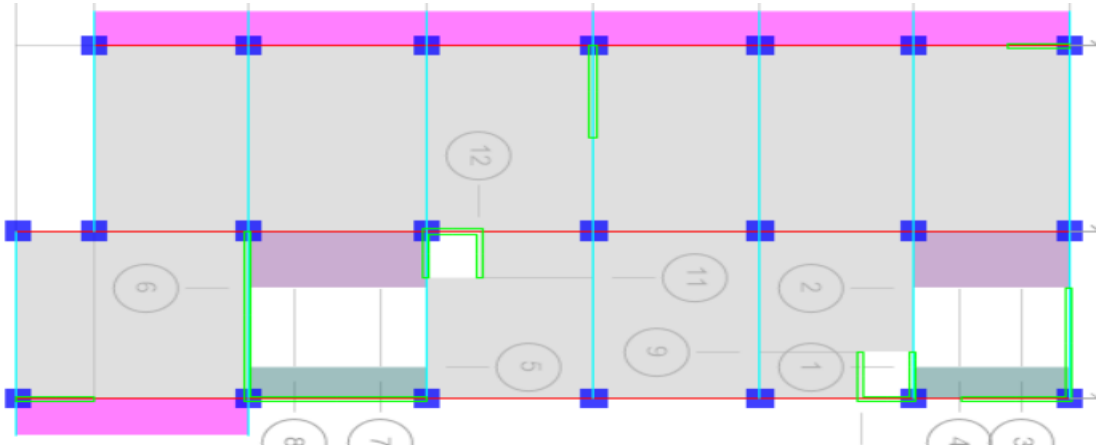


Figure IV 4: Modèle final.

Tableau IV 3 : Périodes et pourcentages de participation massique.

Case	Mode	Period (sec)	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
Modal	1	1,076	0,0014	0,557	0	0,0014	0,557
Modal	2	0,827	0,6484	0,0001	0	0,6498	0,5571
Modal	3	0,633	0,0112	0,1076	0	0,661	0,6647
Modal	4	0,306	0	0,1378	0	0,661	0,8025
Modal	5	0,228	0,1657	0,0015	0	0,8267	0,804
Modal	6	0,173	0,0145	0,0166	0	0,8412	0,8207
Modal	7	0,153	0,0006	0,0757	0	0,8418	0,8964
Modal	8	0,112	0,0659	0,0018	0	0,9077	0,8982
Modal	9	0,099	0,00004873	0,0231	0	0,9078	0,9213
Modal	10	0,085	0,0072	0,0168	0	0,915	0,9381
Modal	11	0,071	0,0328	0,0023	0	0,9477	0,9403
Modal	12	0,069	0,0004	0,0114	0	0,9481	0,9517

IV.4.1 Vérification du RPA

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T=1,076s$.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 9^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à X-X.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

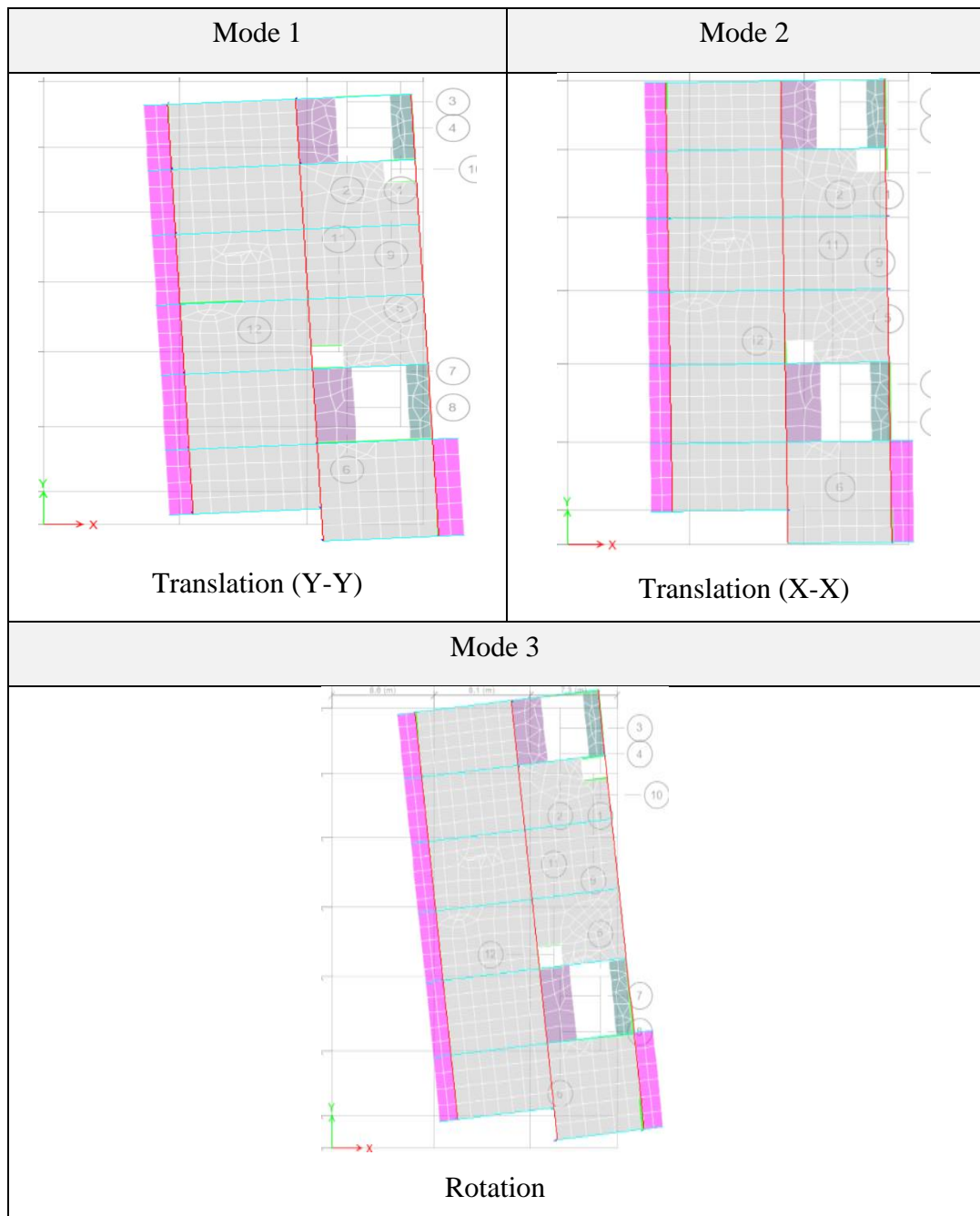


Figure IV 5: Les modes.

IV.4.2 Vérification de la période fondamentale

On doit vérifier que la valeur de période numérique ne dépasse pas la valeur de la période empirique approprié de 30% ($T_N < 1,3 T_e$). Tel que T_e : période empirique de la structure :

-La formule empirique à utiliser selon les cas est : $T_e = \min [C_T h_n^{3/4} ; 0,09 \cdot h_n / \sqrt{D}]$

h_n : hauteur mesurée de la base de la structure jusqu'au dernier niveau ;

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage C_T est donné par le tableau 4.6 RPA ; $C_T=0.075$

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction du calcul ;

➤ on a $T_N = 1,076s$

- $T_e = C_T h_n^{3/4} = 0.075 \times 48,96^{3/4} = 1,388 s$

- Pour le sens X-X : $h_n = 48,96 m.$ $L_x = 30,77m.$ Alors : $T_x = 0,79 s$

- Pour le sens Y-Y : $h_n = 48,96 m.$ $L_y = 25,26 m.$ Alors : $T_y = 0.88 s.$

IV.4.3 Vérification de la résultante des forces sismiques :

En raison de comparaison avec la méthode dynamique nous allons évaluer la force sismique totale.

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

W : Poids de la structure, il est calculé de manière automatique.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement η et de la période fondamentale T de la structure.

IV.4.3.1 Calcul du facteur d'amplification dynamique D :

D'après le RPA 99/V.2003, le facteur d'amplification dynamique s'écrit comme suit :

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

T_1 et T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site. (RPA art 4.7).

- Terrain meuble (S3) $\Rightarrow T_2 = 0,5 \text{ sec.}$
- $R = 3,5 \quad A=0.3 \quad Q= 1.35$

On a $T_2 (S3) = 0,5 \text{ s.}$ Dans les 2 sens on a $T_2 \leq T \leq 3\text{s}$ Donc on utilise la formule (2).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} \geq 0,7 \quad \eta = 0,88 \text{ donc :}$$

$$\begin{cases} D_x = 1,619 \\ D_y = 1,516 \end{cases}$$

IV.4.3.2 Poids total de la structure W :

Selon le RPA99/V.2003, il faut prendre la totalité des charges permanente avec une fraction des charges d’exploitation d’après le tableau 4.5 (RPA99/V.2003. p41) $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$. Avec β coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d’exploitation selon le tableau 4.5, RPA99/version 2003 : $\beta = 0,3$

Les résultats des différents poids correspond à chaque bloc sont déterminés par le ETABS et ils sont comme suit :

$$W = 109375,486\text{KN}$$

Donc :

$$\text{Sens X-X : } V_{\text{stat}} = \frac{0.3 \times 1,62 \times 1.35}{3,5} \times 109375,486 = 20494,69 \text{ kN}$$

$$V_{\text{dyn}} = 18776,41\text{kN} \quad 80\% V_{\text{stat}} = 16395,75 \text{ kN}$$

$$\text{Sens Y-Y : } V_{\text{stat}} = \frac{0.3 \times 1,52 \times 1.35}{3,5} \times 109375,486 = 19190,07 \text{ kN}$$

$$V_{\text{dyn}} = 14581,45 \text{ kN} \quad 80\% V_{\text{stat}} = 15352,05 \text{ kN}$$

-On remarque que la condition de RPA (article 4.3.6) n’est pas vérifiée dans Y-Y sens

$$V_{\text{dyn}} > 80\% V_{\text{stat}}$$

-Dans le sens Y-Y pour E_x il faut augmenter tous les paramètres de la repense de

$$0,8 * V_{\text{st}} / V_{\text{dyn}} = 1,06$$

Après la modification sur l'ETAPS ont trouvé cette valeur :

Tableau IV 4: valeur corrigée.

		$V_{dyn} (KN)$	$0.8 * V_{st} (KN)$	Observation
Sens	Y-Y	15456,34	15352,05	Vérifier

IV.4.4 Vérification des déplacements inter étage :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages adjacents, ne doivent pas dépasser (1,0%) de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau 'K' de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R * \delta_{eK}$$

δ_{eK} : déplacement dû aux forces sismiques R : coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1' est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Tableau IV 5: Vérification des déplacements inter étages(X-X).

SENS X-X					
Niveaux	$\delta_{eK}^x (mm)$	$\delta_K^x (mm)$	$\Delta_K^x (mm)$	$\bar{\Delta} (mm)$	Observation
Etage11	70,59	247,07	18,287	37,4	Vérifiée
Etage10	65,36	228,78	20,167	37,4	Vérifiée
Etage9	59,60	208,61	21,906	37,4	Vérifiée
Etage8	53,34	186,71	23,401	37,4	Vérifiée
Etage7	46,66	163,31	24,629	37,4	Vérifiée
Etage6	39,62	138,68	25,326	37,4	Vérifiée
Etage5	32,38	113,35	25,256	37,4	Vérifiée
Etage4	25,17	88,098	24,559	37,4	Vérifiée
Etage3	18,15	63,539	22,792	37,4	Vérifiée
Etage2	11,64	40,747	19,411	37,4	Vérifiée
Etage1	6,09	21,336	14,364	37,4	Vérifiée
RDC	1,99	6,972	6,972	40,8	Vérifiée

Tableau IV 6 : Vérification des déplacements inter étages(Y-Y).

Niveaux	SENS Y-Y				Observation
	δ_{eK}^y (mm)	δ_K^y (mm)	Δ_K^y (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	
Etage11	96,389	337,36	10,643	37,4	Vérifiée
Etage10	93,348	326,71	27,874	37,4	Vérifiée
Etage9	85,384	298,84	30,810	37,4	Vérifiée
Etage8	76,581	268,03	33,334	37,4	Vérifiée
Etage7	67,057	234,69	35,521	37,4	Vérifiée
Etage6	56,908	199,17	36,900	37,4	Vérifiée
Etage5	46,365	162,27	37,023	37,4	Vérifiée
Etage4	35,787	125,25	36,074	37,4	Vérifiée
Etage3	25,48	89,18	33,278	37,4	Vérifiée
Etage2	15,972	55,902	22,246	37,4	Vérifiée
Etage1	9,616	33,656	22,925	37,4	Vérifiée
RDC	3,066	10,731	10,731	40,8	Vérifiée

IV.4.5 Vérification de l'effet P-Delta : (RPA99/Art 5.9)

Il faut calculer le coefficient : $\theta_K = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$ et le comparer avec le nombre 0,1

tel que :

-Si $\theta_K < 0,10$: les effets de 2^{eme} ordre sont négligés.

-Si $0,10 < \theta_K < 0,20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égal à $1 / (1 - \theta_K)$.

-Si $\theta_K > 0,20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

V_K : effort tranchant d'étage au niveau « K ». h_K : hauteur de l'étage « K »

Δ_k : Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau « K-1 ».

Tableau IV 7: Vérification de l'effet P-Delta(X-X).

Niveaux	h_k (cm)	P_k (KN)	SENS X-X			Observation
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	
Etage 11	374,0	5668,21	1,828	2289,78	0,012	Vérifiée
Etage 10	374,0	14195,37	2,016	5430,206	0,014	Vérifiée
Etage 9	374,0	22722,53	2,190	7933,992	0,017	Vérifiée
Etage 8	374,0	31420,80	2,340	10006,01	0,020	Vérifiée
Etage 7	374,0	40119,08	2,462	11789,24	0,022	Vérifiée
Etage 6	374,0	48817,35	2,532	13313,96	0,025	Vérifiée
Etage 5	374,0	57697,02	2,525	14656,66	0,027	Vérifiée
Etage 4	374,0	66576,70	2,455	15847,20	0,028	Vérifiée
Etage 3	374,0	75456,37	2,279	16842,08	0,027	Vérifiée
Etage 2	374,0	84527,73	1,941	17633,66	0,025	Vérifiée
Etage 1	374,0	96681,99	1,436	18398,05	0,020	Vérifiée
RDC	408,0	109375,4	0,697	18776,41	0,010	Vérifiée

Tableau IV 8: Vérification de l'effet P-Delta(Y-Y).

Niveaux	h_k (cm)	P_k (KN)	SENS Y-Y			Observation
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	
Etage 11	374,0	5668,21	1,0643	1827,66	0,009	Vérifiée
Etage 10	374,0	14195,37	2,7874	4385,736	0,024	Vérifiée
Etage 9	374,0	22722,53	3,081	6391,598	0,029	Vérifiée
Etage 8	374,0	31420,80	3,3334	8033,149	0,035	Vérifiée
Etage 7	374,0	40119,08	3,5521	9424,783	0,040	Vérifiée
Etage 6	374,0	48817,35	3,69	10628,83	0,045	Vérifiée
Etage 5	374,0	57697,02	3,7023	11700,00	0,049	Vérifiée
Etage 4	374,0	66576,70	3,6074	12662,27	0,051	Vérifiée
Etage 3	374,0	75456,37	3,3278	13518,81	0,050	Vérifiée
Etage 2	374,0	84527,73	2,2246	14247,87	0,035	Vérifiée
Etage 1	374,0	96681,99	2,2925	15046,52	0,039	Vérifiée
RDC	408,0	109375,4	1,0731	15456,34	0,019	Vérifiée

IV.4.6 Vérification de l'effort normal réduit : (RPA99version2003art 7.4.3)

$$N = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

Avec : N_d : l'effort normal maximal.

B_c : l'aire la de section brute.

f_{cj} : la résistance caractéristique du béton.

Dans le sens X-X (Ex) :

Tableau IV 9: Vérification de l'effort normal réduit(X-X).

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	ν	Observation
	b (cm)	h (cm)	Aire (cm ²)			
Etage 11	85	85	7225	104,8278	0,006	Vérifiée
Etage 10	85	85	7225	144,8029	0,008	Vérifiée
Etage 9	85	85	7225	70,7248	0,004	Vérifiée
Etage 8	90	90	8100	184,6427	0,009	Vérifiée
Etage 7	90	90	8100	639,9923	0,032	Vérifiée
Etage 6	90	90	8100	1271,2819	0,063	Vérifiée
Etage 5	95	95	9025	2097,266	0,093	Vérifiée
Etage 4	95	95	9025	3077,4573	0,136	Vérifiée
Etage 3	95	100	9500	4134,2369	0,174	Vérifiée
Etage 2	100	100	10000	5205,9914	0,208	Vérifiée
Etage 1	100	100	10000	6090,6752	0,244	Vérifiée
RDC	100	100	10000	6540,0476	0,262	Vérifiée

Dans le sens Y-Y (Ey) :

Tableau IV 10: Vérification de l'effort normal réduit.

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	ν	Observation
	b (cm)	h (cm)	Aire (cm ²)			
Etage 11	85	85	7225	126,9522	0,007	Vérifiée
Etage 10	85	85	7225	555,1682	0,031	Vérifiée
Etage 9	85	85	7225	977,5671	0,054	Vérifiée
Etage 8	90	90	8100	1396,7389	0,069	Vérifiée
Etage 7	90	90	8100	1810,576	0,089	Vérifiée
Etage 6	90	90	8100	2222,5223	0,110	Vérifiée
Etage 5	95	95	9025	2643,022	0,117	Vérifiée
Etage 4	95	95	9025	3065,7948	0,136	Vérifiée
Etage 3	95	100	9500	3491,8394	0,147	Vérifiée
Etage 2	100	100	10000	3929,6119	0,157	Vérifiée
Etage 1	100	100	10000	4551,8415	0,182	Vérifiée
RDC	100	100	10000	5297,0027	0,212	Vérifiée

IV.4.7 Vérification de Choix de coefficient de comportement R :

Il faut déterminer le pourcentage de répartition des charges verticales et horizontales entre les portiques et les voiles pour choisir la valeur du coefficient de comportement.

Les tableaux si-dessous représentent la répartition des charge entre les voiles et les portiques au niveau RDC.

IV.4.7.1 Charge verticale :

Tableau IV 11: Charge verticale.

La charge verticale reprise par l'élément.			
PORTIQUE (KN)	VOILE(KN)	PORTIQUE (%)	VOILE (%)
83830,216	25545,27	76,65%	23,35%

IV.4.7.2 Charge horizontale :

- Dans le sens X-X (Ex) :

Tableau IV 12: Charge horizontale (X-X).

La charge horizontale reprise par l'élément.			
PORTIQUE (KN)	VOILE (KN)	PORTIQUE (%)	VOILE (%)
6862,47	11913,94	35,55%	63,45%

- Dans le sens Y-Y (Ey) :

Tableau IV 13: Charge horizontale (Y-Y).

La charge horizontale reprise par l'élément.			
PORTIQUE (KN)	VOILE (KN)	PORTIQUE (%)	VOILE (%)
6753,14	8703,20	43,7%	56,3%

Donc : Le bloc est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles, Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage (d'après RPA99). Ce qui implique que la structure a un coefficient de comportement $R=3,5$ pour le bloc.

IV.5 CONCLUSION

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et les choix des dimensions des poteaux qui ont été modélisés équilibrant entre le critère de la résistance et de l'économie, nous avons pu satisfaire toutes les exigences des règlements.

Afin d'avoir une disposition des voiles assurant un bon comportement dynamique du bâtiment.

V CHAPITRE : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTAN

V.1 INTRODUCTION :

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales. Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures ETABS (17) qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

Le ferrailage des éléments résistants doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le B.A.E.L. 91 modifié 99, CBA 93 et le RPA99 version 2003.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

- Poteaux
- Poutres
- Voiles

V.2 FERRAILLAGE DES POTEAUX :

V.2.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal " N " par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant " M " dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement tendue *SET*.
- Section entièrement comprimée *SEC*.
- Section partiellement comprimée *SPC*.

Combinaison des charges :

- Combinaisons fondamentales :

$$1,35xG + 1,5Q \text{ (ELU)}$$

$$G + Q \text{ (ELS)}$$

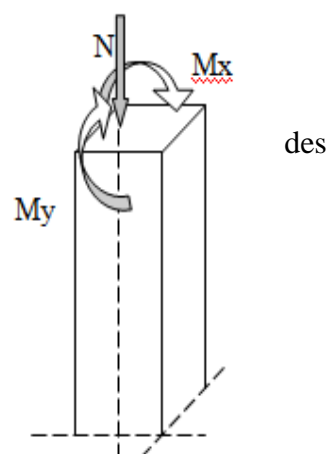


Figure V 1: modèle général d'un poteau.

- Situation durable et accidentelle :

Tableau V 1: Tableau des Contraintes.

	γ_b	γ_s	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1,5	1,15	25	14,16	500	435
Situation accidentelle	1,15	1	25	18,48	500	500

V.2.2 Combinaison d'action :

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- Selon CBA93 [6] :

E.L.U. : Situation durable : 1,35 G +1,5 Q (1)

E.L.S. : Situation durable : G +Q(2)

- Selon le RPA 99/Version 2003 [1] situation accidentelle (article 5.2) :

G+Q+E.....(3)

0.8G+E.....(4)

Avec :

G: Charges permanentes.

Q: Charge d'exploitation.

E: Action du séisme.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants:

- N^{max}, M^{corr}
- M^{max}, N^{corr}
- N^{min}, M^{corr}

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

• **Recommandations du RPA99/ Version 2003 [1] :**

D'après le RPA99/version 2003 [1] (article 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage en zone sismique III est limité par :

$$A_{max} = A_s/bh < 3\% \text{ en zone courante.}$$

$$A_{max} = A_s/bh < 6\% \text{ en zone recouvrement.}$$

$$A_{min} = A_s > 0,9 \% bh \text{ (zone III).}$$

- Le diamètre minimal est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de $50 \Phi_L$.
- La distance maximale entre les barres dans une surface de poteau est de 20 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques).

Calcul du ferrailage des poteaux :

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « Socotec ».

Tableau V 2: Tableau des zones.

Etages	Section
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{eme} étage	1m*1m
3 ^{eme} , 4 ^{eme} , 5 ^{eme} étages	95*95
6 ^{eme} , 7 ^{eme} , 8 ^{eme} étages	90*90
9 ^{eme} , 10 ^{eme} , 11 ^{eme} étages	85*85

Tableau V 3: Ferrailages des poteaux à Situation durable.

Sections(cm ²)	N ^{max} [kN]	M ^{cor} [kNm]	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)
1m*1m	-8094,6313	9,1126	0	0	90
95*95	-5748,3401	16,7274	0	0	81,22
90*90	-3734,2313	-13,5324	0	0	72,9
85*85	-1803,9298	-16,0904	0	0	65,02

Tableau V 4: Ferrailages des poteaux à Situation durable.

Sections(cm ²)	N ^{min} [kN]	M ^{corr} [kNm]	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)
1m*1m	-524,6394	71,3171	0	0	90
95*95	-1399,3935	-20,3193	0	0	81,22
90*90	-850,9359	-14,15	0	0	72,9
85*85	-358,4509	-9,1788	0	0	65,02

Tableau V 5: Ferrailages des poteaux à Situation durable.

Sections(cm ²)	N ^{corr} [kN]	M ^{max} [kNm]	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)
1m*1m	-1154,5391	179,1788	0	0	90
95*95	-4569,4786	-241,8433	0	0	81,22
90*90	-2963,4028	-218,1709	0	0	72,9
85*85	-1417,3947	-220,9546	0	0	65,02

Tableau V 6: Ferrailages des poteaux à Situation accidentelle.

Sections(cm ²)	N ^{max} [kN]	M ^{cor} [kNm]	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)
1m*1m	-17413,8574	-1167,5671	20,8	0	90
95*95	-9418,6941	-566,7769	0	0	81,22
90*90	-4626,09	-1246,6943	0	0	72,9
85*85	-2093,5329	-265,382	0	0	65,02

Tableau V 7: Ferrailages des poteaux à Situation accidentelle.

Sections(cm ²)	N ^{min} [kN]	M ^{corr} [kNm]	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)
1m*1m	10975,0496	143,58	0	0	90
95*95	4950,2838	196,179	0	0	81,22
90*90	1788,0006	781	2,19	0	72,9
85*85	1246,3052	88,9729	0	0	65,02

Tableau V 8: Ferrailages des poteaux à Situation accidentelle.

Sections(cm ²)	N ^{corr} [kN]	M ^{max} [kNm]	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)
1m*1m	-960,4075	-1576,8524	27,78	0	90
95*95	4148,1577	1661,8077	6,49	0	81,22
90*90	1284,0374	1340,126	23,43	0	72,9
85*85	-63,054	821,3689	22,08	0	65,02

V.2.3 Choix des armatures :

Tableau V 9: Choix des Armatures des Poteaux.

Sections(cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adopté} (cm ²)
1m*1m	90	27,78	20T25	98,17
95*95	81,22	6,49	12T25+8T20	84,04
90*90	72,9	23,43	10T25+8T20	74,17
85*85	65,02	22,08	10T25+8T16	65,12

V.2.4 Vérification vis-à-vis de l'Etat Limite de Service :

Les contraintes admissibles sont données par :

- **Béton :**

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

- **Acier :**

- Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

- Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right)$

- Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(0,5f_e; 90\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right)$

Avec :

$\eta=1,6$ pour les aciers H.A.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s=201,63$ MPa.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

-N^{ser}_{max} ; M^{ser}_{cor} :

Tableau V 10: Vérification des Contraintes des Poteaux.

Section(cm ²)	N _{ser} (kN)	M _{ser} (kNm)	Sollicitation	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} add (MPa)	Vérification
1m*1m	-5905,95	6,376	SEC	5,145	15	Ok
95*95	-4207,00	12,243	SEC	4,083	15	Ok
90*90	-2733,59	-9,794	SEC	3,96	15	Ok
85*85	-1321,78	-11,65	SEC	1,602	15	Ok

$-N_{ser}^{cor}$; M_{ser}^{max} :

Tableau V 11: Vérification des Contraintes des Poteaux.

Sections (cm ²)	N _{ser} (kN)	M _{ser} (kNm)	Sollicitation	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc add} (MPa)	Verification
1m*1m	-835,4485	126,7939	SEC	0,67	15	Ok
95*95	-3339,2194	-177,0979	SEC	3,15	15	Ok
90*90	-2166,2182	-159,7786	SEC	2,24	15	Ok
85*85	-1037,3222	-161,8519	SEC	1,14	15	Ok

Remarque :

Selon BAEL 91 modifier 99 [5] en cas de section entièrement comprimée, il n'y a pas lieu de vérifier la contrainte de traction 'σ_s'

V.2.5 Vérification de l'effort tranchant :

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b : Largeur de la section du poteau.

d : Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

- **Selon le CBA93 [6] :**

- Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = \begin{cases} \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation durable} \\ \bar{\tau}_u = 4,35 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = \begin{cases} \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation durable} \\ \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

- **Selon le RPA 99/Version 2003 [1] :**

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad ; \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$$l_f = 0.7 \times h_0$$

$$\rho_d = 0,075 \dots \dots \dots \text{si l'élancement } \lambda \geq 5$$

$$\rho_d = 0,040 \dots \dots \dots \text{si l'élancement } \lambda < 5$$

Avec :

λ : L'élancement du poteau.

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V 12: Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

Sections (cm ²)	Tu (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u$ RPA (MPa)	$\bar{\tau}_u$ CBA93 (MPa)	Vérification
1m*1m	148,9268	0,16	2,856	0,04	1	2,50	Ok
95*95	119,2757	0,14	2,75	0,04	1	2,50	Ok
90*90	115,2325	0,15	2,91	0,04	1	2,50	Ok
85*85	121,8154	0,18	3,08	0,04	1	2,50	Ok

V.2.6 Ferrailage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du BAEL91 modifié 99 [5] et celles du RPA99/ Version 2003 [1] ; elles sont données comme suit :

- Selon BAEL91 modifié 99 [5] :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_t\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

\varnothing_t : Diamètre des armatures transversales.

\varnothing_l : Diamètre des armatures longitudinales.

- Selon le RPA99/Version 2003 [1] :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'E.L.U.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\rho_a = 2,5 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5$$

λ_g : Espacement géométrique.

L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t \leq 10 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale (zone III).}$$

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l \right) \dots \dots \dots \text{Zone courante (zone III).}$$

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_c=500\text{MPa}$.

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau V 13: Espacements maximales des armatures transversales des poteaux.

Section (cm ²)	Barres	Ø ₁ (mm)	S _t (cm)	
			Zone nodale	Zone courante
100*100	20T25	25	10	15
95*95	12T25+8T20	25-20	10	15
90*90	10T25+8T20	25-20	10	15
85*85	10T25+8T16	25-16	10	15

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau V 14: Choix des armatures transversales pour les poteaux.

Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
100*100	2,85	2,85	3,75	148,92	N	10	1,11	4T8	2,01
					C	15	1,67	4T8	2,01
95*95	2,62	2,75	3,75	119,27	N	10	0,94	4T8	2,01
					C	15	1,41	4T8	2,01
90*90	2,62	2,91	3,75	115,25	N	10	0,96	4T8	2,01
					C	15	1,44	4T8	2,01
85*85	2,62	3,08	3,75	121,84	N	10	1,07	4T8	2,01
					C	15	1,52	4T8	2,01

• **Longueur de recouvrement :**

La longueur minimale de recouvrement est de :L_r=50Ø₁ en zone III.

Pour :

- T25.....L_r=125cm
- T20.....L_r=100cm
- T16.....L_r=80cm

V.2.7 Schéma de ferrailage :

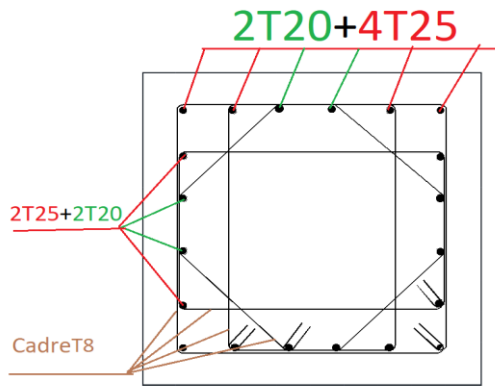


Figure V 3: Schéma de ferrailage de poteau 95x95.

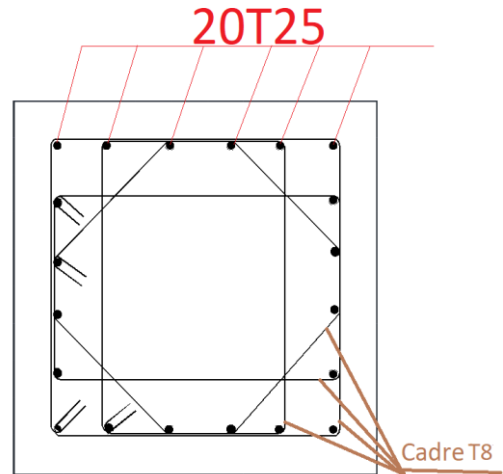


Figure V 2: Schéma de ferrailage de poteau 100x100.

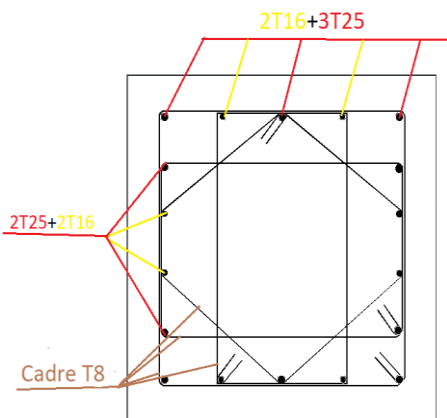


Figure V 5: Schéma de ferrailage de poteau 85x85.

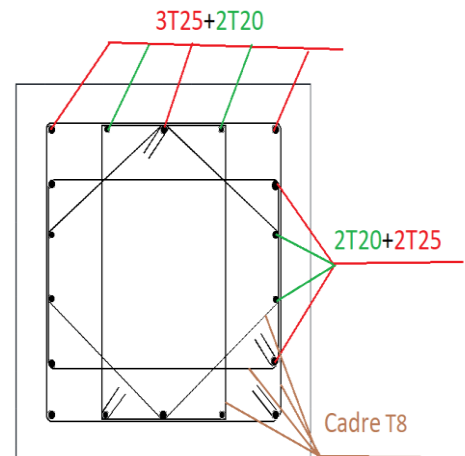


Figure V 4: Schéma de ferrailage de poteau 90x90.

V.3 ERRAILLAGE DES POUTRES :

V.3.1 Introduction :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

En considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Pour cela on considère le plus grand moment sur appuis et de même en travée pour le calcul de la section d'acier qui résulte des combinaisons les plus défavorables, présentées par le RPA 99/version 2003 et le CBA93 :

1,35G+1,5Q selon CBA93

0,8G± E selon RPA99

G + Q ±E selon RPA99

-La combinaison (1,35G+1,5Q) nous permet de déterminer le moment maximum en travée.

-La combinaison (G + Q± E) donne le moment négatif maximum en valeur absolue, sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis.

-La combinaison (0,8G ±E) nous permettra de déterminer le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue.

Recommandation du RPA99/V03 et du BAEL 91 en zone III : (Art 7.5.2)

Recommandation du RPA99/V03 :

Armatures longitudinales :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute la section $\Rightarrow A_{\min} = 0.5\% \text{ b.h.}$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$$\left\{ \begin{array}{l} 4\% \Rightarrow A_{\max} = 4\% \text{ b.h} \dots\dots\dots \text{ en zone courante.} \\ 6\% \Rightarrow A_{\max} = 6\% \text{ b.h} \dots\dots \text{ en zone de recouvrement.} \end{array} \right.$$

La longueur minimale de recouvrement est de :

40φ: En zone I et IIa.

50φ: En zone IIb et III.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un rectangle ou un carré.

Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0,003.S_t . b$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{Dans la zone nodale.} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{En dehors de la zone nodale.} \end{array} \right.$$

La valeur du diamètre Φ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

• **Recommandation du BAEL 91 :**

- Armatures longitudinales :

Les armatures minimales longitudinales sont données par la condition de non-fragilité.

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

- **Armatures transversales :**

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t \geq \frac{1}{f_e} 0,4. b. S_t$

Avec :

b : largeur de la poutre.

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales.

-Diamètre des armatures d'âme :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t\text{min}} \right\} :$$

- **Espacement maximale :**

$$S_{t\text{max}} \leq \min (0.9d, 40\text{cm}, 15\phi_{t\text{min}}).$$

On utilise (ETABS) pour déterminer les moments. Et on a utilisé le logiciel de calcul (socotec) , Pour le calcul des différentes sections de ferrailage

Les Combinaisons utilisée sont combinaisons accidentelles du RPA (G+Q±E ; 0,8G±E) et aux états limites (l'ELU)

V.3.2 Calcul des armatures longitudinales :

Le calcul du ferrailage est en flexion simple, car la poutre est sollicitée par seulement un moment fléchissant M On a utilisé le logiciel de calcul (socotec) et les armature de répartition $A_r = \frac{A_s}{4}$

V.3.2.1 Ferrailage des poutres principaux (35 × 70) :

. Les résultats du ferrailage sont résumés dans les tableaux suivants :

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

-Situation durable : 1,35G+1,5Q

Tableau V 15: Ferrailage des poutres principales (35x70)(1,35G+1,5Q)

(Situation accidentelle).

Etage	Section	Position	M^{\max} (kNm)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)
RDC	35*70	Travée	205,5561	07,95	0	12,25
		Appui	-467,6507	0	19,9	12,25
Etage1	35*70	Travée	172,2162	6,59	0	12,25
		Appui	-390,5738	0	16,11	12,25
Etage2	35*70	Travée	176,2581	6,75	0	12,25
		Appui	-365,8179	0	14,95	12,25
Etage3	35*70	Travée	177,8524	6,81	0	12,25
		Appui	-369,3949	0	15,11	12,25
Etage4	35*70	Travée	177,8572	6,82	0	12,25
		Appui	-370,0176	0	15,14	12,25
Etage5	35*70	Travée	174,2206	6,67	0	12,25
		Appui	-371,9966	0	15,23	12,25
Etage6	35*70	Travée	178,2282	6,83	0	12,25
		Appui	-380,5215	0	15,63	12,25
Etage7	35*70	Travée	178,9311	6,86	0	12,25
		Appui	-386,1198	0	15,9	12,25
Etage8	35*70	Travée	180,3849	6,92	0	12,25
		Appui	-389,0468	0	16,04	12,25
Etage9	35*70	Travée	184,6199	7,09	0	12,25
		Appui	-392,3043	0	16,19	12,25
Etage10	35*70	Travée	182,1821	6,99	0	12,25
		Appui	-404,9376	0	16,8	12,25
Etage11	35*70	Travée	210,7608	8,16	0	12,25
		Appui	-391,7305	0	16,16	12,25

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

-Situation accidentelle : G+Q+E :

Tableau V 16: Ferrailage des poutres principales (35x70)(G+Q+E)
(situation accidentelle).

Etage	Section	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
RDC	35*70	Travée	882,8648	36,38	0	12,25
		Appui	-924,722	0	38,71	12,25
Etage1	35*70	Travée	1335,85	53,39	0	12,25
		Appui	-1373,16	0	54,7	12,25
Etage2	35*70	Travée	1578,738	62,07	0	12,25
		Appui	-1603,21	0	62,94	12,25
Etage3	35*70	Travée	1605,87	63,04	0	12,25
		Appui	-1610,83	0	63,21	12,25
Etage4	35*70	Travée	1554,28	61,2	0	12,25
		Appui	-1555,40	0	61,24	12,25
Etage5	35*70	Travée	1429,1544	56,73	0	12,25
		Appui	-1407,310	0	55,95	12,25
Etage6	35*70	Travée	1239,840	49,97	0	12,25
		Appui	-1216,17	0	49,12	12,25
Etage7	35*70	Travée	926,0341	38,76	0	12,25
		Appui	-1118,19	0	45,62	12,25
Etage8	35*70	Travée	846,8833	34,32	0	12,25
		Appui	-1044,13	0	42,98	12,25
Etage9	35*70	Travée	741,4654	28,75	0	12,25
		Appui	-947,4521	0	39,52	12,25
Etage10	35*70	Travée	698,7615	26,67	0	12,25
		Appui	-886,9776	0	36,62	12,25
Etage11	35*70	Travée	485,5499	17,3	0	12,25
		Appui	-706,9482	0	27,06	12,25

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

-Situation accidentelle : 0,8G+E

Tableau V 17: Ferrailage des poutres principales (35x70) (0,8G+E)
(situation accidentelle).

Etage	Section	Position	M^{\max} (kNm)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)
RDC	35*70	Travée	892,2357	36,94	0	12,25
		Appui	-915,351	0	38,33	12,25
Etage1	35*70	Travée	1342,03	53,61	0	12,25
		Appui	-1366,33	0	54,48	12,25
Etage2	35*70	Travée	1571,13	61,8	0	12,25
		Appui	-1590,76	0	62,5	12,25
Etage3	35*70	Travée	1598,25	62,77	0	12,25
		Appui	-1598,22	0	62,76	12,25
Etage4	35*70	Travée	1546,36	60,91	0	12,25
		Appui	-1542,67	0	60,78	12,25
Etage5	35*70	Travée	1420,45	56,42	0	12,25
		Appui	-1404,94	0	55,86	12,25
Etage6	35*70	Travée	1232,217	49,69	0	12,25
		Appui	-1223,794	0	49,39	12,25
Etage7	35*70	Travée	923,4231	38,66	0	12,25
		Appui	-1072,526	0	43,99	12,25
Etage8	35*70	Travée	843,106	34,11	0	12,25
		Appui	-996,9234	0	41,29	12,25
Etage9	35*70	Travée	737,4056	28,55	0	12,25
		Appui	-898,683	0	37,32	12,25
Etage10	35*70	Travée	691,113	26,3	0	12,25
		Appui	-835,759	0	33,7	12,25
Etage11	35*70	Travée	488,5447	17,42	0	12,25
		Appui	-671,0545	0	25,36	12,25

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.3.2.1.1 Choix des armatures :

Tableau V 18: Choix des armatures pour les poutres principales (35 x 70).

Etage	Section	Position	A_S^{max} (Z.C)(cm ²)	A_S^{max} (Z.R)(cm ²)	A_S^{min} (cm ²)	A_S^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	$A_S^{adopté}$ (cm ²)
RDC	35*70	Travée	84	126	12,25	36,94	10T20+4T16	39,46
		Appui				38,71	10T20+4T16	39,46
Etage1	35*70	Travée	84	126	12,25	53,61	10T25+4T16	57,11
		Appui				54,7	10T25+4T16	57,11
Etage2	35*70	Travée	84	126	12,25	62,07	12T25+2T16	62,93
		Appui				62,94	12T25+2T16	62,93
Etage3	35*70	Travée	84	126	12,25	63,04	8T32	64,34
		Appui				63,21	8T32	64,34
Etage4	35*70	Travée	84	126	12,25	61,2	12T25+2T16	62,93
		Appui				61,24	12T25+2T16	62,93
Etage5	35*70	Travée	84	126	12,25	56,73	10T25+4T16	57,11
		Appui				55,95	10T25+4T16	57,11
Etage6	35*70	Travée	84	126	12,25	49,97	8T25+6T16	51,33
		Appui				49,39	8T25+6T16	51,33
Etage7	35*70	Travée	84	126	12,25	38,76	10T20+4T16	39,46
		Appui				45,62	8T25+4T16	47,31
Etage8	35*70	Travée	84	126	12,25	34,32	10T20+4T14	37,58
		Appui				42,98	8T25+4T16	47,31
Etage9	35*70	Travée	84	126	12,25	28,75	8T20+4T16	29,15
		Appui				39,52	12T20+2T14	40,78
Etage10	35*70	Travée	84	126	12,25	26,67	8T20+4T16	29,15
		Appui				36,62	10T20+4T14	37,58
Etage11	35*70	Travée	84	126	12,25	17,42	8T16+2T12	18,34
		Appui				27,06	8T20+4T16	29,15

V.3.2.2 Poutres secondaires (30x45) :

-Situation durable : 1,35G+1,5Q :

Tableau V 19: Ferrailage des poutres secondaire (30x45)(1,35G+1,5Q)
(situation accidentelle).

Etage	Section	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
RDC	30*45	Travée	49,5206	2,92	0	6,75
		Appui	-123,391	0	7,8	6,75
Etage1	30*45	Travée	40,0906	2,35	0	6,75
		Appui	-104,480	0	6,48	6,75
Etage2	30*45	Travée	30,4857	1,77	0	6,75
		Appui	-74,303	0	4,48	6,75
Etage3	30*45	Travée	31,297	1,82	0	6,75
		Appui	-77,7098	0	4,7	6,75
Etage4	30*45	Travée	24,787	1,43	0	6,75
		Appui	-81,7357	0	4,96	6,75
Etage5	30*45	Travée	25,6283	1,48	0	6,75
		Appui	-86,2318	0	5,26	6,75
Etage6	30*45	Travée	26,5696	1,54	0	6,75
		Appui	-89,9105	0	5,5	6,75
Etage7	30*45	Travée	27,4194	1,59	0	6,75
		Appui	-93,764	0	5,76	6,75
Etage8	30*45	Travée	28,0511	1,63	0	6,75
		Appui	-95,334	0	5,86	6,75
Etage9	30*45	Travée	29,0466	1,69	0	6,75
		Appui	-98,5636	0	6,08	6,75
Etage10	30*45	Travée	27,2181	1,58	0	6,75
		Appui	-88,7035	0	5,42	6,75
Etage11	30*45	Travée	23,6105	1,37	0	6,75
		Appui	-69,8564	0	4,2	6,75

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

-Situation accidentelle : G+Q+E :

Tableau V 20: Ferrailage des poutres secondaire (30x45) (G+Q+E)
(situation accidentelle).

Etage	Section	Position	M^{\max} (kNm)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)
RDC	30*45	Travée	449,8837	28,13	0	6,75
		Appui	-449,8203	0	28,12	6,75
Etage1	30*45	Travée	662,0688	39,91	0	6,75
		Appui	-659,5102	0	39,77	6,75
Etage2	30*45	Travée	760,7916	45,39	0	6,75
		Appui	-758,994	0	45,29	6,75
Etage3	30*45	Travée	774,9225	46,18	0	6,75
		Appui	-774,0032	0	46,13	6,75
Etage4	30*45	Travée	749,6958	44,78	0	6,75
		Appui	-748,9494	0	44,74	6,75
Etage5	30*45	Travée	692,7095	41,61	0	6,75
		Appui	-692,7864	0	41,62	6,75
Etage6	30*45	Travée	605,085	36,74	0	6,75
		Appui	-606,329	0	36,81	6,75
Etage7	30*45	Travée	554,129	33,91	0	6,75
		Appui	-547,457	0	33,54	6,75
Etage8	30*45	Travée	494,637	30,61	0	6,75
		Appui	-493,085	0	30,52	6,75
Etage9	30*45	Travée	417,942	26,35	0	6,75
		Appui	-424,514	0	26,71	6,75
Etage10	30*45	Travée	363,191	23,31	0	6,75
		Appui	-369,025	0	23,63	6,75
Etage11	30*45	Travée	283,487	17,51	0	6,75
		Appui	-302,524	0	19,1	6,75

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

-Situation accidentelle : 0,8G+E

Tableau V 21: Ferrailage des poutres secondaire (30x45) (0,8G+E)
(situation accidentelle).

Etage	Section	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
RDC	30*45	Travée	449,671	28,11	0	6,75
		Appui	-450,032	0	28,13	6,75
Etage1	30*45	Travée	660,717	39,83	0	6,75
		Appui	-657,634	0	39,66	6,75
Etage2	30*45	Travée	759,408	45,32	0	6,75
		Appui	-757,150	0	45,19	6,75
Etage3	30*45	Travée	772,382	46,04	0	6,75
		Appui	-771,011	0	45,96	6,75
Etage4	30*45	Travée	746,455	44,6	0	6,75
		Appui	-745,266	0	44,53	6,75
Etage5	30*45	Travée	689,127	41,41	0	6,75
		Appui	-688,741	0	41,39	6,75
Etage6	30*45	Travée	600,5528	36,49	0	6,75
		Appui	-601,337	0	36,54	6,75
Etage7	30*45	Travée	546,832	33,51	0	6,75
		Appui	-532,391	0	32,71	6,75
Etage8	30*45	Travée	486,732	30,17	0	6,75
		Appui	-477,442	0	29,65	6,75
Etage9	30*45	Travée	409,587	25,88	0	6,75
		Appui	-408,23	0	25,81	6,75
Etage10	30*45	Travée	354,443	22,82	0	6,75
		Appui	-352,46	0	22,71	6,75
Etage11	30*45	Travée	272,8931	16,65	0	6,75
		Appui	-289,0677	0	17,97	6,75

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.3.2.2.1 Choix des armatures :

Tableau V 22: Choix des armatures pour les poutres principales (30 x 45).

Etage	Section	Position	A_S^{max} (Z.C)(cm ²)	A_S^{max} (Z.R)(cm ²)	A_S^{min} (cm ²)	A_S^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	$A_S^{adopté}$ (cm ²)
RDC	30*45	Travée	54	81	6,75	28,13	9T20	28,27
		Appui				28,13	9T20	28,27
Etage1	30*45	Travée	54	81	6,75	39,91	12T20+2T14	40,78
		Appui				39,77	12T20+2T14	40,78
Etage2	30*45	Travée	54	81	6,75	45,39	8T25+4T16	47,31
		Appui				45,29	8T25+4T16	47,31
Etage3	30*45	Travée	54	81	6,75	46,18	6T32	48,25
		Appui				46,13	6T32	48,25
Etage4	30*45	Travée	54	81	6,75	44,78	8T25+4T16	47,31
		Appui				44,74	8T25+4T16	47,31
Etage5	30*45	Travée	54	81	6,75	41,61	8T25+2T14	42,35
		Appui				41,62	8T25+2T14	42,35
Etage6	30*45	Travée	54	81	6,75	36,74	10T20+4T14	37,58
		Appui				36,81	10T20+4T14	37,58
Etage7	30*45	Travée	54	81	6,75	33,91	10T20+4T14	37,58
		Appui				33,54	10T20+4T14	37,58
Etage8	30*45	Travée	54	81	6,75	30,61	10T20	31,42
		Appui				30,52	10T20	31,42
Etage9	30*45	Travée	54	81	6,75	26,35	9T20	28,27
		Appui				26,71	9T20	28,27
Etage10	30*45	Travée	54	81	6,75	23,31	12T16	24,13
		Appui				23,63	12T16	24,13
Etage11	30*45	Travée	54	81	6,75	17,51	9T16	18,10
		Appui				19,1	10T16	20,11

V.3.2.3 Les vérifications :

- **Condition de non-fragilité :**

Dans toute poutre comportant une zone tendue, qu'elle soit soumise à la flexion simple ou composée, les armatures longitudinales de traction doivent présenter une section au moins égale à 0,001 de la section droite de la poutre.

On peut se dispenser de la vérification de la condition de non-fragilité dans les sections doit satisfis la condition suivante :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28}=2,1\text{MPa} ; f_e= 500\text{MPa}$$

Tableau V 23: Vérification de la condition de non-fragilité des poutres.

Section (cm ²)	$A_{s(\min)}^{choisi}$ (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)	Vérification
35x70	64,34	2,36	Vérifiée
30x45	48,25	2,53	Vérifiée

Les sections choisies sont tous supérieure à A_s^{\min} alors la condition est vérifiée.

V.3.2.4 Vérification vis à vis de l'E.L.S :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}) ,puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

- **Béton :**

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

- **Acier :**

- Peut nuisible : Pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min(\frac{2}{3} fe; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min(\frac{1}{2} fe; 90 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$

Où : $\eta = 1,60$ pour les aciers à HA.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable.

Tableau V 24: Vérification des contraintes.

Section	Position	M _{ser} kNm	A _s cm ²	Y cm	I cm ⁴	σ _{bc} MPa	$\overline{\sigma}_{bc}$ MPa	Véri	$\overline{\sigma}_s$ MPa	σ _s MPa	Vér
35*70	Travée	154,5	64,34	37,64	1251035,0	4,65	15	OUI	201,6	46,99	OUI
	Appuis	333,6	64,34	37,64	1251035,0	10,04	15	OUI	201,6	101,4	OUI
30*45	Travée	35,24	48,25	26,1	324948,83	2,83	15	OUI	201,6	23,42	OUI
	Appuis	87,88	48,25	26,1	324948,83	7,06	15	OUI	201,6	58,41	OUI

V.3.2.5 Vérification de l'effort tranchant :

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

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

- **Selon CBA93[6] fissuration préjudiciable :**

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,10 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right) = 2,5\text{MPa}$$

Tableau V 25: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres.

Etage	Section (cm ²)	T _u max (kN)	τ _u (MPa)	τ _u CBA93 (MPa)	Vérification
RDC-11 ^{eme}	PP (35x70)	391,07	1,59	2,5	Ok
	PNP (30x45)	162,98	1,20	2,5	Ok

V.3.2.6 Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE40 (f_e=500MPa).

- Selon le BAEL 91 modifié 99 [5] :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1: \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

- Selon le RPA 99/ Version 2003 [1] :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,28\text{cm}$$

On prend : Ø_t=8mm

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V 26: Calcul des armatures transversales.

Poutres	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t ^{min} (cm ²)	Choix
			S _t (cm)	S _t (cm)Z.N	S _t (cm)Z.C	Z.N	Z.C		
35x70	391,07	1,59	40	17,5	35	10	20	1,83	3T10
30x45	162,98	1,20	36,45	17,5	22,5	10	20	1,01	3T10

• **Recouvrement des armatures longitudinales :**

- L_r=50Ø (zone III).
- L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

- Ø=25mm.....L_r=125cm
- Ø=20mm.....L_r=100cm
- Ø=16mm.....L_r=80cm

V.3.3 Vérification de la flèche :

• **D'après BAEL 91 modifié 99 [5]:**

On doit vérifier : $\Delta f = f_v - f_i \leq \bar{f}$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{array} \right. \text{ et } \left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{si } L < 5m \\ \bar{f} = 0,5cm + \frac{L}{1000} \quad \text{si } L > 5m \end{array} \right.$$

f_i: La flèche due aux charges instantanées.

f_v: La flèche due aux charges de longues durée.

Tel que : PP : $\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{500} = \frac{810}{1000} = 1,31cm.$

PS : $\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{500} = \frac{580}{1000} = 1,08cm$

- **Moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

- **Calcul des moments d'inerties fictifs :**

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau V 27 : Calcul de la flèche.

M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
154,59	64,34	0,029	37,64	0,72	0,29	0,43	1767051,07	1484236,54	1571131,03
35,244	48,25	0,038	18,39	0,55	0,22	0,25	457739,1	442648,8	433875,92

- **Calcul des modules de déformation :**

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20MPa$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,40MPa$$

- **Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :**

$$PP: f_i = \frac{M_{ser}l^2}{10E_i I_{fi}} = 0,021mm$$

$$PS: f_i = \frac{M_{ser}l^2}{10E_i I_{fi}} = 0,007mm$$

- **Calcul de la flèche due aux déformations différées :**

$$PP: f_v = \frac{M_{ser}l^2}{10E_v I_{fv}} = 0,060mm$$

$$PS: f_v = \frac{M_{ser}l^2}{10E_v I_{fv}} = 0,023mm$$

$$PP: \Delta f_T = f_v - f_i = 0,060 - 0,021 = 0,058mm = 0,0058cm$$

$$PS: \Delta f_T = f_v - f_i = 0,023 - 0,007 = 0,016mm = 0,0016cm$$

Tableau V 28: Vérification de la flèche pour les poutres.

Niveau	Section (cm ²)	Δf (cm)	f^{add} (cm)	Observation
RDC-11 ^{eme}	PP (35x70)	0,0058cm	1,31	Vérifier
	PNP (30x45)	0,0016cm	1,08	Vérifier

V.3.4 Schéma de ferrailage des poutres :

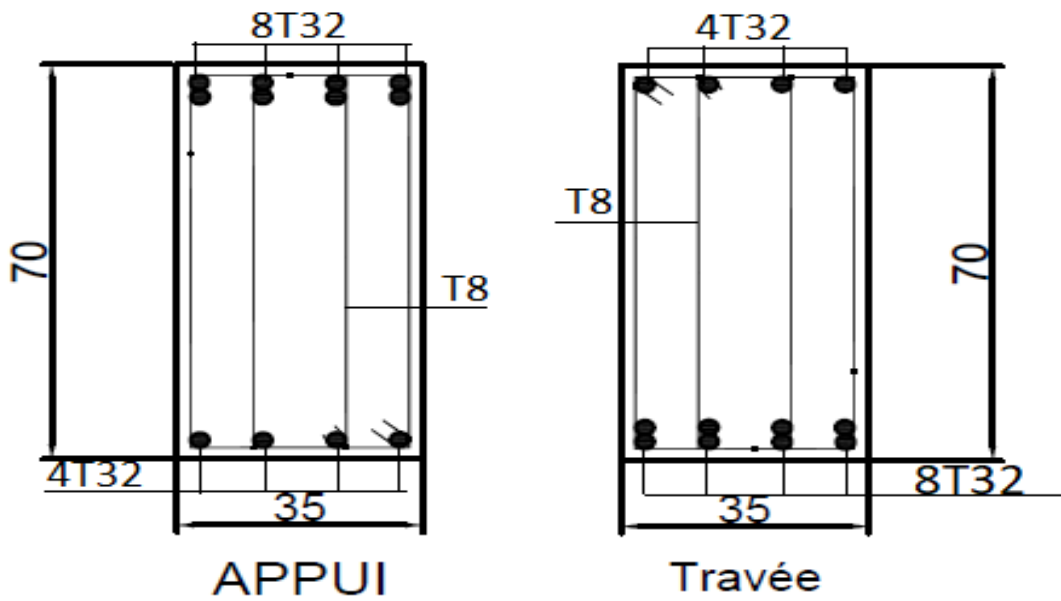


Figure V 6: Ferrailage des poutres principales.

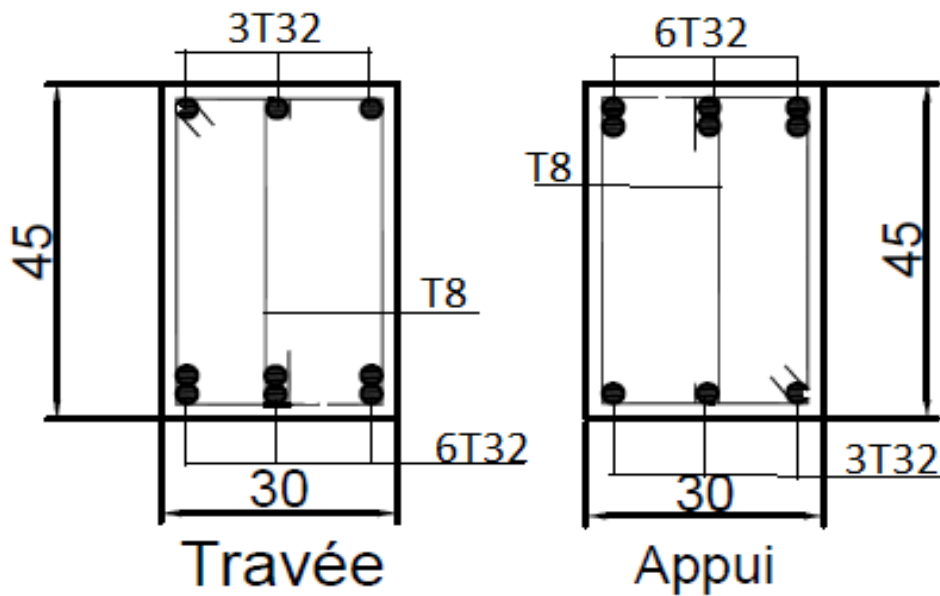


Figure V 7: Ferrailage des poutres secondaires.

V.4 FERRAILLAGE DES VOILES :

V.4.1 Introduction

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée à la base. La figure montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.

Le voile est donc sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé.

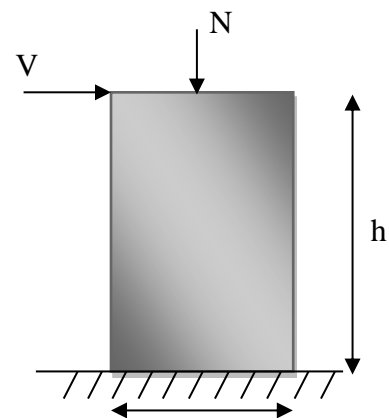


Figure V 8: modèle général d'un voile.

V.4.2 Recommandations réglementaires :

- **Armatures verticales :**

Elles sont destinées à reprendre les efforts de la flexion (traction +compression) et sont disposées à deux nappes parallèles aux faces du voile, ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

Le pourcentage minimal sur toute la zone tendue est de $(0,2\% * L_t * e)$.

Avec : L_t : longueur de la zone tendue

E : épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement (ST) doit être inférieur à l'épaisseur du voile.
- L'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur $L/10$ dans les zones extrêmes.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

- **Armatures horizontales :**

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochets à 135° de longueur 10Φ . La section d'armature est donnée par :

$$A_H = 0.15 \% B$$

- **Armatures transversales :**

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont au nombre de 4 épingles par 1 m^2 au moins.

- **Armatures de couture :**

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par la section des aciers de couture, dont la section doit être calculée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1,4 \times V_u$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

- **Règles communes :**

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales est :

- $A_{\min} = 0,15\% \Rightarrow$ section globale du voile.
- $A_{\min} = 0,1\% \Rightarrow$ zone courante.

On prend généralement $A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$

- L'espacement des barres (horizontales et verticales) $S < \min(1,5e ; 30\text{cm})$.
- Diamètre des barres (horizontales et verticales) $\Phi < 1/10$.

Longueur de recouvrement :

- $L_r = 40 \Phi$ « zone tendue ».

- $L_r = 20 \Phi$ « zone comprimé ».

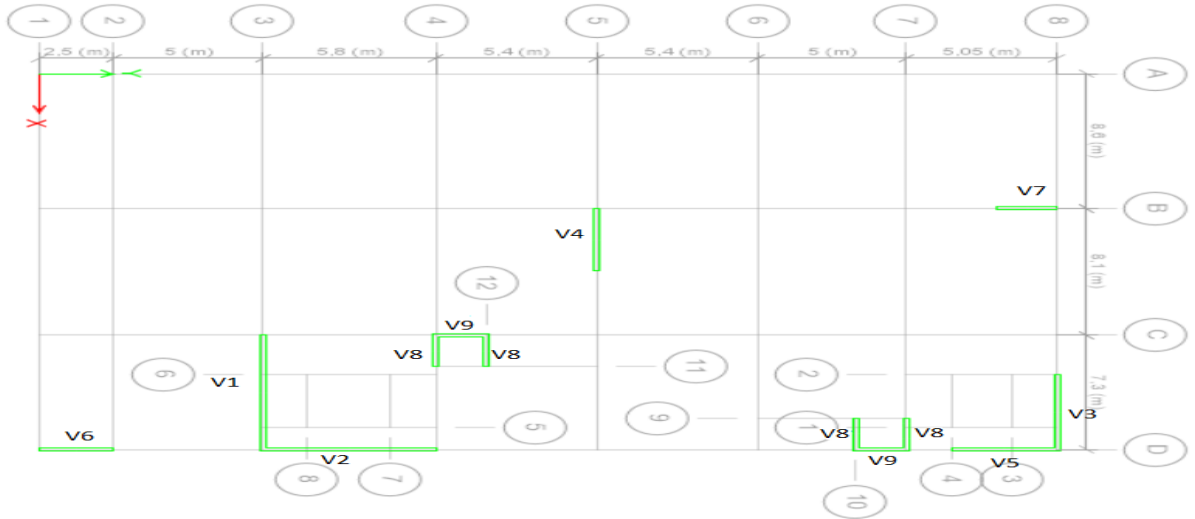


Figure V 9: Plan de repérage des voiles.

Avec :

Tableau V 29: la longueur des voiles.

Voile	L(m)
V1	7,3
V2	5,8
V3	4,8
V4	4
V5	3,5
V6	2,5
V7	2
V8 (ascenseur)	2
V9 (ascenseur)	1,7

-Pour le ferrailage on découpe en 3 zones :

Tableau V 30: zone de calcul pour le ferrailage des voiles.

Zone	Niveaux
1	RDC, 1 ^{er} , 2 ^{eme} , 3 ^{eme}
2	4 ^{eme} , 5 ^{eme} , 6 ^{eme} , 7 ^{eme}
3	8 ^{eme} , 9 ^{eme} , 10 ^{eme} , 11 ^{eme}

V.4.3 Sollicitations dans les voiles :

Le calcul de ferrailage par la méthode des contraintes.

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Voile 1 :

Tableau V 31: Les sollicitations de voile 1.

zones	Nmax Mcor		Mmax Ncor		Nmin Mcor	
	N(kN)	M(kN.m)	M(kN.m)	N(kN)	N(kN)	M(kN.m)
1	2979,7664	14067,212	14881,990	-525,1113	-11434,742	-9,2902
2	252,667	3509,1829	4642,1194	-956,5779	-5969,8048	-36,125
3	124,5686	190,0151	4237,0385	-793,4879	-2116,7863	-38,4886

V.4.4 Ferrailage des voiles :

Nous calculons le ferrailage des voiles par la méthode des contraintes.

➤ Exemple de calcul :

- Pour le voile V₁ : M= 14881,99kNm ; N= -525,11kN, V= 4796,95, L= 7,3 m ; e= 20 cm.

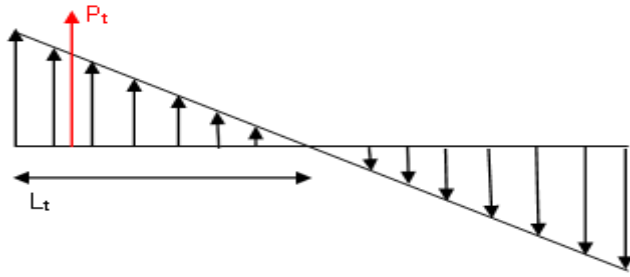
- Pour les armatures verticales (longitudinales) :

$$\sigma = \frac{N}{eL} \pm \frac{MV}{eI}$$

$$\sigma = \frac{-525,11 \times 10^3}{200 \times 7300} \pm \frac{14881,99 \times 10^6 \times 4796,95}{200 \times \frac{7300^3}{12}}$$

$$\sigma_c = 10,65 \text{MPa} \quad \text{et} \quad \sigma_t = -11,37 \text{MPa}$$

-On calcul la longueur de la zone tendue :



$$L_t = \frac{\sigma_t \times L}{\sigma_t + \sigma_c} = \frac{11,37 \times 7,3}{10,65 + 11,37} = 3,77 \text{ m}$$

-On calcul la force de la traction P_t :

$$P_t = (\sigma_t * L_t) * (e/2) = (11,37 * 3770 * 10^{-3}) * (200/2) = 4286,49 \text{ kN}$$

-Donc on peut calculer le ferrailage longitudinal avec :

$$A_s = (P_t / \sigma_s) \Rightarrow A_s = (4286,49 / 500) = 8,57 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0,2\% * (377 * 20) = 15,08 \text{ cm}^2.$$

➤ **Choix :**

Pour les armatures horizontales (transversales) :

-Voile1 :

Tableau V 32: Ferrailage de voile 1 vertical avec sollicitation (N^{\max} ; M^{cor}).

voile	Zone 1	Zone2	Zone3
L(m)	7,3	7,3	7,3
E(cm)	20	20	20
Mcor(kN.m)	14067,2129	3509,182	190,0151
Nmax(kN)	2979,7664	252,667	124,5686
Lt(m)	4,59	3,97	6,56
σ_t	-99,60	-21,48	-1,92
σ_c	58,78	18,02	0,21
$A_{sv}(\text{cm}^2)$	91,44	17,05	2,52
$A_{smin}(\text{cm}^2)$	18,36	15,88	26,24

Tableau V 33: Ferrailage de voile 1 vertical avec sollicitation (M^{\max} , N^{cor})

Voile	Zone 1	Zone2	Zone3
L(m)	7,3	7,3	7,3
E(cm)	20	20	20
Mmax(kN.m)	14881,9906	4642,1194	4237,0385
Ncor(kN)	-525,1113	-956,5779	-793,4879
Lt(m)	3,49	2,73	2,81
σ_t	-80,18	-19,58	-18,41
σ_c	87,37	32,68	29,28
Asv(cm ²)	56,02	10,71	10,38
Asmin(cm ²)	13,97	10,93	11,27

Tableau V 34: Ferrailage de voile 1 vertical avec sollicitation (N^{min} , M^{cor}).

Voile	Zone 1	Zone2	Zone3
L(m)	7,3	7,3	7,3
E(cm)	20	20	20
Mcor(kN.m)	-9,2902	-36,12	-38,4886
Nmin(kN)	-11434,742	-5969,8048	-2116,7863
Lt(m)	3,65	3,66	3,70
σ_t	78,37	41,09	14,71
σ_c	78,26	40,68	14,28
Asv(cm ²)	57,25	30,14	10,90
Asmin(cm ²)	14,61	14,67	14,81

-Voile2 :

Tableau V 35: Ferrailage de voile 2 vertical avec sollicitation ($N^{\max}; M^{\text{cor}}$).

voile	Zone 1	Zone2	Zone3
L (m)	5,8	5,8	5,8
E (cm)	20	20	20
Mcor(kN.m)	2126,6276	1994,6595	711,0305
Nmax(kN)	5764,3842	2677,3317	240,4301
Lt (m)	2,75	3,69	3,84
σ_t	-68,65	-29,42	-8,41
σ_c	-30,72	-16,73	4,26
Asv (cm ²)	55,02	21,75	6,47
Asmin(cm ²)	16,02	14,78	15,39

Tableau V 36: Ferrailage de voile 2 vertical avec sollicitation ($M^{\max}; N^{\text{cor}}$).

voile	Zone1	Zone2	Zone3
L (m)	5,8	5,8	5,8
E (cm)	20	20	20
Mmax(kN.m)	6829,1261	5132,0721	4367,5685
Ncor(kN)	1789,4489	-60,2968	-308,275
Lt (m)	3,63	2,86	2,7
σ_t	-76,32	-45,24	-36,29
σ_c	45,47	46,28	41,60
Asv (cm ²)	55,48	25,94	19,61
Asmin(cm ²)	14,54	11,47	10,81

Tableau V 37: Ferrailage de voile 2 vertical avec sollicitation ($N^{\min}; M^{\text{cor}}$).

voile	Zone1	Zone2	Zone3
L (m)	5,8	5,8	5,8
E (cm)	20	20	20
Mcor(kN.m)	-11,6895	-11,0936	-8,0982
Nmin(kN)	-11184,6201	-6385,634	-1975,4394
Lt (m)	2,9	2,90	2,91
σ_t	96,52	55,14	17,1
σ_c	96,31	54,94	16,95
Asv (cm ²)	56,04	32,04	9,96
Asmin(cm ²)	11,61	11,62	11,64

-Voile3 :

Tableau V 38: Ferrailage de voile 3 vertical avec sollicitation ($N^{\max}; M^{\text{cor}}$).

Voile	Zone 1	Zone2	Zone3
L(m)	4,8	4,8	4,8
E(cm)	20	20	20
Mcor(kN.m)	4186,0556	2757,484	3387,6225
Nmax(kN)	3219,0787	1838,1491	1052,6644
Lt(m)	3,87	3,68	2,99
σ_t	-88,03	-55,05	-55,07
σ_c	20,97	16,75	33,14
Asv(cm ²)	68,25	40,51	33,00
Asmin(cm ²)	15,50	14,72	11,98

Tableau V 39: Ferrailage de voile 3 vertical avec sollicitation ($M^{\max}; N^{\text{cor}}$).

Voile	Zone 1	Zone2	Zone3
L(m)	4,8	4,8	4,8
E(cm)	20	20	20
Mmax(kN.m)	4186,0556	4461,0238	3864,9444
Ncor(kN)	3219,0787	507,6874	986,4169
Lt(m)	3,87	2,61	2,89
σ_t	-88,03	-63,37	-60,59
σ_c	20,97	52,79	40,04
Asv(cm ²)	68,25	33,19	35,02
Asmin(cm ²)	15,50	10,47	11,56

Tableau V 40: Ferrailage de voile 3 vertical avec sollicitation ($N^{\min}; M^{\text{cor}}$).

Voile	Zone 1	Zone2	Zone3
L(m)	4,8	4,8	4,8
E(cm)	20	20	20
Mcor(kN.m)	-14,1539	-171,3941	-17,2932
Nmin(kN)	-7511,0121	-4768,7251	-2416,0559
Lt(m)	2,40	2,43	2,42
σ_t	78,42	50,47	25,39
σ_c	78,05	48,87	24,94
Asv(cm ²)	37,73	24,61	12,29
Asmin(cm ²)	9,62	9,75	9,68

-Voile4 :

Tableau V 41: Ferrailage de voile 4 vertical avec sollicitation ($N^{\max};M^{\text{cor}}$).

voile	Zone 1	Zone2	Zone3
L (m)	4	4	4
E (cm)	20	20	20
Mcor(kN.m)	2091,5076	2318,4978	1900,8423
Nmax(kN)	-45,573	175,0496	511,9399
Lt (m)	1,97	2,10	2,36
σ_t	-38,64	-45,65	-42,04
σ_c	39,78	41,28	29,24
Asv (cm ²)	15,23	19,18	19,83
Asmin(cm ²)	7,88	8,40	9,43

Tableau V 42: Ferrailage de voile 4 vertical avec sollicitation ($M^{\max};N^{\text{cor}}$).

voile	Zone1	Zone2	Zone3
L (m)	4	4	4
E (cm)	20	20	20
Mmax(kN.m)	2091,5076	2392,3474	2402,9753
Ncor(kN)	-45,573	-267,5945	8,2521
Lt (m)	1,97	1,85	2,00
σ_t	-38,64	-41,51	-45,15
σ_c	39,78	48,20	44,95
Asv (cm ²)	15,23	15,36	18,10
Asmin(cm ²)	7,88	7,40	8,02

Tableau V 43: Ferrailage de voile 4 vertical avec sollicitation (N^{\min} ; M^{cor}).

voile	Zone1	Zone2	Zone3
L (m)	4	4	4
E (cm)	20	20	20
Mcor(kN.m)	-0,368	2,5578	4,4493
Nmin(kN)	-6134,3952	-3241,9154	-2359,4146
Lt (m)	2	1,99	1,99
σ_t	76,68	40,47	29,40
σ_c	76,67	40,57	29,57
Asv (cm ²)	30,67	16,17	11,73
Asmin(cm ²)	8,00	7,99	7,97

-Voile 5 :

Tableau V 44: Ferrailage de voile 5 vertical avec sollicitation (N^{\max} ; M^{cor}).

voile	Zone 1	Zone2	Zone3
L (m)	3,5	3,5	3,5
E (cm)	20	20	20
Mcor(kN.m)	1029,1244	2333,5598	1964,472
Nmax(kN)	4727,7605	1455,3083	477,0408
Lt (m)	2,40	2,38	1,99
σ_t	-92,74	-77,93	-54,92
σ_c	-42,33	36,35	41,29
Asv (cm ²)	44,57	37,20	21,94
Asmin(cm ²)	9,61	9,54	7,99

Tableau V 45: Ferrailage de voile 5 vertical avec sollicitation ($M^{\max}; N^{\text{cor}}$).

voile	Zone1	Zone2	Zone3
L (m)	3,5	3,5	3,5
E (cm)	20	20	20
Mmax(kN.m)	2075,9208	2380,9897	1964,472
Ncor(kN)	1783,5078	1112,7105	477,0408
Lt (m)	2,62	2,22	1,99
σ_t	-76,31	-74,20	-54,92
σ_c	25,36	42,41	41,29
Asv (cm ²)	40,09	33,05	21,94
Asmin(cm ²)	10,50	8,91	7,99

Tableau V 46: Ferrailage de voile 5 vertical avec sollicitation ($N^{\min}; M^{\text{cor}}$).

voile	Zone1	Zone2	Zone3
L (m)	3,5	3,5	3,5
E (cm)	20	20	20
Mcor(kN.m)	-2,9909	-22,446	-16,7642
Nmin(kN)	-7371,0929	-3204,6877	-1289,8625
Lt (m)	1,75	1,77	1,79
σ_t	105,37	46,33	18,83
σ_c	105,22	45,23	18,01
Asv (cm ²)	36,90	16,41	6,74
Asmin(cm ²)	7,00	7,08	7,15

-Voile 6 :

Tableau V 47: Ferrailage de voile 6 vertical avec sollicitation ($N^{\max}; M^{\text{cor}}$).

voile	Zone 1	Zone2	Zone3
L (m)	2,5	2,5	2,5
E (cm)	20	20	20
Mcor(kN.m)	372,384	693,2104	679,3647
Nmax(kN)	577,5047	301,0568	395,8859
Lt (m)	2,05	1,47	1,55
σ_t	-29,42	-39,29	-40,52
σ_c	6,32	27,25	24,69
Asv (cm ²)	12,10	11,60	12,59
Asmin(cm ²)	8,23	5,90	6,21

Tableau V 48: Ferrailage de voile 6 vertical avec sollicitation ($M^{\max}; N^{\text{cor}}$).

voile	Zone1	Zone2	Zone3
L (m)	2,5	2,5	2,5
E (cm)	20	20	20
Mmax(kN.m)	516,7353	736,3258	725,4101
Ncor(kN)	-715,0479	126,946	308,5626
Lt (m)	0,52	1,33	1,47
σ_t	-10,50	-37,88	-40,99
σ_c	39,10	32,80	28,64
Asv (cm ²)	1,11	10,15	12,06
Asmin(cm ²)	2,11	5,36	5,88

Tableau V 49: Ferrailage de voile 6 vertical avec sollicitation ($N^{min}; M^{cor}$).

voile	Zone1	Zone2	Zone3
L (m)	2,5	2,5	2,5
E (cm)	20	20	20
Mcor(kN.m)	9,8698	-9,5749	-11,3209
Nmin(kN)	-3146,0805	-1565,8335	-1104,2934
Lt (m)	1,24	1,26	1,28
σ_t	62,44	31,77	22,62
σ_c	63,39	30,85	21,54
Asv (cm ²)	15,49	8,06	5,79
Asmin(cm ²)	4,94	5,07	5,12

-Voile 7 :

Tableau V 50: Ferrailage de voile 7 vertical avec sollicitation ($N^{max}; M^{cor}$).

voile	Zone 1	Zone2	Zone3
L (m)	2	2	2
E (cm)	20	20	20
Mcor(kN.m)	450,3308	930,8187	831,1348
Nmax(kN)	640,6782	377,0618	464,0899
Lt (m)	1,47	1,13	1,18
σ_t	-49,79	-79,23	-73,93
σ_c	17,75	60,38	50,73
Asv (cm ²)	14,68	17,98	17,53
Asmin(cm ²)	5,89	4,54	4,74

Tableau V 51: Ferrailage de voile 7 vertical avec sollicitation ($M^{\max}; N^{\text{cor}}$).

voile	Zone1	Zone2	Zone3
L (m)	2	2	2
E (cm)	20	20	20
Mmax(kN.m)	795,8554	975,995	831,1348
Ncor(kN)	-426,8866	227,7636	464,0899
Lt (m)	0,82	1,08	1,18
σ_t	-49,01	-78,89	-73,93
σ_c	70,36	67,50	50,73
Asv (cm ²)	8,05	17,00	17,53
Asmin(cm ²)	3,28	4,31	4,74

Tableau V 52: Ferrailage de voile 7 vertical avec sollicitation ($N^{\min}; M^{\text{cor}}$).

voile	Zone1	Zone2	Zone3
L (m)	2	2	2
E (cm)	20	20	20
Mcor(kN.m)	-2,0025	-10,5656	-9,6368
Nmin(kN)	-3109,1671	-1482,5826	-1247,9103
Lt (m)	1,00	1,02	1,02
σ_t	77,87	37,85	31,92
σ_c	77,57	36,27	30,47
Asv (cm ²)	15,60	7,73	6,53
Asmin(cm ²)	4,00	4,08	4,09

-Voile 8 :

Tableau V 53: Ferrailage de voile 8 vertical avec sollicitation ($N^{\max}; M^{\text{cor}}$)

voile	Zone 1	Zone2	Zone3
L (m)	2	2	2
E (cm)	20	20	20
Mcor(kN.m)	393,3967	347,237	177,3176
Nmax(kN)	3209,4483	716,0443	451,9983
Lt (m)	1,36	1,68	1,84
σ_t	-109,74	-43,94	-24,59
σ_c	-50,73	8,14	1,99
Asv (cm ²)	30,01	14,82	9,1
Asmin(cm ²)	5,47	6,75	7,39

Tableau V 54: Ferrailage de voile 8 vertical avec sollicitation ($M^{\max}; N^{\text{cor}}$).

voile	Zone1	Zone2	Zone3
L (m)	2	2	2
E (cm)	20	20	20
Mmax(kN.m)	393,3967	347,237	217,7403
Ncor(kN)	3209,448	716,0443	248,9666
Lt (m)	1,36	1,68	1,38
σ_t	-109,74	-43,94	-22,55
σ_c	-50,73	8,14	10,10
Asv (cm ²)	30,01	14,82	6,23
Asmin(cm ²)	5,47	6,75	5,52

Tableau V 55: Ferrailage de voile 8 vertical avec sollicitation ($N^{\min}; M^{\text{cor}}$).

voile	Zone1	Zone2	Zone3
L (m)	2	2	2
E (cm)	20	20	20
Mcor(kN.m)	-20,2344	-46,1955	-45,2493
Nmin(kN)	-5173,1231	-2054,3738	-1060,8552
Lt (m)	1,01	1,06	1,12
σ_t	130,84	54,82	29,91
σ_c	127,81	47,89	23,12
Asv (cm ²)	26,47	11,70	6,74
Asmin(cm ²)	4,04	4,27	4,51

-Voile 9 :

Tableau V 56: Ferrailage de voile 9 vertical avec sollicitation ($N^{\max}; M^{\text{cor}}$).

voile	Zone 1	Zone2	Zone3
L (m)	1,7	1,7	1,7
E (cm)	20	20	20
Mcor(kN.m)	217,7431	405,6737	341,6021
Nmax(kN)	1659,2576	617,4298	72,3601
Lt (m)	1,24	1,2	0,9
σ_t	-71,40	-60,27	-37,58
σ_c	-26,19	23,95	33,33
Asv (cm ²)	17,76	14,66	6,77
Asmin(cm ²)	4,97	4,86	3,60

Tableau V 57: Ferrailage de voile 9 vertical avec sollicitation ($M^{\max}; N^{\text{cor}}$).

voile	Zone1	Zone2	Zone3
L (m)	1,7	1,7	1,7
E (cm)	20	20	20
Mmax(kN.m)	1302,7703	1272,9227	861,2686
Ncor(kN)	381,2811	229,7383	-53,9009
Lt (m)	1,15	0,89	0,83
σ_t	-184,03	-138,08	-87,81
σ_c	86,43	125,38	90,99
Asv (cm ²)	42,57	24,81	14,66
Asmin(cm ²)	4,62	3,57	3,34

Tableau V 58: Ferrailage de voile 9 vertical avec sollicitation ($N^{\min}; M^{\text{cor}}$).

voile	Zone1	Zone2	Zone3
L (m)	1,7	1,7	1,7
E (cm)	20	20	20
Mcor(kN.m)	-1,8635	-1,4928	-2,0575
Nmin(kN)	-3176,2845	-1648,4307	-570,7917
Lt (m)	0,85	0,85	0,86
σ_t	93,61	48,63	17
σ_c	93,22	48,32	16,57
Asv (cm ²)	14,94	8,29	2,92
Asmin(cm ²)	3,40	3,41	3,44

V.4.5 Choix finals des armatures :**Voile1****Tableau V 59:** ferrailage final vertical de voile 1.

Voile	Zone1	Zone2	Zone3
Lt(m)	4,59	3,66	3,70
Lc(m)	2,71	3,64	3,60
Asv(cm ²)	91,44	30,14	10,90
Asmin(cm ²)	18,36	3,74	3,1
Choix	2x23T16	2x(20T14)	2x(20T12)
Asadoptée(cm ²)	92,48	61,58	45,24
Espacement(cm)	15	15	15

Voile2**Tableau V 60:** ferrailage final vertical de voile 2.

Voile	Zone1	Zone2	Zone3
Lt(m)	2,9	2,9	2,7
Lc(m)	2,9	2,9	3,1
Asv (cm ²)	56,04	32,04	19,61
Asmin(cm ²)	11,61	11,62	10,81
Choix	2x(20T14)	2x(18T12)	2x(18T10)
Asadoptée(cm ²)	61,58	40,72	28,28
Espacement(cm)	15	15	15

Voile3

Tableau V 61: ferrailage final vertical de voile 3.

Voile	Zone1	Zone2	Zone3
Lt(m)	3,87	3,68	2,89
Lc(m)	1,93	2,12	2,91
Asv(cm ²)	68,25	40,51	35,02
Asmin(cm ²)	15,50	14,72	11,56
Choix	2x(23T14)	2x(23T12)	2x(18T12)
Asadoptée(cm ²)	70,82	52,02	40,72
Espacement(cm)	15	15	15

Voile4

Tableau V 62: ferrailage final vertical de voile 4.

Voile	Zone1	Zone2	Zone3
Lt(m)	2	2,1	2,36
Lc(m)	2	1,9	1,64
Asv (cm ²)	30,67	19,18	19,83
Asmin(cm ²)	8	8,40	9,43
Choix	2x(14T14)	2x(14T14)	2x(14T14)
Asadoptée(cm ²)	31,66	31,66	31,66
Espacement(cm)	15	15	15

Voile5

Tableau V 63: ferrailage final vertical de voile 4.

Voile	Zone1	Zone2	Zone3
Lt(m)	2,40	2,38	1,99
Lc(m)	1,1	1,12	1,51
Asv (cm ²)	44,57	37,20	21,94
Asmin(cm ²)	9,61	9,54	7,99
Choix	2x(15T14)	2x(15T14)	2x(12T12)
Asadoptée(cm ²)	46,18	46,18	27,14
Espacement(cm)	15	15	15

Voile6

Tableau V 64: ferrailage final vertical de voile 6.

Voile	Zone1	Zone2	Zone3
Lt(m)	1,24	1,47	1,55
Lc(m)	1,26	1,03	0,95
Asv (cm ²)	15,49	11,60	12,59
Asmin(cm ²)	4,94	5,90	6,21
Choix	2x(8T12)	2x(8T12)	2x(8T12)
Asadoptée(cm ²)	18,1	18,1	18,1
Espacement(cm)	15	15	15

Voile7**Tableau V 65:** ferrailage final vertical de voile 7.

Voile	Zone1	Zone2	Zone3
Lt(m)	1	1,13	1,18
Lc(m)	1	0,87	0,82
Asv(cm ²)	15,60	17,98	17,53
Asmin(cm ²)	4	4,54	4,74
Choix	2x(6T14)	2x(6T14)	2x(6T14)
Asadoptée(cm ²)	18,48	18,48	18,48
Espacement(cm)	15	15	15

Voile8**Tableau V 66:** ferrailage final vertical de voile 8.

Voile	Zone1	Zone2	Zone3
Lt(m)	1,36	1,68	1,84
Lc(m)	0,64	0,32	0,16
Asv (cm ²)	30,01	14,82	9,1
Asmin(cm ²)	5,47	6,75	7,30
Choix	2x(9T16)	2x(9T12)	2x(9T10)
Asadoptée(cm ²)	36,2	20,36	14,14
Espacement(cm)	15	15	15

Voile9

Tableau V 67: ferrailage final vertical de voile 9.

Voile	Zone1	Zone2	Zone3
Lt(m)	1,15	0,89	0,83
Lc(m)	0,55	0,81	0,87
Asv (cm ²)	42,57	24,81	14,66
Asmin(cm ²)	4,62	3,57	3,34
Choix	2x(7T20)	2x(5T20)	2x(5T14)
Asadoptée(cm ²)	43,98	31,42	15,4
Espacement(cm)	15	15	15

- **Pour les aciers horizontaux :**

$$\frac{A_h}{S_t} = \frac{\tau_u \cdot e}{(0,8f_e)}$$

τ_u : Les contraintes de cisaillement dans le béton est donnée :

$$\tau_u \leq 0,2f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \text{ Avec } \bar{V} = 1,4Vu$$

-Exemple de calcul :

-Voile1 :

V=2720,73kN ; St=15cm

$$\tau_u = \frac{1,4 \times 2720,73 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 7300} = 2,98 \text{MPa}$$

$$A_{h1} = \frac{2,98 \times 200 \times 150}{0,8(500)} = 2,24 \text{cm}^2$$

$$A_{hmin} = (0,15\%) a_l = \frac{0,15}{100} (15) (730) = 16,42 \text{cm}^2$$

-Les résultats de choix des aciers horizontaux sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V 68: ferrailage final horizontal des voiles.

Voile	L (m)	V ^{max} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Condition	A _h (cm ²)	A _h ^{min} (cm ²)	A _t ^{adop} (cm ²)	S _t (cm)	Choix des barres
V 1	7,3	2720,73	2,89	5	Vérifier	2,16	16,42	17,28	15	2x11T10
V 2	5,8	3718,07	4,98	5	Vérifier	3,735	13,05	17,28	15	2x11T10
V 3	4,8	2587,72	4,19	5	Vérifier	3,142	10,8	17,28	15	2x11T10
V 4	4	1894,31	3,68	5	Vérifier	2,76	9	17,28	15	2x11T10
V5	3,5	1727,84	3,84	5	Vérifier	2,88	7,875	17,28	15	2x11T10
V6	2,5	745,409	2,31	5	Vérifier	1,732	5,625	17,28	15	2x11T10
V7	2	931,382	3,62	5	Vérifier	2,715	4,5	17,28	15	2x11T10
V8	2	552,089	2,14	5	Vérifier	1,605	4,5	17,28	15	2x11T10
V9	1,7	500,912	4,37	5	Vérifier	3,277	3,825	17,28	15	2x11T10

V.4.6 Schéma de ferrailage :

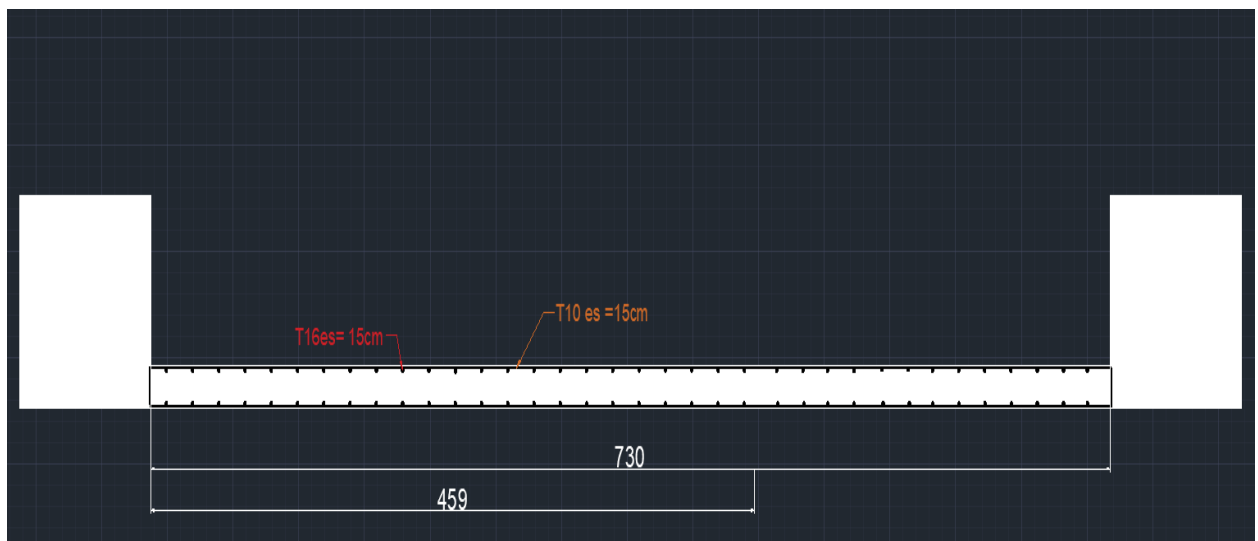


Figure V 10 :Ferrailage du voile 1 zone 1.

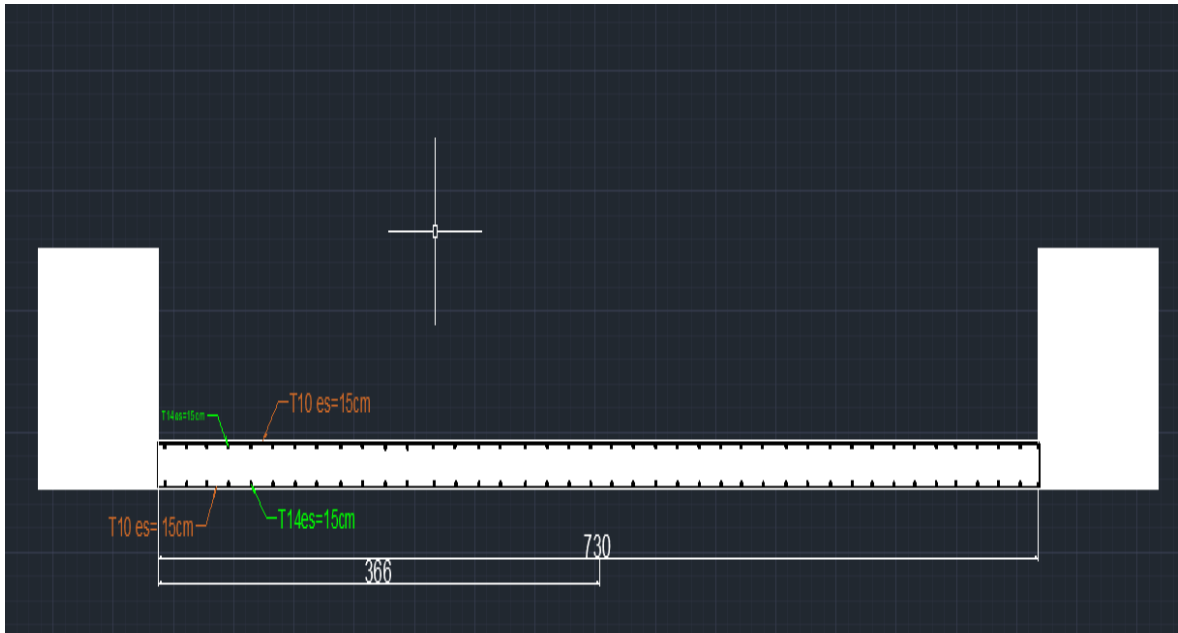


Figure V 11:Ferrailage du voile 1 zone 2.

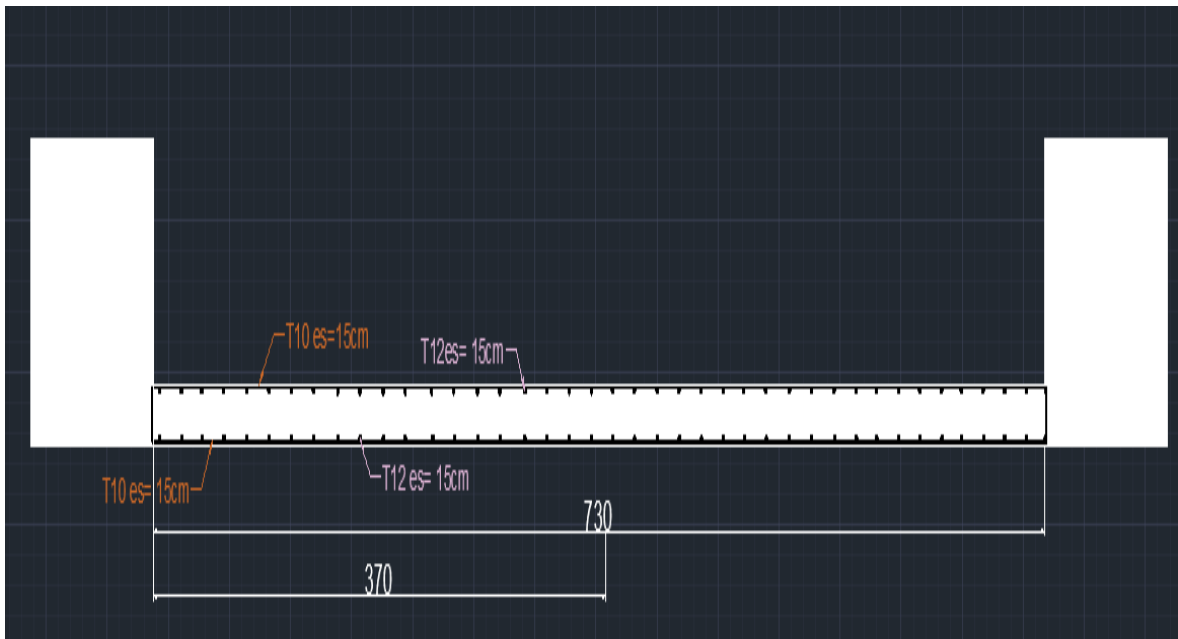


Figure V 12:Ferrailage du voile 1 zone 3.

VI CHAPITRE : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1 INTRODUCTION :

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelles sont transmise toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Dont elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

VI.2 Le rôle assuré par les fondations :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.
- Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

VI.3 Classification des fondations

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain. En fonction des caractéristiques et les charges de la superstructure on les classe en :

VI.3.1 Fondation profonde :

Elles sont utilisées dans le cas de 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 pieux
- Les puits

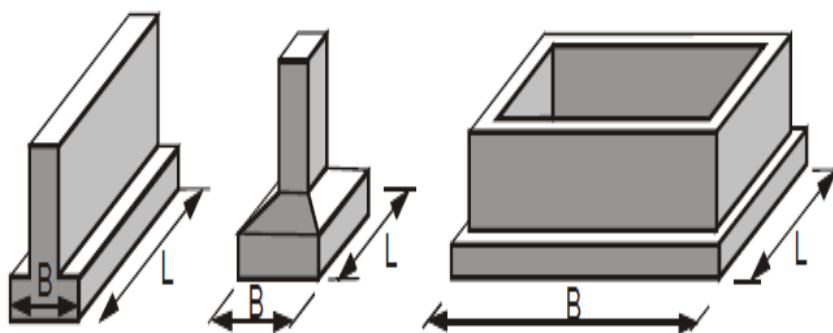


Figure VI 1: Schéma des Fondations superficielles.

VI.3.2 Fondations superficielles :

-En général on dit qu'une fondation est superficielle toutes fondations dont l'encastrement D dans le sol ne dépasse pas quatre (04) fois la largeur B (cote la plus petite de la semelle).

-Le rapport de ces dimensions doit vérifier l'inégalité suivante : $\frac{D}{B} < 4$

Elles sont utilisées pour des sols de bonnes capacités portantes :

- Semelles isolées, filantes.

- Radier général.

VI.4 Études géotechniques du sol :

La valeur de la contrainte du sol est donnée par l'expérience, en raison de la connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages sont déjà été réalisés, soit à partir des résultats de sondage effectués à laboratoire de mécanique des sols. Une étude préalable du sol à donner la valeur 2bar pour la contrainte admissible du sol σ_{sol}

- Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La Nature de l'ouvrage à fonder.
- La nature du terrain et sa résistance.
- Profondeur du bon sol.
- Le tassement du sol.

VI.5 CHOIX DE TYPE FONDATION :

VI.5.1 Semelle isolée :

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées – filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

-On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec σ_{sol} : Contrainte du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

N : calculé par la combinaison *ELS*

-On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au

rapport a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

-Pour les poteaux carré $a = b$ donc $A = B \Rightarrow S = (A)^2 = (B)^2$

D'où $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$; $\sigma_{sol} = 2$ bars

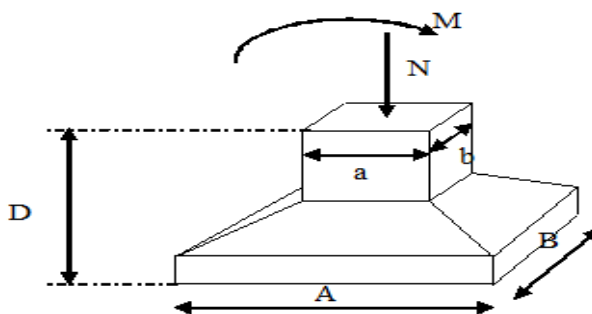


Figure VI 2: Dimensions de la semelle isolée.

- L'effort normal total revenant a la base :

$$N_{ser}=7088,96\text{KN (Par Etaps)}$$

$$S_{fond} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = 35,45\text{m}^2$$

$$A = \sqrt{S} = \sqrt{35,45} = 5,95\text{m} \rightarrow A=B=5,95\text{m}$$

- Vérification de l'interférence entre deux semelles :

Il faut vérifie que : $L_{min} \geq 1,5 \times B$

Tel que : L_{min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux.

B : Largeur maximum de la semelle ($B=5,95$ m).

-On a $L_{min} = 5,05$ m

$$1,5 \times B = 8,92$$
 m

- Conclusion :

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

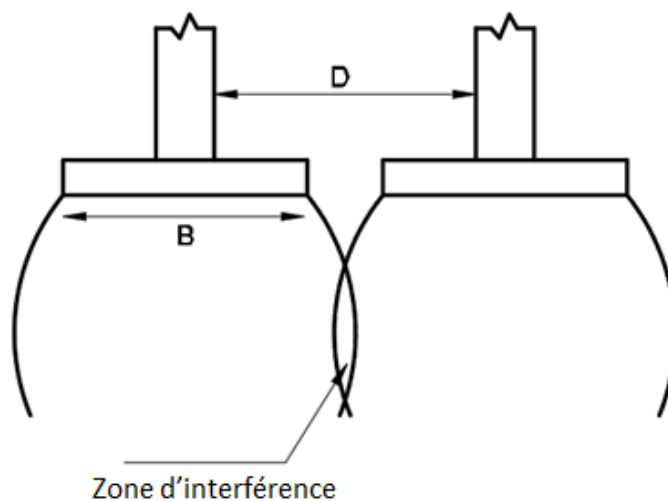


Figure VI 3: Chevauchement des semelles.

VI.5.2 Semelles filantes :

Le recours à des semelles filantes se fait quand les poteaux et par conséquent les semelles dans une direction donnée sont proches les unes des autres de façon que la somme des contraintes des deux semelles au niveau du point d'interface dépasse la contrainte du sol.

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouvent dans la même ligne.

La largeur « B » : D'après le règlement BAEL91 modifiée 99[5] la largeur B de la semelle est comme suit :

$$B \geq \frac{N_T}{L \cdot \sigma_{sol}}$$

B : largeur de la semelle.

L : longueur de la semelle.

N_T : effort normal total = $\sum N_i$ de chaque file de poteaux.

S : surface de la semelle $S = \frac{N_T}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}}$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI 1: Sections des semelles filantes sens X-X.

Fils	N_T (kN)	L(m)	B(m)	B choisie (m)	S(m ²)
A-A	5673,88	34,15	0,83072982	1	34,15
B-B	34068,69	34,15	4,98809529	5	170,75
C-C	34604,23	34,15	5,06650562	5,1	174,165
D-D	28166,84	34,15	4,12398839	5,15	175,8725
					554,93

Tableau VI 2: Sections des semelles filantes sens Y-Y.

Fils	N _T (kN)	L(m)	B(m)	B ^{choisie} (m)	S(m ²)
1-1	5798,29	24	1,2079771	1,5	36
2-2	7359,66	24	1,53326279	2	48
3-3	11322,09	24	2,35877015	2,4	57,6
4-4	14881,20	24	3,10025115	3,5	84
5-5	17938,27	24	3,73714056	4	96
6-6	15755,83	24	3,28246585	3,5	84
7-7	14523,81	24	3,02579571	5,5	132
8-8	12149,34	24	2,5311125	3	72
					609,6

VI.5.2.1 Vérification de la semelle filante :

Il faut vérifier que : $\frac{S_{semelle}}{S_{bat}} \leq 50\%$; Avec $S_{bat}=772,84m^2$ (Par Soccotec)

- Sens X-X : $\frac{S_{semelle}}{S_{bat}} = \frac{554,93}{772,84} = 71,80\% \leq 50\%$ Non vérifier
- Sens Y-Y : $\frac{S_{semelle}}{S_{bat}} = \frac{609,6}{772,84} = 78,88\% \leq 50\%$ Non vérifier

- La surface totale de la semelle dépasse les 50% de la surface d'emprise du bâtiment.

Ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage.

VI.5.3 Radier général :

VI.5.3.1 Introduction :

- Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction.
- Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée ; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.
- Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré.
- L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

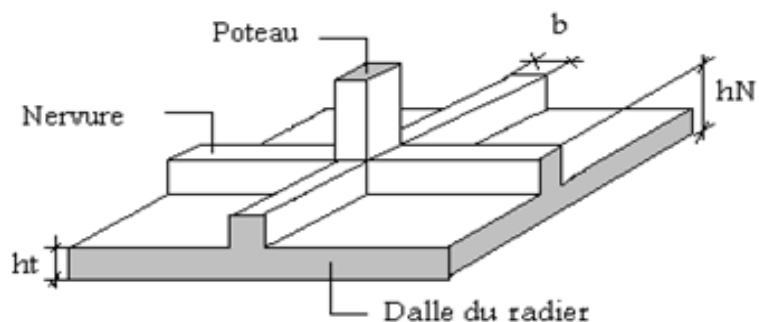


Figure VI 4: Radier.

- **Surface nécessaire :**

-On a E.L.S : Pour déterminer la surface du radier on doit vérifier que :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{nec}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{nec}} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$N_{\text{ser}} = 119772,8262 \text{ kN (Par Etaps)}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{bat}}} = \frac{119772,8262}{200} = 598,86 \text{ m}^2 \rightarrow S = 598,86 \text{ m}^2$$

$$\frac{S}{S_{\text{bat}}} = \frac{598,86}{772,84} = 77,5\% \geq 50\%$$

La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, il n'y'a pas lieu d'ajouter un débord.

Donc la surface du radier égal 772,84m².

VI.5.3.2 Prédimensionnement de radier :

VI.5.3.2.1 Dalle :

La dalle du radier doit répondre à la condition suivante :

$$h \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

$$L_{\max} = 8,1 \text{ m} \rightarrow h = 40,5 \text{ cm}$$

Avec :

L_{\max} = la plus grande portée entre nus d'appuis.

Choix : On retient une épaisseur de $h_d = 45$ cm pour la dalle du radier.

VI.5.3.2.2 Nervure :

- **Condition de l'ouvrage :**

$$b \geq \frac{L_{max}}{10} = 81 \text{ cm}$$

$$b = 85 \text{ cm}$$

L'épaisseur (h_r) du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

- **Formule empirique :**

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à :

$$h \geq \frac{L_{max}}{10} = 81 \text{ cm}$$

Avec :

L_{max} : entre axes maximal des poteaux parallèlement aux nervures.

- **Condition de l'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25$ cm)

- **Condition forfaitaire :**

$$\frac{l_{max}}{8} \leq h \leq \frac{l_{max}}{5} \rightarrow l_{max} = 810 \text{ cm} \rightarrow 101,25 \leq h \leq 162$$

- **la Condition de rigidité : (Condition de longueur élastique)**

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \times L_{max}$$

radier est rigide s'il vérifie :

$$\text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot K \cdot b \cdot L_{max}^4}{E \cdot \pi^4}}$$

L: le plus grand coté du panneau le plus grand $L = 8.7$ m.

h : épaisseur de radier ($h = 140$ cm).

l_e : Longueur d'élasticité.

$E = 20000 \text{ MPa}$ (module de young du béton)

I : Inertie de la section du radier, $I = bh^3/12$

K : Coefficient de raideur de sol, $K = 40000 \text{ KN/m}^2 = 40 \text{ MPa}$ (pour un sol moyen).

$b = l$: Largeur de la semelle par bande d'un mètre,

$$D'ou : h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times 1 \times 8.1^4}{20000 \times \pi^4}} = 1.62 \text{ m}$$

On prend $h_n = 1.7 \text{ m}$

- **Condition de cisaillement :**

D'après le règlement C.B.A93 [6], On vérifie la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa} .$$

$N_u = 163900,2278 \text{ kN}$ (Par Etaps)

$$\text{Avec} \quad T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u \times 1 \text{ ml}}{S_{rad}}$$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u \times L}{2 \times S_{rad} \times b \times d} = \frac{N_u \times L}{2 \times S_{rad} \times b \times (0,9 \times h)} \leq \bar{\tau}_u$$

$$h \geq \frac{N_u \times L}{2 \times S_{rad} \times b \times (0,9 \times \bar{\tau}_u)} = 38,17 \text{ cm}$$

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

- **Le choix final :**

$$h \geq \text{Max}(h_1, h_2) = 45 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{on prend} \quad h = 45 \text{ cm}$$

Conclusion :

On optera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

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

-Nervure: $\begin{cases} h_n = 1,70 \text{ m} \\ b = 85 \text{ cm} \end{cases}$

VI.5.3.3 Caractéristiques géométriques du radier :

- **Position du centre de gravité:**

$XG = 12,22m.$

$YG = 18,02m.$

- **Moments d'inertie:**

$I_{xx} = 67438,1m^4.$

$I_{yy} = 37593,4m^4.$

VI.5.3.4 Vérification de la stabilité du radier :

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5 $\left(\frac{M_s}{M_R} > 1,5\right)$

Avec :

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre, et éventuellement des terres.

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

$M_R = \sum M_0 + V_0 h$

M_0 : Moment à la base de la structure.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

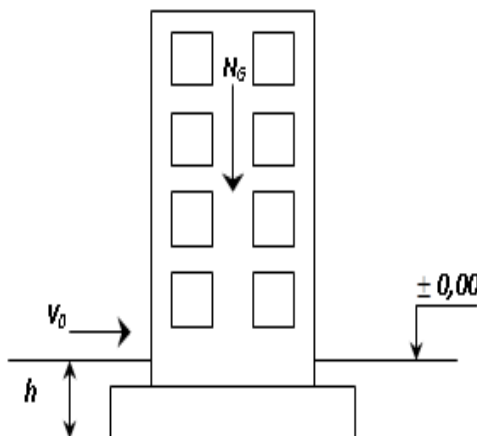


Figure VI 5: Schéma statique du bâtiment.

- **Sens x-x :**

$$M_0 = 544769,3659 \text{ kNm} ; V_0 = 18772,1827 \text{ KN} ; h = h_{s/\text{sol}} + h_n = 5,1 \text{ m} .$$

$$\text{Donc: } M_R = 640507,48 \text{ kN.m}$$

Avec:

$$N_G = N_{G1} + N_{G2}$$

N_{G1} : Poids propre de la structure.

N_{G2} : Poids propre du radier.

On a:

$$N_{G1} = 119772,8262 \text{ KN}$$

$$N_{G2} = \rho \times h \times S = 25 \times 0,45 \times 772,84 = 8694,45 \text{ kN}$$

$$\text{Donc: } N = 128467,27 \text{ kN}$$

$$M_s = N \cdot x_G = 1569870,01 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 2,45 > 1,5 \dots \dots \dots \text{Vérier}$$

- **Sens y-y :**

$$M_0 = 433215,2477 \text{ kNm} ; V_0 = 15463,1907 \text{ kN} ; h = h_{s/\text{sol}} + h_n = 5,1 \text{ m} .$$

$$M_R = 512077,51 \text{ kNm}$$

$$M_s = N \cdot y_G = 2314980,2 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 4,5 > 1,5 \dots \dots \dots \text{Vérier}$$

Conclusion :

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5, donc notre structure est stable dans les deux sens.

VI.5.3.5 Vérification des contraintes sous le radier :

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol, déterminée par les différents essais in-situ et au laboratoire : $\sigma_{sol}=0,2MPa$.

- **Les contraintes du sol sont données par :**

- **Sollicitation du premier genre :**

➤ **À l'ELS :**

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{119772,8262}{772,84} = 155 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 155 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

- **Sollicitation du second genre :**

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

V : fibre la plus éloigner.

On vérifie que :

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$.

σ_2 : Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{sol}.$$

➤ **E.L.U :**

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 163900,2278$$

M : est le moment de renversement.

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$$

Tableau VI 3: Contraintes sous le radier à l'E.L.U.

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right)$ (kN/m ²)
Sens x-x	214,22	209,95	213,15
Sens y-y	215,15	209,02	213,61
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{sol}=300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) < 1,33 \sigma_{sol} = 266$

➤ **E.L.S :**

$$N_{ser} = 119772,8262 \text{ kN}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$$

Tableau VI 4: Contraintes sous le radier à l'E.L.S.

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right)$ (kN/m ²)
Sens x-x	157,12	152,85	156,05
Sens y-y	158,05	151,92	156,51
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{sol}=300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) < 1,33 \sigma_{sol} = 266$

Conclusion :

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

- **Détermination des sollicitations les plus défavorables :**

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

- E.L.U : $\sigma_u \left(\frac{L}{4} \right) = 213,61 \text{ kN/m}^2$

- E.L.S : $\sigma_{ser} \left(\frac{L}{4} \right) = 156,51 \text{ kN/m}^2$

VI.5.3.6 Ferrailage du radier :

Le radier se calcule comme un plancher renversé, donc le ferrailage de la dalle du radier se fait de la même manière que celui du plancher.

- La fissuration est considérée préjudiciable

VI.5.3.6.1 Ferrailage de la dalle du radier :

- **Détermination des efforts :**

-Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots\dots\dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots\dots\dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

➤ **Panneau de rive :**

- Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,85 M_x$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y$$

- Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,3 M_x \quad (\text{appuis de rive})$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x \quad (\text{autres appuis})$$

➤ **Panneau intermédiaire :**

- Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,75 M_x$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y$$

- Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x$$

- Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.
- Moment en travée : $M_t = 0,85 M_0$
- Moment sur appuis : $M_a = 0,5 M_0$

Avec : $M_0 = \frac{ql^2}{8}$.

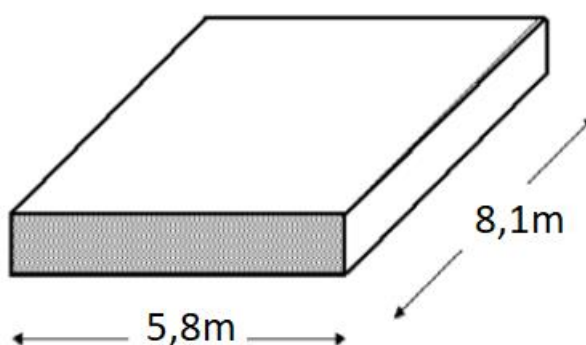


Figure VI 6: Panneau de la dalle du radier.

- **Valeur de la pression sous radier :**

- E.L.U : $q_u = \sigma_m^u \times 1m = 213,61 \text{ kN/m}$
- E.L.S : $q_{ser} = \sigma_m^{ser} \times 1m = 156,51 \text{ kN/m}$

- **Moment en travée et sur appuis à l'ELU ($v = 0$) :**

- $L_x = 5,8 \text{ m}$.
- $L_y = 8,1 \text{ m}$.
- $0,4 < \frac{L_x}{L_y} = \frac{5,8}{8,1} = 0,71 < 1$

On a le rapport des panneaux $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens. On

applique le calcul pour le panneau le plus sollicité ayant des dimensions plus grandes que les autres panneaux.

VI.5.3.7 Calcul des moments :

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire

$$\alpha = 0,71 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0671 \\ \mu_y = 0,4471 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 482,17 \text{ kNm} \\ M_y = \mu_y M_x = 215,57 \text{ kNm} \end{cases}$$

- **Moments en travées : (panneau de rive)**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 409,84 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 183,23 \text{ kNm}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = 0,5 M_x = 241,08 \text{ kNm} \quad (\text{appui intermédiaire})$$

$$M_{ay} = 0,3 M_y = 64,67 \text{ kN.m} \quad (\text{appui de rive})$$

- **Moment en travée et sur appuis à l'ELS ($v=0,2$) :**

$$\alpha = 0,71 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0731 \\ \mu_y = 0,5940 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 384,87 \text{ kNm} \\ M_y = \mu_y M_x = 228,61 \text{ kNm} \end{cases}$$

- **Moments en travées : (panneau de rive)**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 327,14 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 194,32 \text{ kNm}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = 0,5 M_x = 192,43 \text{ kNm} \quad (\text{appui intermédiaire})$$

$$M_{ay} = 0,3 M_y = 68,58 \text{ kNm} \quad (\text{appui de rive})$$

VI.5.3.8 Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se calcule avec le moment maximum en travée et sur appuis.

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; f_e = 500 \text{ MPa} ; \sigma_s = 435 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 45 \text{ cm} ; d = 0,9h = 40,5 \text{ cm}.$$

Tableau VI 5: Ferrailage des panneaux du radier.

	Sens	M _u (kNm)	μ	α	Z(cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	S _t (cm)
Travée	x-x	409,84	0,176	0,244	36,54	25,78	9T20	28,27	10
	y-y	183,23	0,078	0,102	38,83	10,85	8T14	12,31	15
Appui	x-x	241,08	0,103	0,137	38,27	14,47	10T14	9,04	10
	y-y								

• **Espacement :**

$$Esp \leq \text{Min} (3h; 33cm) \rightarrow S_t \leq \text{Min} (135 cm; 33 cm)$$

- Sens x-x : $S_t = \frac{100}{9} = 11,11cm < 33cm$, On prend S_t= 10 cm.
- Sens y-y : $S_t = \frac{100}{8} = 12,5cm < 33cm$ On prend S_t=15 cm.

VI.5.3.9 Vérifications nécessaires :

• **Condition de non-fragilité :**

$$A_s^{min} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,91 cm^2$$

Condition est vérifiée.

VI.5.3.10 Vérification des contraintes à l'E.L.S :

Tableau VI 6: Vérification des contraintes à l'E.L.S.

	Sens	M _{ser} (kN.m)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	327,14	28,27	12,5	15	325,3	201,63	Non vérifiée
	y-y	194,32	12,31	9,98		426,7		Non vérifiée
Appuis	x-x	192,43	9,04	11,2		568,7		Non vérifiée
	y-y							

On trouve que l'E.L.S est non vérifié alors on va augmenter, la section d'acier :

Tableau VI 7: Correction de la section d'acier.

	Sens	M _{ser} (kN.m)	Choix	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	327,14	10T25	49,04	10,5	15	193,6	201,63	Vérifiée
	y-y	194,32	9T20	28,27	7,4		193,2		Vérifiée
Appuis	x-x	192,43	9T20	28,27	7,32		191,3		Vérifiée
	y-y								

- **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :(voir annexe)**

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right] = 2,5MPa$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{213,61 \times 8.1}{2} = 865,12kN$$

$$\tau_u = \frac{865,12 \times 10^3}{1000 \times 405} = 2,13 MPa < \bar{\tau}_u = 2,5MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Remarque :

La séparation entre les deux nappes est assurée par des armatures de diamètre T12 généralement, appelées CHAISES, donc on prévoit : 4 chaises de T12 / m².

VI.5.4 Schéma ferrailage :

- **Sur appuis :**

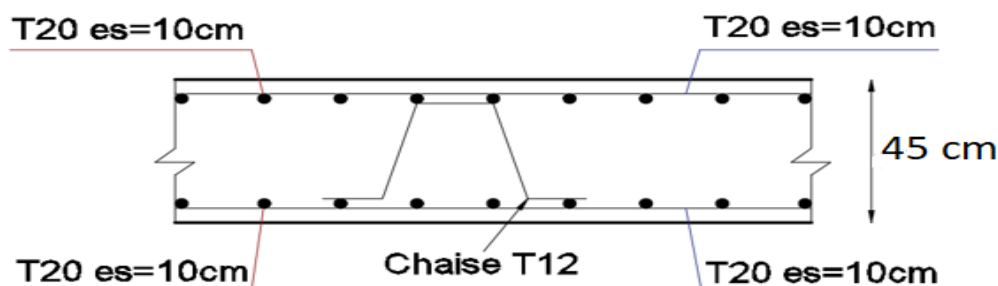


Figure VI 7: Schéma de ferrailage de la dalle du radier sur appuis.

- Sur travées :

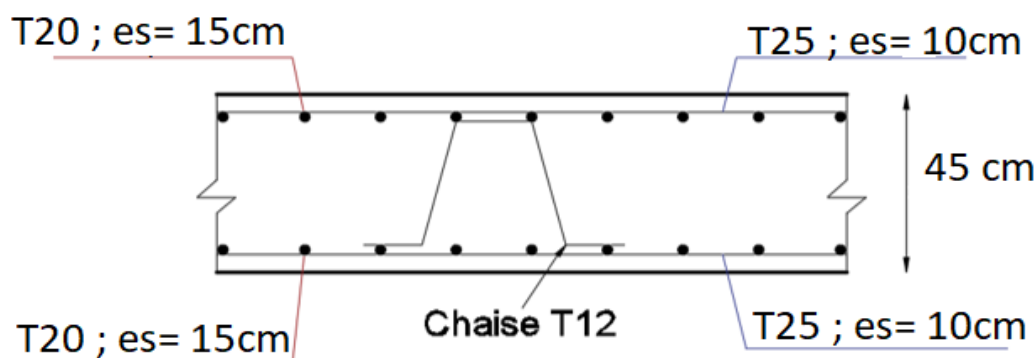


Figure VI 8: Schéma de ferrailage de la dalle du radier sur travée.

VI.5.5 Ferrailage des nervures :

VI.5.5.1 Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (BAEL91 modifier 99)

On a $M_0 = \frac{QL^2}{8}$

- En travée : $M_t = 0,85 M_0$
- Sur appuis : $M_A = 0,50 M_0$

VI.5.5.2 Calcul des armatures :

$b = 85 \text{ cm} ; h = 170 \text{ cm} ; d = 153 \text{ cm}$

- Sens (x-x) : $L = 5,8 \text{ m} ; Q = 213,61 \text{ kN/ml} \rightarrow M_0 = 898,23 \text{ kN/ml}$

Tableau VI 8: Ferrailage des nervures sens (x-x).

	$M_u(\text{kNm})$	μ	α	Z(cm)	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	763,49	0,027	0,034	150,89	11,63	6T16	12,06
Appuis	449,11	0,016	0,020	151,77	6,80	5T14	7,70

- Sens (y-y) : $L = 8,1\text{m}$; $Q = 213,61 \text{ kN/ml} \rightarrow M_0 = 1751,87 \text{ kN/ml}$

Tableau VI 9: Ferrailage des nervures sens (y-y).

	$M_u(\text{kNm})$	μ	α	Z(cm)	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	1489,09	0,052	0,067	148,84	22,99	12T16	24,13
Appuis	875,93	0,031	0,039	150,58	13,37	7T16	14,07

VI.5.5.3 Vérifications nécessaires :

- **Condition de non-fragilité :**

$$A_s^{\text{min}} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 12,56 \text{ cm}^2$$

Tableau VI 10: Vérification de la condition de non-fragilité.

		$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$	$A_s^{\text{min}}(\text{cm}^2)$	Vérification	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Sens x-x	Travée	12,06	12,56	Non	7T16	14,07
	Appuis	7,70	12,56	Non	7T16	14,07
Sens y-y	Travée	24,13	12,56	Oui	12T16	24,13
	Appuis	14,07	12,56	Oui	7T16	14,07

VI.5.6 Vérification des contraintes à l'E.L.S :

Tableau VI 11: Vérification des contraintes à l'E.L.S.

	Sens	M_{ser} (kN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{\text{bc}}$ MPa	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	763,49	4,93	15	375,3	201,63	Non vérifiée
	y-y	449,11	2,9		220,7		Non vérifiée
Appuis	x-x	1489,09	7,67		433,7		Non vérifiée
	y-y	875,93	5,66		430,5		Non vérifiée

On trouve que l'E.L.S est non vérifié alors on augmente la section d'acier :

Tableau VI 12: Correction de la section d'acier.

	Sens	M _{ser} (kN.m)	Choix	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} MPa	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	763,49	9T20	3,69	15	190,8	201,63	Vérifiée
	y-y	449,11	9T20	2,84		112,2		Vérifiée
Appuis	x-x	1489,09	10T25 +2T20	5,56		195,4		Vérifiée
	y-y	875,93	10T25 +2T20	3,27		114,9		Vérifiée

- **Vérification de la contrainte tangentielle du béton : (voir annexe)**

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right] = 2,5MPa$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{213,61 \times 8,1}{2} = 865,12kN$$

$$\tau_u = \frac{865,12 \times 10^3}{850 \times 1530} = 0,66MPa < \bar{\tau}_u = 2,5MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

- **Armatures transversales :**

➤ **Selon BAEL 91 modifié 99 [5]:**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d; 40cm) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K=1: \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa \right) \end{array} \right.$$

➤ Selon RPA99 / Version 2003 [1] :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l \right) = 24 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$$

$$S_t \leq \left(\frac{h}{4} \right) = 42,5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$$

Avec :

$$t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10} \right) = 2 \text{ cm}$$

$f_c=500\text{MPa}$; $\tau_u=0,66\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{Mpa}$; $b=85\text{cm}$; $d=153\text{cm}$

On trouve :

- ✓ $S_t=10\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$
- ✓ $S_t=20\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$

$$A_t \geq 2,55 \text{ cm}^2$$

On prend : $4T10=3,14\text{cm}^2$

VI.5.7 Armatures de peau :

Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties sur les parements des poutres de grande hauteur, leur section est au moins $3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

On a $h=170 \text{ cm} \rightarrow$ Donc: $A_p = 3 \times 170 = 510 \text{ cm}^2$

On choisit $A_p= 5T12$

VI.5.8 Schéma de ferrailage :

- Sens X-X :

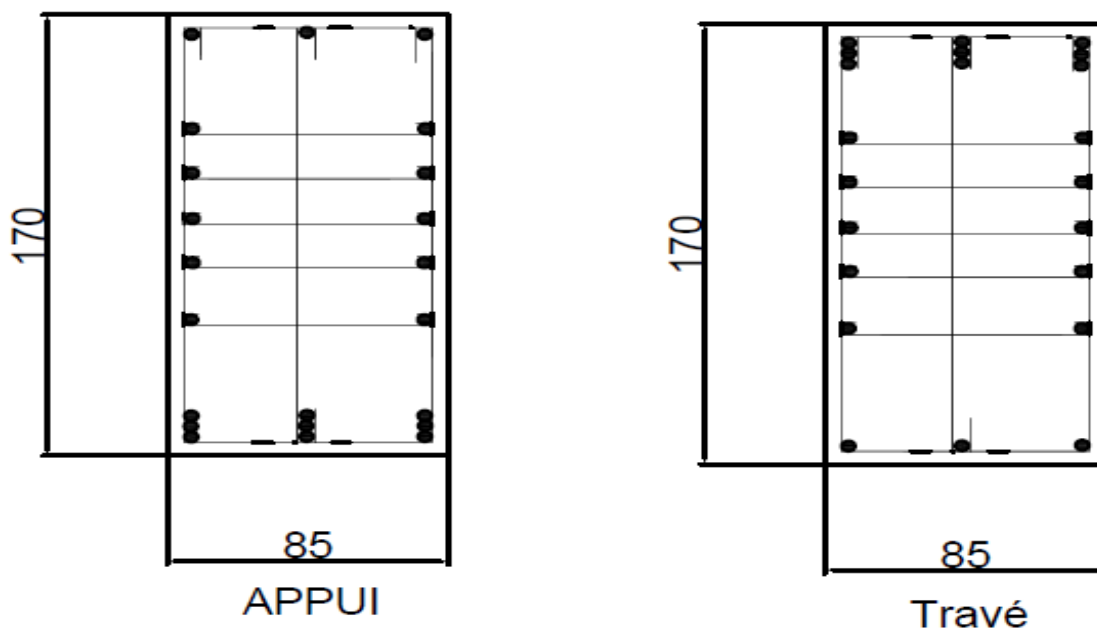


Figure VI 9: Ferrailage de la nervure sens x-x.

- Sens Y-Y :

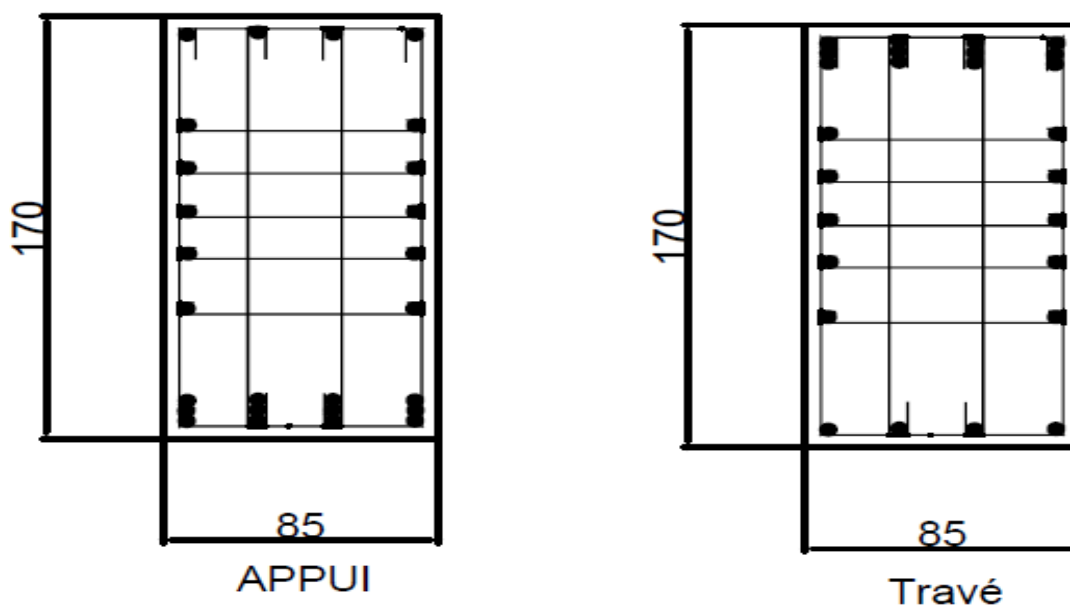


Figure VI 10: Ferrailage de la nervure sens y-y.

VI.6 Voile périphérique :

VI.6.1 Introduction :

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous-sol et les fondations.

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux conditions minimales exigées par le règlement *RPA99*.

VI.6.2 Pré dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du *RPA99 version 2003*, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- Épaisseur $e \geq 15cm$; on a $e = 20cm$.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum du ferrailage est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical). ($A_h = A_v = 0,1\%B$)
- La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

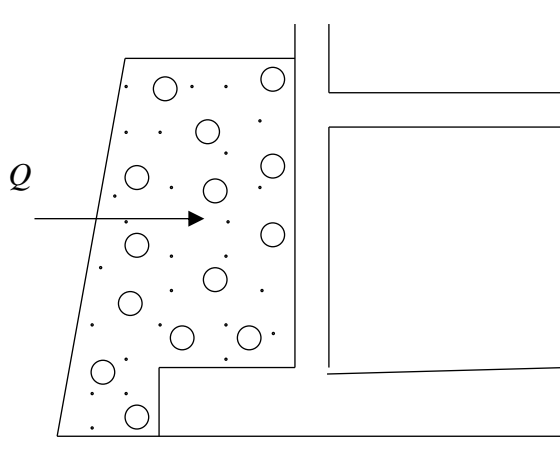


Figure VI 11: Coupe verticale du voile périphérique.

VI.6.3 Evaluation des charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

Dans notre cas, on considère le tronçon le plus défavorable :

$$L_x = 3,40 \text{ m} ; L_y = 8,1 \text{ m} ; e = 20 \text{ cm.}$$

La charge de poussées des terres est donnée par :

$$Q = A \times \gamma \times h$$

Avec :

Q : Contrainte à la base sur une bande de 1 ml.

A : Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

γ : Poids spécifique des terres. $\gamma_h = 20,8 \text{ KN/m}^3$

H : Hauteur du voile = 4.08m

$$\phi = 27^\circ \Rightarrow A = f(\phi) = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 0,376$$

Donc :

$$Q = A \cdot \gamma \cdot H = 26,59 \text{ KN/ml} \Rightarrow Q_u = 1,35 Q = 35,89 \text{ KN/m}$$

• **Effort dans le voile périphérique :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,40}{8,10} = 0,42 > 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x Q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$
- Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de v .

$$v: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire

$$\rho = 0,42 \rightarrow \mu_x = 0,1075$$

$$\mu_y = 0,2500$$

$$M_x = 44,60 \text{ kNm}$$

$$M_y = 11,15 \text{ kNm}$$

- Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85M_x = 37,91 \text{ kNm.}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 9,47 \text{ kNm.}$$

- Moments sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 22,3 \text{ kNm}$$

VI.6.4 Ferrailage du voile périphérique :

$$b=100\text{cm} ; h=20\text{cm} ; d=0,9h=18\text{cm} ; f_c=500\text{MPa} ; f_{c28}=25\text{MPa} ; f_{t28}=2,1\text{MPa} ; \sigma_s=435\text{MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV 14: Ferrailage du voile périphérique.

	Sens	M_u (kNm)	μ	α	Z(mm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	37,91	0.082	0.107	172,23	5,05	5T14	7,70	20
	y-y	9,47	0.020	0.026	178,12	1,22	4T10	3,14	25
Appuis	x-x	22,3	0.048	0.062	175,51	2,92	6T10	4,71	15
	y-y								

• **Condition exigée par les RPA99/version 2003 :**

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposées en deux nappes.

- $A_L \geq 0,1 \times 20 \times 100 = 2,0 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$

- $A_T \geq 0,1 \times 20 \times 100 = 2,0 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$

➤ **Condition de non-fragilité :**

Pour les voiles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est comptée entre 12 et 30cm.

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

$h=e=20 \text{ cm}; b=100 \text{ cm}.$

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min} ; & A_x^{\min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min} ; & A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

Avec ρ_0 : Taux d'armatures dans chaque direction ($\rho_0 = 0,0006$)

$$A_x^{\min} = 0,0006 \left(3 - \frac{3,40}{8,1} \right) \times \frac{100 \times 20}{2} = 1,54 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0,0006 \times 100 \times 20 = 1,2 \text{ cm}^2$$

- En travée :

$$A_x = 7,7 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,54 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 3,14 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,2 \text{ cm}^2$$

Condition Vérifiée.

- Sur appuis :

$$A_x = 3,14 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,54 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 3,14 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,2 \text{ cm}^2$$

Condition Vérifiée.

VI.6.4.1 Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} < \tau_u = 0,05f_{c28} = 1,5MPa$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{35,89 \times 3,40 \times 8,1}{2 \times 3,40 + 8,1} = 66,33kN$$

$$T_y = \frac{q_u L_y}{3} = 96,90kN$$

$$T_u^{max} = \text{Max}(T_x, T_y) = 96,90kN$$

$$\tau_u = \frac{96,90 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,53MPa < \tau_u = 0,05f_{c28} = 1,25MPa \dots \text{vérifier}$$

VI.6.5 Vérification à L'ELS :

- **Evaluation des sollicitations à l'ELS :**

$$Q_{ser} = Q1 = 26,59kN/m$$

$$\rho = 0,42 \rightarrow \mu_x = 0,1098$$

$$\mu_y = 0,3000$$

$$M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$M_x = 33,75kNm$$

$$M_y = 10,12kNm$$

- Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85M_x = 28,68kNm.$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 8,6kNm.$$

- Moments sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 16,87kNm$$

VI.6.6 Vérification des contraintes :

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau IV 15: Vérifications des contraintes.

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s cm^2	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	Vérification	σ_s MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	Vérification
Travée	x-x	28,68	7,70	6,56	15	OK	229,9	250	OK
	y-y	8,6	3,14	2,79	15	OK	163,3	250	OK
Appuis	x-x	16,87	4,71	4,65	15	OK	216,6	250	OK
	y-y								

Schéma de ferrailage :

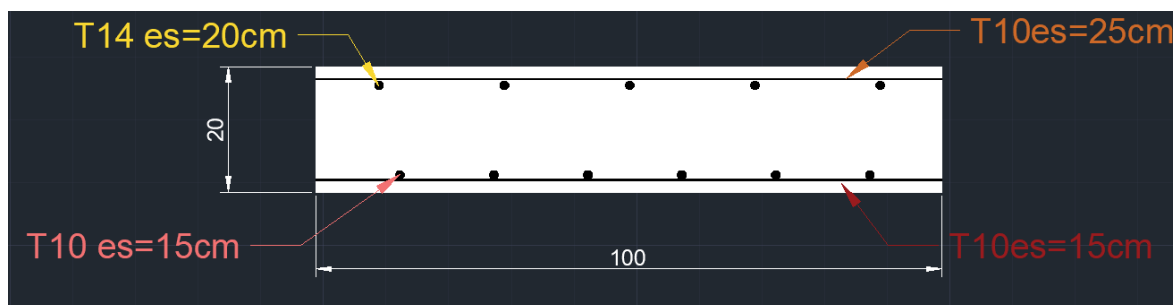


Figure VI 12: Ferrailage du voile périphérique (X-X).

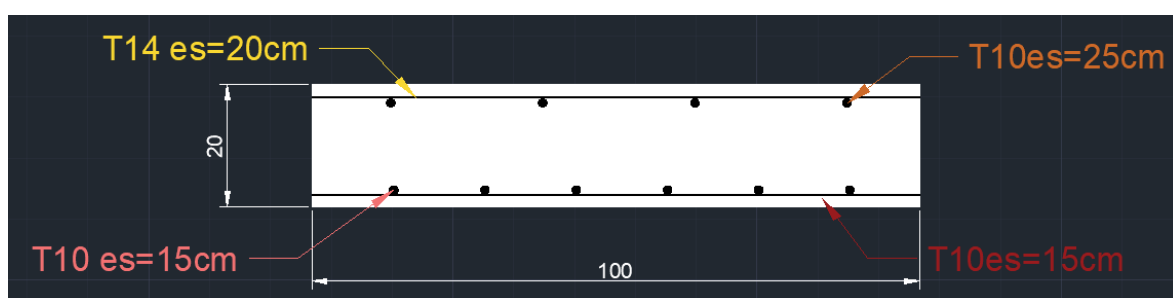


Figure VI 13: Ferrailage du voile périphérique (Y-Y).

CONCLUSION GENERAL :

On conclusion de ce travail la réalisation du notre projet de fin d'étude a été une occasion pour nous de pratiquer et d'approfondir les connaissances acquises durant notre cycle de formation, et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul et les règlements du domaine et manipulé les logiciels de base pour un ingénieur en génie civil.

Rien qu'en constatant le nombre de vérifications établies ainsi que les calculs émis, Nous démontre l'importance de l'étude lors de la conception d'un ouvrage, ayant comme rôle de prévisions des charges à supporter ainsi que les quantités de ferrailage à adopter, faisabilité du projet en question par rapport à plusieurs paramètres dont le type de sol du site, sans oublier le rôle économique et sécuritaire.

Cette étude a été effectuée en grande partie grâce à l'assimilation des années d'apprentissage en matière de génie civil et ses applications, ainsi qu'une connaissance sur terrain des différentes étapes de l'exécutions et réalisations de l'ouvrage, il faut souligner aussi que l'étude a même élargie notre pensée sur le domaine en nous incitant d'avantage à avoir recours aux réglementations exigée par l'état, et aussi à l'utilisations de divers programme d'analyse et de modélisation, comme c'est le cas de l'ETABS qui, a cours de l'étude, nous a été d'une grande aide sur l'aboutissement d'un résultat fiable.

L'effet du séisme étant dévastateur sur les bâtiments, on a pu obtenir une stabilité face à ce phénomène grâce à une bonne disposition des voiles de contreventement, en grande partie vers la périphérie qu'à l'intérieur de l'ouvrage pour bien reprendre les sollicitations de façon directe, cela s'est fait en passant par plusieurs variantes jusqu'à aboutir au positionnement parfait des voiles, offrant ainsi une rigidité désirée.

L'étude de l'infrastructure, elle est conçue en radier nervure du fait de la faible portance du sol support et l'importance de la structure et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.

Ainsi, nous en tant que future ingénieur en génie civil, nous espérons avoir bien étalé nos informations concernant l'étude de cet ouvrage en souhaitant une vie professionnelle plus enrichissant.

Les références bibliographique :

- **[CBA.93]**. Calcul des ouvrages en béton armé.
- **Le Comité Européen De Normalisation (Cen)**, EuroCode calcul 4 des structures mixtes acier-béton. Et Document d'Application Nationale Éditions AFNOR 1999.
- **D.T.R. – BC. 2.2** : Document technique réglementaire (charges permanentes et d'exploitations).
- **D.T.R. – BC. 2.41** : Règles de conception des structures en béton armé CBA93.
- **[Ministère de l'Habitat, de l'Urbanisme et de la ville, Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003, Edition CGS, 2004.**
- **[BAEL. 91]**. Jean-Pierre Mougine, Béton Armé aux Etats Limites 91 modifié 99, deuxième Edition Eyrolles 2000.
- Anciens mémoires de fin d'étude.

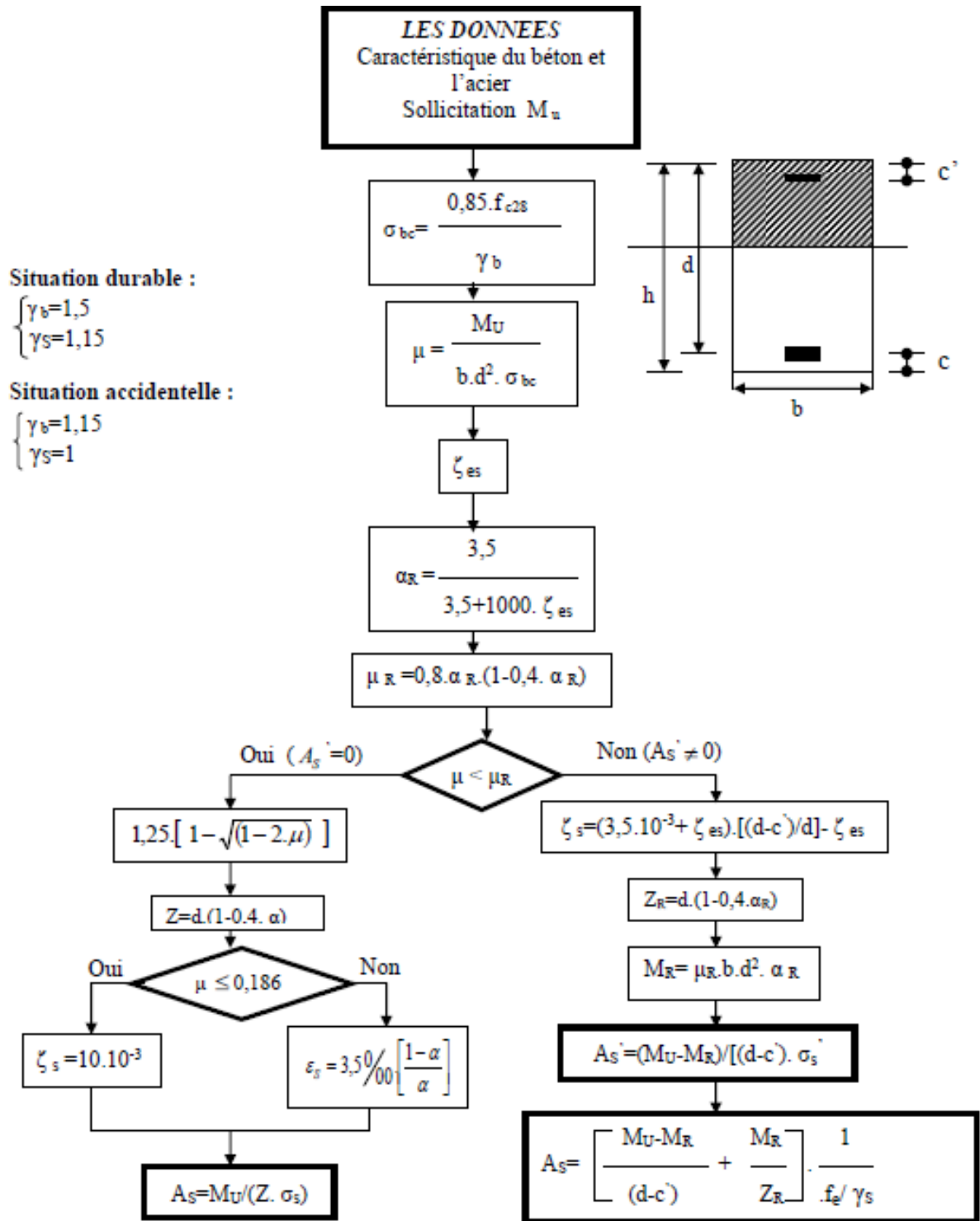
❖ Logiciels :

- **Computers & Structures Inc.** CSI, SAP2000 V14.
- **SOCOTEC** copyright 1996-2004, BaelR 1.02.035.
- **SOCOTEC** copyright 1996-2004, BaelT 1.02.035.
- **Autodesk** AutoCAD 2018.
- **Windows** office EXCEL 2019.
- **Windows** office WORD 2019.
- **ETABS (V17)**.

ANNEXES

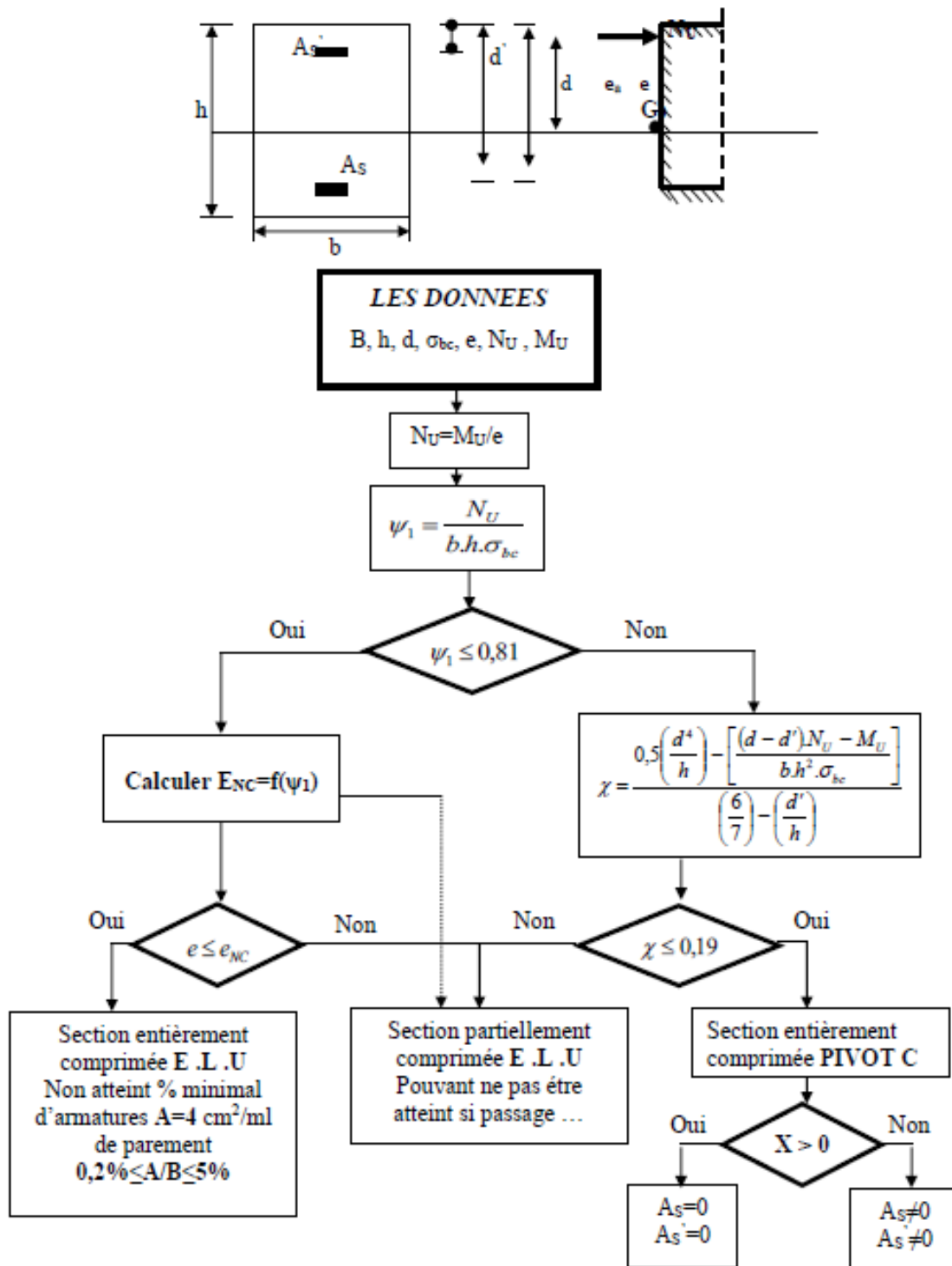
ANNEXE -01-

Organigramme (1) : Section rectangulaire à l'E.L.U en flexion simple.



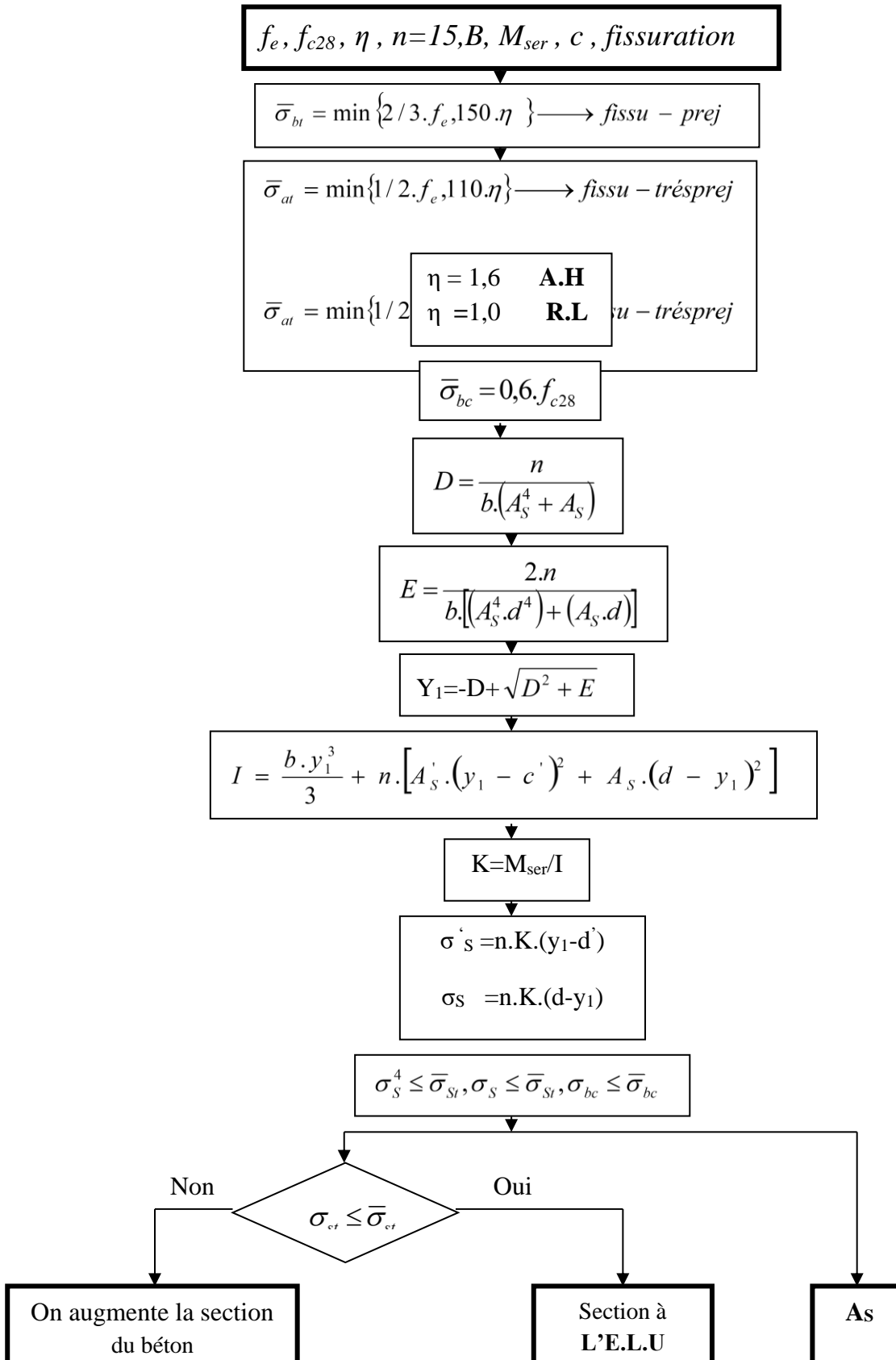
ANNEXE -02-

Organigramme (2) : Section rectangulaire à l'E.L.U en flexion composée.



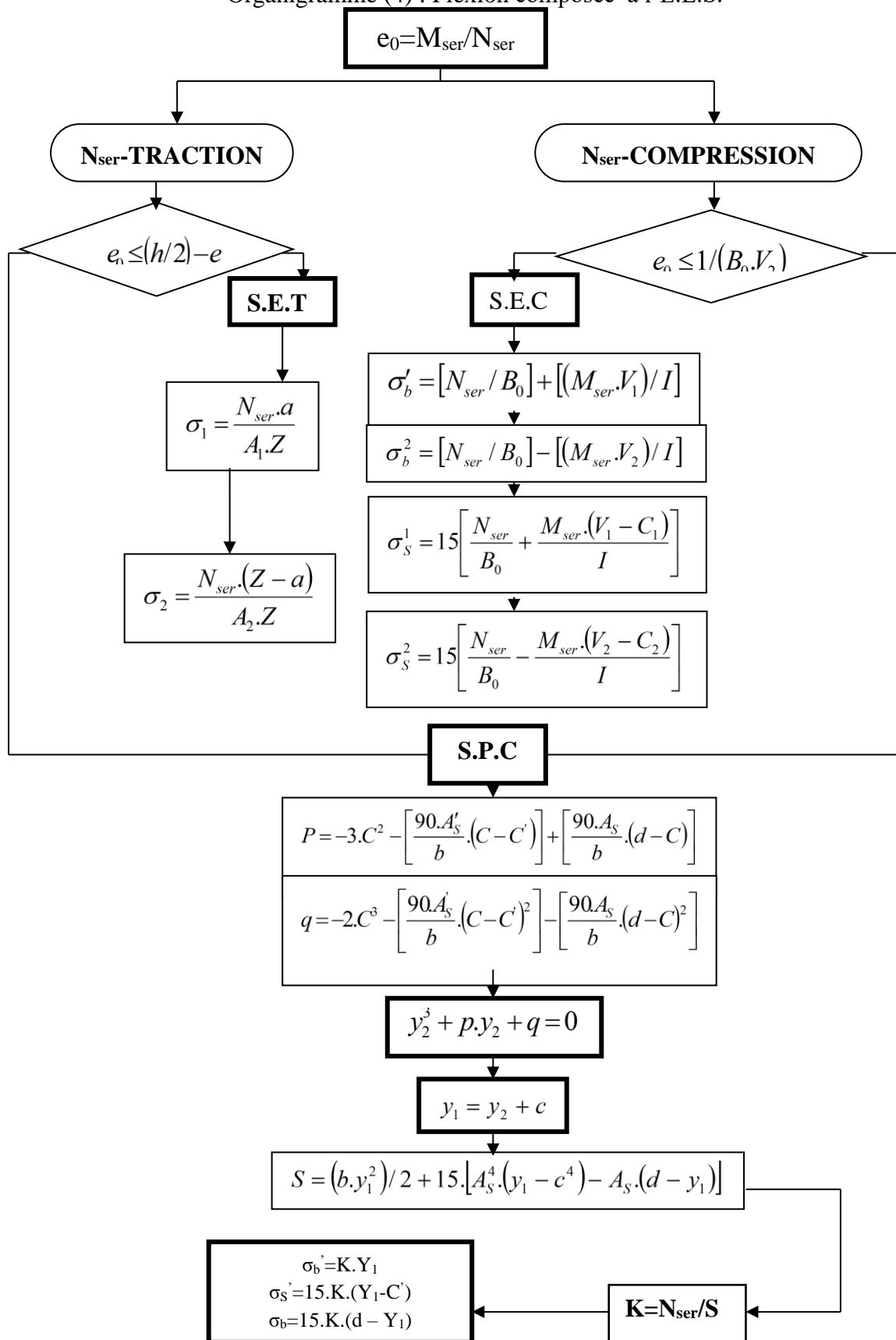
ANNEXE -03-

Organigramme (3) : Vérification d'une section rectangulaire à l'E .L .S.



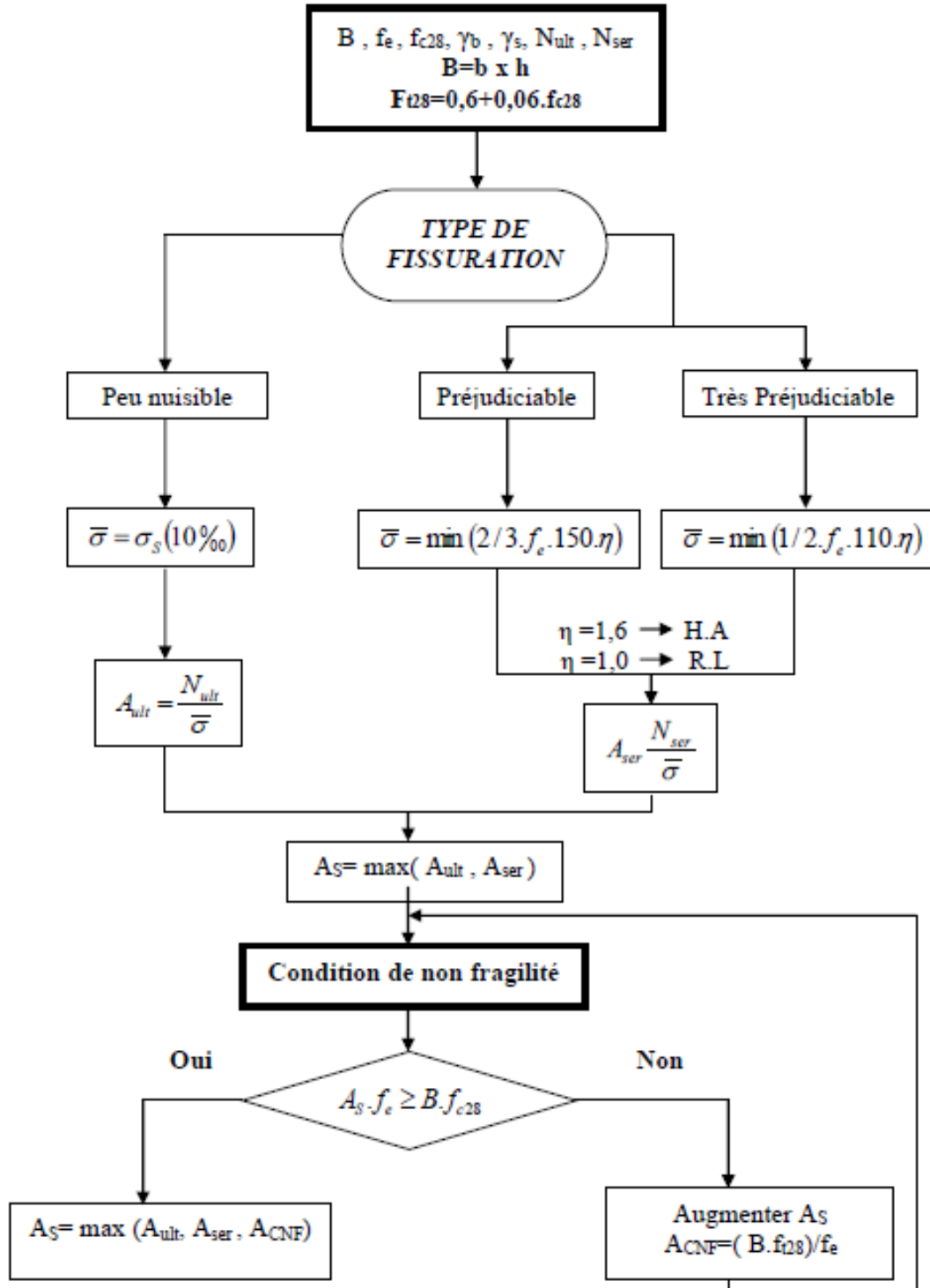
ANNEXE -04-

Organigramme (4) : Flexion composée à l'E.L.S.



ANNEXE -05-

Organigramme (5) : Traction simple.



ANNEXES

ANNEXE -06-

Table de μ_x et μ_y

$\alpha = Lx / Ly$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.05956	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.4065	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

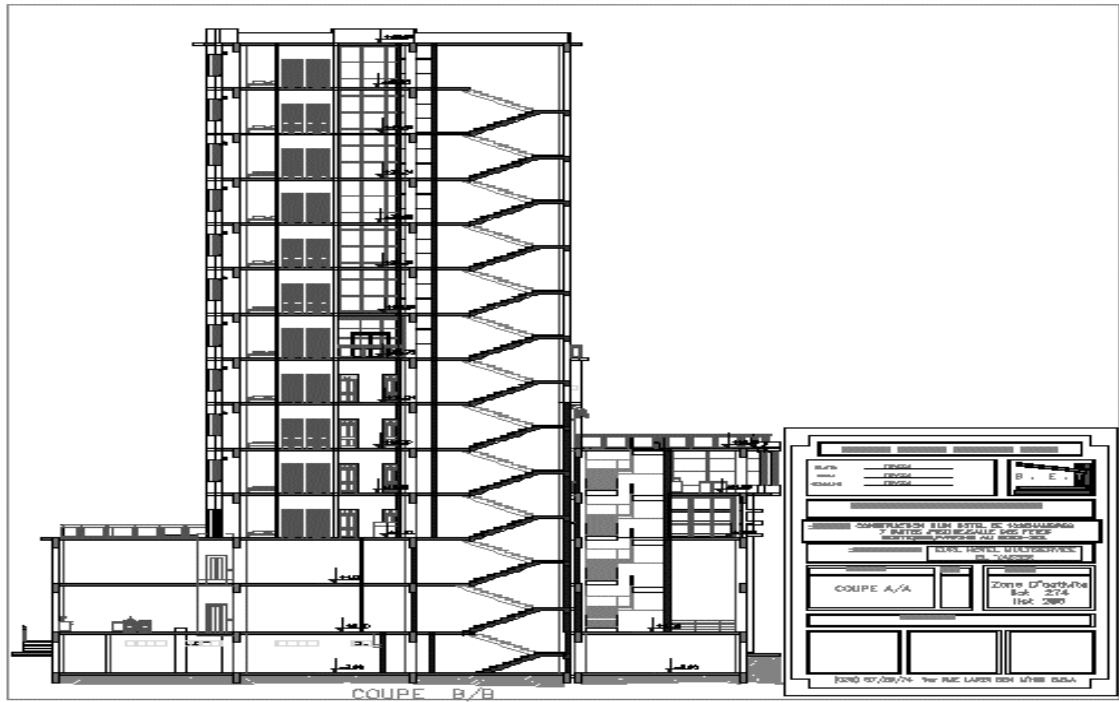
ANNEXE-07-

**Tableau des Armatures
(en Cm²)**

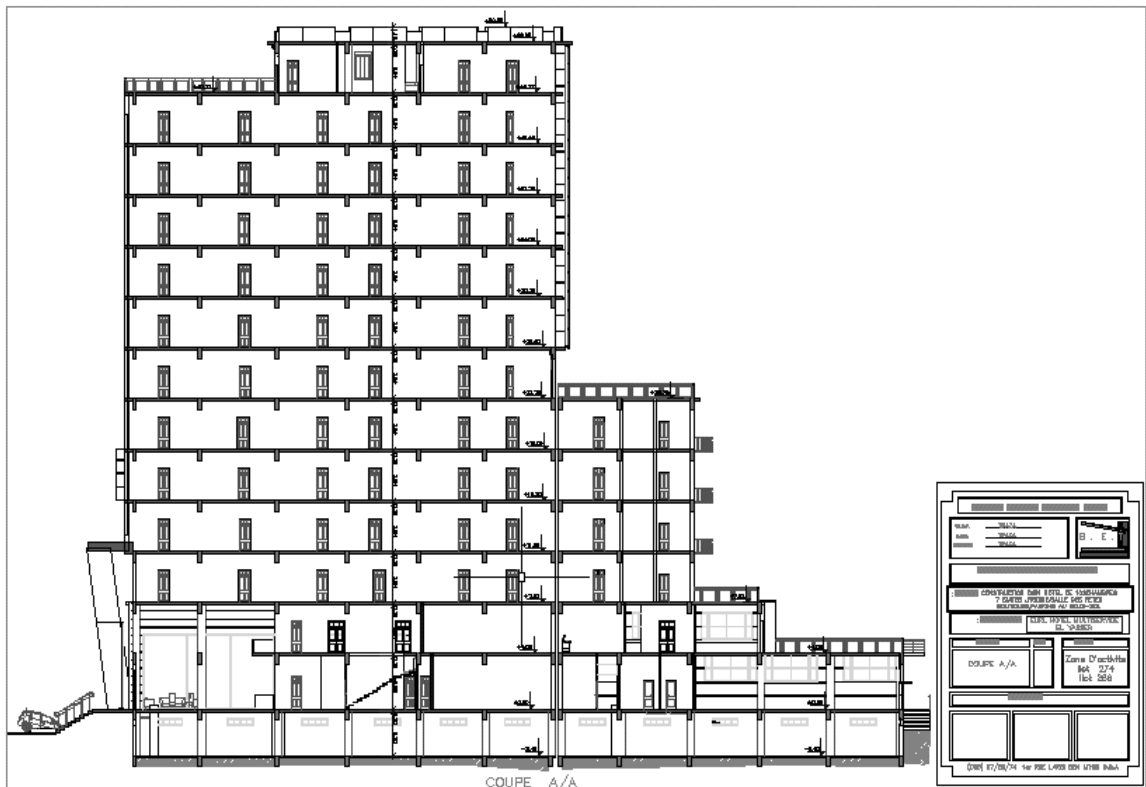
Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

LES PLANS :

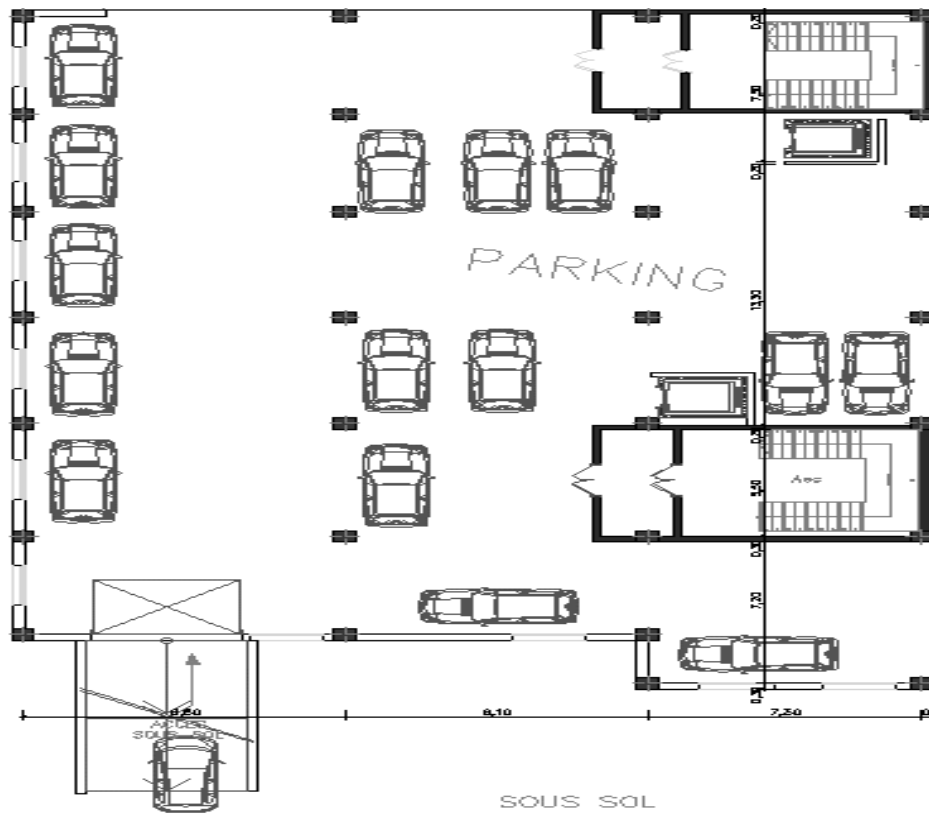
Coupe en élévation :



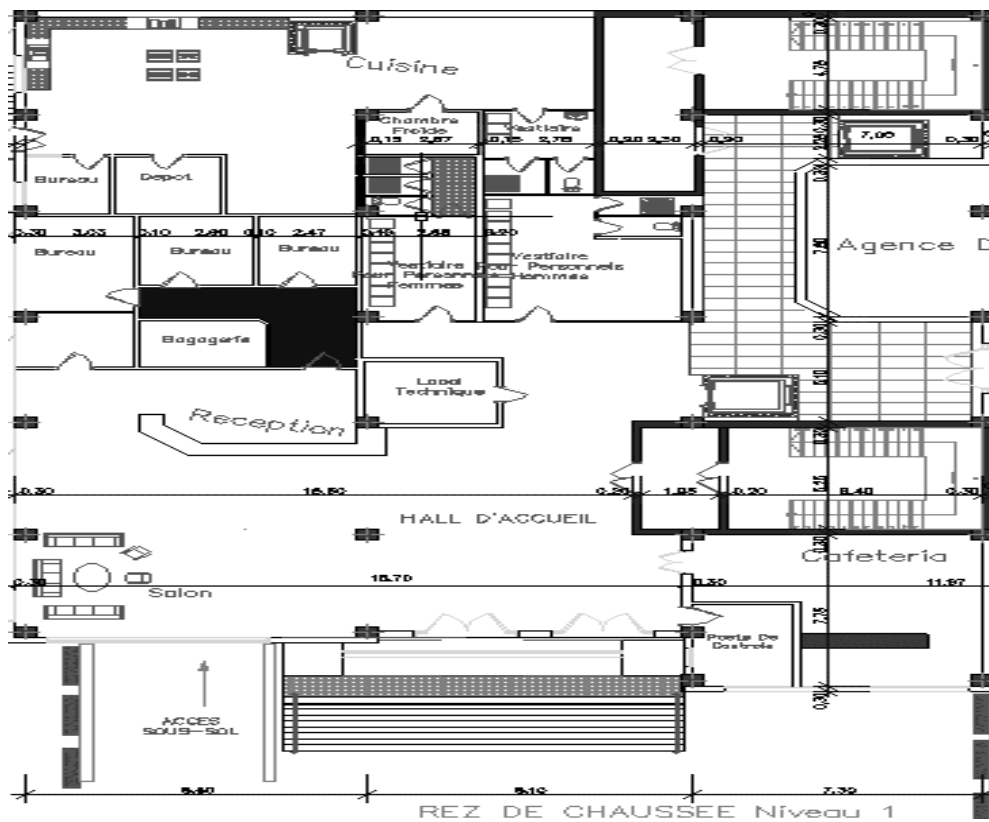
VUE de face :



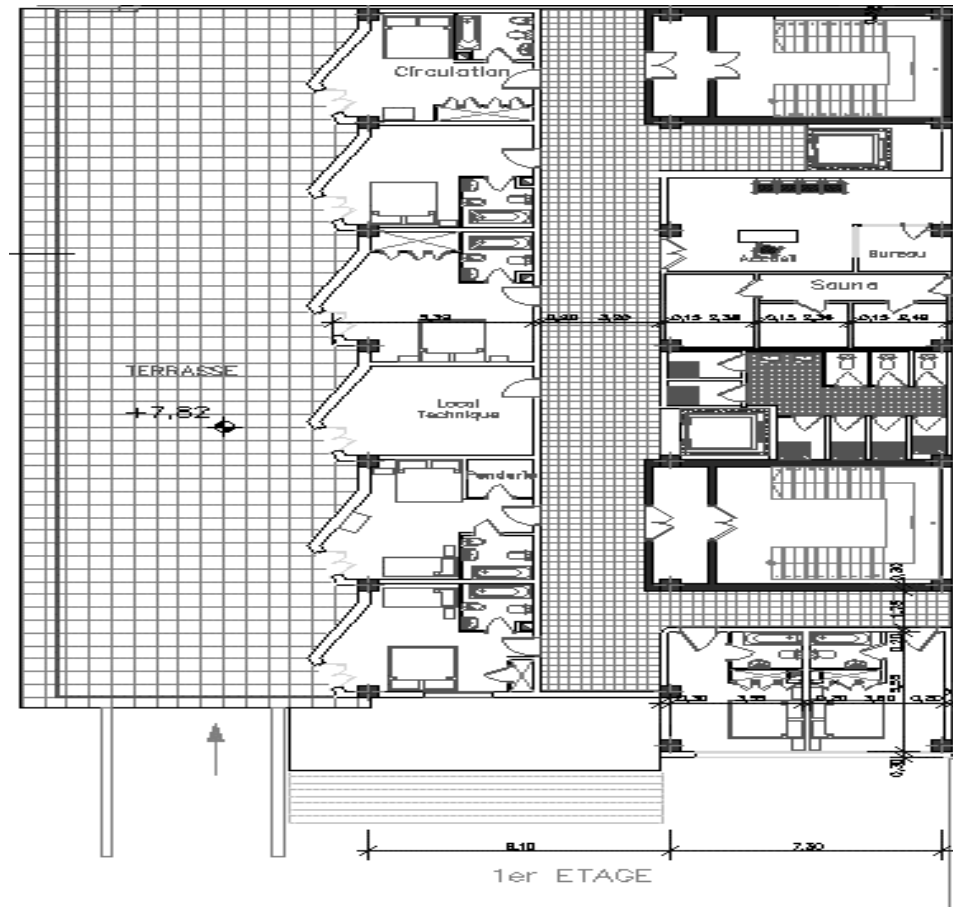
NIVEAU SOUS SOL :



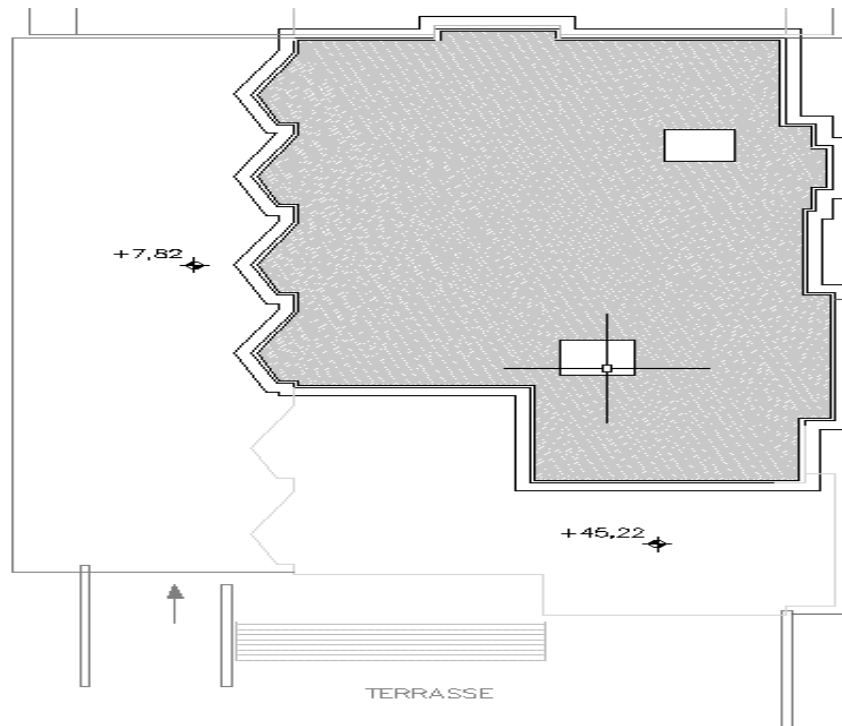
NIVEAU RDC ET 1^{ere} ETAGE:



NIVEAU ETAGE :



NIVEAU TERRASSE :



PLAN DE MASSE :

