

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET  
POPULAIRE

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET  
DE LARECHERCHE SCIENTIFIQUE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي



UNIVERSITE SAAD DAHLAB - BLIDA 1

جامعة سعد دحلب البليدة - 1

FACULTE DE TECHNOLOGIE

كلية التكنولوجيا

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

قسم الهندسة المدنية

MEMOIRE DE MASTER

Spécialité : STRUCTURES

Thème

***Conception Et Calcul Parasismique d'Un Bâtiment En RDC +1  
Sous-sol+6 étages Contreventé par des Voiles et des Portiques en  
Béton Armé.***

***Impact de l'utilisation des matériaux légers sur la réponse  
sismique du bâtiment.***

*Présenté par :*

• AMMARI ISLEM

*Encadré par :*

M<sup>me</sup> C. CHERFA (M.A.A.)

Année universitaire : 2022/2023

## Sommaire

Remerciements

Résumés

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des symboles

Introduction

### *Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux.*

I. Introduction.....	1
II. Présentation de l'ouvrage.....	1
II.1 Dimensions de l'ouvrage en élévation .....	1
II.2 Dimensions de l'ouvrage en plan .....	1
II.3 Conception de la structure .....	3
II.3.1 Ossature de l'ouvrage .....	3
II.3.2 Plancher.....	3
II.3.3 Poteau.....	4
II.3.4 Poutre.....	5
II.3.5 Classification du bâtiment .....	5
II.3.6 Maçonnerie .....	5
II.3.7 Revêtement.....	7
II.3.8 Escalier et ascenseur.....	7
II.3.9 Balcon.....	7
II.3.10 L'acrotère.....	7
II.3.11 Fondation.....	8
II.4 Caractéristiques des matériaux.....	8
II.5 Le béton.....	8
II.6 Acier.....	11

II.7 Hypothèses de calcul aux états limites : .....	12
II.5 Hypothèses de calcul.....	12
<i>Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments et évaluation des charges.</i>	
I. Introduction.....	13
II. Pré-dimensionnement des planchers.....	13
II.1 Plancher en corps creux .....	13
II.2 Plancher en dalle pleine .....	13
II.3 Évaluation Des Charges .....	14
II.3.1 Charge permanente.....	14
II.3.1 Charge exploitation.....	17
III. Pré-dimensionnement des poutres et des poteaux.....	17
III.1 Pré-dimensionnement des poutres .....	17
III.2 Poutre pour plancher a corps creux.....	18
III.3 Poutre pour plancher a dalle plein.....	18
III.4 Pré-dimensionnement des poteaux .....	18
IV. Pré-dimensionnement des voiles :.....	40
V. Conclusion .....	40

### *Chapitre III : Etude dynamique en zone sismique*

I. Introduction .....	41
II. Modélisation de la structure.....	41
II.1 Introduction .....	41
II.2 Modélisation de la rigidité .....	41
II.3 Connectivité Sol/Structure .....	42
II.4 Modélisation de la masse .....	42
III. Conception du contreventement vertical.....	42
IV. Étude sismique.....	42
IV.1 Introduction .....	42
IV.2 Choix de la méthode de calcul .....	42
IV.2.1 La methode statique equivalente .....	43
IV.2.2 La methode modale spectrale.....	43
IV.2.3 Effort tranchant a la base .....	44
IV.2.4 Calcul de l'effort tranchant a la base par la methode statique equivalente.....	44

IV.2.5 Estimation de la periode fondamentale de la structure .....	45
IV.2.6 Verification des deplacement inter etage .....	46
IV.2.7 Organisation de a suite de l'analyse .....	47

*Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux.*

I. Introduction.....	64
II. Ferrailage des poteaux.....	64
II.1 Introduction .....	64
II.2 Combinaisons d'actions .....	64
II.3 Méthode de calcul .....	66
II.4 Ferrailage .....	66
II.4.1 Poteauxcarreés.....	66
II.4.2 Choix d'armature .....	68
II.5	
II.5.1 Poteaux carreés .....	68
II.6 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service : .....	69
II.6.1 Poteauxcarreés.....	69
II.7 Vérification de la contrainte de cisaillement .....	70
II.7.1 Poteaux carreés .....	70
II.8 Ferrailage transversal des poteaux .....	71
II.8.1 Poteaux carreés.....	72
II.9 Ferrailage des poteaux du sous sol .....	72
II.9.1 Poteaux carreés .....	73
II.10 Dessin du ferrailage .....	74
II.10.1 Poteaux carreés.....	74
III. Ferrailage des poutres.....	76
III.1 Les combinaisons d'actions .....	76
III.2 Calcul du ferrailage .....	77
III.2.1 Poutre de palncher corps creux.....	77
III.3 Vérification .....	78
III.3.1 Verification de condition de non fragilite .....	78
III.3.2 Verification des contraintes a L'ELS.....	79
III.3.3 Verification de la contrainte de cissageent .....	80
III. 3.3 Verification de la fleche .....	81

III.4	Calcul des armatures transversales .....	82
III.6	Arrêt des barres .....	83
III.7	Vérification thermique .....	84
III.8	Dessin de ferrailage .....	86
III.4.1	Poutre de palncher corps creux .....	86
IV.	Ferrailage des voiles.....	88
IV.1	Généralité .....	88
IV.2	Introduction au ferrailage des voiles .....	89
IV.3	Justification sous sollicitations normales .....	90
IV.3.1	Condition d'application .....	90
IV.3.2	Longueur de flambement .....	90
IV.3.3	Effort de compression en ELU .....	91
IV.3.4	Niveaux de verification .....	92
IV.3.5	Acier minimaux .....	92
IV.4	Procédure de ferrailage des trumeaux .....	94
IV.4.1	Introduction .....	94
IV.4.2	Methode simplifie basee sur les contrainte .....	94
IV.4.3	Preconisation du RPA .....	95
IV.5	Dessin de ferrailage : .....	102
IV.6	Procédure de ferrailage des linteaux : .....	105
IV.7	Dessin de ferrailage .....	110

## *Chapitre VII : Etude des fondations*

I.	Introduction.....	112
II.	Calcul des fondations.....	112
II.1	Introduction .....	113
II.2	Pré-dimensionnement du radier .....	113
II.2.1	Dalle .....	113
II.3	Pré-dimensionnement des nervures .....	114
II.3.1	Largeur de la nervure .....	114
II.3.1	Hauteur de la nervure .....	114
II.4	Caractéristiques Géométrique du Radier .....	115
II.4.1	Vérification nécessaire .....	115
III.	ETUDE DU VOILE PÉRIPHÉRIQUE.....	128
III.1	Pré-dimensionnement .....	128
III.2	Évaluation des Charges .....	128

<b>III.3 Effort dans la dalle .....</b>	<b>129</b>
<b>III.4 Calcul du Ferrailage .....</b>	<b>129</b>
<b>III.5 Vérification nécessaire .....</b>	<b>130</b>
<b>Conclusion générale.....</b>	<b>132</b>
<b>Référence</b>	
<b>Organigrammes</b>	

*Annexe*

<b>Annexe A .....</b>	<b>133</b>
<b>Annexe B .....</b>	<b>138</b>
<b>Annexe C .....</b>	<b>143</b>
<b>Annexe D .....</b>	<b>153</b>
<b>Annexe E .....</b>	<b>159</b>

# ***REMERCIEMENTS***

*En premier lieu, je tiens à remercier Dieu qui m'a donné le courage et la volonté pour terminer ce travail.*

*Je tiens à remercier vivement tous ceux qui m'ont aidé à élaborer cet ouvrage et en particulier ma promotrice M<sup>me</sup> CHERFA, pour sa disponibilité permanente, pour son aide et ces orientations précieuses, tout le long de ce projet.*

*Je tiens également à remercier les honorables membres du jury, pour l'honneur qu'ils m'ont accordés en acceptant d'évaluer mon travail.*

*Je remercie aussi l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à ma formation de MASTER en Génie Civil.*

*Je remercie mes très chers parents, nos sœurs et frères qui ont toujours été là pour moi et pour leurs encouragements.*

## ملخص:

هذه المذكرة تهدف إلى قياس أبعاد العناصر المقاومة لبناء مؤلف من (06) طوابق بالإضافة إلى الطابق الأرضي و الطابق السفلي. هذا المشروع متواجد في ولاية البليدة والمصنفة كمنطقة ذات نشاط زلزالي قوي (المنطقة الثالثة) حسب النظام الجزائري المضاد للزلازل RPA99 ver2003.

حساب الأبعاد الأولية لمقاطع العناصر الأساسية كان وفقا لقوانين ( *BAEL91 Modifié 99* ), (RPA99 ver2003) و(*CBA93*).

تم إجراء التحليل الديناميكي للهيكل باستخدام برنامج التحليل "structural analysis program" *ETABS (V9.7.4)*.

تمّ تسليح الروافد و الأعمدة باستعمال *SOCOTEC*، و تمت الفحوصات و المراجعة بنفس البرنامج.

تمّ دراسة الجدران الخرسانية بواسطة طريقة الاجهادات المبسطة.

وبخصوص الاساس، فضلنا تقنية اللبشة والتي تم حسابها بالطريقة الكلاسيكية .

الكلمات المفتاحية: نشاط زلزالي; اللبشة; الجدران الخرسانية الاعمدة ; التحليل الديناميكي ; هيكل ; الروافد

RPA99 ; BAEL91 ;CBA93

## Résumé :

Le présent mémoire consiste en l'étude d'un bâtiment en R+6+1 sous-sol implanté dans

La wilaya de Blida qui est classée en zone sismique III selon le *RPA99 version 2003*.

Le pré dimensionnement des éléments porteurs à été fait conformément au *BAEL91 Modifié 99*, *RPA99 ver2003* et au *CBA93*.

L'analyse dynamique de la structure a été réalisée à l'aide du logiciel d'analyse *ETABS V9.7.4*.

Les poteaux et les poutres ont été ferrailés avec le logiciel *SOCOTEC*, les vérifications ont été menées par le même logiciel.

Les voiles ont été étudiés par la méthode simplifiée basé sur les contraintes.

Pour la fondation on a opté pour un radier qui a été calculé par la méthode classique.

Mots clés : Radier ; les voiles ; zone sismique ; les poteaux ; les poutres ; *CBA93* ; *RPA99* ; *BAEL91*.



## Abstract:

This thesis is studying in (R+6+1SS) building located in Blida which is classified in the third seismic area according to *RPA99 modified on 2003*.

The load-bearing elements are pre-sized in accordance with the regulations *BAEL91 modified on 1999*, *RPA99 modified on 2003* and *the CBA93*.

Dynamic analysis of the structure was performed using the analysis software "structural analysis program" *ETABS V9.7.4*.

The pillars and beams reinforcement has been done with *SOCOTEC program*; checks were carried out by the same program.

The shear walls were studied by the simplified constraint-based method

For the foundation, we decided to use slab *foundation* which was calculated by the conventional method.

**Key words:** The structure, seismic area, structural elements, shear walls, reinforcements, slab foundation , *CBA93*, *RPA99*, *BAEL91*.

## Liste des figures

Figure I. 1: Vue en 3D de la structure.....	2
Figure I.2: Vue en plan de la structure.....	2
Figure I.3: Schéma Plancher en corps creux.....	3
Figure I.4: corps creux en béton.....	4
Figure I.5: corps creux en polystyrène.....	4
Figure I.6: Brique creuse.....	6
Figure I.7 : Mur en plaque au plâtre.....	6
Figure I.8 : Mur extérieur (plaque en ciment) .....	7
Figure I.9: Escalier à 2 volées.....	7
Figure I.10: Diagramme Contraintes -Déformations du béton.....	10
Figure I.11: Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.....	10
Figure I.12: Diagramme contrainte déformation d'acier.....	11

<b>Figure II.1. Schéma de l'acrotère.....</b>	<b>17</b>
<b>Figure II.2 : Vue en plan des poteaux les plus sollicités.....</b>	<b>22</b>
<b>Figure II.3 : dimensions d'un voile.....</b>	<b>39</b>
<b>Figure III.1 : Vue en 3D de la structure du Modèle 1.....</b>	<b>48</b>
<b>Figure III.2 : Vue en plan du Modèle 1.....</b>	<b>48</b>
<b>Figure III.3 : Vue en 3D de la structure du Modèle 2.....</b>	<b>52</b>
<b>Figure III.4 : Vue en plan du Modèle 2.....</b>	<b>52</b>
<b>Figure III.5 : Vue en 3D de la structure du Modèle Final.....</b>	<b>56</b>
<b>Figure III.6 : Vue en plan du Modèle Final (du RDC au 4<sup>ème</sup> étage).....</b>	<b>56</b>
<b>Figure III.7 : Vue en plan des 2 derniers niveaux du Modèle Final (du 5<sup>ème</sup> et 6<sup>ème</sup> étage).....</b>	<b>57</b>
<b>Figure III.8 : Vue en élévation des voiles du Modèle Final.....</b>	<b>58</b>
<b>Figure IV.1 : Zone nodale.....</b>	<b>65</b>
<b>Figure IV.2 : Dessin de ferrailage des poteaux carrés.....</b>	<b>75</b>
<b>Figure IV.3 : Arrêt de barre.....</b>	<b>84</b>
<b>Figure IV.4 : Poutre (terrasse).....</b>	<b>86</b>
<b>Figure IV.5 : Dessin de ferrailage des poutres porteuses.....</b>	<b>87</b>
<b>Figure IV.6 : Dessin de ferrailage des poutres non porteuses.....</b>	<b>87</b>
<b>Figure IV.7 : éléments soumis à la flexion composée.....</b>	<b>89</b>
<b>Figure IV.8 : définition de l'élément mur.....</b>	<b>90</b>
<b>Figure IV.10: Discrétisation d'un voile en un élément (maille) coque.....</b>	<b>95</b>
<b>Figure IV.11: disposition des armatures verticales dans les voiles .....</b>	<b>96</b>
<b>Figure IV.12 : Repérage des voiles.....</b>	<b>97</b>
<b>Figure IV.13 : Dessin de ferrailage de voile V2 du RDC-1<sup>er</sup>.....</b>	<b>103</b>
<b>Figure IV.14 : Dessin de ferrailage de voile V2 du 2<sup>ème</sup> étage.....</b>	<b>103</b>
<b>Figure IV.15 : Dessin de ferrailage de voile V2 du 3<sup>ème</sup> -4<sup>ème</sup> étage.....</b>	<b>103</b>
<b>Figure IV.16 : Dessin de ferrailage de voile V'2 du RDC-1<sup>er</sup>.....</b>	<b>103</b>
<b>Figure IV.17 : Dessin de ferrailage de voile V'2 du 2<sup>ème</sup> étage.....</b>	<b>104</b>
<b>Figure IV.18 : Dessin de ferrailage de voile V'2 du 3<sup>ème</sup> -4<sup>ème</sup> étage.....</b>	<b>104</b>

<b>Figure IV.19 : Dessin de ferrailage de voile V1 et V'1 du RDC-1<sup>er</sup> .....</b>	<b>104</b>
<b>Figure IV.20 : Dessin de ferrailage de voile V1 et V'1 du 2<sup>ème</sup> étager.....</b>	<b>104</b>
<b>Figure IV.21 : Dessin de ferrailage de voile V1 et V'1 du 3<sup>ème</sup> -4<sup>ème</sup> étager.....</b>	<b>104</b>
<b>Figure IV.22 : : effort tranchant et moment dans le linteaux.....</b>	<b>106</b>
<b>Figure IV.23 : Linteaux du voile 1 et 1' .....</b>	<b>108</b>
<b>Figure IV .24 : Vue en élévation des voiles 1et 1' et 2 et 2'.....</b>	<b>109</b>
<b>Figure IV.25 : dessin de ferrailage linteaux V1 et V'1.....</b>	<b>110</b>
<b>Figure IV.26 : dessin de ferrailage linteaux V2.....</b>	<b>110</b>
<b>Figure IV.27 : dessin de ferrailage linteaux V'2.....</b>	<b>111</b>
<b>Figure V.1: Schéma du radier nervuré .....</b>	<b>113</b>
<b>Figure V.2 : Ferrailage de la Dalle du Radier en travée.....</b>	<b>122</b>
<b>Figure V.3 : Ferrailage des nervures du sens non porteur (x-x).....</b>	<b>126</b>
<b>Figure V.4 :Ferrailage des nervures du sens porteur (y-y) .....</b>	<b>126</b>
<b>Figure V.5 : Schéma statique des débords.....</b>	<b>126</b>
<b>Figure V.6 : Ferrailage de la dalle du débord.....</b>	<b>127</b>
<b>Figure V.7 : Ferrailage de voile périphérique.....</b>	<b>131</b>

## **Liste des tableaux**

<b>Tableau II.1 : Pré-dimensionnement des poutres pour plancher corps creux.....</b>	<b>18</b>
<b>Tableau II.2 : Pré-dimensionnement des poutres pour plancher dalle pleine.....</b>	<b>18</b>
<b>Tableau II.3: dégression des surcharges d'exploitations.....</b>	<b>22</b>
<b>Tableau II.4: Descente de charge du poteau central (Lourd Matériaux) .....</b>	<b>23</b>
<b>Tableau II.5 : Choix des sections des poteaux centraux (Lourd Matériaux).....</b>	<b>24</b>
<b>Tableau II.6 : vérification de la résistance et de L'ELS des poteaux centraux (Lourd Matériaux).....</b>	<b>25</b>
<b>Tableau II.7: Descente de charge du poteau rive (Lourd Matériaux) .....</b>	<b>26</b>
<b>Tableau II.8: Choix des sections des poteaux de rive (Lourd Matériaux) .....</b>	<b>27</b>

<b>Tableau II.9: vérification de la résistance et de L'ELS des poteaux de rive (Lourd Matériaux).....</b>	<b>27</b>
<b>Tableau II.10: Descente de charge du poteau d'angle (Lourd Matériaux).....</b>	<b>29</b>
<b>Tableau II.11 : Choix des sections des poteaux d'angle (Lourd Matériaux).....</b>	<b>30</b>
<b>Tableau II.12: vérification de la résistance et a L'ELS des poteaux d'angle (Lourd Matériaux).....</b>	<b>30</b>
<b>Tableau II.13: Descente de charge du poteau central (Matériaux Légier).....</b>	<b>31</b>
<b>Tableau II.14 : Choix des sections des poteaux centraux (Matériaux Légier).....</b>	<b>33</b>
<b>Tableau II.15 : vérification de la résistance et de L'ELS des poteaux centraux (Matériaux Légier).....</b>	<b>33</b>
<b>Tableau II.16: Descente de charge du poteau rive(Matériaux Légier).....</b>	<b>34</b>
<b>Tableau II.17: Choix des sections des poteaux de rive (Matériaux Légier).....</b>	<b>36</b>
<b>Tableau II.18: vérification de la résistance et de L'ELS des poteaux de rive (Matériaux Légier).....</b>	<b>36</b>
<b>Tableau II.19: Descente de charge du poteau d'angle (Matériaux Légier).....</b>	<b>37</b>
<b>Tableau II.20 : Choix des sections des poteaux d'angle (Matériaux Légier).....</b>	<b>38</b>
<b>Tableau II.21 : vérification de la résistance et a L'ELS des poteaux d'angle (Matériaux Légier).....</b>	<b>39</b>
<b>Tableau III.1 : Valeurs des pénalités <math>P_q</math>.....</b>	<b>46</b>
<b>Tableau III.2 : Longueur et épaisseurs des voiles et sections des poteaux de modèle 1.....</b>	<b>49</b>
<b>Tableau III.3 : Période et facteurs de participation massique du Modèle 1.....</b>	<b>49</b>
<b>Tableau III.4 : Vérifications des déplacements inter-étage du Modèle 1.....</b>	<b>50</b>
<b>Tableau III.5 : Vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux carrés du Modèle 1.....</b>	<b>51</b>
<b>Tableau III.6 : Longueur et épaisseurs des voiles et sections des poteaux du Modèle2.....</b>	<b>53</b>
<b>Tableau III.7 : Période et facteurs de participation massique du Modèle 2.....</b>	<b>53</b>
<b>Tableau III.8 : Vérifications des déplacements inter-étages du Modèle 2.....</b>	<b>54</b>
<b>Tableau III.9 : Vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux du Modèle 2....</b>	<b>54</b>
<b>Tableau III.10 : L'influence de la suppression des voiles des derniers niveaux sur la structure du Modèle 2.....</b>	<b>55</b>
<b>Tableau III.11 : Longueur et épaisseurs des bouts de voiles et les dimensions des poteaux</b>	

<b>du Modèle Final.....</b>	<b>57</b>
<b>Tableau III.12 : Période et facteurs de participation massique du Modèle Final.....</b>	<b>58</b>
<b>Tableau III.13 : Vérifications des déplacements inter-étages du Modèle Final.....</b>	<b>59</b>
<b>Tableau III.14 : Vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux du Modèle Final.....</b>	<b>58</b>
<b>Tableau III.15 : Justification des voiles sous charge vertical du Modèle Final.....</b>	<b>59</b>
<b>Tableau III.16 : Pourcentage des efforts tranchants duent aux charges horizontales repris par les Portique du Modèle Final.....</b>	<b>59</b>
<b>Tableau III.17 : Les matériaux différents entre SMLD et SMLG.....</b>	<b>60</b>
<b>Tableau III.18 : Comparaison entre SMLD et SMLG avec les mêmes données.....</b>	<b>60</b>
<b>Tableau III.19 : Modèle Final SMLD / Modèle Final SMLG .....</b>	<b>62</b>
<b>Tableau IV.1 : Caractéristiques du béton et de l'acier.....</b>	<b>64</b>
<b>Tableau IV.2 : Ferrailages des poteaux situations durable.....</b>	<b>66</b>
<b>Tableau IV.3 : Ferrailages des poteaux situations accidentelle (<math>0,8G \pm E</math>).....</b>	<b>66</b>
<b>Tableau IV.4 : Ferrailages des poteaux situations accidentelle (<math>G+Q+E</math>).....</b>	<b>67</b>
<b>Tableau IV.5 : Choix des armatures des poteaux.....</b>	<b>69</b>
<b>Tableau IV.6 : Vérifications des contraintes des poteaux.....</b>	<b>69</b>
<b>Tableau IV.7 : Vérifications de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.....</b>	<b>70</b>
<b>Tableau IV.8: Espacement des cadres des poteaux .....</b>	<b>72</b>
<b>Tableau IV.9: Choix des armatures transversales pour les poteaux.....</b>	<b>72</b>
<b>Tableau IV.10: Ferrailage des poutres porteuses 30x45 (a L'ELU).....</b>	<b>77</b>
<b>Tableau IV.11: Ferrailage des poutres porteuses 30x45 (<math>G+Q \pm E</math>).....</b>	<b>77</b>
<b>Tableau IV.12: Ferrailage des poutres porteuses 30x45 (<math>0.8G \pm E</math>).....</b>	<b>77</b>
<b>Tableau IV.13: Choix d'armature pour les poutres porteuses 30x45.....</b>	<b>77</b>
<b>Tableau IV.14: Ferrailage des poutres non porteuses 30x40 (a l'ELU).....</b>	<b>78</b>
<b>Tableau IV.15: Ferrailage des poutres non porteuses 30x40 (<math>G+Q \pm E</math>).....</b>	<b>78</b>
<b>Tableau IV.16: Ferrailage des poutres non porteuses 30x40 (<math>0.8G \pm E</math>).....</b>	<b>78</b>
<b>Tableau IV.17: Choix d'armature pour les poutres non porteuses 30x40.....</b>	<b>78</b>
<b>Tableau IV.18: Vérification des conditions de non-fragilité des poutres.....</b>	<b>79</b>
<b>Tableau IV.19: Vérification des conditions a L'ELS des poutres 30x45.....</b>	<b>79</b>
<b>Tableau IV.20: Correction des sections d'acier des poutres 30x45.....</b>	<b>79</b>
<b>Tableau IV.21: Vérification après correction de la section d'acier des poutres 30x45....</b>	<b>80</b>
<b>Tableau IV.22: Vérification des contraintes à l'ELS poutres non porteuses 30x40.....</b>	<b>80</b>
<b>Tableau IV.23: Choix finale d'armature des poutres.....</b>	<b>80</b>

<b>Tableau IV.24: Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres porteuses 30x45.....</b>	<b>81</b>
<b>Tableau IV.25: Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres non porteuses 30x40.....</b>	<b>81</b>
<b>Tableau IV.26: Vérification de la flèche des poutres.....</b>	<b>82</b>
<b>Tableau IV.27: Choix d'armature transversales des poutres.....</b>	<b>83</b>
<b>Tableau IV.28: La longueur minimale de recouvrement.....</b>	<b>83</b>
<b>Tableau IV.29: Vérification thermique des poutres.....</b>	<b>86</b>
<b>Tableau IV.30: Valeur de <math>(l_f/l)</math>.....</b>	<b>91</b>
<b>Tableau IV.31: Calcul de <math>\sigma_{lim}</math>.....</b>	<b>92</b>
<b>Tableau IV.32: Acier verticaux et horizontaux.....</b>	<b>93</b>
<b>Tableau IV.33: Acier transversaux.....</b>	<b>93</b>
<b>Tableau IV.34: Longueur et épaisseurs des voiles.....</b>	<b>97</b>
<b>Tableau IV.35: Calcul de <math>\sigma_{ba}</math> et <math>\sigma_{bna}</math> pour les voiles.....</b>	<b>98</b>
<b>Tableau IV.36: Calcul des armatures verticales détaillé de 4<sup>ème</sup> étage voiles V2 et V'2.....</b>	<b>99</b>
<b>Tableau IV.37: Armatures verticales Etage courant &amp; RDC du V2 et V'2.....</b>	<b>100</b>
<b>Tableau IV.38: Choix de la section minimale.....</b>	<b>101</b>
<b>Tableau IV.39: Armatures verticales V1 et V'1.....</b>	<b>101</b>
<b>Tableau IV.40: Choix de la section minimale.....</b>	<b>102</b>
<b>Tableau IV.41: calcul des aciers de coutures des voiles.....</b>	<b>102</b>
<b>Tableau IV.42: calcul des aciers horizontaux des voiles.....</b>	<b>102</b>
<b>Tableau IV.43: calcul de ferrailage des linteaux.....</b>	<b>109</b>
<b>Tableau V.1. Hauteur de la nervure calculée par une procédure pratique.....</b>	<b>115</b>
<b>Tableau V.2. Caractéristiques géométriques du radier.....</b>	<b>115</b>
<b>Tableau V.3 : Contraintes sous le radier à l'ELU.....</b>	<b>117</b>
<b>Tableau V.4 : Contraintes sous le radier à l'ELS.....</b>	<b>118</b>
<b>Tableau V.5 : Calcul des moments à l'ELU.....</b>	<b>118</b>
<b>Tableau V.6 : Calcul des moments à l'ELS.....</b>	<b>120</b>

<b>Tableau V.7 : Ferrailage des Panneaux du Radier.....</b>	<b>120</b>
<b>Tableau V.8 : Vérification des contraintes dans la dalle de radier.....</b>	<b>121</b>
<b>Tableau V.9 : Redimensionnement des armatures dans la dalle du radier.....</b>	<b>121</b>
<b>Tableau V.10 : Vérification des contraintes après augmentation des sections d'armatures.....</b>	<b>121</b>
<b>Tableau V.11 : Ferrailage des nervures (sens porteur).....</b>	<b>122</b>
<b>Tableau V.12 : Ferrailage des nervures (sens non porteur).....</b>	<b>122</b>
<b>Tableau V.13 : Vérification des contraintes dans les nervures.....</b>	<b>123</b>
<b>Tableau V.14 : Redimensionnement des Armatures dans les nervures.....</b>	<b>123</b>
<b>Tableau V.15 : Vérification des contraintes après augmentation des sections d'acier.....</b>	<b>123</b>
<b>Tableau V.16 : Vérifications des Contraintes du Béton et d'Acier dans le débord.....</b>	<b>127</b>
<b>Tableau V.17 : Calcul des moments à l'ELU.....</b>	<b>129</b>
<b>Tableau V.18 Ferrailage du Voile Périphérique.....</b>	<b>130</b>
<b>Tableau V.19 : Calcul des moments à l'ELU.....</b>	<b>131</b>
<b>Tableau V.20 : Vérification des Contraintes à l'ELS du voile périphérique.....</b>	<b>131</b>

## Liste des symboles

$A'_s$ :	Quantité d'armatures des fibres supérieures.
$A_D$ :	Armatures diagonales.
$A_c$ :	Section d'armature membrure supérieur.
$A_c$ :	Armatures en section courante (armatures de peau).
$A_h$ :	Armatures horizontales.
$A_r$ :	Quantité d'armatures de répartition.
$A_r$ :	Armatures de renfort.
$A_s$ :	Quantité d'armatures des fibres inférieures.
$A_s$ :	Section d'acier.
$A_s^{adp}$ :	Quantité d'armatures adoptée.
$A_s^{max}$ :	Section maximale des armatures.
$A_s^{min}$ :	Section minimale des armatures.
$A_{vj}$ :	Section d'aciers de couture (Bétonnage).
$B_{SF}$ :	Largeur des semelles filantes.
$B_r$ :	Section réduite du poteau.
$C_T$ :	Coefficient en fonction du système de contreventement du type de remplissage.
$C_p$ :	Facteur de force horizontale.
$E_{ij}$ :	Le module de déformation longitudinale instantanée du béton.
$E_s$ :	Le module d'élasticité de l'acier.
$E_{vj}$ :	Le module de déformation longitudinale différée du béton.
$F_p$ :	Action des forces horizontales.
$F_t$ :	Force de traction.
$G_{Actr}$ :	Poids de l'acrotère.
$G_{DP,EC}$ :	Poids de la dalle pleine étage courant.
$G_{DPterr}$ :	Poids de la dalle pleine terrasse.
$G_{EC}$ :	Poids de l'étage courant.
$G_{poutre}$ :	Poids de la poutre.
$G_{terr}$ :	Poids de la terrasse.
$K_p$ :	Coefficient de poussée des terres.
$L_{SF}$ :	Longueur du fil des semelles filantes.
$L_f$ :	Longueur de flambement.
$L_{max}$ :	La plus grande portée de la poutre.
$L_{max}$ :	La longueur maximale entre les axes des poteaux.
$L_{min}$ :	est l'entre axe minimum entre deux poteaux
$L_p$ :	Longueur de paillasse.
$L_r$ :	Longueur de recouvrement.
$M_R$ :	Moment de renversement dû aux forces sismiques.
$M_a$ :	Moment sur appuis.
$M_{corr}$ :	Moment fléchissant correspondant.
$M_f$ :	Moment fictif.
$M_{ru}$ :	Moment fléchissant résistant des poutrelles à l'ELU.
$M_s$ :	Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre.
$M_{ser}$ :	Moment à l'ELS.
$M^{corr}$	Moment fléchissant correspondant à l'ELS.
$M_{\frac{se}{r}}$	
$M_t$ :	Moment en travée.
$M_u$ :	Moment à l'ELU.



$M_0$ :	Moment isostatique.
$M_0$ :	Moment à la base de la structure.
$N_{G1}$ :	Poids propre de la structure.
$N_{G2}$ :	Poids propre du radier.
$N_{max}$ :	Effort normale maximum.
$N_{ser}$ :	Efforts normal à l'ELS.
$N_u$ :	Effort normal à l'ELU.
$P_q$ :	La pénalité.
$P_u$ :	Charge uniformément répartie.
$S_b$ :	Surface du bâtiment.
$S_i$ :	Section de la maille.
$S_s$ :	Surface des semelles.
$S_t$ :	Espacement transversal.
$S_t$ :	Pas du treillis.
$S_t$ :	Espacement des armatures transversales.
$T_{ser}$ :	Effort tranchant à l'ELS.
$T_u$ :	Effort tranchant à l'ELU.
$T_1, T_2$ :	Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.
$V_{ru}$ :	Effort tranchant résistant des poutrelles à l'ELU.
$V_x$ :	La fibre la plus éloignée par rapport au centre de gravité selon le sens x-x.
$V_y$ :	La fibre la plus éloignée par rapport au centre de gravité selon le sens y-y.
$V_0$ :	L'effort tranchant à la base de la structure.
$W_p$ :	Poids de l'acrotère.
$b_N$ :	Largeur des nervures.
$\bar{f}$ :	La flèche admissible.
$f_{c28}$ :	Contrainte de compression du béton à 28 jours
$f_e$ :	Contrainte limite élastique.
$f_i$ :	La flèche instantanée.
$f_{max}$ :	La flèche de la charge uniformément répartie $q_s$ .
$f_{tj}$ :	Résistance à la traction à « j » jours.
$f_v$ :	La flèche différée.
$h_N$ :	Hauteur des nervures.
$h_{SF}$ :	Hauteur de la semelle filante.
$h_e$ :	Hauteur libre d'étage.
$h_t$ :	Hauteur totale du plancher.
$q_s$ :	La charge appliquée sur la nervure.
$\gamma_b$ :	Coefficient de sécurité du béton.
$\gamma_s$ :	Coefficient de sécurité de l'acier.
$\delta_G$ :	Déplacement du centre de gravité de la surface.
$\varepsilon_s$ :	Allongement (déformation) relatif de l'acier.
$\rho_a$ :	Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture.
$\rho_h$ :	Poids volumique des terres.
$\sigma_{bc}$ :	La contrainte du béton à la compression.
$\sigma_j$ :	Contrainte moyenne normale au milieu de chaque maille
$\sigma_s$ :	Contrainte de l'acier.
$\sigma_{sol}$ :	Contrainte du sol.
$\tau_b$ :	Contrainte limite de cisaillement dans les linteaux.
$\tau_{ext}$ :	Travail des forces extérieures.
$\tau_{int}$ :	Travail des forces intérieures.
$\tau_u$ :	Contrainte de cisaillement à l'ELU.

$\Phi$ treillis :	Diamètre des diagonales du treillis.
A :	Coefficient d'accélération de zone.
B :	La largeur du radier.
BAEL :	Béton Armé aux Etats Limites.
C :	Glissement unitaire à rupture caractérisant la résistance du treillis au cisaillement horizontal.
CEM :	Ciment.
CNF :	Condition de non fragilité.
CPJ :	Ciment Portland composé.
D :	Facteur d'amplification dynamique moyen.
E :	Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E=20000MPa$ ).
e :	Epaisseur de la dalle pleine.
E :	Charge sismique.
E :	L'emmarchement (largeur utile).
E.L.S :	Etats limites de service.
E.L.U :	Etats limites ultime.
$e_0$ :	La plus grande valeur de l'excentricité due aux charges sismiques.
$E_p$ :	Epaisseur.
G :	La charge permanente.
G :	Glissement unitaire à rupture caractérisant la résistance du treillis à la fissuration oblique.
g :	Son giron.
H :	La montée (hauteur à gravir).
h :	La hauteur de marche.
I :	Inertie de la section transversale du radier.
I :	Moment d'inertie.
i :	Rayon de giration.
K :	Coefficient de raideur du sol.
L :	La portée de la poutrelle mesurée entre nus des appuis.
$L_x$ :	La portée mesurée entre nus des appuis du panneau le plus sollicité.
NF :	Normes françaises.
$N_r$ :	effort normal de la structure.
PSE :	Polystyrène expansé.
Q :	La charge d'exploitation.
Q :	Facteur de qualité.
R :	Coefficient de comportement global de la structure.
RDC :	Rez-de-chaussée.
RPA :	Règles Parasismiques Algérienne.
S :	La surface.
SPC :	Section Partiellement Comprimée.
SS :	Sous-sol.
T.S :	Treillis soudés.
ZC :	Zone courante.
ZN :	Zone Nodale.
ZR :	Zone de recouvrement.
<b>Br</b> :	Section du poteau réduite.
<b>R</b> :	Résistance garantie à rupture des soudures.
<b>X</b> :	Entraxes des poutrelles.
<b>a</b> :	Epaisseur du voile.
<b>a</b> :	Projection de L.R sur l'axe de rotation.
<b>a</b> :	Section du poteau.

$b$ :	Largeur du radier.
$b$ :	La largeur de la poutre.
$b$ :	Largeur de la semelle.
$d$ :	Hauteur utile du montage.
$h$ :	La hauteur de la poutre.
$h$ :	Hauteur du sous-sol.
$n$ :	Coefficient d'équivalence.
$\alpha$ :	Angle entre les diagonales du treillis et l'armature longitudinale.
$\alpha$ :	Angle.
$\eta$ :	Coefficient de fissuration.
$\eta$ :	Facteur de correction d'amortissement.
$\lambda$ :	L'élanement du poteau.
$\rho$ :	Poids volumique.
$\varphi$ :	Angle de frottement interne.
$\omega$ :	Angle de rotation.
$f_{cj}$ :	Résistance à la compression à « j » jours.
$\overline{\sigma}_{bc}$ :	La contrainte admissible du béton à la compression.
$\overline{\sigma}_s$ :	Contrainte admissible de l'acier.

# ***INTRODUCTION GENERALE***

Construire a toujours été un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été depuis toujours, sujet de beaucoup de questions axées principalement sur le choix du type d'ouvrage et la détermination dans chaque cas de la structure la mieux adaptée parmi celles qui existent.

Il est donc, nécessaire d'une part de connaître l'éventail des solutions possibles avec leurs suggestions particulières, leurs limites, leur coût et d'autre part, de recenser et d'évaluer les contraintes le plus précisément possible, pour ne pas s'exposer à des imprévus pendant les exécutions.

Une multitude de matériaux ont fait leur apparition sur le marché ces dernières années grâce aux investissements et la recherche constante dans les technologies novatrices. Actuellement en Algérie, l'utilisation des nouveaux matériaux est limitée dans le domaine de construction malgré qu'ils présentent plus d'avantages qu'inconvénients par rapport aux matériaux traditionnels tels que la légèreté, l'ultra isolation, la facilite de mise en œuvre et la durabilité.

Dans le cadre de ma formation de master en génie civil, j'ai amené à l'issu de ma cursus à réaliser un projet de fin d'études. Le but de ce projet est non seulement d'être confronté à une situation provisionnelle d'ordre scientifique et technique mais aussi d'apprendre à utiliser les nouveaux matériaux dans les constructions de notre pays et Impact de l'utilisation sur la réponse sismique du bâtiment

L'étude sera fait selon les étapes principales suivantes :

- La première étape portera sur la présentation complète du projet à étudier, la définition de ses différents éléments et le choix de matériaux à utiliser, bien que les informations nécessaires sur ceux utilisés dans les planchers et cloisons extérieurs et intérieurs et les revêtements soient détaillées dans l'annexe correspondant.
- La deuxième étape sera le Pré-dimensionnement des éléments et évaluation des charges.
- Le troisième chapitre portera sur l'étude dynamique en zone sismique du bâtiment et Comparaison sur la réponse sismique du bâtiment entre léger et lourd matériaux, l'étude sera réalisée par l'analyse du modèle de la structure en 3D sur logiciel de calcul ETABS Ver.9.7.4.
- Le quatrième chapitre portera sur le calcul du ferrailage des éléments structuraux.
- Le cinquième chapitre portera sur l'étude de fondation.

- On terminera le travail par une conclusion générale



***Chapitre I***  
***Présentation de l'ouvrage***



## Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux.

### I. Introduction

Dans ce projet de fin d'études nous étudions un bâtiment en béton armé composé d'un RDC+6 étages avec 1 sous-sol, à usage d'habitation situé dans la commune de Béni-Tamou dans la wilaya de Blida qui est classée comme zone de forte sismicité (zone III) selon le classement des zones établi par les Règlements Parasismique Algérienne (RPA 99 version 2003).

Notre étude comporte quatre grandes parties :

- 1- Le pré-dimensionnement des éléments principaux et le calcul des éléments secondaires.
  - 2- L'étude sismique du bâtiment.
  - 3- Le ferrailage des éléments principaux (poteaux, poutres, voiles) et secondaires (poutrelle, dalle pleine, balcon, acrotère, escalier).
  - 4- Calcul des fondations.
- Tous les calculs sont effectués de manière à respecter :
- Le règlement parasismique algérien RPA99 (version 2003).
  - Le C.B.A.93 et le BAEL 91 modifiée 99.

### II. Présentation de l'ouvrage

A l'origine le projet qui nous a été confié est une Résidence de 500 Logements. en RDC+5 étages ,Dans un but purement éducatif, nous avons ajouté un étage et un sous-sol et avons apporté quelques modification sur les hauteurs d'étages , ce qui a abouti a un bâtiment RDC+6 étages + Sous-sol dont les dimensions sont données dans les paragraphes suivants (voir figure I.1; figure I.2).

#### II.1 Dimensions de l'ouvrage en élévation

- Hauteur totale du bâtiment..... $H_T = 22.44\text{m}$ .
- Hauteur s.sol ..... $H_{SS} = 3.5\text{m}$ .
- Hauteur rez-de-chaussée ..... $H_{RDC} = 4,08\text{m}$ .
- Hauteur de l'étage courant ..... $H_e = 3,06\text{ m}$ .

#### II.2 Dimensions de l'ouvrage en plan

- Longueur totale en plan suivant X ..... $L = 26.45\text{m}$ .
- Longueur totale en plan suivant Y ..... $L = 19.50\text{m}$ .

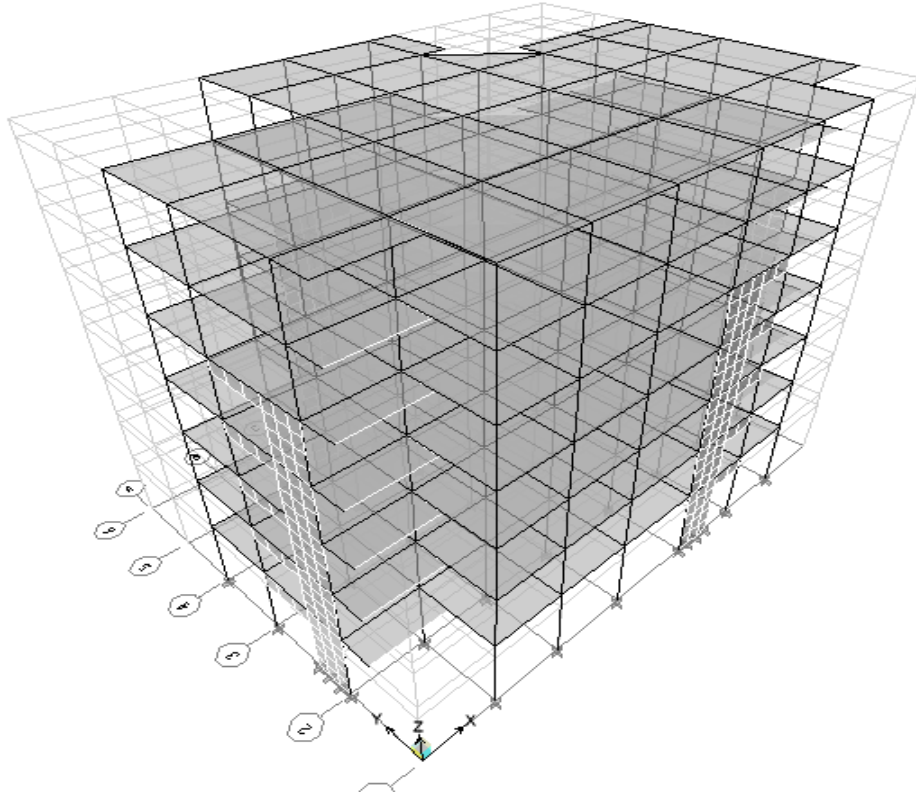


Figure I.1: Vue en 3D de la structure.

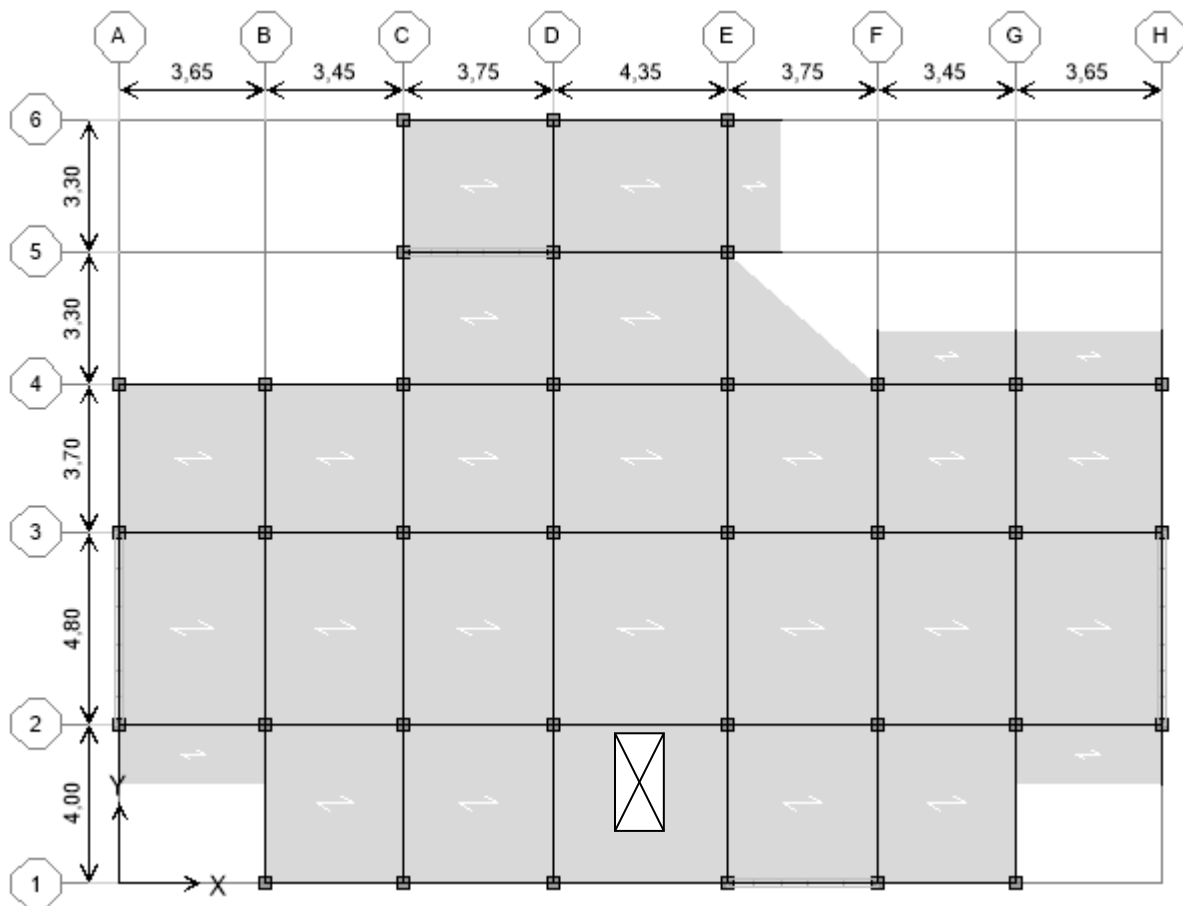


Figure I.2: Vue en plan de la structure.

## II.3 Conception de la structure

### II.3.1 Ossature de l'ouvrage

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques voiles, pour assurer la stabilité du bâtiment sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

### II.3.2 Planchers

Deux types de planchers seront utilisés dans le bâtiment :

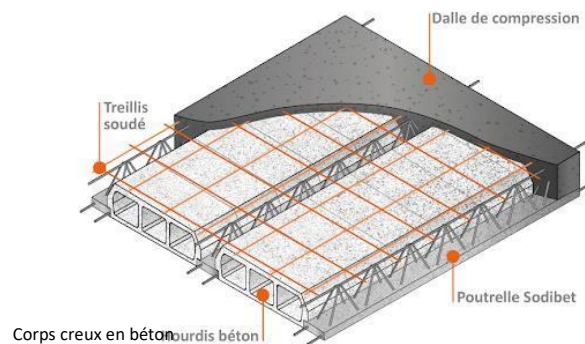
- Plancher en corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

- **Planchers corps creux :**

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé espacées de 65 cm de corps creux et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 4 ou 5 cm.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.
- 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: Schéma Plancher en corps creux**

- *Il existe plusieurs types des corps creux tel que :*

- Les corps creux en béton ou en terre cuite
- Les corps creux en polystyrène.

- Dans notre étude on va utiliser deux différents types d'entrevous : en béton et en polystyrène.

#### 1. Les corps creux en béton :



- Ce type est le plus courant car il permet de concevoir tout type de plancher, c'est un élément préfabriqué en béton mis en place entre les poutrelles d'un plancher. Le but de son usage est de créer un support à la chape, une structure plane et un coffrage perdu une fois que le ferrailage est posé et le béton coulé.

- Plusieurs hauteurs des corps creux sont disponibles dans le marché, ils sont choisis en fonction des portées, poids et résistance du plancher.



*Figure I.4: corps creux en béton*

## 2. Les corps creux en polystyrène :

-Ce type des corps creux est à la fois léger, isolant et performant. Combiné à un faux plafond adapté, il peut être utilisé pour les planchers dans et entre logements ou pour un toit terrasse. Ainsi, Il améliore les caractéristiques acoustiques du plancher.



*Figure I.5: corps creux en polystyrène*

- **Planchers dalle pleine :**

Certains panneaux du plancher sont de formes irrégulières, ils seront réalisés par des dalles pleines.

### II.3.3 Poteaux :

Les poteaux sont les éléments verticaux de l'ossature du bâtiment qui supportent principalement un effort normal de compression.

un types de poteaux sera utilisé dans ce bâtiment :

- Poteaux carrées

#### **II.3.4 Poutres :**

**Notre structure comporte deux types de poutres dans chaque plancher :**

- **Plancher dalle pleine :**

Poutres principales.

Poutres secondaires.

- **Plancher corps creux :**

Poutres porteuses.

Poutres non porteuses.

#### **II.3.5 Classification du bâtiment :**

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le "groupe 2" selon le RPA, car il est à usage d'habitations et sa hauteur ne dépasse pas les 48 m.

#### **II.3.6 LES CLOISONS :**

Les cloisons sont des ouvrages verticaux, intérieurs ou extérieurs qui permettent d'aménager un espace de vie selon nos goûts. ces éléments sont utilisés pour la séparation, l'isolation et la protection.

- Dans notre étude, on va utiliser deux différents types de cloisons :

Cloisons en maçonnerie.

Cloisons en Plaques.

##### **1. Cloisons en maçonnerie**

Les murs sont faits de divers matériaux, parmi lesquels la brique est très populaire en raison de ses caractéristiques de hautes performances. Les briques de cloison sont des briques terre en cuite creuses, perforées ou pleines avec une épaisseur de 4 à 15 cm qui permettent de créer les différents types de cloisons.

##### **a. Murs extérieurs :**

Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10cm d'épaisseur avec une âme d'air de 10 cm (10+10+10).

##### **b. Murs intérieurs :**

Ils sont réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.



*Figure I.6 : Brique creuse*

## **2. Cloisons en Plaques :**

Ce modèle de cloison est le plus répandu dans nos jours pour la réalisation des cloisons intérieures et extérieures car il est pratique, facile à poser et peu coûteux. Les cloisons en plaques au plâtre ou bien en ciment peuvent couvrir de vastes surfaces, créer de nouvelles pièces et permettre d'améliorer l'isolation du bâtiment.

### **a. Murs intérieurs :**

Plaques de Plâtre KNAUF KS Standard pour les murs intérieurs [Annexe A]

Les plaques de plâtre Knauf KS Standard, sont des panneaux composés d'un cœur à base de plâtre compris entre deux parements cartonnés. Il s'agit des panneaux légers destinés à la réalisation des systèmes constructifs pour le second œuvre, offrant une isolation acoustique et des propriétés ignifuges supérieures à celles des matériaux de construction classiques.



*Figure I.7 : Mur en plaque au plâtre*

### **b. Murs extérieurs :**

Plaques en Ciment AQUAPANEL pour les murs extérieurs [Annexe A].

La plaque en ciment AQUAPANEL est une plaque légère et robuste utilisée dans la réalisation des murs extérieurs, elle se compose d'un cœur en ciment Portland et d'agrégats légers. Cette plaque est armée sur chaque face par un treillis de fibre de verre, ses extrémités sont coupées et les chants sont renforcés.



Figure I.8 : Mur extérieur (plaque en ciment)

### II.3.7 Revêtement :

Le revêtement est constitué de :

- Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs de façade.
- Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

### II.3.8 Escaliers et Ascenseurs :

Notre bâtiment comporte des escaliers qui servent à relier les différents niveaux afin d'assurer la bonne circulation des usagés.

On a 1 type d'escalier :

- Escaliers à 2 volées.

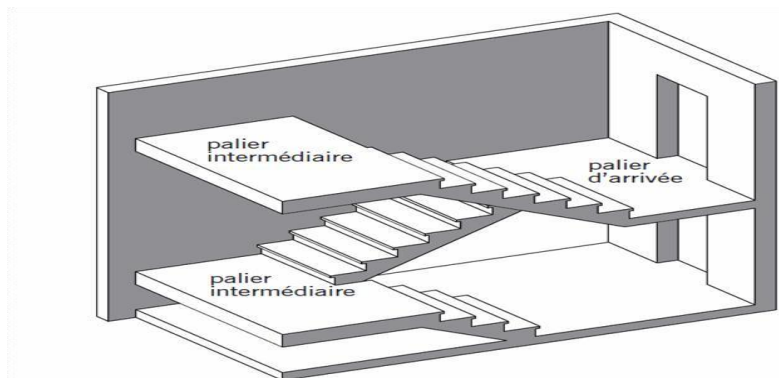


Figure I.9: Escalier à 2 volées

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages. Elle comporte une cage d'ascenseur du sous-sol au 6<sup>ème</sup> étages.

### II.3.9 Les balcons :

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

### II.3.10 L'acrotère :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur de 75 cm.

### II.3.11 Fondation :

La structure est implantée sur un sol meuble, de contrainte admissible de 1.5 bars.

## II.4 Caractéristiques des matériaux

Les matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé *BAEL91/99*.

### II.4.1 Le Béton :

#### a. Composition du béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (gravier, sable) et d'eau.

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).

#### b. Résistances du béton :

##### • Résistance à la compression :

Dans les cas courants, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la Compression à 28 jours d'âge  $f_{c28}$ .

Cette résistance est mesurée sur des cylindres droits de révolution de 200 cm<sup>2</sup> de section ( $\varnothing=16$  cm) et ayant une hauteur double de leur diamètre  $h=32$ cm Pour notre étude on prend :  $f_{c28}= 30$ MPa.

##### • Résistance du béton à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est déduite de celle à la compression par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Pour : } f_{cj} \leq 60 \text{MPa}$$

#### a. Module de déformation longitudinale :

Ce module est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée d'application.

#### b. Module de déformation instantanée " $E_{ij}$ " :

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

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{F_{cj}} \rightarrow E_{i28} = 34179,56 \text{ MPa}$$

#### c. Module de déformation longitudinale différée " $E_{vj}$ " :

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

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \rightarrow E_{v28} = 11496.76 \text{ MPa}$$

- **Coefficient de Poisson :**

La déformation longitudinale est accompagnée par une déformation transversale, le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

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

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

Les valeurs de ce coefficient sont données par BAEL 91 modifié99 :

- ELU :  $\nu = 0$  Calcul des sollicitations (béton fissuré).
- ELS :  $\nu = 0.2$  Calcul des déformations (béton non fissuré).

- Poids volumique :

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

- **Les contraintes Limites :**

1. **Les contraintes à l'Etat limite ultime « E.L.U » :**

L'état limite ultime 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 :

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

**Avec :**

**$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité.**

- $\gamma_b = 1,5$  cas des situations durables ou transitoires  $f_{bu} = 17 \text{ MPa}$
- $\gamma_b = 1,15$  cas des situations accidentelles.  $f_{bu} = 22.17 \text{ MPa}$

**$\theta$  : Coefficient qui dépend de la durée d'application des charges.**

- $\theta = 1$ , si la durée est supérieure à 24h.
- $\theta = 0,9$  pour une durée probable d'application comprise entre 1h et 24h.
- $\theta = 0,85$  pour une durée probable d'application inférieure à 1h.

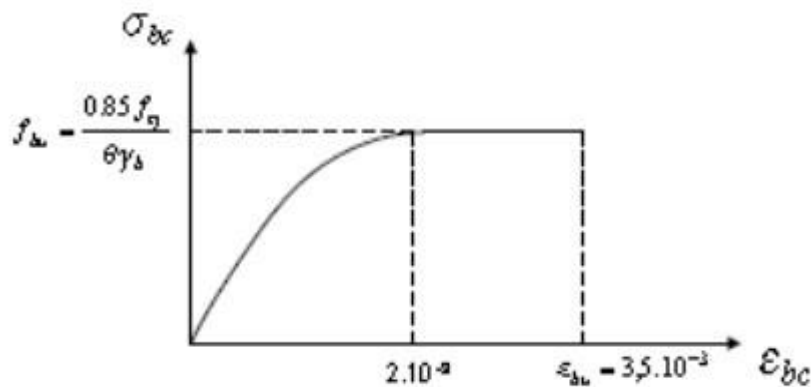


Figure I.10: Diagramme Contraintes -Déformations du béton

- En compression pure : les déformations relatives étant limitées à 2‰ (partie parabolique du graphe).
- En compression avec flexion : le diagramme de calcul est dit parabole rectangle. ( $2‰ < \epsilon_{bc} < 3.5‰$ );

## 2. Les contraintes à l'Etat 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 en compression du béton est limitée par :

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

Avec :  $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 18 \text{ MPa}$

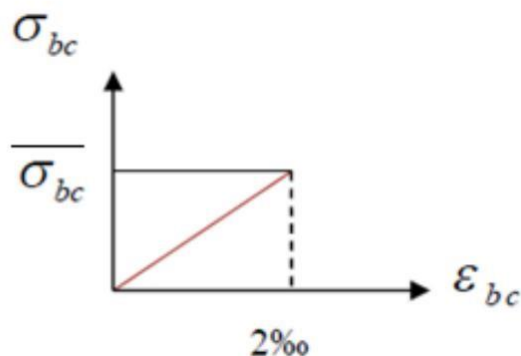


Figure I. 11: Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS

## II.4.2 Acier :

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage, son rôle est de résister aux efforts de traction, de cisaillement et de torsion. Dans cette étude nous avons décidé de travailler avec un acier de nuance FeE500.

- **Les treillis soudés (TR) :**

Ils sont utilisés comme armature dans les dalles.

- **Bars de haute adhérence et haute limite élastique (HA): FeE500**

Les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence.

### A. 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.

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$

### B. Contrainte limite :

- **Etat limite ultime ELU :**

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte déformation de la figure (I.12).

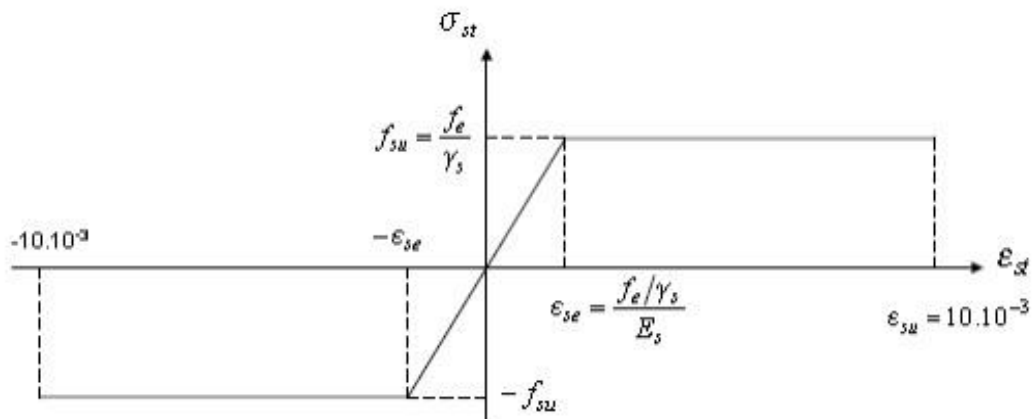


Figure I.12: Diagramme contrainte déformation d'acier

Avec :

$f_e$  : contrainte limite élastique.

$\epsilon$  : Déformation (allongement) relative de l'acier.  $\epsilon_s = \Delta L/L$

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier =  $f_e/\gamma_s$

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$  cas de situations accidentelles.

$\gamma_s = 1.15$  cas de situations durable ou transitoire.



• **Etat limite de service ELS :**

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

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.

- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_s \leq \min (2/3 f_e ; \max (0.5f_e ; 110\sqrt{ftj\eta} ))$

- Fissuration très préjudiciable  $\sigma_s \leq \min (f_e/2 ; 90\sqrt{ftj\eta})$ .

$\eta$  : Coefficient de fissuration.

✓  $\eta = 1$  pour les ronds lisses (RL).

✓  $\eta = 1.6$  pour les armatures à hautes adhérence (HA). Avec :  $\sigma_s = f_e / \gamma_s$

✓  $\eta = 1.3$  pour les aciers à haute adhérence <6mm

**C. Le coefficient d'équivalence :**

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

n : Le coefficient d'équivalence.

$E_s$  : Module de déformation de l'acier.

$E_b$  : Module de déformation de béton.

**II.5 Hypothèses de calcul aux états limites :**

**II.5.1 Hypothèse de calcul à l'ELU :**

- Conservation des sections planes (diagramme linéaire des déformations).
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à  $\epsilon_{bc}=3,5\%$  dans le cas de flexion simple ou composée et de 2 % dans le cas de compression simple.
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10%.

---

# ***Chapitre II***

## ***Prédimensionnement***

---

## Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments et évaluation des charges.

### I. Introduction

Le pré dimensionnement des éléments résistants est une étape régie par des lois empiriques issues de l'expérience ; il sera fait selon le RPA99 version 2003, CBA93 et le BAEL91 m99. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. Pour ce faire, nous commençons le pré dimensionnement du sommet vers la base, les éléments concernés par le Pré-dimensionnement sont :

- Les planchers.
- Les poutres.
- Les poteaux.
- Les voiles.

### II. Pré-dimensionnement des planchers

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan. Dans notre structure nous avons deux types de planchers :

- Plancher à corps creux pour les étages courants.
- Planchers en dalle pleine pour RDC, les balcons,

#### II.1 Plancher en corps creux

Les planchers à corps creux sont constitués de poutrelles préfabriquées de corps creux et dalles de compression minces en béton armé.

Pour le Pré-dimensionnement de la hauteur des poutrelles :  $\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$

L : la portée maximale de la poutrelle mesurée au nu des appuis.

On a:  $L = 435 - 30 = 405$  cm

$$16.2\text{cm} \leq h_t \leq 20.25\text{cm}$$

Donc on adopte un plancher d'une épaisseur de :

$$h_t = d + e = 21\text{cm}$$

d=16cm (hauteur du corps creux)

e=5cm (épaisseur de la dalle de compression)

## II.2 Plancher en dalle pleine

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes :

- Condition de sécurité contre l'incendie  
 $e = 7 \text{ cm}$  pour une heure de coupe-feu  
 $e = 11 \text{ cm}$  pour deux heures de coupe-feu.

**On admet :  $e = 11 \text{ cm}$ .**

- **Isolation phonique**

Selon les règles de « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 15 cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique. Soit :  $e = 15 \text{ cm}$

- **Résistance à la flexion**

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre des appuis sont les suivantes « BAEL91/modifié 99 »

- Dalle reposant sur deux appuis :  $\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :  $\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$
- $L_x = c$ 'est la petite portée du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas :  $L_x = 4.05 \text{ m}$

$$\bullet \quad \frac{405}{50} \leq e \leq \frac{405}{40} \rightarrow 8.1 \leq e \leq 10.13 \quad e = 11 \text{ cm.}$$

**Balcons :**

Et aussi :  $L_x = 1.55 \text{ m}$

$$\bullet \quad \frac{155}{35} \leq e \leq \frac{155}{30} \rightarrow 4.43 \text{ cm} \leq e \leq 5.17 \text{ cm} \quad e = 6 \text{ cm}$$

On choisit une épaisseur :  **$e = 15 \text{ cm}$ .**

## II.3 Évaluation Des Charges

Cette étape consiste à évaluer les charges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

### II.3.1 Charge permanente

#### 1- Plancher Terrasse Inaccessible

- **Planchers à corps creux (béton) :**
  - Graviillon de protection ( $e = 5 \text{ cm}$  ;  $\rho = 17 \text{ kN/m}^3$ ).....  $0,85 \text{ kN/m}^2$

- Étanchéité multicouches (e = 2 cm ;  $\rho = 6\text{kN/m}^3$ ) ..... 0,12kN/m<sup>2</sup>
  - Forme de pente (emoy = 10 cm ;  $\rho = 22\text{kN/m}^3$ ) ..... 2.2kN/m<sup>2</sup>
  - Isolation thermique (e = 4 cm ;  $\rho = 4\text{kN/m}^3$ ) .....0,16kN/m<sup>2</sup>
  - Dalle à corps creux (16+5) ..... 3.1kN/m<sup>2</sup>
  - Enduit en plâtre (e = 2 cm ;  $\rho = 10\text{kN/m}^3$ )..... 0,20kN/m<sup>2</sup>
- $\Sigma G = 6.63 \text{ kN/m}^2$

• **Planchers à corps creux (polystyrène) :**

- Gravillon de protection (e = 5 cm ;  $\rho = 17\text{kN/m}^3$ )..... 0,85kN/m<sup>2</sup>
  - Étanchéité multicouches (e = 2 cm ;  $\rho = 6\text{kN/m}^3$ ) ..... 0,12kN/m<sup>2</sup>
  - Forme de pente (emoy = 10 cm ;  $\rho = 22\text{kN/m}^3$ ) ..... 2.2kN/m<sup>2</sup>
  - Isolation thermique (e = 4 cm ;  $\rho = 4\text{kN/m}^3$ ) .....0,16kN/m<sup>2</sup>
  - Dalle à corps creux (polystyrène) (16+5) ..... 1.85kN/m<sup>2</sup>
  - Enduit en plâtre (e = 2 cm ;  $\rho = 10\text{kN/m}^3$ )..... 0,20kN/m<sup>2</sup>
- $\Sigma G = 5.38 \text{ kN/m}^2$

• **Planchers à dalle pleine :**

- Gravillon de protection (e=5cm ;  $\rho=17\text{kN/m}^3$ ) .....0,85kN/m<sup>2</sup>
  - Étanchéité multicouches (2 cm ;  $\rho=6\text{kN/m}^3$ ) .....0,12kN/m<sup>2</sup>
  - Forme de pente (emoy= 10cm ;  $\rho=22\text{kN/m}^3$ ) ..... ..2,20kN/m<sup>2</sup>
  - Isolation thermique (e=4cm ;  $\rho=4\text{kN/m}^3$ ) .....0,16kN/m<sup>2</sup>
  - Dalle pleine (e=15cm ;  $\rho=25\text{kN/m}^3$ ) ..... ..3,75kN/m<sup>2</sup>
  - Enduit en plâtre (e=2cm ;  $\rho=10\text{kN/m}^3$ ) ..... ..0,20kN/m<sup>2</sup>
- $\Sigma G = 7.28\text{kN/m}^2$

**2- Plancher Étage Courant**

• **Planchers à corps creux (béton) :**

- Carrelage (e=2cm) ..... 0,50kN/m<sup>2</sup>
  - Mortier de pose (e=2cm ;  $\rho=20\text{kN/m}^3$ ) .....0,40kN/m<sup>2</sup>
  - Lit de sable (e=3cm ;  $\rho=18\text{kN/m}^3$ ) .....0,54kN/m<sup>2</sup>
  - Plancher à corps creux (16+5) . . . . . 3.1kN/m<sup>2</sup>
  - Enduit en plâtre (e=2cm ;  $\rho=10\text{kN/m}$ ) .....0,20kN/m<sup>2</sup>
  - Cloisons de distribution (e=10cm) ..... ..1,00kN/m
- $\Sigma G = 5.74\text{kN/m}^2$

• **Planchers à corps creux (polystyrène) :**

- Carrelage (e=2cm) ..... 0,50kN/m<sup>2</sup>
  - Mortier de pose (e=2cm ;  $\rho=20\text{kN/m}^3$ ) .....0,40kN/m<sup>2</sup>
  - Lit de sable (e=3cm ;  $\rho=18\text{kN/m}^3$ ) .....0,54kN/m<sup>2</sup>
  - Plancher à corps creux (16+5) (polystyrène) .....1.85kN/m<sup>2</sup>
  - Enduit en plâtre (e=2cm ;  $\rho=10\text{kN/m}$ ) .....0,20kN/m<sup>2</sup>
  - Cloisons de distribution (Placoplatre) (e=1.8cm) .....0.16kN/m<sup>2</sup>
- $\Sigma G = 3.65\text{kN/m}^2$

**3- Plancher RDC**

• **Planchers à dalle pleine :**

- Carrelage (e=2cm) .....0,50kN/m<sup>2</sup>
  - Mortier de pose (e=2cm ; ρ=20kN/m<sup>3</sup>) .....0,40kN/m<sup>2</sup>
  - Lit de sable (e=3cm ; ρ=18kN/m<sup>3</sup>) .....0,54kN/m<sup>2</sup>
  - Dalle pleine (e=15cm ; ρ=25.kN/m<sup>3</sup>) .....3,75kN/m<sup>2</sup>
  - Enduit en plâtre (e=2cm ; ρ=10kN/m<sup>3</sup>) .....0,20kN/m<sup>2</sup>
  - Cloisons de distribution (e=10cm) .....1,00kN/m<sup>2</sup>
- $\Sigma G = 6,39 \text{ kN/m}^2$

• **Planchers à dalle pleine Cloisons de distribution (Placoplatre) :**

- Carrelage (e=2cm) .....0,50kN/m<sup>2</sup>
  - Mortier de pose (e=2cm ; ρ=20kN/m<sup>3</sup>) .....0,40kN/m<sup>2</sup>
  - Lit de sable (e=3cm ; ρ=18kN/m<sup>3</sup>) .....0,54kN/m<sup>2</sup>
  - Dalle pleine (e=15cm ; ρ=25.kN/m<sup>3</sup>) .....3,75kN/m<sup>2</sup>
  - Enduit en plâtre (e=2cm ; ρ=10kN/m<sup>3</sup>) .....0,20kN/m<sup>2</sup>
  - Cloisons de distribution (Placoplatre) (e=1.8cm) .....0.16kN/m<sup>2</sup>
- $\Sigma G = 5.55\text{kN/m}^2$

**4- Maçonnerie**

**Murs extérieurs :**

- Enduit en ciment (e = 2cm ; ρ = 18kN/m<sup>3</sup>).....0,36kN/m<sup>2</sup>
  - Brique creuse (e = 10 cm)..... 0.9kN/m<sup>2</sup>
  - L'âme d'air (e = 10 cm) .....0,00kN/m<sup>2</sup>
  - Brique creuse (e = 10 cm) .....0,90kN/m<sup>2</sup>
  - Enduit en plâtre (e = 2 cm ; ρ = 10kN/m<sup>3</sup>)..... 0,20kN/m<sup>2</sup>
- $\Sigma G = 2,36 \text{ kN/m}^2$
- $G=0.7 \times 2,36 \text{ kN/m}^2 = (30\% \text{ d'ouverture}) = 1.652 \text{ kN/m}^2$

**Murs extérieurs (Placoplatre) :**

l'élément	Epaisseur (m)	ρ (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )
Placoplatre standard	0.015	8	0.12
Isolant intérieur	0.04	0.5	0.02
Lame d'aire	0.05	0	0
Isolant extérieur	0.07	0.5	0.035
Plaque de ciment AQUAPANEL	0.0125	12.3	0.15375
$\Sigma$ Charges			0.33

**5- Acrotère :**

**a- Le poids propre de l'acrotère pour 1ml est de  $G_1 = \rho_b \cdot S$**

ρ<sub>b</sub>: Le poids volumique du béton tel que ρ<sub>b</sub> = 25 kN/m<sup>3</sup>

S: La surface transversale totale.

$$S = (0.10 \times 0.75) + (0.080 \times 0.10) + ((0.1 \times 0.02) / 2) = 0.084 \text{ m}^2$$

D'où le poids propre de l'acrotère :

## Chapitre II | Pré-dimensionnement des éléments et évaluation des charges.

$$G_1 = 25 \times 0.084 = 2.1 \text{ kN/m}$$

b- Le poids des enduits en ciment  $e_p=1.5\text{cm}$  et  $\rho=18\text{KN/m}^3$  est  $G_2 = \rho \times p \times e$  :

$\rho$  : Poids volumique du ciment.

$p$  : périmètre transversale de l'acrotère.

$e$ : épaisseur des enduits de ciments =1.5cm.

$$p = 0.75+0.1+0.1+0.08+0.1+0.65=1.78 \text{ m}$$

$$G_2 = 18 \times 1.78 \times 0.015 = 0.48 \text{ KN/m}$$

Le poids total de l'acrotère :

$$G = G_1 + G_2 \quad \text{On aura :} \quad G = 2.58 \text{ kN/ml.}$$

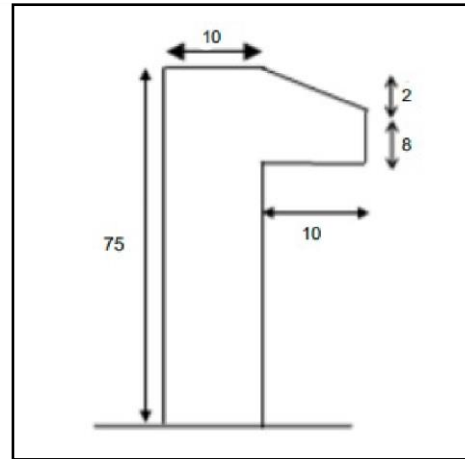


Figure II.1. Schéma de l'acrotère

### II.3.2 Charge d'exploitation

- Plancher terrasse non accessible :  $Q=1 \text{ kN/m}^2$ .
- Plancher étage courant (habitation) :  $Q=1.5 \text{ kN/m}^2$  -
- Plancher RDC (commerce) :  $Q=2.5 \text{ kN/m}^2$
- Balcons :  $Q=3.5 \text{ kN/m}^2$ .
- Escalier :  $Q=2.5 \text{ kN/m}^2$ .
- Acrotère :  $Q=1 \text{ kN/ml}$ .
- Sous sol (Parking) :  $Q=2.5 \text{ kN/m}^2$

## III. Pré-dimensionnement des poutres et des poteaux

### III.1 Pré-dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leurs prédimensionnements sont basés sur les trois étapes suivantes :

- Détermination des dimensions (h,b) à partir de formules empiriques.
- Vérification des conditions imposées sur (h,b) selon le « RPA 99 modifié 2003 ».
- Vérification de la rigidité.

Selon les formules empiriques (BAEL91/modifié99)

- ✓ 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 :  $0,3 \times h \leq b \leq 0,7 \times h$

Avec :

- $L$  : Portée de la poutre
- $h$  : Hauteur de la poutre
- $b$  : Largeur de la poutre

Selon RPA version 2003

On doit respecter les conditions suivantes :

- ✓ La hauteur  $h$  de la poutre doit être :  $h \geq 30$  cm
- ✓ La largeur  $b$  de la poutre doit être :  $b \geq 20$  cm
- ✓ Le rapport hauteur largeur doit être :  $h/b \leq 4$

### III.1.1 Poutre pour plancher à corps creux

Tableau II.1 : Pré-dimensionnement des poutres pour plancher corps creux

Plancher à corps creux	Poutre Porteuse 30x45	Poutre Non porteuse 30x40
<b>Selon BAEL 91 (pré-dimensionnement)</b>		
$L/15 \leq h \leq L/10$	$L = 4.80 - 0.3 = 4.5$ m $30\text{cm} \leq h \leq 45\text{cm}$ $h = 45\text{cm}$	$L = 4.35 - 0.3 = 4.05$ m $27\text{cm} \leq h \leq 40.5\text{cm}$ $h = 40\text{cm}$
$0.3h \leq b \leq 0.7h$	$13.5 \leq b \leq 31.5\text{cm}$ $b = 30\text{cm}$	$12\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm}$ $b = 30\text{cm}$
<b>Selon le RPA99/V2003 (vérification)</b>		
<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>h \geq 30\text{cm}</math></li> <li>• <math>b \geq 20\text{cm}</math></li> <li>• <math>h/b \geq 4</math></li> </ul>	$h = 45 \geq 30\text{cm}$ $b = 30 \geq 20\text{cm}$ $45/30 = 1.5 < 4$	$h = 40 \geq 30\text{cm}$ $b = 30 \geq 20\text{cm}$ $40/30 = 1.33 < 4$

### III.1.2 Poutre pour plancher à dalle pleine

Tableau II.2 : Pré-dimensionnement des poutres pour plancher dalle pleine

Plancher à dalle pleine	Poutre Principale 30x45	Poutre Secondaire 30x40
<b>Selon BAEL 91 (pré-dimensionnement)</b>		
$L/15 \leq h \leq L/10$	$L = 4.80 - 0.3 = 4.5$ m $30\text{cm} \leq h \leq 45\text{cm}$ $h = 45\text{cm}$	$L = 4.35 - 0.3 = 4.05$ m $27\text{cm} \leq h \leq 40.5\text{cm}$ $h = 40\text{cm}$
$0.3h \leq b \leq 0.7h$	$13.5 \leq b \leq 31.5\text{cm}$ $b = 30\text{cm}$	$12\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm}$ $b = 30\text{cm}$
<b>Selon le RPA99/V2003 (vérification)</b>		
<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>h \geq 30\text{cm}</math></li> <li>• <math>b \geq 20\text{cm}</math></li> <li>• <math>h/b \geq 4</math></li> </ul>	$h = 45 \geq 30\text{cm}$ $b = 30 \geq 20\text{cm}$ $45/30 = 1.5 < 4$	$h = 40 \geq 30\text{cm}$ $b = 30 \geq 20\text{cm}$ $40/30 = 1.33 < 4$



### III.2 Pré-dimensionnement des poteaux

#### ① Principe

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités (un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle) selon leur position dans le plan du plancher et la surface du plancher qui leurs revient.

- Pour se faire, on calcul les surfaces de plancher reprises par chaque poteau, le poteau reprenant la plus grande surface donnera les charges les plus importantes.
- On utilise un calcul basé sur la descente de charge.
- On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation

#### ② Procédure de pré-dimensionnement

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- Les poteaux sont calculés aux états limites ultimes (ELU) en compression simple.
- La section obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par « RPA 99modif 2003 ».
- Vérification des sections à l'ELS selon le « BAEL 91 modifié 99 ».
- Vérification de la résistance

#### ➤ Formule de pré-dimensionnements des poteaux

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :  $Nu \leq \left[ \frac{Brfc28}{0.9.\gamma b} + A \frac{fe}{\gamma s} \right].\alpha \dots \dots \dots \ll 1 \gg$

Avec :

- Nu: effort normal ultime (compression) = 1.35G+1.5Q
- $\alpha$  : coefficient réducteur destiné à tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle, Si plus de la moitié des charges sont appliquaient après 90jours, le coefficient  $\alpha$  a pour valeur :

$$\text{Soit : } \left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{\beta} \quad \text{Pour } \lambda < 50 \\ \beta = 1 + 0,2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \end{array} \right.$$
  

$$\text{Soit : } \left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 = \frac{0,85}{\beta} \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \\ \beta = \frac{0,85}{1500} \cdot \lambda^2 \end{array} \right.$$

- $\lambda$ : élancement du poteau considéré  $\lambda = \frac{L_f}{i}$ ; on prend  $L_f = 0,7L_0 = 0,7$  he (poteau est à ses extrémités, soit encasté dans un massif de fondation, soit assemblé à des poutres de plancher).

Remarque :

Il est préférable de prendre  $\lambda \leq 35$

- $i$ : rayon de giration  $= \sqrt{\frac{I}{B}}$
- $L_f$ : longueur de flambement
- $I$ : moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement
- $B$ : surface de la section du béton
- $\gamma_b$ : coefficient de sécurité pour le béton
  - $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.5 \text{ (situation durable).} \\ \gamma_b = 1 \text{ (situation accidentelle).} \end{array} \right.$
- $\gamma_s$ : coefficient de sécurité pour l'acier
  - $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \text{ (situation durable).} \\ \gamma_s = 1 \text{ (situation accidentelle).} \end{array} \right.$
- $f_e$ : limite élastique de l'acier  $f_e = 500\text{MPa}$
- $f_{c28}$ : contrainte caractéristique du béton à 28 jours  $f_{c28} = 30\text{MPa}$
- $A_s$ : section d'acier comprimée ( $A_s = 1\% B$ ).
- $B_r$ : section réduite d'un poteau. Obtenue en réduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.

Poteau rectangulaire :  $B_r = (a-2\text{cm})(b-2\text{cm})$

Selon le « BAEL91 modifié 99 » :

## Chapitre II | Pré-dimensionnement des éléments et évaluation des charges.

Il faut assurer que :  $0,2\% \leq A_s/B \leq 5\%$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que :  $A_s/B=1\%$

pour les poteaux carré il est préférable de prendre  $\lambda=35 \rightarrow \alpha=0.708$  On tire de l'équation « 1 » de Nu la valeur de Br telle que :

$$B_r \geq \frac{Nu}{\alpha \left( \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{B \times \gamma_s} \right)} \rightarrow B_r \geq 0.0532 Nu$$

Le minimum requis par le « RPA99 version 2003 »

D'après l'article 7.4.1, pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum

Poteaux rectangulaire ou carrée

-Min (b, h)  $\geq$  30 cm

-Min (b, h)  $\geq \frac{h_e}{20}$  cm

Avec : (a ; b) : Dimensions de la section ;  $h_e$  : Hauteur d'étage.

### 🚦 Vérification de la section trouvée à l'ELS

Dans la descente des charges, on détermine l'effort normal à l'ELS « NS » qui sollicite le poteau,

On doit vérifier que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_s}{B + n A_s} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28}$$

Avec :

-  $N_{ser}$  : Effort normal à l'ELS tel que  $N_{ser} = G + Q$

G : Poids propre des éléments qui sollicitent le poteau étudié, son poids propre non compris.

Q : Surcharge d'exploitation.

- B : Section de béton du poteau.

-  $A_s$  : Section des armatures ( $A_s=1\% B$ ).

- n: Coefficient d'équivalence  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

-  $\sigma_{ser}$  : Contrainte de compression à l'ELS.

En remplaçant dans l'équation ci-dessus les différents termes par leurs valeurs on obtient :

$$\sigma_u = \frac{N_{ser}}{1.15B} \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18MPa$$

- Vérification de la résistance

$$\sigma_u = \frac{Nu}{B} < f_{bu}$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\gamma_b \times \theta} = 17MPa$$

### ③ Loi de dégression

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitations agissent simultanément, on applique la loi de dégression qui consiste dans notre cas à réduire les charges identiques à chaque étage de 5% jusqu'à 0,5Q sauf le dernier et l'avant- dernier niveau (a partir du haut).

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

Avec :

- n : nombre d'étage.
- $Q_0$  : la charge d'exploitation sur la terrasse.
- $Q_1, Q_2, \dots, Q_n$  : les charges d'exploitation des planchers respectifs.
- Le coefficient  $(3+n/2n)$  étant valable pour  $n \geq 5$ .

**Tableau II.3: dégression des surcharges d'exploitations**

Niveau	Surcharge	Surcharge cumulées	$\Sigma$ (kN/m <sup>2</sup> )
Terrasse	$Q_0$	$\Sigma Q = Q_0$	1
N1	$Q_1$	$\Sigma Q = Q_0 + Q_1$	2.5
N2	$Q_2$	$\Sigma Q = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$	3.85
N3	$Q_3$	$\Sigma Q = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5.05
N4	$Q_4$	$\Sigma Q = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6.1
N5	$Q_5$	$\Sigma Q = Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7
N6	$Q_6$	$\Sigma Q = Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	7.75
RDC	$Q_7$	$\Sigma Q = Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) + 2.5$	10.25

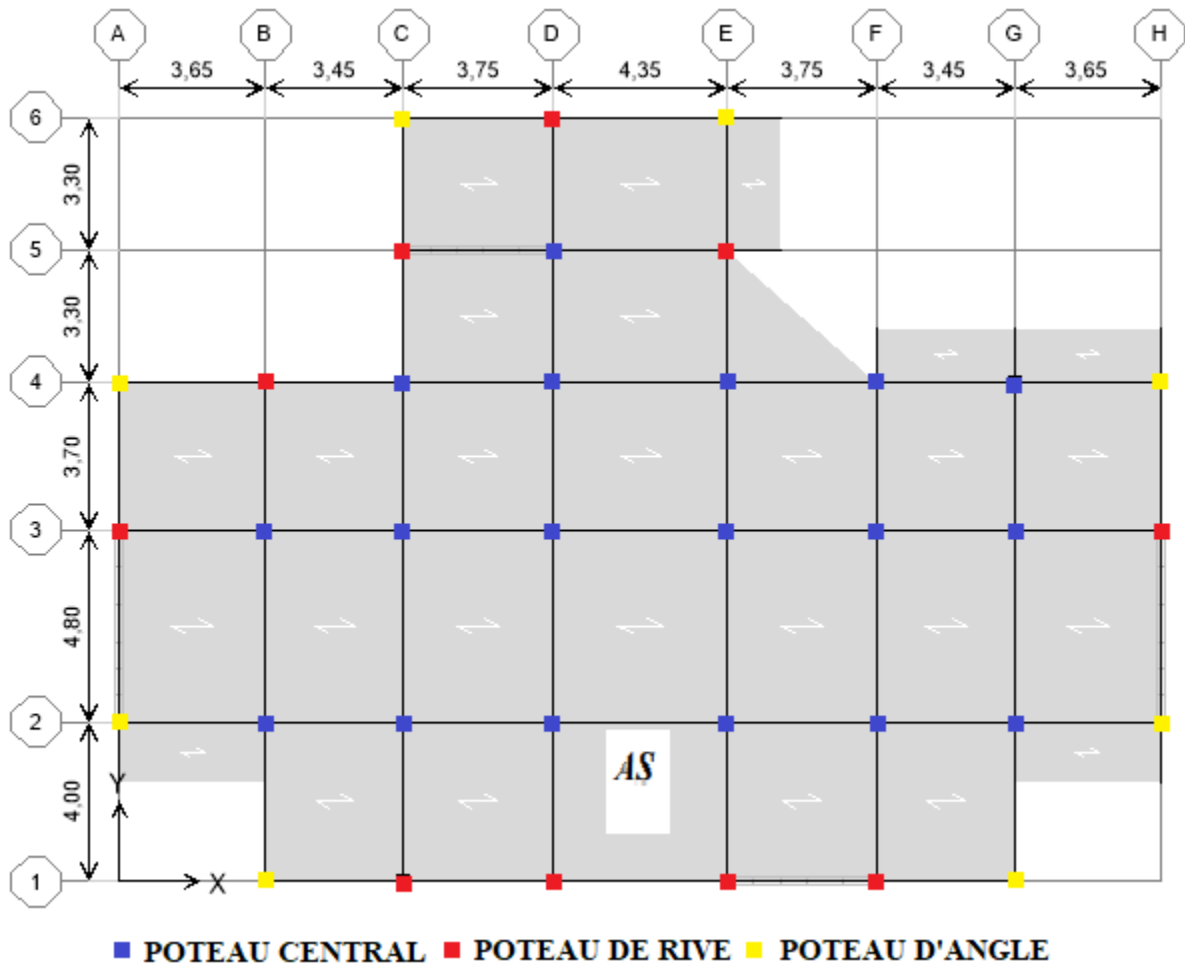


Figure II.2 : Vue en plan des poteaux les plus sollicités

#### ④ Le calcul des sections

#### ⑤. Poteau central : (Lourd Matériaux)

-La surface du plancher supportée par le poteau :

$$S_p = (4.1 \text{ m} \times 3.9 \text{ m}) = 15.99 \text{ m}^2$$

##### a) Poids propre des poutres :

$$P_p = b \times (h_p - h_{\text{dalle}}) \times L \times \rho_{\text{beton}}$$

$$\text{Poutre Principale (Porteuse)} : P_p = ((0.45 - 0.21) \times 0.30) \times 4.1 \times 25 = 7.38 \text{ KN}$$

$$\text{Poutre secondaire (Non Porteuse)} : P_p = ((0.40 - 0.21) \times 0.30) \times 3.6 \times 25 = 5.13 \text{ KN}$$

##### b) Poids propre des poteaux :

He : La hauteur de poteau

$$H_e = H_{\text{totale}} - h_{\text{poutre}}$$

$$H_e = 4.08 - 0.45 = 3.63 \text{ m (RDC)}$$

$$H_e = 3.06 - 0.45 = 2.61 \text{ m (étage courante)}$$

$$P_{\text{poteau}} = b \times h \times L \times \rho_{\text{beton}} = 0.3 \times 0.3 \times 3.63 \times 25 = 8.17 \text{ KN (RDC)}$$

$$P_{\text{poteau}} = b \times h \times L \times \rho_{\text{beton}} = 0.3 \times 0.3 \times 2.61 \times 25 = 5.87 \text{ KN}$$

##### c) Poids propre des planchers :

Terrasse :

$$P_{p \text{ ter}} = 6.63 \times 15.99 = 106.01 \text{ KN}$$

Étage courant :

**Chapitre II | Pré-dimensionnement des éléments et évaluation des charges.**

- $P_{p\ ec} = 5.74 \times 15.99 = 91.78\text{KN}$
- Étage RDC :
- $P_{p\ ec} = 6.39 \times 15.99 = 102.18\text{KN}$

**Tableau II.4: Descente de charge du poteau central (Lourd Matériaux)**

Niveau	Éléments	G (kN)	G <sub>cumulé</sub> (kN)	Q (kN)	Q <sub>cumulé</sub> (kN)	N <sub>u</sub> (kN)
Terrasse	Plancher terrasse → 106.01KN					
	Poutre Porteuse → 7.38KN	118,52	118,52	15.99	15,99	183,99
	Poutre Non Porteuse → 5.13KN					
6 <sup>ème</sup>	Plancher Etage → 91.78KN					
	Poutre Porteuse → 7.38KN	110,16	228,68	23.98	39,97	368,67
	Poutre Non Porteuse → 5.13KN					
	Poteau → 5.87KN					
5 <sup>ème</sup>	Plancher Etage → 91.78KN					
	Poutre Porteuse → 7.38KN	110,16	338,84	23.98	61,552	549,76
	Poutre Non Porteuse → 5.13KN					
	Poteau → 5.87KN					
4 <sup>ème</sup>	Plancher Etage → 91.78KN					
	Poutre Porteuse → 7.38KN	110,16	449,00	23.98	80,736	727,25
	Poutre Non Porteuse → 5.13KN					
	Poteau → 5.87KN					
3 <sup>ème</sup>	Plancher Etage → 91.78KN					
	Poutre Porteuse → 7.38KN	110,16	559,16	23.98	97,522	901,15
	Poutre Non Porteuse → 5.13KN					
	Poteau → 5.87KN					
2 <sup>ème</sup>	Plancher Etage → 91.78KN					
	Poutre Porteuse → 7.38KN	110,16	669,32	23.98	111,91	1 071,45
	Poutre Non Porteuse → 5.13KN					
	Poteau → 5.87KN					

1 <sup>er</sup>	Plancher Etage →91.78KN Poutre Porteuse →7.38KN Poutre Non Porteuse →5.13KN Poteau →5.87KN	110,16	779,48	23.98	123,9	1 238,15
RDC	Plancher Etage →102.18KN Poutre Principale →7.38KN Poutre secondaire→5.13KN Poteau →8.17KN	122,86	902,34	39.97	163,87	1 463,96

Tableau II.5 : Choix des sections des poteaux centraux (Lourd Matériaux)

Poteau Du	Calculé avec poteau (30x30)cm <sup>2</sup>						
	G (kN)	Q (kN)	Nu (kN)	Br (cm <sup>2</sup> )	a (cm)	Min RPA (cm <sup>2</sup> )	Choix axb (cm <sup>2</sup> )
6 <sup>ème</sup>	118,52	15,99	183,99	97,88	11,89	30x30	30x30
5 <sup>ème</sup>	228,68	39,97	368,67	196,13	16,00	30x30	30x30
4 <sup>ème</sup>	338,84	61,552	549,76	292,47	19,10	30x30	30x30
3 <sup>ème</sup>	449,00	80,736	727,25	386,90	21,67	30x30	30x30
2 <sup>ème</sup>	559,16	97,522	901,15	479,41	23,90	30x30	30x30
1 <sup>er</sup>	669,32	111,91	1 071,45	570,01	25,87	30x30	30x30
RDC	779,48	123,9	1 238,15	658,69	27,67	30x30	30x30
S.SOL	902,34	163,87	1 463,96	778,83	29,91	30x30	30x30

Tableau II.6 : vérification de la résistance et de L'ELS des poteaux centraux (Lourd Matériaux)

Poteau Du	Calculé avec les sections choisis										
	G (kN)	Nser (kN)	Nu (kN)	$\sigma_{ser}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	Obs	B (cm <sup>2</sup> )	Nu/B(MPa)	$f_{bu}$ (MPa)	Obs	Choix finale
6 <sup>ème</sup>	118,52	134,5	183,99	1,30	18	✓	900	2,04	17	✓	30x30
5 <sup>ème</sup>	228,68	268,65	368,67	2,60	18	✓	900	4,10	17	✓	30x30
4 <sup>ème</sup>	338,84	400,392	549,76	3,87	18	✓	900	6,11	17	✓	30x30
3 <sup>ème</sup>	449,00	529,736	727,25	5,12	18	✓	900	8,08	17	✓	30x30
2 <sup>ème</sup>	559,16	656,682	901,15	6,34	18	✓	900	10,01	17	✓	30x30
1 <sup>er</sup>	669,32	781,23	1 071,45	7,55	18	✓	900	11,90	17	✓	30x30
RDC	779,48	903,38	1 238,15	8,73	18	✓	900	13,76	17	✓	30x30
S.SOL	902,34	1066,21	1 463,96	10,30	18	✓	900	16,27	17	✓	30x30

⑥. Poteau de rive : (Lourd Matériaux)

-La surface du plancher supportée par le poteau :

## Chapitre II | Pré-dimensionnement des éléments et évaluation des charges.

$$S_p = (1.825 \text{ m} \times 4.1 \text{ m}) = 7.48 \text{ m}^2$$

### a) Poids propre des poutres :

$$P_p = b \times (h_p - h_{dalle}) \times L \times \rho_{\text{beton}}$$

$$\text{Poutre Principale (Porteuse)} : P_p = ((0.45 - 0.21) \times 0.30) \times 4.1 \times 25 = 7.38 \text{ KN}$$

$$\text{Poutre secondaire (Non Porteuse)} : P_p = ((0.40 - 0.21) \times 0.30) \times 1.525 \times 25 = 2.17 \text{ KN}$$

### b) Poids propre des poteaux :

He : La hauteur de poteau

$$H_e = H_{\text{totale}} - h_{\text{poutre}}$$

$$H_e = 4.08 - 0.45 = 3.63 \text{ m (RDC)}$$

$$H_e = 3.06 - 0.45 = 2.61 \text{ m (étage courante)}$$

$$P_{\text{ poteau}} = b \times h \times L \times \rho_{\text{beton}} = 0.3 \times 0.3 \times 3.63 \times 25 = 8.17 \text{ KN (RDC)}$$

$$P_{\text{ poteau}} = b \times h \times L \times \rho_{\text{beton}} = 0.3 \times 0.3 \times 2.61 \times 25 = 5.87 \text{ KN}$$

### c) Poids propre des planchers :

Terrasse :

$$\bullet P_{p \text{ ter}} = 6.63 \times 7.48 = 49.59 \text{ KN}$$

Etage courant :

$$\bullet P_{p \text{ ec}} = 5.74 \times 7.48 = 42.94 \text{ KN}$$

Etage RDC :

$$\bullet P_{p \text{ ec}} = 6.39 \times 7.48 = 47.80 \text{ KN}$$

### Poids de l'accrotère :

$$\bullet G = 2.58 \times 4.1 = 10.58 \text{ kN}$$

### Poids des murs extérieurs :

$$\bullet 2.36 \times (4.08 - 0.45) \times 3.8 = 32.55 \text{ KN (RDC)}$$

$$\bullet 2.36 \times (3.06 - 0.45) \times 3.8 = 23.41 \text{ KN (étager)}$$

**Tableau II.7: Descente de charge du poteau rive (Lourd Matériaux)**

Niveau	Éléments	G (kN)	G <sub>cumulé</sub> (kN)	Q (kN)	Q <sub>cumulé</sub> (kN)	N <sub>u</sub> (kN)
Terrasse	Plancher terrasse → 49.59KN	69,72	69,72	7,48	7,48	105,34
	Poutre Porteuse → 7.38KN					
	Poutre Non Porteuse → 2.17KN					
	l'accrotère → 10.58kN					
	Plancher Étage → 42.94KN	81,77	151,49	11,22	18,7	232,56



**Chapitre II | Pré-dimensionnement des éléments et évaluation des charges.**

6 <sup>ème</sup>	Poutre Porteuse →7.38KN Poutre Non Porteuse →2.17KN Poteau →5.87KN murs extérieurs →23.41KN					
5 <sup>ème</sup>	Plancher Étage →42.94KN Poutre Porteuse →7.38KN Poutre Non Porteuse →2.17KN Poteau →5.87KN murs extérieurs →23.41KN	81,77	233,26	11,22	28,798	358,10
4 <sup>ème</sup>	Plancher Étage →42.94KN Poutre Porteuse →7.38KN Poutre Non Porteuse →2.17KN Poteau →5.87KN murs extérieurs →23.41KN	81,77	315,03	11,22	37,774	481,95
3 <sup>ème</sup>	Plancher Étage →42.94KN Poutre Porteuse →7.38KN Poutre Non Porteuse →2.17KN Poteau →5.87KN murs extérieurs →23.41KN	81,77	396,80	11,22	45,628	604,12
2 <sup>ème</sup>	Plancher Étage →42.94KN Poutre Porteuse →7.38KN Poutre Non Porteuse →2.17KN Poteau →5.87KN murs extérieurs →23.41KN	81,77	478,57	11,22	52,36	724,61
1 <sup>er</sup>	Plancher Étage →42.94KN Poutre Principale →7.38KN Poutre Non Porteuse →2.17KN Poteau →5.87KN murs extérieurs →23.41KN	81,77	560,34	11,22	57,97	843,41
RDC	Plancher Étage →47.80KN Poutre Principale →7.38KN Poutre secondaire →2.17KN	98,07	658,41	18,7	76,67	1 003,86

Poteau	→8.17KN					
murs extérieurs	→32.55KN					

Tableau II.8: Choix des sections des poteaux de rive (Lourd Matériaux)

Poteau Du	Calculé avec poteau (30x30)cm <sup>2</sup>						
	G (kN)	Q (kN)	Nu (kN)	Br (cm <sup>2</sup> )	a (cm)	Min RPA (cm <sup>2</sup> )	Choix axb (cm <sup>2</sup> )
6 <sup>ème</sup>	69,72	7,48	105,34	56,04	9,49	30x30	30x30
5 <sup>ème</sup>	151,49	18,7	232,56	123,72	13,12	30x30	30x30
4 <sup>ème</sup>	233,26	28,798	358,10	190,51	15,80	30x30	30x30
3 <sup>ème</sup>	315,03	37,774	481,95	256,40	18,01	30x30	30x30
2 <sup>ème</sup>	396,80	45,628	604,12	321,39	19,93	30x30	30x30
1 <sup>er</sup>	478,57	52,36	724,61	385,49	21,63	30x30	30x30
RDC	560,34	57,97	843,41	448,70	23,18	30x30	30x30
S.SOL	658,41	76,67	1 003,86	534,05	25,11	30x30	30x30

Tableau II.9: vérification de la résistance et de L'ELS des poteaux de rive (Lourd Matériaux)

Poteau Du	Calculé avec les sections choisis										
	G (kN)	Nser (kN)	Nu (kN)	σser (MPa)	σbc (MPa)	Obs	B (cm <sup>2</sup> )	Nu/B(MPa)	f <sub>bu</sub> (MPa)	Obs	Choix finale
6 <sup>ème</sup>	69,72	77,2	105,34	0,75	18	✓	900	1,17	17	✓	30x30
5 <sup>ème</sup>	151,49	170,19	232,56	1,64	18	✓	900	2,58	17	✓	30x30
4 <sup>ème</sup>	233,26	262,058	358,10	2,53	18	✓	900	3,98	17	✓	30x30
3 <sup>ème</sup>	315,03	352,804	481,95	3,41	18	✓	900	5,36	17	✓	30x30
2 <sup>ème</sup>	396,80	442,428	604,12	4,27	18	✓	900	6,71	17	✓	30x30
1 <sup>er</sup>	478,57	530,93	724,61	5,13	18	✓	900	8,05	17	✓	30x30
RDC	560,34	618,31	843,41	5,97	18	✓	900	9,37	17	✓	30x30
S.SOL	658,41	735,08	1 003,86	7,10	18	✓	900	11,15	17	✓	30x30

⊙. Poteau d'angle : (Lourd Matériaux)

-La surface du plancher supportée par le poteau :

$$S_p = (3.5m \times 1.65m) = 5.78m^2$$

a) Poids propre des poutres :

$$P_p = b \times (h_p - h_{dalle}) \times L \times \rho_{beton}$$

Poutre Principale (Porteuse) :  $P_p = ((0.45 - 0.21) \times 0.30) \times 3.5 \times 25 = 6.3KN$

Poutre secondaire (Non Porteuse) :  $P_p = ((0.40 - 0.21) \times 0.30) \times 1.35 \times 25 = 1.92KN$

b) Poids propre des poteaux :

He : La hauteur de poteau

$$He = H_{totale} - h_{poutre}$$

## Chapitre II | Pré-dimensionnement des éléments et évaluation des charges.

$$H_e = 4.08 - 0.45 = 3.63\text{m (RDC)}$$

$$H_e = 3.06 - 0.45 = 2.61\text{m (étage courante)}$$

$$P_{\text{ poteau}} = b \times h \times L \times \rho_{\text{beton}} = 0.3 \times 0.3 \times 3.63 \times 25 = 8.17\text{KN (RDC)}$$

$$P_{\text{ poteau}} = b \times h \times L \times \rho_{\text{beton}} = 0.3 \times 0.3 \times 2.61 \times 25 = 5.87\text{KN}$$

### c) Poids propre des planchers :

Terrasse :

- $P_{p \text{ ter}} = 6.63 \times 5.78 = 38.32\text{KN}$

Etage courant :

- $P_{p \text{ ec}} = 5.74 \times 5.78 = 33.18\text{KN}$

Etage RDC :

- $P_{p \text{ ec}} = 6.39 \times 5.78 = 36.93\text{KN}$

### Poids de l'accrotère :

- $G = 2.58 \times 5.05 = 13.03\text{kN}$

### Poids des murs extérieurs :

- $(1.652 \times 3.68 \times 3.15) + (2.36 \times 3.63 \times 1.65) = 33.29\text{KN (RDC)}$

- $(1.652 \times 2.66 \times 3.15) + (2.36 \times 2.61 \times 1.65) = 24\text{KN (étager)}$

**Tableau II.10: Descente de charge du poteau d'angle (Lourd Matériaux)**

Niveau	Éléments	G (kN)	G <sub>cumulé</sub> (kN)	Q (kN)	Q <sub>cumulé</sub> (kN)	N <sub>u</sub> (kN)
Terrasse	Plancher terrasse → 38.32KN Poutre Porteuse → 6.3KN Poutre Non Porteuse → 1.92KN l'accrotère → 13.03kN	59,57	59,57	5,78	5,78	89,09
6 <sup>ème</sup>	Plancher Etage → 33.18KN Poutre Porteuse → 6.3kN Poutre Non Porteuse → 1.92KN Poteau → 5.87KN murs extérieurs → 24KN	71,27	130,84	8,67	14,45	198,31
5 <sup>ème</sup>	Plancher Etage → 33.18KN Poutre Porteuse → 6.3kN Poutre Non Porteuse → 1.92KN	71,27	202,11	8,67	22,253	306,23

**Chapitre II | Pré-dimensionnement des éléments et évaluation des charges.**

	Poteau →5.87KN murs extérieurs →24KN					
4 <sup>ème</sup>	Plancher Etage →33.18KN Poutre Porteuse →6.3kN Poutre Non Porteuse →1.92KN Poteau →5.87KN murs extérieurs →24KN	71,27	273,38	8,67	29,189	412,85
3 <sup>ème</sup>	Plancher Etage →33.18KN Poutre Principale →6.3kN Poutre Non Porteuse →1.92KN Poteau →5.87KN murs extérieurs →24KN	71,27	344,65	8,67	35,258	518,16
2 <sup>ème</sup>	Plancher Etage →33.18KN Poutre Porteuse →6.3kN Poutre Non Porteuse →1.92KN Poteau →5.87KN murs extérieurs →24KN	71,27	415,92	8,67	40,46	622,18
1 <sup>er</sup>	Plancher Etage →33.18KN Poutre Porteuse →6.3kN Poutre Non Porteuse →1.92KN Poteau →5.87KN murs extérieurs →24KN	71,27	487,19	8,67	44,795	724,90
RDC	Plancher Etage →36.93KN Poutre Principale →6.3kN Poutre secondaire →1.92KN Poteau →8.17KN murs extérieurs →33.29KN	86,61	573,80	14,45	59,245	863,50

Tableau II.11 : Choix des sections des poteaux d'angle (Lourd Matériaux)

Poteau Du	Calculé avec poteau (30x30)cm <sup>2</sup>						
	G (kN)	Q (kN)	Nu (kN)	Br (cm <sup>2</sup> )	a (cm)	Min RPA (cm <sup>2</sup> )	Choix axb (cm <sup>2</sup> )
6 <sup>ème</sup>	59,57	5,78	89,09	47,40	8,88	30x30	30x30
5 <sup>ème</sup>	130,84	14,45	198,31	105,50	12,27	30x30	30x30
4 <sup>ème</sup>	202,11	22,253	306,23	162,91	14,76	30x30	30x30
3 <sup>ème</sup>	273,38	29,189	412,85	219,63	16,82	30x30	30x30
2 <sup>ème</sup>	344,65	35,258	518,16	275,66	18,60	30x30	30x30
1 <sup>er</sup>	415,92	40,46	622,18	331,00	20,19	30x30	30x30
RDC	487,19	44,795	724,90	385,65	21,64	30x30	30x30
S.SOL	573,80	59,245	863,50	459,38	23,43	30x30	30x30

Tableau II.12: vérification de la résistance et a L'ELS des poteaux d'angle (Lourd Matériaux)

Poteau Du	Calculé avec les sections choisis										
	G (kN)	Nser (kN)	Nu (kN)	$\sigma_{ser}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	Obs	B (cm <sup>2</sup> )	Nu/B(MPa)	$f_{bu}$ (MPa)	Obs	Choix finale
6 <sup>ème</sup>	59,57	65,4	89,09	0,63	18	✓	900	0,99	17	✓	30x30
5 <sup>ème</sup>	130,84	145,29	198,31	1,40	18	✓	900	2,20	17	✓	30x30
4 <sup>ème</sup>	202,11	224,363	306,23	2,17	18	✓	900	3,40	17	✓	30x30
3 <sup>ème</sup>	273,38	302,569	412,85	2,92	18	✓	900	4,59	17	✓	30x30
2 <sup>ème</sup>	344,65	379,908	518,16	3,67	18	✓	900	5,76	17	✓	30x30
1 <sup>er</sup>	415,92	456,38	622,18	4,41	18	✓	900	6,91	17	✓	30x30
RDC	487,19	531,985	724,90	5,14	18	✓	900	8,05	17	✓	30x30
S.SOL	573,80	633,045	863,50	6,12	18	✓	900	9,59	17	✓	30x30

③. Poteau central (Matériaux Léger) :

-La surface du plancher supportée par le poteau :

$$S_p = (4.1m \times 3.9m) = 15.99m^2$$

a) Poids propre des poutres :

$$P_p = b \times (h_p - h_{dalle}) \times L \times \rho_{beton}$$

Poutre Principale (Porteuse) :  $P_p = ((0.45 - 0.21) \times 0.30) \times 4.1 \times 25 = 7.38KN$

Poutre secondaire (Non Porteuse) :  $P_p = ((0.40 - 0.21) \times 0.30) \times 3.6 \times 25 = 5.13KN$

b) Poids propre des poteaux :

He : La hauteur de poteau

$$He = H \text{ totale} - h \text{ poutre}$$

$$He = 4.08 - 0.45 = 3.63m \text{ (RDC)}$$

$$He = 3.06 - 0.45 = 2.61m \text{ (étage courante)}$$

## Chapitre II | Pré-dimensionnement des éléments et évaluation des charges.

$$P_{\text{ poteau}} = b \times h \times L \times \rho_{\text{ beton}} = 0.3 \times 0.3 \times 3.63 \times 25 = 8.17 \text{KN (RDC)}$$

$$P_{\text{ poteau}} = b \times h \times L \times \rho_{\text{ beton}} = 0.3 \times 0.3 \times 2.61 \times 25 = 5.87 \text{KN}$$

### c) Poids propre des planchers :

Terrasse :

$$\bullet P_{p \text{ ter}} = 5.38 \times 15.99 = 86.03 \text{KN}$$

Etage courant :

$$\bullet P_{p \text{ ec}} = 3.65 \times 15.99 = 58.36 \text{KN}$$

Etage RDC :

$$\bullet P_{p \text{ ec}} = 5.55 \times 15.99 = 88.74 \text{KN}$$

**Tableau II.13: Descente de charge du poteau central (Matériaux Léger)**

Niveau	Éléments	G (kN)	G <sub>cumulé</sub> (kN)	Q (kN)	Q <sub>cumulé</sub> (kN)	N <sub>u</sub> (kN)
Terrasse	Plancher terrasse → 86,03KN	98,54	98,54	15.99	15,99	157,01
	Poutre Porteuse → 7.38KN					
	Poutre Non Porteuse → 5.13KN					
6 <sup>ème</sup>	Plancher Etage → 58,36KN	76,74	175,28	23.98	39,97	296,58
	Poutre Porteuse → 7.38KN					
	Poutre Non Porteuse → 5.13KN					
	Poteau → 5.87KN					
5 <sup>ème</sup>	Plancher Etage → 58.36KN	76,74	252,02	23.98	61,552	432,56
	Poutre Porteuse → 7.38KN					
	Poutre Non Porteuse → 5.13KN					
	Poteau → 5.87KN					
4 <sup>ème</sup>	Plancher Etage → 58.36KN	76,74	328,76	23.98	80,736	564,93
	Poutre Porteuse → 7.38KN					
	Poutre Non Porteuse → 5.13KN					
	Poteau → 5.87KN					
3 <sup>ème</sup>	Plancher Etage → 58.36KN	76,74	405,50	23.98	97,522	693,71
	Poutre Porteuse → 7.38KN					

	Poutre Non Porteuse →5.13KN Poteau →5.87KN					
2 <sup>ème</sup>	Plancher Etage →58.36KN Poutre Porteuse →7.38KN Poutre Non Porteuse →5.13KN Poteau →5.87KN	76,74	482,24	23.98	111,91	818,89
1 <sup>er</sup>	Plancher Etage →58.36KN Poutre Porteuse →7.38KN Poutre Non Porteuse →5.13KN Poteau →5.87KN	76,74	558,98	23.98	123,9	940,47
RDC	Plancher Etage →88.74KN Poutre Principale →7.38KN Poutre secondaire→5.13KN Poteau →8.17KN	109,42	668,40	39.97	163,87	1 148,15

Tableau II.14 : Choix des sections des poteaux centraux (Matériaux Léger)

Poteau Du	Calculé avec poteau (30x30)cm <sup>2</sup>						
	G (kN)	Q (kN)	Nu (kN)	Br (cm <sup>2</sup> )	a (cm)	Min RPA (cm <sup>2</sup> )	Choix axb (cm <sup>2</sup> )
6 <sup>ème</sup>	98,54	15,99	157,01	83,53	11,14	30x30	30x30
5 <sup>ème</sup>	175,28	39,97	296,58	157,78	14,56	30x30	30x30
4 <sup>ème</sup>	252,02	61,552	432,56	230,12	17,17	30x30	30x30
3 <sup>ème</sup>	328,76	80,736	564,93	300,54	19,34	30x30	30x30
2 <sup>ème</sup>	405,50	97,522	693,71	369,05	21,21	30x30	30x30
1 <sup>er</sup>	482,24	111,91	818,89	435,65	22,87	30x30	30x30
RDC	558,98	123,9	940,47	500,33	24,37	30x30	30x30
S.SOL	668,40	163,87	1 148,15	610,81	26,71	30x30	30x30

Tableau II.15 : vérification de la résistance et de L'ELS des poteaux centraux (Matériaux Léger)

Poteau Du	Calculé avec les sections choisis										
	G (kN)	Nser (kN)	Nu (kN)	σ <sub>ser</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	Obs	B (cm <sup>2</sup> )	Nu/B(MPa)	f <sub>bu</sub> (MPa)	Obs	Choix finale

6 <sup>ème</sup>	98,54	114,5	157,01	1,11	18	✓	900	1,74	17	✓	30x30
5 <sup>ème</sup>	175,28	215,25	296,58	2,08	18	✓	900	3,30	17	✓	30x30
4 <sup>ème</sup>	252,02	313,572	432,56	3,03	18	✓	900	4,81	17	✓	30x30
3 <sup>ème</sup>	328,76	409,496	564,93	3,96	18	✓	900	6,28	17	✓	30x30
2 <sup>ème</sup>	405,50	503,022	693,71	4,86	18	✓	900	7,71	17	✓	30x30
1 <sup>er</sup>	482,24	594,15	818,89	5,74	18	✓	900	9,10	17	✓	30x30
RDC	558,98	682,88	940,47	6,60	18	✓	900	10,45	17	✓	30x30
S.SOL	668,40	832,27	1 148,15	8,04	18	✓	900	12,76	17	✓	30x30

### ⑨.Poteau de rive (Matériaux Léger) :

-La surface du plancher supportée par le poteau :

$$S_p = (1.825\text{m} \times 4.1\text{m}) = 7.48\text{m}^2$$

#### a) Poids propre des poutres :

$$P_p = b \times (h_p - h_{dalle}) \times L \times \rho_{\text{beton}}$$

$$\text{Poutre Principale (Porteuse)} : P_p = ((0.45 - 0.21) \times 0.30) \times 4.1 \times 25 = 7.38\text{KN}$$

$$\text{Poutre secondaire (Non Porteuse)} : P_p = ((0.40 - 0.21) \times 0.30) \times 1.525 \times 25 = 2.17\text{KN}$$

#### b) Poids propre des poteaux :

He : La hauteur de poteau

$$H_e = H_{\text{totale}} - h_{\text{poutre}}$$

$$H_e = 4.08 - 0.45 = 3.63\text{m (RDC)}$$

$$H_e = 3.06 - 0.45 = 2.61\text{m (étage courante)}$$

$$P_{\text{poteau}} = b \times h \times L \times \rho_{\text{beton}} = 0.3 \times 0.3 \times 3.63 \times 25 = 8.17\text{KN (RDC)}$$

$$P_{\text{poteau}} = b \times h \times L \times \rho_{\text{beton}} = 0.3 \times 0.3 \times 2.61 \times 25 = 5.87\text{KN}$$

#### c) Poids propre des planchers :

Terrasse :

$$\bullet P_p_{\text{ter}} = 5.38 \times 7.48 = 40.24\text{KN}$$

Etage courant :

$$\bullet P_p_{\text{ec}} = 3.65 \times 7.48 = 27.3\text{KN}$$

Etage RDC :

$$\bullet P_p_{\text{ec}} = 5.55 \times 7.48 = 41.514\text{KN}$$

#### Poids de l'accrotère :

$$\bullet G = 2.58 \times 4.1 = 10.58\text{kN}$$

#### Poids des murs extérieurs :

$$\bullet 0.33 \times (4.08 - 0.45) \times 3.8 = 4.55\text{KN (RDC)}$$

$$\bullet 0.33 \times (3.06 - 0.45) \times 3.8 = 3.27\text{KN (étager)}$$



Tableau II.16: Descente de charge du poteau rive (Matériaux Léger)

Niveau	Éléments	G (kN)	G <sub>cumulé</sub> (kN)	Q (kN)	Q <sub>cumulé</sub> (kN)	N <sub>u</sub> (kN)
Terrasse	Plancher terrasse → 40.24kN Poutre Porteuse → 7.38kN Poutre Non Porteuse → 2.17kN l'accrotère → 10.58kN	60,37	60,37	7,48	7,48	92,72
6 <sup>ème</sup>	Plancher Etage → 27.3kN Poutre Porteuse → 7.38kN Poutre Non Porteuse → 2.17kN Poteau → 5.87kN murs extérieurs → 3.27kN	45,99	106,36	11,22	18,7	171,64
5 <sup>ème</sup>	Plancher Etage → 27.3kN Poutre Porteuse → 7.38kN Poutre Non Porteuse → 2.17kN Poteau → 5.87kN murs extérieurs → 3.27kN	45,99	152,35	11,22	28,798	248,87
4 <sup>ème</sup>	Plancher Etage → 27.3kN Poutre Porteuse → 7.38kN Poutre Non Porteuse → 2.17kN Poteau → 5.87kN murs extérieurs → 3.27kN	45,99	198,34	11,22	37,774	324,42
3 <sup>ème</sup>	Plancher Etage → 27.3kN Poutre Porteuse → 7.38kN Poutre Non Porteuse → 2.17kN Poteau → 5.87kN murs extérieurs → 3.27kN	45,99	244,33	11,22	45,628	398,29
2 <sup>ème</sup>	Plancher Etage → 27.3kN Poutre Porteuse → 7.38kN Poutre Non Porteuse → 2.17kN Poteau → 5.87kN murs extérieurs → 3.27kN	45,99	290,32	11,22	52,36	470,47

1 <sup>er</sup>	Plancher Etage →27.3KN	45,99	336,31	11,22	57,97	540,97
	Poutre Porteuse→7.38KN					
	Poutre Non Porteuse →2.17KN					
	Poteau →5.87KN					
	murs extérieurs →3.27KN					
RDC	Plancher Etage →41.514KN	63,78	400,09	18,7	76,67	655,13
	Poutre Principale →7.38KN					
	Poutre secondaire →2.17KN					
	Poteau →8.17KN					
	murs extérieurs →4.55KN					

Tableau II.17: Choix des sections des poteaux de rive (Matériaux Léger)

Poteau Du	Calculé avec poteau (30x30)cm <sup>2</sup>						
	G (kN)	Q (kN)	Nu (kN)	Br (cm <sup>2</sup> )	a (cm)	Min RPA (cm <sup>2</sup> )	Choix axb (cm <sup>2</sup> )
6 <sup>ème</sup>	60,37	7,48	92,72	49,33	9,02	30x30	30x30
5 <sup>ème</sup>	106,36	18,7	171,64	91,31	11,56	30x30	30x30
4 <sup>ème</sup>	152,35	28,798	248,87	132,40	13,51	30x30	30x30
3 <sup>ème</sup>	198,34	37,774	324,42	172,59	15,14	30x30	30x30
2 <sup>ème</sup>	244,33	45,628	398,29	211,89	16,56	30x30	30x30
1 <sup>er</sup>	290,32	52,36	470,47	250,29	17,82	30x30	30x30
RDC	336,31	57,97	540,97	287,80	18,96	30x30	30x30
S.SOL	400,09	76,67	655,13	348,53	20,67	30x30	30x30

Tableau II.18: vérification de la résistance et de L'ELS des poteaux de rive (Matériaux Léger)

Poteau Du	Calculé avec les sections choisis										
	G (kN)	Nser (kN)	Nu (kN)	$\sigma_{ser}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	Obs	B (cm <sup>2</sup> )	Nu/B(MPa)	$f_{bu}$ (MPa)	Obs	Choix finale
6 <sup>ème</sup>	60,37	67,9	92,72	0,66	18	✓	900	1,03	17	✓	30x30
5 <sup>ème</sup>	106,36	125,06	171,64	1,21	18	✓	900	1,91	17	✓	30x30
4 <sup>ème</sup>	152,35	181,148	248,87	1,75	18	✓	900	2,77	17	✓	30x30
3 <sup>ème</sup>	198,34	236,114	324,42	2,28	18	✓	900	3,60	17	✓	30x30
2 <sup>ème</sup>	244,33	289,958	398,29	2,80	18	✓	900	4,43	17	✓	30x30
1 <sup>er</sup>	290,32	342,68	470,47	3,31	18	✓	900	5,23	17	✓	30x30
RDC	336,31	394,28	540,97	3,81	18	✓	900	6,01	17	✓	30x30
S.SOL	400,09	476,76	655,13	4,61	18	✓	900	7,28	17	✓	30x30

**⑩. Poteau d'angle (Matériaux Léger) :**

-La surface du plancher supportée par le poteau :

$$S_p = (3.5m \times 1.65m) = 5.78m^2$$

**a) Poids propre des poutres :**

$$P_p = b \times (h_p - h_{dalle}) \times L \times \rho_{beton}$$

Poutre Principale (Porteuse) :  $P_p = ((0.45 - 0.21) \times 0.30) \times 3.5 \times 25 = 6.3KN$

Poutre secondaire (Non Porteuse) :  $P_p = ((0.40 - 0.21) \times 0.30) \times 1.35 \times 25 = 1.92KN$

**b) Poids propre des poteaux :**

He : La hauteur de poteau

$$He = H_{totale} - h_{poutre}$$

$$He = 4.08 - 0.45 = 3.63m \text{ (RDC)}$$

$$He = 3.06 - 0.45 = 2.61m \text{ (étage courante)}$$

$$P_{poteau} = b \times h \times L \times \rho_{beton} = 0.3 \times 0.3 \times 3.63 \times 25 = 8.17KN \text{ (RDC)}$$

$$P_{poteau} = b \times h \times L \times \rho_{beton} = 0.3 \times 0.3 \times 2.61 \times 25 = 5.87KN$$

**c) Poids propre des planchers :**

Terrasse :

$$\bullet P_{p\ ter} = 5.38 \times 5.78 = 31.1KN$$

Etage courant :

$$\bullet P_{p\ ec} = 3.65 \times 5.78 = 21.1KN$$

Etage RDC:

$$\bullet P_{p\ ec} = 5.55 \times 5.78 = 32.08KN$$

**Poids de l'accrotère :**

$$\bullet G = 2.58 \times 5.05 = 13.03kN$$

**Poids des murs extérieurs :**

$$\bullet (0.33 \times 3.68 \times 3.15) + (0.33 \times 3.63 \times 1.65) = 5.8KN \text{ (RDC)}$$

$$\bullet (0.33 \times 2.66 \times 3.15) + (0.33 \times 2.61 \times 1.65) = 4.19KN \text{ (étager)}$$

**Tableau II.19: Descente de charge du poteau d'angle (Matériaux Léger)**

Niveau	Éléments	G (kN)	G <sub>cumulé</sub> (kN)	Q (kN)	Q <sub>cumulé</sub> (kN)	N <sub>u</sub> (kN)
Terrasse	Plancher terrasse → 31.1KN	52,35	52,35	5,78	5,78	79,34
	Poutre Porteuse → 6.3KN					
	Poutre Non Porteuse → 1.92KN					
	l'accrotère → 13.03kN					
6 <sup>ème</sup>	Plancher Etage → 21.1KN	39,38	91,73	8,67	14,45	145,51
	Poutre Porteuse → 6.3KN					
	Poutre Non Porteuse → 1.92KN					
	Poteau → 5.87KN					
	murs extérieurs → 4.19KN					

**Chapitre II | Pré-dimensionnement des éléments et évaluation des charges.**

5 <sup>ème</sup>	Plancher Etage →21.1KN Poutre Porteuse →6.3KN Poutre Non Porteuse →1.92KN Poteau →5.87KN murs extérieurs →4.19KN	39,38	131,11	8,67	22,253	210,38
4 <sup>ème</sup>	Plancher Etage →21.1KN Poutre Porteuse →6.3KN Poutre Non Porteuse →1.92KN Poteau →5.87KN murs extérieurs →4.19KN	39,38	170,49	8,67	29,189	273,95
3 <sup>ème</sup>	Plancher Etage →21.1KN Poutre Porteuse →6.3KN Poutre Non Porteuse →1.92KN Poteau →5.87KN murs extérieurs →4.19KN	39,38	209,87	8,67	35,258	336,21
2 <sup>ème</sup>	Plancher Etage →21.1KN Poutre Porteuse →6.3KN Poutre Non Porteuse →1.92KN Poteau →5.87KN murs extérieurs →4.19KN	39,38	249,25	8,67	40,46	397,18
1 <sup>er</sup>	Plancher Etage →21.1KN Poutre Porteuse →6.3KN Poutre Non Porteuse →1.92KN Poteau →5.87KN murs extérieurs →4.19KN	39,38	288,63	8,67	44,795	456,84
RDC	Plancher Etage →32.08KN Poutre Principale →6.3KN Poutre secondaire →1.92KN Poteau →8.17KN murs extérieurs →5.8KN	54,27	342,90	14,45	59,245	551,78

Tableau II.20 : Choix des sections des poteaux d'angle (Matériaux Léger)

Poteau Du	Calculé avec poteau (30x30)cm <sup>2</sup>						
	G (kN)	Q (kN)	Nu (kN)	Br (cm <sup>2</sup> )	a (cm)	Min RPA (cm <sup>2</sup> )	Choix axb (cm <sup>2</sup> )
6 <sup>ème</sup>	52,35	5,78	79,34	42,21	8,50	30x30	30x30
5 <sup>ème</sup>	91,73	14,45	145,51	77,41	10,80	30x30	30x30
4 <sup>ème</sup>	131,11	22,253	210,38	111,92	12,58	30x30	30x30
3 <sup>ème</sup>	170,49	29,189	273,95	145,74	14,07	30x30	30x30
2 <sup>ème</sup>	209,87	35,258	336,21	178,86	15,37	30x30	30x30
1 <sup>er</sup>	249,25	40,46	397,18	211,30	16,54	30x30	30x30
RDC	288,63	44,795	456,84	243,04	17,59	30x30	30x30
S.SOL	342,90	59,245	551,78	293,55	19,13	30x30	30x30

Tableau II.21 : vérification de la résistance et a L'ELS des poteaux d'angle (Matériaux Léger)

Poteau Du	Calculé avec les sections choisis										
	G (kN)	Nser (kN)	Nu (kN)	$\sigma_{ser}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	Obs	B (cm <sup>2</sup> )	Nu/B (MPa)	$f_{bu}$ (MPa)	Obs	Choix finale
6 <sup>ème</sup>	52,35	58,1	79,34	0,56	18	✓	900	0,88	17	✓	30x30
5 <sup>ème</sup>	91,73	106,18	145,51	1,03	18	✓	900	1,62	17	✓	30x30
4 <sup>ème</sup>	131,11	153,363	210,38	1,48	18	✓	900	2,34	17	✓	30x30
3 <sup>ème</sup>	170,49	199,679	273,95	1,93	18	✓	900	3,04	17	✓	30x30
2 <sup>ème</sup>	209,87	245,128	336,21	2,37	18	✓	900	3,74	17	✓	30x30
1 <sup>er</sup>	249,25	289,71	397,18	2,80	18	✓	900	4,41	17	✓	30x30
RDC	288,63	333,425	456,84	3,22	18	✓	900	5,08	17	✓	30x30
S.SOL	342,90	402,145	551,78	3,89	18	✓	900	6,13	17	✓	30x30

- **Choix finale des poteaux :**

D'après les paragraphes ⑤,⑥,⑦,⑧,⑨ et ⑩ la section (30×30) cm<sup>2</sup> sera adapté pour tous les poteaux du Bâtiment (du sous-sol au 6<sup>ème</sup> étage) et pour les deux cas étudiés a savoir structure avec matériau lourd et aussi avec matériau léger.

#### IV. Pré-dimensionnement des voiles :

On appelle voiles, les murs réalisés en béton armé, qui auront pour rôle le contreventement du Bâtiment ; pour leurs prés dimensionnement, nous sommes basés sur les recommandations du RPA 99 / modifié 2003 .

L'épaisseur minimale des voiles est de 15 cm, de plus, cette épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités.

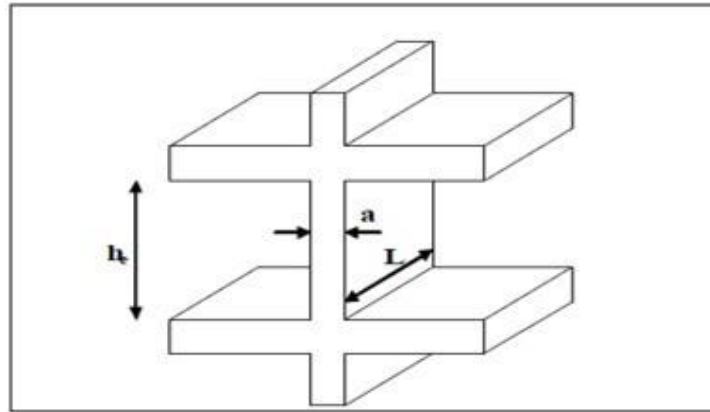


Figure II.3 : dimensions d'un voile

##### a- RDC :

$a > \frac{h_e}{25}$  Avec :  $h_e$  : la hauteur libre d'étage.

$a$  : épaisseur du voile

Donc :  $a > \frac{4.08-0.40}{25}$   $a > 14.72\text{cm}$  on prend :  $a=20\text{cm}$

##### b- Etage courant :

$a > \frac{3.06-0.40}{25}$   $a > 10.64\text{cm}$  on prend :  $a=20\text{cm}$

#### V. Conclusion :

Le pré-dimensionnement est un calcul préliminaire qui nous permet d'attribuer aux éléments résistants de la construction (plancher, poutre, poteau, voile) des dimensions qui feront l'objet d'une vérification après le calcul des efforts.

---

***Chapitre III***  
***Etude Dynamique en zone***  
***sismique***

---

## Chapitre III : Etude dynamique en zone sismique

### I. Introduction :

Le séisme est l'un des risques naturels majeurs les plus dangereux et qui causent le plus de dégâts, ce phénomène se produit à cause du mouvement des plaques tectoniques. Du moment que ce phénomène est imprévisible, la rigueur lors des analyses sismiques est Cruciale pour assurer la sécurité et la longévité des structures.

### II. Modélisation de la structure

#### II.1 Introduction

Vu la complexité du problème à analyser, il est nécessaire d'établir un modèle numérique représentant la structure, Ce dernier est introduit dans un logiciel de calcul dynamique afin de déterminer les modes propres de vibration ainsi que les efforts provoqués par le séisme.

Parmi les méthodes de modélisation existantes il y a la méthode des éléments finis qui est utilisée par la majorité des logiciels de calcul. Pour cette étude, on utilisera le logiciel ETABS Vers 9.7.4.

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL et fini qui décrit le phénomène étudié d'une manière aussi fiable que possible, Ce modèle doit refléter avec une bonne précision le comportement et les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement).

#### II.2 Modélisation de la rigidité

On suppose que la structure a « p » nœuds et au total (n) DDL numérotés de 1 à n, on considère six DDL par nœud, on aura donc :  $n = 6 \times p$ .

- **Les éléments de portique**

Les poteaux et poutres de la structure ont été modélisés par des éléments barre (Frame Éléments) à deux nœuds possédants chacun 6 degrés de liberté (trois translations, 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).

- **Les voiles**

Les voiles ont été modélisés par des éléments surfaciques (Shell Éléments) à 04 nœuds.

- **Le Diaphragme**

Les planchers sont supposés infiniment rigides dans leurs plans (et ne peuvent se déformer qu'hors plan) ce qui correspond à des diaphragmes.



### II.3 Connectivité Sol/Structure

Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6 DDL bloqués).

### II.4 Modélisation de la masse

- La masse est calculée par l'équation  $(G+\beta\times Q)$  avec  $\beta=0.2$ .
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux, les poutres et les voiles est prise égale à celle du béton armé.
- La masse de l'acrotère, et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie sur les poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).
- La masse des escaliers a été convertis en charge uniformément répartie sur une dalle dans l'espace de la cage d'escalier.
- En choisissant l'option (Mass source / From loads), l'ETABS calcule automatiquement les masses des planchers et la masse totale de la structure à partir des charges permanentes et des charges d'exploitation sollicitant la structure.

## III. Conception du contreventement vertical

Pour une bonne conception parasismique il faudra :

- Disposer les éléments de contreventement d'une manière symétrique dans chaque direction de calcul.
- Éloigner les éléments verticaux parallèles afin de disposer d'un grand bras de levier du couple résistant à la torsion.

## IV. Étude sismique

### IV.1 Introduction

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique.

De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière.

Ainsi le calcul d'un bâtiment vis-à-vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors de ce dernier.

### IV.2 Choix de la méthode de calcul

En Algérie, la conception parasismique est régularisée par les « RPA 99 modifié 2003 ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul de la réponse sismique :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Le choix de la méthode de calcul et la maîtrise de la modélisation de la structure doivent donc avoir pour objectif une approche aussi fidèle que possible du comportement réel de l'ouvrage considéré, compte tenu non seulement du type d'ossature, mais aussi des caractéristiques du matériau constitutif.

#### IV.2.1 La méthode statique équivalente

##### a- Principe :

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 à ceux de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

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

Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure .

##### b- Condition d'application

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas du bâtiment étudié car la structure est irrégulière en plan. Nous utiliserons donc la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique.

#### IV.2.2 La méthode modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable ; Tel que notre cas.

##### a- Principe

Les maximums des efforts engendrés par les forces sismiques dans chaque mode sont représentés par un spectre de calcul, puis sont combinés afin d'obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes de vibration à prendre en compte est tel que la somme des masses modales effectives de ces modes soit aux moins égales à 90% de la masse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K > 3 \times \sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k < 0.20 \text{ sec} \dots [1]$$

Où :  $N$  est le nombre de niveaux au-dessus du sol et  $T_k$  la période du mode  $K$ .

##### b- Spectre de calcul

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant [1]

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

Avec :

$g$  : Accélération de la pesanteur

$A$  : Coefficient d'accélération de zone

Les autres paramètres seront définis dans les paragraphes suivants.

#### IV.2.3 Effort tranchant à la base

La résultante des forces sismiques à la base (l'effort tranchant à la base) « $V_t$ » ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente « $V_{x,y}$ » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée [1].

Si  $V_t < 0,8V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments) en les multipliant fois le rapport :  $\frac{0,8V}{V_t}$ .

#### IV.2.4 Calcul de l'effort tranchant à la base par la méthode statique équivalente

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

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

Avec :

$A$  : Coefficient d'accélération de zone. (Tableau 4.1) [1] :  $A = 0,25$  (Zone III et groupe 2).

$R$  : Coefficient de comportement de la structure (Tableau 4.3) [1].

Pour notre structure on a choisi le système de contreventement mixte assurés par des voiles et des portiques avec justification d'interaction (portiques - voiles). :  $R = 5$  cette valeur sera justifier à la fin de ce chapitre.

$W$  : poids total de la structure, donné par le logiciel ETABS en utilisant la combinaison

« $G + \beta Q$ » Avec  $\beta = 0,2$  (Bâtiments d'habitation).

$D$  : facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \frac{Q}{R} \left(\frac{T}{T_1}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \eta \frac{Q}{R} \left(\frac{T}{T_1}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec:

- $T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, elles sont données dans le tableau 4.7 de RPA99/version 2003.

Pour le cas étudié on a un Site S3 qui correspond à :  $T_1=0.15s$  ;  $T_2=0.5s$

- Le facteur de correction d'amortissement est donnée par :  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$ .

Pour  $\xi = 7\% \rightarrow \eta = 0,88$ . ( $\xi$  : pourcentage d'amortissement critique).

#### IV.2.5 Estimation de la période fondamentale de la structure « T »

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

$$T = \text{Min}(C_t \times h_n^{3/4}, 0,09 \times \frac{hn}{\sqrt{D}}).$$

$C_t$  : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

$$C_t = 0.05$$

$h_n$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_n = 22.44m$$

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

$$l_x = 26.45m ; l_y = 19.50m.$$

- $T = C_t \times h_n^{3/4} = 0.05 \times 22,44^{3/4} \quad T = 0.516s.$
- $T_x = 0,09 \times \frac{hn}{\sqrt{l_x}} = 0,09 \times \frac{22.44}{\sqrt{26.40}} \quad T_x = 0.393s$
- $T_y = 0,09 \times \frac{hn}{\sqrt{l_y}} = 0,09 \times \frac{22.44}{\sqrt{19.50}} \quad T_y = 0.457s$

- Sens (x-x) :  $T_x = \min(0.516 ; 0.393) = 0.393s < T_2=0.5s.$
- Sens (y-y) :  $T_y = \min(0.516 ; 0.457) = 0.457s < T_2=0.5s.$

Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen « D » :

$$D_{x,y} = 2.5\eta = 2.5 \times 0.88 = 2.20.$$

Q : Facteur de qualité.

La valeur de Q est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \Sigma Pq$

$Pq$  : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non ". Sa valeur est donnée par le tableau 4.4 [1].

Tableau III.1 : Valeurs des pénalités  $P_q$ .

Critère q	Suivant x		Suivant y	
	Observé	Pénalité	Observé	Pénalité
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2. Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3. Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4. Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
<i>Totale</i>		0.1		0.1
$Q_x = Q_y = 1+0.1$		1.1		1.1

#### IV.2.6 Vérification des déplacements inter étage

L'une des principales vérifications concerne les déplacements latéraux entre étages, Par conséquent, l'inégalité ci-dessous doit être vérifiée :

$$\Delta_k^x \leq \bar{\Delta}$$

$$\Delta_k^y \leq \bar{\Delta}$$

Avec :  $\bar{\Delta} = 0.01h_e$

Où :  $h_e$  la hauteur d'étage ; Avec :

$$\delta_{k-1}^x = \delta_{ek}^x * R * r_x \quad \text{et} \quad \delta_{k-1}^y = \delta_{ek}^y * R * r_y$$

$$\Delta_k^x = \delta_k^x - \delta_{k-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_k^y = \delta_k^y - \delta_{k-1}^y$$

$\Delta_k^x$ : Correspond au déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » dans le sens x-x.

$\Delta_k^y$ : Correspond au déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » dans le sens y-y.

$\delta_k^x$ : Correspond au déplacement élastique horizontal dû aux forces sismiques au niveau « k » dans le sens x-x.

$\delta_k^y$ : Correspond au déplacement élastique horizontal dû aux forces sismiques au niveau « k » dans le sens y-y.

$r = \frac{0.8V}{vt}$  : c'est un rapport qui supérieur a 1 et qui est calculé lorsque la force dynamique (selon x ou y)

est inférieur a 80% de la force statique équivalente.

**Remarque :** Dans ce qui suit - SMLD : désigne la structure réalisée en matériaux lourds.  
- SMLG : désigne la structure réalisée en matériaux légers.

#### IV.2.7 Organisation de la suite de l'analyse :

Plusieurs modèles correspondant à différentes dispositions des voiles de contreventement ont été analysés avant d'arriver au modèle final correspondant à la disposition finale des voiles de contreventement dans le bâtiment, En résumé nous allons présentés dans ce qui suit :

- ① -Analyse et résultats du modèle final correspondant à la disposition final des voiles dans le bâtiment et qui ne **vérifie pas** les déplacements inter-étage et que nous appellerons « **MODELE 1** ».
- ②- Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux du « **MODELE 1** ».
- ③- Augmentation des sections des poteaux et ajouter les linteaux sur « **MODELE 1** » suivit de toutes les vérifications constituera le « **MODELE 2** ».
- ④- Elimination des voiles sur les deux derniers niveaux, Présentation des résultats dans un tableau récapitulatif.
- ⑤- Analyse du « **MODELE FINAL** » (sans les voiles des 2 derniers niveaux).
- ⑥- Justification du coefficient de comportement du « **MODELE FINAL** ».
- ⑦- Comparaison entre les résultats de l'analyse modale et sismique des deux structures ; SMDL et SMLG.
- ⑧- Présentations des résultats *Modèle Final SMLD / Modèle Final SMLG*.

#### Remarque :

Le « **MODELE 1** » le « **MODELE 2** » et le « **MODELE FINAL** » présenter dessous sont charge avec des charges **lourd matériaux (SMDL)**.

① MODELE 1 (SMDL):

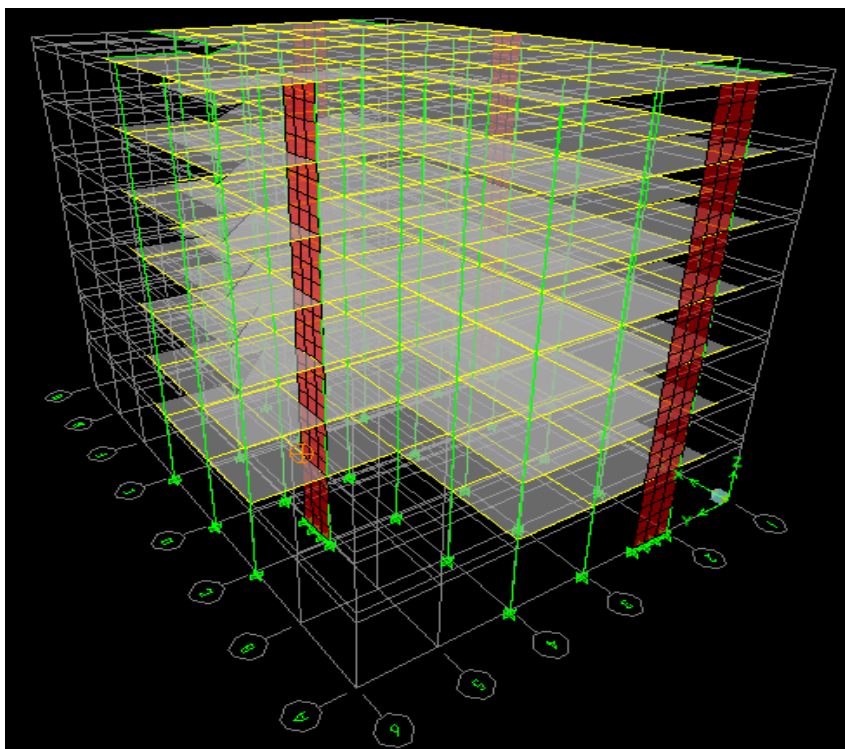


Figure III.1 : Vue en 3D de la structure du Modèle 1

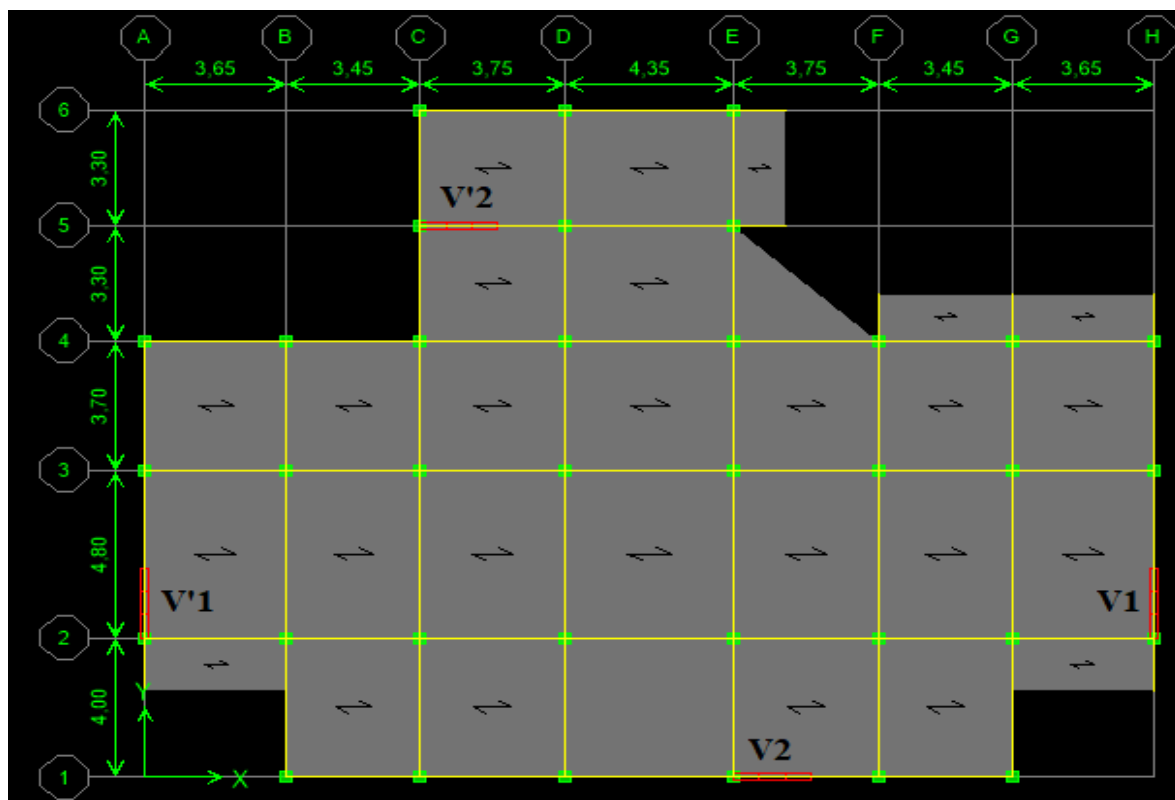


Figure III.2 : Vue en plan du Modèle 1

Tableau III.2 : Longueur et épaisseurs des voiles et sections des poteaux de modèle 1

Voile	e (cm)	Longueur (m)	Etage	Poteau carré (axb) cm <sup>2</sup>
1 et 1'	20	2	RDC	30x30
2 et 2'	20	2	1 <sup>er</sup> au 6 <sup>ème</sup>	30x30

A) Caractéristiques dynamique propres du Modèle 1

Tableau III.3 : Période et facteurs de participation massique du Modèle 1

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	1,043024	0,2802	79,4551	0,2802	79,4551
2	1,032862	79,1914	0,2544	79,4716	79,7095
3	0,800658	0,3302	0,1433	79,8017	79,8528
4	0,305362	0,1376	12,3992	79,9393	92,252
5	0,301716	12,526	0,1396	92,4654	92,3916

L'analyse modale du Modèle 1 a donné les résultats suivants :

- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de translation parallèle à x-x (de l'ordre de 79.45 %).
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de translation parallèle à y-y (de l'ordre de 79.19 %).
- Le 3 mode est un rotation
- 5 modes utiles.

B) Résultantes des forces sismiques :

On a : W=26749,08 KN On aura donc :

$$V_x = V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \quad W = \frac{0,25 \times 2,2 \times 1,1}{5}$$

$$V_x = V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \quad W = \frac{0,25 \times 2,2 \times 1,1}{5} \times 26749,08 = 3236,64 \text{KN} = 0,8V_x = 0,8V_y = 2589,31 \text{KN}$$

Les résultantes des forces horizontales à la base de la structure sous sollicitations sismiques :

$$F_1 = V_{tx} = 2026,36 \text{ kN} < 0,8 \times V_x = 2589,31 \text{ kN} \rightarrow r_x = 1,278 .$$

$$F_2 = V_{ty} = 2009,16 \text{ kN} < 0,8 \times V_y = 2589,31 \text{ kN} \rightarrow r_y = 1,289 .$$

Tableau III.4 : Vérifications des déplacements inter-étage du Modèle 1

	$\delta_{ek}^x$ (cm)	$\delta_{ek}^y$ (cm)	$\delta_k^x$ (cm)	$\delta_k^y$ (cm)	$\Delta_k^x$ (cm)	$\Delta_k^y$ (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Observation	
								x-x	y-y
Terrasse	3,33	3,36	24,22575	20,9832	2,54625	2,18575	3,06	✓	✓
6 <sup>ème</sup>	2,98	3,01	21,6795	18,79745	2,98275	2,56045	3,06	✓	✓
5 <sup>ème</sup>	2,57	2,6	18,69675	16,237	<b>3,56475</b>	<b>3,06005</b>	3,06	×	×



4 <sup>ème</sup>	2,08	2,11	15,132	13,17695	<b>4,00125</b>	<b>3,4972</b>	3,06	×	×
3 <sup>ème</sup>	1,53	1,55	11,13075	9,67975	<b>4,14675</b>	<b>3,6221</b>	3,06	×	×
2 <sup>ème</sup>	0,96	0,97	6,984	6,05765	<b>3,9285</b>	<b>3,3723</b>	3,06	×	×
1 <sup>er</sup>	0,42	0,43	3,0555	2,68535	3,0555	2,68535	4,08	✓	✓

- Les déplacements inter-étage ne sont pas vérifiés.

### ② Vérification spécifique aux sollicitations normales dans poteaux du Modèle 1

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A 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 :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{28}} \leq 0.3$$

Avec :

$N_d$  : L'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton sous sollicitation d'ensemble dûes aux séismes (G+Q+E).

$B_c$  : L'aire (section brute) de la section de béton.

$f_{28}$  : La résistance caractéristique du béton à 28 jours (30 MPa)

Tableau III.5 : Vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux du Modèle 1.

Niveau	$N_d$ (kN)	$B_c$ (cm <sup>2</sup> )	$v \leq 0.3$	Obs
RDC	1322,2	30x30	0,490	Non
1 <sup>er</sup>	1115,24	30x30	0,413	Non
2 <sup>ème</sup>	914,25	30x30	0,339	Non
3 <sup>ème</sup>	719,07	30x30	0,266	Oui
4 <sup>ème</sup>	529,99	30x30	0,196	Oui
5 <sup>ème</sup>	346,33	30x30	0,128	Oui
6 <sup>ème</sup>	172,6	30x30	0,064	Oui

Pour le MODELE 1 on peut constater que

- Les déplacements inter-étage ne sont pas vérifiés.
- L'effort normal réduit n'est pas vérifié pour les poteaux donc on doit augmenter les sections des poteaux.

- L'augmentation des sections des poteaux (qui vérifie l'effort normal réduit) va sans aucun doute augmenter la rigidité latérale (chose qui est nécessaire), pour vérifier les déplacements inter-étage.

③ **MODELE 2 (SMDL) :**

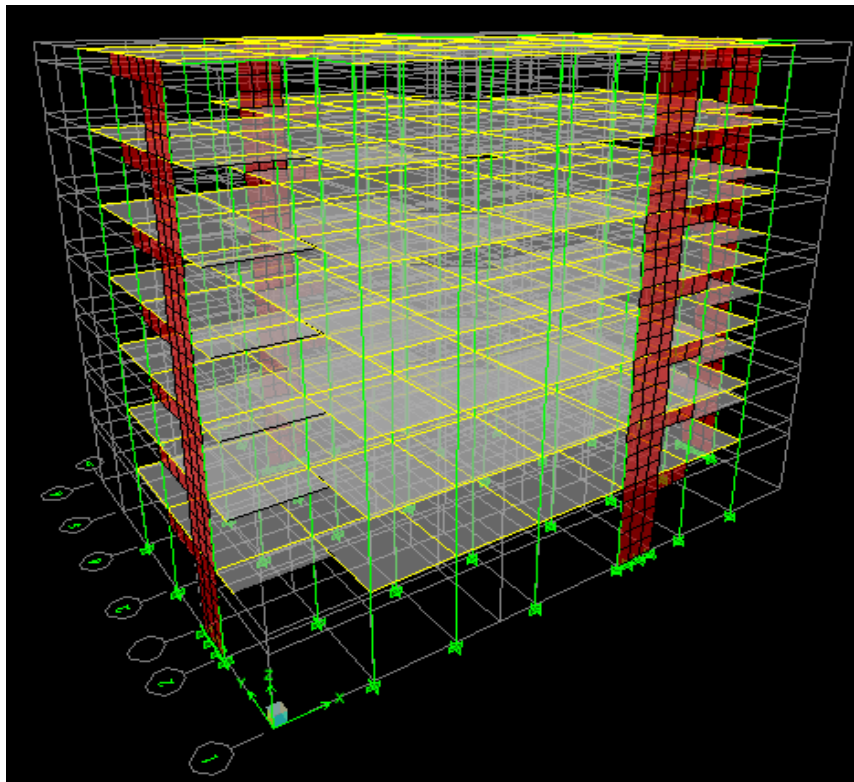


Figure III.3 : Vue en 3D de la structure du Modèle 2

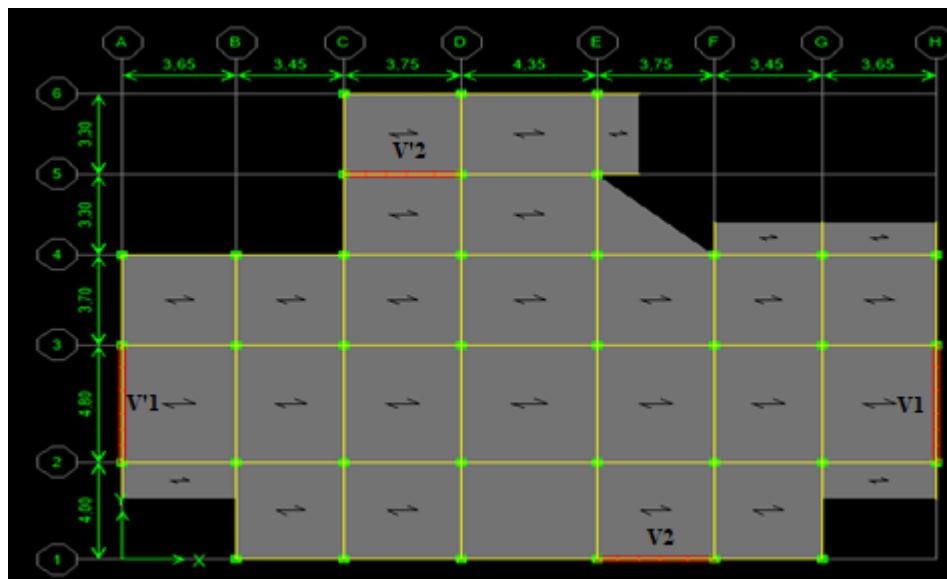


Figure III.4 : Vue en plan du Modèle 2

Après l'augmentation des sections de poteaux de manière graduelle (plus de 5 cm a chaque fois ) les déplacements inter-étage et l'effort normale réduit sont vérifiés le modelé ainsi obtenue est Modèle 2 dont la structure comporte 4 bouts de voiles (1et1') et (2et2') et avec linteaux dont les dimensions ainsi que les sections des poteaux sont comme suit :

Tableau III.6 : Longueur et épaisseurs des voiles et sections des poteaux du Modèle 2

Voile	e (cm)	Longueur (m)
1 et 1'(avec linteaux)	20	2
2 et 2'(avec linteaux)	20	2

Etage	Poteau carré (axb) cm <sup>2</sup>
RDC	40x40
1 <sup>er</sup>	40x40
2 <sup>ème</sup>	35x35
3 <sup>ème</sup> au 6 <sup>ème</sup>	30x30

Linteaux du voile	hauteur (cm)	Longueur (m)
1 et 1'	0.77	2.8
2 et 2'	0.77	1.75

### A) Caractéristiques dynamique propres du Modèle 2

Tableau III.7 : Période et facteurs de participation massique du Modèle 2.

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,807795	75,1968	0,0895	75,1968	0,0895
2	0,777703	0,094	75,969	75,2907	76,0586
3	0,562307	0,0347	0,0416	75,3254	76,1002
4	0,23908	16,6322	0,1942	91,9577	76,2944
5	0,238197	0,1926	16,1143	92,1503	92,4087

L'analyse dynamique du Modèle 2 a donné les résultats suivants :

- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de translation parallèle à x-x (de l'ordre de 75,19 %).
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de translation parallèle à y-y (de l'ordre de 75.96 %).
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation.
- 5 modes utiles.

### B) Résultantes des forces sismiques du Modèle 2

On a :  $W=27529,03$  KN On aura donc:

$$V_x = V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \quad W = \frac{0,25 \times 2,2 \times 1,1}{5} \times 27529,03 = 3331,01 \text{KN} = 0,8V_x = 0,8V_y = 2664,81 \text{KN}$$

Les résultantes des forces horizontales à la base de la structure sous sollicitations sismiques :

$$F_1 = V_{tx} = 2343,48 \text{kN} < 0,8 \times V_x = 2664,81 \text{kN} \rightarrow r_x = 1,137.$$

$$F_2 = V_{ty} = 2415,74 \text{kN} < 0,8 \times V_y = 2664,81 \text{kN} \rightarrow r_y = 1,103.$$

### C) Vérification des déplacements inter étage

Tableau III.8 : Vérifications des déplacements inter-étages du Modèle 2.

	$\delta_{ek}^x(\text{cm})$	$\delta_{ek}^y(\text{cm})$	$\delta_k^x(\text{cm})$	$\delta_k^y(\text{cm})$	$\Delta_k^x(\text{cm})$	$\Delta_k^y(\text{cm})$	$\bar{\Delta}(\text{cm})$	Observation	
								x-x	y-y
Terrasse	2,49	2,35	14,15565	12,96025	1,9329	1,59935	3,06	✓	✓
6 <sup>ème</sup>	2,15	2,06	12,22275	11,3609	2,10345	1,93025	3,06	✓	✓
5 <sup>ème</sup>	1,78	1,71	10,1193	9,43065	<b>2,3877</b>	2,15085	3,06	✓	✓
4 <sup>ème</sup>	1,36	1,32	7,7316	7,2798	2,33085	<b>2,206</b>	3,06	✓	✓
3 <sup>ème</sup>	0,95	0,92	5,40075	5,0738	2,1603	1,9854	3,06	✓	✓
2 <sup>ème</sup>	0,57	0,56	3,24045	3,0884	1,76235	1,6545	3,06	✓	✓
1 <sup>er</sup>	0,26	0,26	1,4781	1,4339	1,4781	1,4339	4,08	✓	✓

#### D) Vérification spécifique aux sollicitations normales

Tableau III.9 : Vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux du Modèle 2

Niveau	$N_d(\text{kN})$	$B_c(\text{cm}^2)$	$\nu \leq 0.3$	Obs
RDC	1362,91	40x40	0,284	Oui
1 <sup>er</sup>	1149,8	40x40	0,240	Oui
2 <sup>ème</sup>	943,93	35x35	0,257	Oui
3 <sup>ème</sup>	743,48	30x30	0,275	Oui
4 <sup>ème</sup>	549,25	30x30	0,203	Oui
5 <sup>ème</sup>	358,97	30x30	0,133	Oui
6 <sup>ème</sup>	173,3	30x30	0,064	Oui

Pour le MODELE 2 on peut constater que

- L'effort normal réduit est vérifié donc on garde les nouvelles sections des poteaux.
- Les déplacements inter-étage sont largement vérifié donc nous allons essayer de supprimer les voiles des derniers étages pour diminuer la rigidité latérale.
- Les résultats sont récapitulés dans le paragraphe ④.

#### ④-Élimination des voiles sur les deux derniers niveaux :

Dans ce qui suit nous avons démarré avec la structure correspondant au Modèle 2 à laquelle nous avons enlevé les voiles des derniers niveaux.

Tableau III.10 : L'influence de la suppression des voiles des derniers niveaux sur la structure du Modèle 2

		Avec tous les voiles + linteaux (Modèle 2)	Sans les voiles du 6 <sup>ème</sup> étage + linteaux	Sans les voiles du 6 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage + linteaux
$T_1$ (s)		0,807	0.804	0.809
$T_2$ (s)		0,777	0.775	0.785
Participation massique (%)	x-x	75,19	75.16	73,39
	y-y	75,96	75.73	73.53
Nombre de mode utile		5	8	8
W (kN)		27529,03	27371,82	27214,61
$V_{dyn}$ (kN)	x-x	2343,48	2300,92	2229,17
	y-y	2415,74	2372,33	2284,51
0.8*V	x-x	2664,81	2649,59	2634,37
	y-y	2664,81	2649,59	2634,37
$r_x$		1,137	1,152	1,182
$r_y$		1,103	1,117	1,153
Max ( $\Delta_K^x$ ) (cm)		2,387	2,419	3,014
Max ( $\Delta_K^y$ ) (cm)		2,206	2,234	2,940
$\bar{\Delta}$ (cm)		3,06	3,06	3,06

**Remarque :** Nous avons essayé de supprimer les voiles du 4<sup>ème</sup> étage mais les déplacements inter-étage maximum ont dépassé les valeurs admissibles.

⑤ MODELE Final (SMLD):

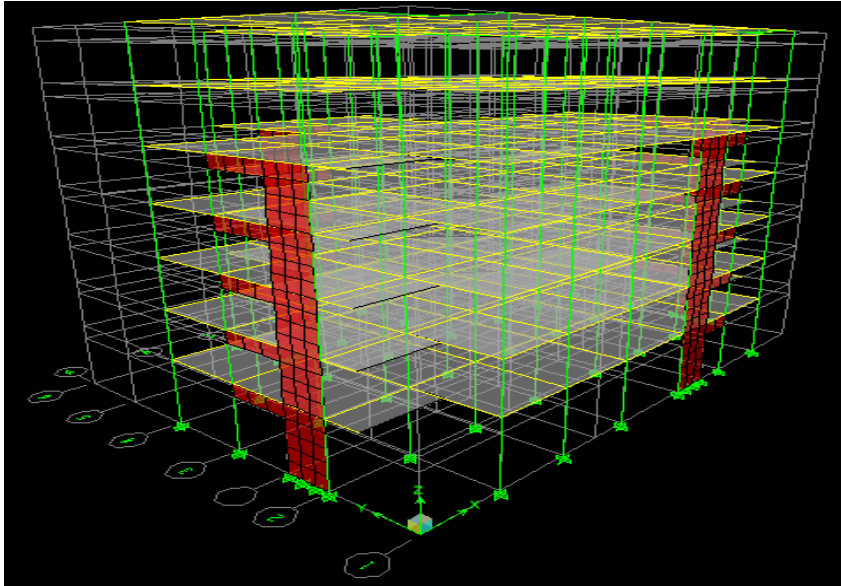


Figure III.5 : Vue en 3D de la structure du Modèle Final.

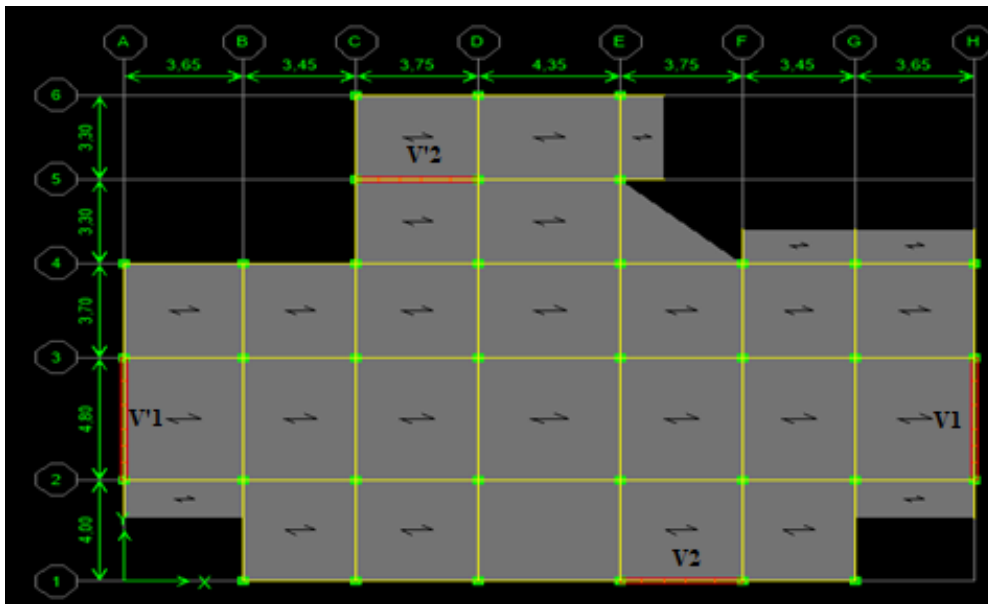


Figure III.6 : Vue en plan du Modèle Final (du RDC au 4<sup>ème</sup> étage)

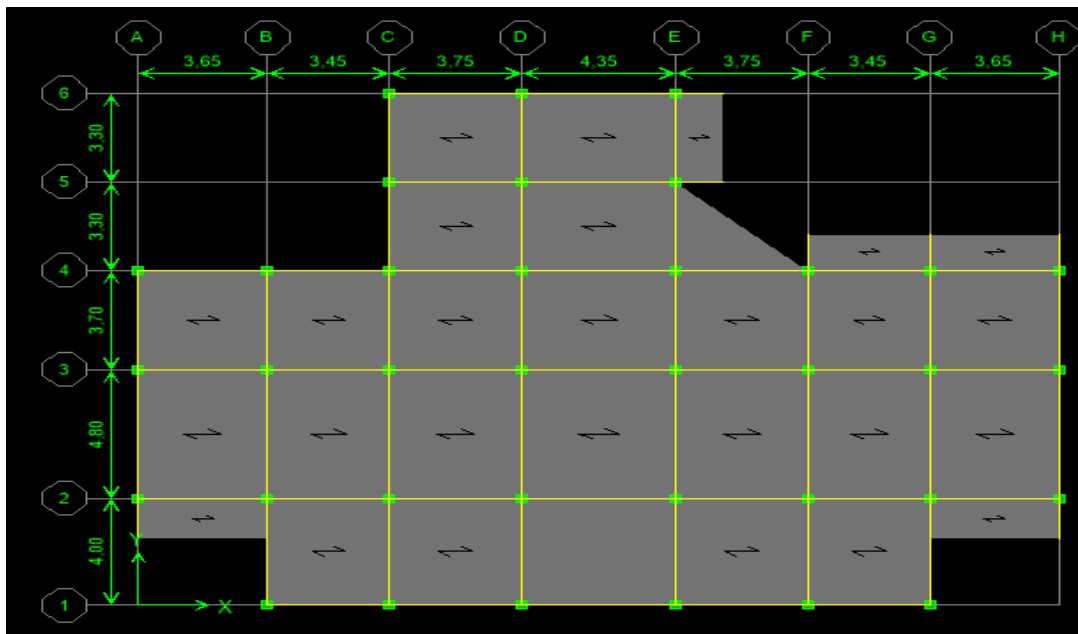


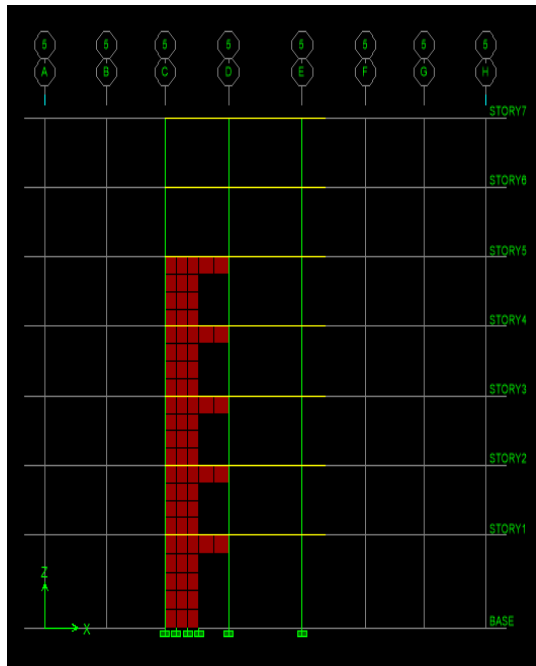
Figure III.7 : Vue en plan des 2 derniers niveaux du Modèle Final (du 5<sup>ème</sup> et 6<sup>ème</sup> étage)

Tableau III.11 : Longueur et épaisseurs des bouts de voiles et les dimensions des poteaux du Modèle Final.

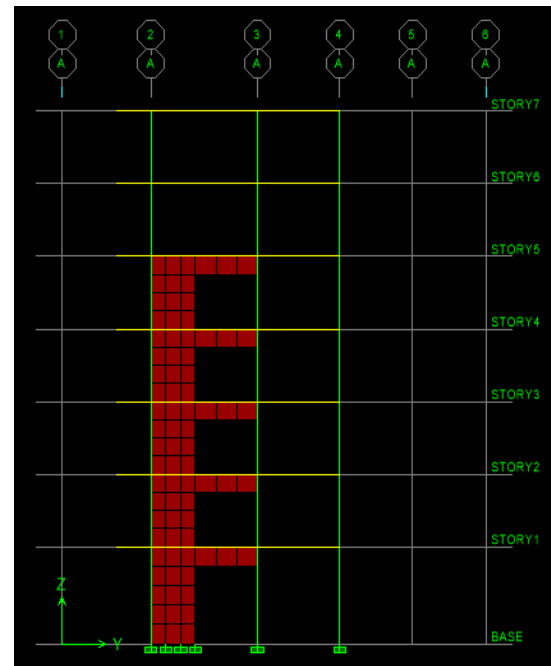
Voile	<i>e</i> (cm)	Longueur (m)
1 et 1' (avec linteaux)	20	2
2 et 2' (avec linteaux)	20	2

Linteaux du voile	hauteur (cm)	Longueur (m)
1 et 1'	0.77	2.8
2 et 2'	0.77	1.75

Etage	Poteau carré (axb) cm <sup>2</sup>
RDC	40x40
1 <sup>er</sup>	40x40
2 <sup>ème</sup>	35x35
3 <sup>ème</sup> au 6 <sup>ème</sup>	30x30



Voile 2 et 2'



Voile 1 et 1'

Figure III.8 : Vue en élévation des voiles du Modèle Final.

**A) Caractéristiques dynamique propres du Modèle Final**

Tableau III.12 : Période et facteurs de participation massique du Modèle final.

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,809966	73,3932	0,1336	73,3932	0,1336
2	0,785118	0,1413	73,5394	73,5345	73,673
3	0,590771	0,0509	0,0884	73,5854	73,7614
4	0,302128	12,7907	0,0417	86,3761	73,8031
5	0,298086	0,0454	13,2978	86,4215	87,1009
6	0,252817	0,0051	0,0662	86,4266	87,1671
7	0,162245	0,2073	6,8501	86,6339	94,0172
8	0,161656	7,07	0,2063	93,7039	94,2235

L'analyse dynamique du Modèle Final a donné les résultats suivants :

- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de translation parallèle à x-x (de l'ordre de 73,39%).
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de translation parallèle à y-y (de l'ordre de 73,53%).
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation.
- 8 modes utiles.

**B) Résultantes des forces sismiques du Modèle Final :**



On a :  $W = 27214,61 \text{ KN}$

On aura donc :

$$V_x = V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \quad W = \frac{0,25 \times 2,2 \times 1,1}{5} W$$

$$V_x = V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \quad W = \frac{0,25 \times 2,2 \times 1,1}{5} \times 27214,61 = 3292,96 \text{ KN} = 0,8 V_x = 0,8 V_y = 2634,37 \text{ KN}$$

Les résultantes des forces horizontales à la base de la structure sous sollicitations sismiques :

$$F_1 = V_{tx} = 2229,17 \text{ kN} < 0,8 \times V_x = 2634,37 \text{ kN} \rightarrow r_x = 1,182.$$

$$F_2 = V_{ty} = 2284,51 \text{ kN} < 0,8 \times V_y = 2634,37 \text{ kN} \rightarrow r_y = 1,153.$$

### Vérification des déplacements inter étage du Modèle Final

Tableau III.13: Vérifications des déplacements inter-étages du Modèle final

	$\delta_{ek}^x(\text{cm})$	$\delta_{ek}^y(\text{cm})$	$\delta_k^x(\text{cm})$	$\delta_k^y(\text{cm})$	$\Delta_{k,x}^x(\text{cm})$	$\Delta_{k,y}^y(\text{cm})$	$\bar{\Delta}(\text{cm})$	Observation	
								x-x	y-y
Terrasse	2,53	2,44	14,9523	14,0666	1,8912	1,78715	3,06	✓	✓
6 <sup>ème</sup>	2,21	2,13	13,0611	12,27945	<b>3,0141</b>	<b>2,94015</b>	3,06	✓	✓
5 <sup>ème</sup>	1,7	1,62	10,047	9,3393	2,3049	2,0754	3,06	✓	✓
4 <sup>ème</sup>	1,31	1,26	7,7421	7,2639	2,364	2,1907	3,06	✓	✓
3 <sup>ème</sup>	0,91	0,88	5,3781	5,0732	2,1276	2,01775	3,06	✓	✓
2 <sup>ème</sup>	0,55	0,53	3,2505	3,05545	1,773	1,6142	3,06	✓	✓
1 <sup>er</sup>	0,25	0,25	1,4775	1,44125	1,4775	1,44125	4,08	✓	✓

### C) Vérification spécifique aux sollicitations normales du Modèle Final

Tableau III.14 : Vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux du Modèle final.

Niveau	$N_d(\text{kN})$	$B_c(\text{cm}^2)$	$\nu \leq 0,3$	Obs
RDC	1362,07	40x40	0,283764583	Oui
1 <sup>er</sup>	1149,69	40x40	0,23951875	Oui
2 <sup>ème</sup>	944,78	35x35	0,257082993	Oui
3 <sup>ème</sup>	745,5	30x30	0,276111111	Oui
4 <sup>ème</sup>	553,4	30x30	0,204962963	Oui
5 <sup>ème</sup>	361,52	30x30	0,133896296	Oui
6 <sup>ème</sup>	173,28	30x30	0,064177778	Oui

### ⑥ Justification du choix du coefficient de comportement du Modèle Final

Dans le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles (système 4.a) ainsi définie par l'RPA99 v2003 :

- ☞ Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- ☞ Les voiles et les portiques reprennent conjointement avec les portiques les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- ☞ Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

#### 1- Justification des voiles sous charges verticales

On a considéré les efforts sous la combinaison ELS

**Tableau III.15 : Justification des voiles sous charge vertical du Modèle final.**

	$P_{totale}(kN)$	$P_{voile}(kN)$	Le rapport (%) $\leq 20\%$	Justification
<b>EFFORT</b>	30512.33	3575,6852	11,719	✓

Les voiles de contreventement reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

#### 2- Pourcentage des efforts tranchants dus aux charges horizontales (E) repris par les portiques

**Tableau III.16 : Pourcentage des efforts tranchants dus aux charges horizontales repris par les Portiques du Modèle Final.**

	Sens X (kN)		Sens X (%)	Sens Y (kN)		Sens Y (%)
	$F_{totale}$	$F_{portique}$	$F_p/F_t$	$F_{totale}$	$F_{portique}$	$F_p/F_t$
6 <sup>ème</sup>	671,61	671,61	100,00	683,91	683,91	100,00
5 <sup>ème</sup>	1125,76	1125,76	100,00	1151,26	1151,26	100,00
4 <sup>ème</sup>	1461,98	707,14	48,37	1494,67	741,14	49,59
3 <sup>ème</sup>	1750,26	756,27	43,21	1789,64	797,79	44,58
2 <sup>ème</sup>	1972,76	1017,88	51,60	2018,1	1104,08	54,71
1 <sup>er</sup>	2136,22	1056,54	49,46	2187,21	1316,57	60,19
RDC	2229,17	678,18	30,42	2284,51	733,55	32,11

En conclusion, vu que les voiles de contreventement reprennent moins de 20 % des charges verticales et que les portiques reprennent plus de 25% des charges horizontales pour tous les

niveaux et dans les 2 directions, Alors la valeur 5 attribuée au coefficient de comportement est justifiée.

**Remarque :** vu le modèle final à vérifier toutes les conditions et critiques et justifications imposées par le code parasismique ; alors c'est ce modèle qui sera utilisé dans les chapitres suivants il faut rappelez que des composants du spectre de réponse (accélération spectral) on été multipliées par ( $r_x=1.182$  ;  $r_y=1.153$ ) et ceci dans le modèle numérique de l'étabs.

### ⑦ Comparaison entre les résultats de l'analyse modale et sismique des deux structures ; SMDL et SMLG:

- Dans le Chapitre II, le pré dimensionnement Des portiques et voiles a été fait pour deux type de structure. À savoir SMLD et SMLG dont les différences sont récapitulés dans le tableau suivant

**Tableau III.17 : Les matériaux différents entre SMLD et SMLG.**

	SMLD	SMLG
<b>Plancher corps creux</b>	Entrevous en Béton $G= 3.1\text{KN/m}^2$	Entrevous en Béton $G= 1.85\text{KN/m}^2$
<b>Murs extérieurs</b>	En Maçonnerie $G= 2.36\text{KN/m}^2$	En plaque plâtre $G= 0.33\text{KN/m}^2$

L'analyse modale et sismique faites dans les étapes ①,②,③,④,⑤ et ⑥ pour le SMLD a aussi été fait pour le SMLG néanmoins, afin de pourvoir comparer et surtout afin d'apprécier concrètement les avantages qu'offrent les matériaux léger (ici uniquement entrevous et les murs extérieurs) aux constructions en zone sismique, nous avons sélectionné juste une partie des résultats obtenus :

#### ⑦-a1 :

- Disposition Longueur et épaisseur des voile identiques Pour les deux structures.
- les Linteaux Existant pour les deux structures.
- Pas de voiles au 5<sup>ème</sup> et 6<sup>ème</sup> étage dans les deux structures.
- Avec les poteaux pré dimensionnement (30×30) pour les deux structures

**Tableau III.18 : Comparaison entre SMLD et SMLG avec les mêmes données.**

		SMLD	SMLG
$T_1$ (s)		0.903	0.801
$T_2$ (s)		0,877	0.779
<b>Participation massique (%)</b>	<b>x-x</b>	76.87	76.59
	<b>y-y</b>	77.40	77.02
<b>Nombre de mode utile</b>		8	8
<b>W (kN)</b>		26680,64	20515,3
<b><math>V_{dyn}</math> (kN)</b>	<b>x-x</b>	2123,75	1748,61

	y-y	2179,95	1790,86
0.8*V	x-x	2582,68	1985,88
	y-y	2582,68	1985,88
$r_x$		1,216	1,135
$r_y$		1,185	1,108
Max ( $\Delta_K^x$ ) (cm)		2,97	2,38
Max ( $\Delta_K^y$ ) (cm)		2,84	2,32
$\bar{\Delta}$ (cm)		3,06	3,06
Max N <sub>d</sub> (KN)		1312	1105,53
Max v		0,486	0,409

⑦-a2 : constatations et interprétations a partir des résultat donné le tableau III.18 (ci-dessus) on peut dire :

- Les résultats de l'analyse modales, à savoir nature des deux premiers modes (Ici fondamentaux) Selon x et selon y ainsi que les valeurs des participations massiques et nombre de mode utiles sensiblement les mêmes pour les 2 structures. ce résultat était prévisible que les paramètres Précédent dépend uniquement de la géométrie et de la disposition dans le plan et dans l'espace du système de contreventement ( les voiles et les portique ).

- on constate une différence de l'ordre de 11.29% ( $\frac{0.903-0.801}{0.903}$ ) entre les périodes T<sub>1</sub> et de 11.17% ( $\frac{0.877-0.779}{0.877}$ ) entre les périodes T<sub>2</sub>. Ces différence infines s'expliquent le fait que les périodes fondamentales du bâtiment selon x et selon y dépendent principalement du rapport masse/rigidité du bâtiment.

- La différence du poids sismique et donc la masse Structures et de 6165,34 KN, cette différence induit une différence entre les forces dynamiques générées a la base de structure selon x (375,14KN) et selon y (389,09KN).

- Les déplacements Inter étages maximum (selon x selon y) Pour la SMLD sont plus grands que leur homologue de la SMLG (19.86% selon x et de 18.86% selon y).

### ⑧ Présentations des résultats *Modèle Final SMLD / Modèle Final SMLG*

- Dans ce qui, suite les résultats obtenus pour le modèle final de la SMLD (étape⑤) et ceux du Modèle Final de la SMLG, sont présentés dans le tableau ci-dessous.

Tableau III.19 : Modèle Final SMLD / Modèle Final SMLG

		Modèle Final SMLD	Modèle Final SMLG
Longueur de bouts de voile (1et1') et (2et2') (m)		2	1
Épaisseurs de voile (cm)		20	15
Étager sans voile		2	2
Section des Poteaux de RDC(cm <sup>2</sup> )		40×40	40×40
Section des Poteaux de 1 <sup>er</sup> étager (cm <sup>2</sup> )		40×40	35×35
Section des Poteaux de 2 <sup>ème</sup> étager (cm <sup>2</sup> )		35×35	30×30
Section des Poteaux les autres étager (cm <sup>2</sup> )		30×30	30×30
T <sub>1</sub> (s)		0,809	0,808
T <sub>2</sub> (s)		0,785	0,784
Participation massique(%)	x-x	73,39	76,79
	y-y	73,53	76,90
Nombre de mode utile		8	8
W (kN)		27214,61	20463,77
V <sub>dyn</sub> (kN)	x-x	2229,17	1728,46
	y-y	2284,51	1766,96
0.8*V (kN)	x-x	2634,37	1980,89
	y-y	2634,37	1980,89
r <sub>x</sub>		1,182	1,146
r <sub>y</sub>		1,153	1,121
Max (Δ <sub>K</sub> <sup>x</sup> ) (cm)		3,01	2,40
Max (Δ <sub>K</sub> <sup>y</sup> ) (cm)		2,94	2,24
Δ̄(cm)		3,06	3,06
Max N <sub>d</sub> (KN)		1362,07	1160,42

- Il convient de rappeler que les résultats présentés dans le tableau précédent Correspondant à 2 modèles finaux.Si t'as dire ayant vérifié toutes les conditions et critères et justifications imposées pour le RPA.99.

### ⑧-a1constations et interprétations

À partir des résultats présentés dans le tableau III.19 on peut constater :

### Chapitre III | Etude dynamique en zone sismique

- La différence observée entre les valeurs de la participation massique selon x ( $76.79-73.39=3.4$ ) et selon y ( $76.9-73.53 = 3.37$ ) s'explique par le fait que la longueur des voiles ( dans les deux sens) pour la SMLD est double que celle des voiles correspondants de la SMLG.
- On constate que les périodes de vibrations des 2 premier mode sont Sensiblement les même dans les 2 directions pour les 2 structures et ceci pour le même raison que celle cité ⑦-a2
- Le poids sismique (et donc la masse sismique) de la SMLG étant Plus petite que son homologue pour la SMLD, à condition vers des forces dynamiques Plus petite Pour la SMLG comparées a celles engendré dans le modèle de SMLD, par conséquent, les déplacements Inter étages maximum de la SMLG Son notamment inférieur a ceux de la SMLD.

#### Conclusion :

- A partir de l'analyse des résultats des étapes ⑦,⑧ on conclut que on peut réaliser le même projet avec moins : **section des poteaux, épaisseurs de voile, longueur des voiles** quand on utiliser des **Léger Matériaux**.
- A partir de résultats de paragraphe ⑦, il est clair que la SMLG est nettement plus économique que la SMLD et cela pour un même niveau de sécurité.
- Néanmoins, nous avons choisit dans la suite de l'étude de Ferrailer les éléments de contreventement (voiles et portiques) et de calculer la fondation de la SMLD.

#### Remarque 1 :

Nous avons décidé de terminer le projet avec le modèle SMLD (*Modèle Final*).

#### Remarque 2 :

Avant de lire à partir du fichier de sortie de l'ETABS, les efforts nécessaires au ferrailage des éléments résistant, nous avons multiplié chaque composante de la fonction du spectre de réponse par ( $r_x=1.182$  ;  $r_y=1.153$ ).

---

***Chapitre IV***  
***Ferraillage des Eléments***  
***Principaux***

---

## Chapitre IV : Ferrailage des éléments principaux.

### I. Introduction

Le ferrailage des éléments principaux sera fait conformément aux « BAEI 91 modifié 99 » et « RPA 99 modifié 2003 ».

Les éléments principaux calculés dans ce chapitre sont : Poteaux ; Poutres ; Voiles.

### II. Ferrailage des poteaux

#### II.1 Introduction

Les poteaux sont des éléments verticaux assurant la continuité et la transmission des charges des planchers/poutres jusqu'aux fondations.

Les poteaux sont soumis à une flexion composée due à un effort normal « N » (chargements verticaux), qui génère un moment à cause de son excentricité, ajouté à cela un moment fléchissant « M » dans les deux plans longitudinaux (forces horizontales).

Une section soumise à la flexion composée peut être à la fois soit :

- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).
- Section partiellement comprimée (SPC).

Les sections d'armatures sont obtenues aux états limites de résistance sous les sollicitations les plus défavorables selon les situations suivantes :

**Tableau IV.1 : Caractéristiques du béton et de l'acier.**

Situation	Béton			Acier		
	$\gamma_b$	$f_{c28}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc}$	$\gamma_s$	$f_e(\text{MPa})$	$\sigma_s$
Durable	1.5	30	17	1.15	500	435
Accidentelle	1.15		22,17	1		500

#### II.2 Combinaisons d'actions

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes: Situation durable :

- ELU → 1.35G+1.5Q
- ELS → G+Q

#### Situation accidentelle :

- Combinaison 1 → G+Q±E
- Combinaison 2 → 0.8G±E

Avec : G : Charges permanentes ; Q : Surcharge d'exploitation ; E : Action du séisme.

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes :



## Chapitre IV | Ferrailage des éléments principaux

- Effort normal maximal et le moment correspondant ( $N_{\max}$ ,  $M_{\text{corr}}$ ).
- Effort normal minimal et le moment correspondant ( $N_{\min}$ ,  $M_{\text{corr}}$ ).
- Le moment maximum et l'effort normal correspondant ( $M_{\max}$ ,  $N_{\text{corr}}$ ).

☞ Recommandations du « BAEL91 modifié 99 » :

La section  $A_s$  des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$$A_s = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} A_s = 4 \times U \text{ (U: périmètre de la section en mètre avec } A_s \text{ en cm}^2\text{)} \\ 0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\% \end{array} \right.$$

B : Section brute du béton ;  $A_s$  : la section d'acier

☞ **Recommandations des « RPA 99 modifié 2003 » :**

Pour les poteaux d'une structure en zone sismique III :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (H.A), droites et sans crochet.
- Le pourcentage d'armature dans chaque section :

$$0,9\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 4\% \text{ en Zone courante (Z.C).}$$

$$0,9\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 6\% \text{ en Zone de recouvrement (Z.R).}$$

Avec :  $A_s$  : La section d'acier ; B : La section brute du béton.

- Le diamètre minimal des armatures longitudinale est de  $\varnothing_l = 12$  mm.
- Une longueur de recouvrement minimale de  $l_R = 50 \times \varnothing_l$ .
- L'espacement entre barres longitudinales dans une face des poteaux ne doit pas dépasser 20 cm et ne doit pas être inférieur à 5cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'intérieur des zones nodales.
- Pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs « h' » à prendre en compte pour chaque barre est définie comme suit :

$$h' = \text{Max} \left( \frac{he}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right).$$

Avec :  $he$  : La hauteur d'étage ;  $b_1$  et  $h_1$  : Dimensions du poteau.

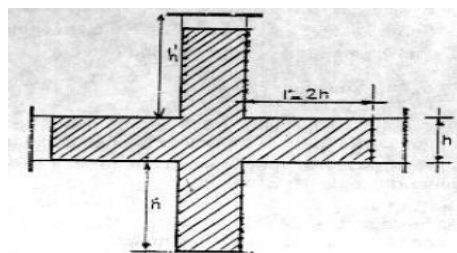


Figure IV.1 : Zone nodale

### II.3 Méthode de calcul

- On fait le calcul pour le poteau le plus sollicité avec la combinaison la plus défavorable et on généralise le ferrailage pour les sections similaires.
- Le calcul du ferrailage est obtenu par le logiciel SOCOTEC.

### II.4 Ferrailage

Remarque : Dans les tableaux suivant, N est en (KN) et M est en (KN.M)

#### II.4.1 Poteaux carrées

✓ Situation durable : 1.35G+1.5Q

Tableau IV.2 : Ferrailages des poteaux situations durable

Etage	RDC et 1 <sup>er</sup>	2 <sup>ème</sup>	3 <sup>ème</sup> ; 4 <sup>ème</sup> ; 5 <sup>ème</sup> ; 6 <sup>ème</sup>
Section (cm <sup>2</sup> )	40×40	35×35	30×30
$N^{max}$	-1773,5	-1238,19	-979,92
$M_2^{CORR}$	-2,927	-12,953	-9,889
$A'_s$	0	0	0
$A_s$	0	0	0
$N^{max}$	-1773,5	-1238,19	-979,92
$M_3^{CORR}$	1,924	2,396	1,897
$A'_s$	0	0	0
$A_s$	0	0	0
$N^{min}$	-417,11	-335,78	-58,96
$M_2^{CORR}$	15,56	10,884	7,983
$A'_s$	0	0	0
$A_s$	0	0	0
$N^{min}$	-417,11	-335,78	-58,96
$M_3^{CORR}$	-4,712	-2,819	-7,522
$A'_s$	0	0	0
$A_s$	0	0	0
$M_3^{max}$	11,722	12,218	17,09
$N^{CORR}$	-1055,95	-870,64	-191,45
$A'_s$	0	0	0
$A_s$	0	0	0
$M_2^{max}$	29,834	23,635	26,74
$N^{CORR}$	-729,2	-598,75	-108,43
$A'_s$	0	0	0
$A_s$	0	0	1,1

✓ Situation accidentelle : 0,8G±E

Tableau IV.3 : Ferrailages des poteaux situations accidentelle (0,8G±E)

Etage	RDC et 1 <sup>er</sup>	2 <sup>ème</sup>	3 <sup>ème</sup> ; 4 <sup>ème</sup> ; 5 <sup>ème</sup> ; 6 <sup>ème</sup>
Section (cm <sup>2</sup> )	40×40	35×35	30×30
$N^{max}_{Compression}$	-962,12	-663,47	-520,96
$M_2^{CORR}$	-56,244	-71,385	-47,274
$A'_s$	0	0	0
$A_s$	0	0	0
$N^{max}_{traction}$	109,78	74,1	51,69
$M_2^{CORR}$	49,262	46,498	35,199
$A'_s$	0	0	0
$A_s$	<b>3,98</b>	3,83	3,25
$N^{max}_{Compression}$	-962,12	-663,47	-520,96
$M_3^{CORR}$	-50,346	-51,953	-42,696
$A'_s$	0	0	0
$A_s$	0	0	0
$N^{max}_{traction}$	109,78	74,1	51,69
$M_3^{CORR}$	44,602	28,313	20,363
$A'_s$	0	0	0
$A_s$	3,72	2,63	2,1
$N^{min}_{Compression}$	-27,24	-31,37	-6,3
$M_2^{CORR}$	33,568	29,8	26,593
$A'_s$	0	0	0
$A_s$	1,6	1,6	1,96
$N^{min}_{traction}$	15,84	17,55	4,5
$M_2^{CORR}$	50,596	55,387	63,067
$A'_s$	0	0	0
$A_s$	3,05	<b>3,84</b>	5,08
$N^{min}_{Compression}$	-27,24	-31,37	-6,3
$M_3^{CORR}$	36,396	32,03	11,423
$A'_s$	0	0	0
$A_s$	1,76	1,74	0,79
$N^{min}_{traction}$	15,84	17,55	4,5
$M_3^{CORR}$	44,944	32,307	40,742
$A'_s$	0	0	0
$A_s$	2,72	2,29	3,21
$M_3^{max}$	85,343	72,129	77,285
$N^{CORR}$	-258,34	-216,31	-102,36
$A'_s$	0	0	0
$A_s$	2,32	2,65	<b>5,38</b>
$M_2^{max}$	86,44	70,601	73,978
$N^{CORR}$	-342,94	-282,3	-124,81
$A'_s$	0	0	0
$A_s$	1,56	1,92	4,87

✓ Situation accidentelle :  $G+Q\pm E$

Tableau IV.4 : Ferrailages des poteaux situations accidentelle ( $G+Q+E$ )

Etage	RDC et 1 <sup>er</sup>	2 <sup>ème</sup>	3 <sup>ème</sup> ; 4 <sup>ème</sup> ; 5 <sup>ème</sup> ; 6 <sup>ème</sup>
Section (cm <sup>2</sup> )	40×40	35×35	30×30
$N_{\text{Compression}}^{\text{max}}$	-1373,03	-951,51	-750,47
$M_2^{\text{CORR}}$	-55,368	-56,472	-49,291
$A'_s$	0	0	0
$A_s$	0	0	0
$N_{\text{traction}}^{\text{max}}$	17,36	8,68	0,74
$M_2^{\text{CORR}}$	60,513	49,433	37,435
$A'_s$	0	0	0
$A_s$	3,27	3,11	2,89
$N_{\text{Compression}}^{\text{max}}$	-1373,03	-951,51	-750,47
$M_3^{\text{CORR}}$	-50,815	-68,276	-42,034
$A'_s$	0	0	0
$A_s$	0	0	0
$N_{\text{traction}}^{\text{max}}$	17,36	8,68	0,74
$M_3^{\text{CORR}}$	32,069	28,314	20,272
$A'_s$	0	0	0
$A_s$	1,62	1,71	1,53
$N_{\text{Compression}}^{\text{min}}$	-29,29	-26,41	-2,91
$M_2^{\text{CORR}}$	30,772	27,803	35,62
$A'_s$	0	0	0
$A_s$	1,42	1,49	2,72
$N_{\text{traction}}^{\text{min}}$	12,24	8,68	0,74
$M_2^{\text{CORR}}$	51,093	49,433	37,435
$A'_s$	0	0	0
$A_s$	3,04	3,11	2,89
$N_{\text{Compression}}^{\text{min}}$	-29,29	-26,41	-2,91
$M_3^{\text{CORR}}$	58,598	53,93	16,451
$A'_s$	0	0	0
$A_s$	3,04	3,23	1,21
$N_{\text{traction}}^{\text{min}}$	12,24	8,68	0,74
$M_3^{\text{CORR}}$	45,27	28,314	20,272
$A'_s$	0	0	0
$A_s$	2,7	1,71	1,53
$M_3^{\text{max}}$	84,59	72,301	78,372
$N^{\text{CORR}}$	-485,52	-399,82	-157,78
$A'_s$	0	0	0
$A_s$	0,08	0,98	5,01
$M_2^{\text{max}}$	93,408	76,826	81,223
$N^{\text{CORR}}$	-528,17	-433,97	-183,63
$A'_s$	0	0	5,07
$A_s$	0,26	1,03	0

## II.4.2 Choix d'armature

### II.7.1 Poteaux carrés

Tableau IV.5 : Choix des armatures des poteaux

Section (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ calculé/face		$A_s$ calculé totale	$A_s^{RPA}$			$A_s$ nécessaire totale	Choix d'armature
	$A_s$ calculé (cm <sup>2</sup> ) Par face	$A_s$ nécessaire (cm <sup>2</sup> ) Par face	$A_s$ calculé nécessaire Totale (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{max}$ Z.R (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{max}$ Z.C (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ nécessaire totale (cm <sup>2</sup> )	
40x40	3,98	2T14+1T12	4T14+4T12	14,4	96	64	14,4	8T16
		4,21	10,68					16,08
35x35	3,84	1T14+1T12	4T14+4T12	11,03	73,5	49	11,03	8T14
		4,21	10,68					12,32
30x30	5,38	2T16+1T14	4T16+4T14	8,1	54	36	14,2	4T16+4T14
		5,56	14,2					14,2

### II.6 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous ( $M_{ser}$ ,  $N_{ser}$ ) (annexe, organigramme), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

- État limite de compression du béton :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa.}$$

- État limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est considérée préjudiciable, donc :

- Fissuration peu nuisible : Pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_s = \xi = \min (2/3 f_e ; \max (0.5 f_e ; 110 \sqrt{f t j \eta}))$ .
- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_s = \min (f_e / 2 ; 90 \sqrt{f t j \eta})$ .

Avec :  $\eta = 1,6$  pour les aciers H.A.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc  $\overline{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$ .

### II.6.1 Poteaux carrés

Tableau IV.6 : Vérifications des contraintes des poteaux

Section (cm <sup>2</sup> )	Sollicitation	$N_s$ (KN)	$M_s$ (KN.m)	$\sigma_s$ (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Obs	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
40x40	$N_{max} \rightarrow M_{2corr}$	-1291,33	-2,184	110,8	250	✓	7,42	18	✓
	$N_{max} \rightarrow M_{3corr}$	-1291,33	1,358	110	250	✓	7,36	18	✓
	$M_{3max} \rightarrow N_{corr}$	-769,87	8,464	72,7	250	✓	4,97	18	✓
	$M_{2max} \rightarrow N_{corr}$	-533,34	21,581	64,9	250	✓	4,66	18	✓
35x35	$N_{max} \rightarrow M_{2corr}$	-901,71	-9,485	112,6	250	✓	7,69	18	✓
	$N_{max} \rightarrow M_{3corr}$	-901,71	1,703	101,6	250	✓	6,81	18	✓

	$M_{3\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$	-634,87	8,834	82,3	250	✓	5,66	18	✓
	$M_{2\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$	-437,92	17,088	72,3	250	✓	5,15	18	✓
<b>30x30</b>	$N_{\max} \rightarrow M_{2\text{corr}}$	-713,81	-7,246	114,6	250	✓	7,88	18	✓
	$N_{\max} \rightarrow M_{3\text{corr}}$	-713,81	1,351	103	250	✓	6,91	18	✓
	$M_{3\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$	-140,42	12,317	45,1	250	✓	3,45	18	✓
	$M_{2\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$	-79,52	19,289	56,2	250	✓	4,9	18	✓

## II.7 Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \{0,1 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\} = 3 \text{ MPa.}$$

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 (h-c).

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$  : Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte  $\tau_u$  doit être limitée aux valeurs suivantes :

☞ Selon le « BAEL91 modifié 99 » :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \{0,13 \times f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\} \text{ Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \{0,1 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\} \text{ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

☞ Selon le « RPA99 modifié 2003 » :

$$\bar{\tau}_u = \rho_d \times f_{c28}.$$

$$\rho_d = 0,075 \text{ si l'élanement } \lambda_g \geq 5.$$

$$\rho_d = 0,040 \text{ si l'élanement } \lambda_g < 5.$$

Avec :

- $\lambda$  : L'élanement du poteau  $\lambda = \frac{L_f}{a}$
- $L_f$  : Longueur de flambement.
- $a$  : Coté du poteau dans le sens de calcul.

### II.7.1 Poteaux carrés

Tableau IV.7 : Vérifications de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

Section (cm <sup>2</sup> )	$T_u$ (kN)	$\tau_u$ (MPa)	$\lambda_g$	$\rho_d$	$\overline{\tau_u}^{RPA}$ (MPa)	$\overline{\tau_u}^{BAEL}$ (MPa)	Obs
RDC et 1 <sup>er</sup> 40x40	60,38	0,431	7,14	0,075	2.25	3	✓
2 <sup>émé</sup> 35x35	52,14	0,497	6,12	0,075	2.25	3	✓
3 <sup>émé</sup> , 4 <sup>émé</sup> , 5 <sup>émé</sup> , 6 <sup>émé</sup> 30x30	52,98	0,706	7,14	0,075	2.25	3	✓

## II.8 Ferrailage transversal des poteaux

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules suivantes

☞ Selon le « BAEL91 modifié 99 » :

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_t\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

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.
- $D$  : Diamètre du béton.

☞ Selon le RPA99 version 2003 :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_d T_u}{h f_e}$$

Avec :

- $A_t$  : Section d'armatures transversales.
- $S_t$  : Espacement des armatures transversales.
- $T_u$  : Effort tranchant maximum.
- $f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.
- $h$  : Hauteur totale de la section brute.

## Chapitre IV | Ferrailage des éléments principaux

- $\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\rho_a = 2,5 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5$$

$\lambda_g$  : Elancement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t \leq 10 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale (zone III).}$$

$$S_t \leq \text{Min}(b/2; h/2; 10\phi_l) \dots \dots \dots \text{Zone courante (zone III).}$$

$\phi_l$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale  $\frac{A_t}{b S_t}$  en (%) est donnée comme suite:

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation} \dots \dots \text{si } 3 < \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

$\lambda_g$  : L'élancement géométrique du poteau ( $\lambda = \frac{L_f}{a}$ )

$a$  : Dimension de la section droite du poteau.

$L_f$  : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales  $f_e = 500 \text{ MPa}$  (FeE500).

Les tableaux suivants rassemblent les résultats des espacements maximums et le choix des armatures transversales pour les poteaux.

### II.8.1 Poteaux carrés

Tableau IV.8: Espacement des cadres des poteaux

Etage	Section (cm <sup>2</sup> )	Barres	$\phi_l$ (mm)	$S_t$ (cm)	
				Z.N	Z.C
RDC et 1 <sup>er</sup>	40x40	8T16	16	10	16
2 <sup>ème</sup>	35x35	8T14	14	10	14
3 <sup>ème</sup> ; 4 <sup>ème</sup> ; 5 <sup>ème</sup> ; 6 <sup>ème</sup>	30x30	4T16+4T14	14	10	14

Tableau IV.9: Choix des armatures transversales pour les poteaux

Etage	Section (cm <sup>2</sup> )	$L_f$ (m)	$\lambda_g$	$\rho_d$	$Tu^{\text{Max}}$ (kN)	Zone	$S_t$ (cm)	$A_t^{\text{cal}}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{\text{adop}}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC et 1 <sup>er</sup>	40x40	2,856	7,14	2,5	60,38	N	10	0,755	4T8	2,01
						C	16	1,208	4T8	2,01
2 <sup>ème</sup>	35x35	2,142	6,12	2,5	52,14	N	10	0,749	4T8	2,01
						C	14	1,043	4T8	2,01



3 <sup>ème</sup> ; 4 <sup>ème</sup> ; 5 <sup>ème</sup> ; 6 <sup>ème</sup>	30x30	2,142	7,14	2,5	52,98	N	10	0,883	4T8	2,01
						C	14	1,236	4T8	2,01

### II.9 Ferrailage des poteaux du sous-sol :

Le calcul des poteaux du sous-sol se fait sous charge verticales statiques en compression car ces derniers font partie de la partie enterrée aussi appelée « boîte rigide », par conséquent ces éléments travaillent en compression simple, le ferrailage est donné par :

$$A_s \geq \left( \frac{Nu}{\alpha} - \frac{Br}{0,9} \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Br : Section réduite du poteau : [Br = (a - 2) (b - 2)] cm<sup>2</sup>

$\alpha$  : Coefficient dépendant de l'élanement.

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ 0,6 \times \frac{(50)^2}{\lambda} & \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

L<sub>f</sub> : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration.  $i = \sqrt{I/B}$

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau (B = a × b).

N<sub>u</sub> : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous-sol.

La longueur de flambement L<sub>f</sub> = 0,7 × l<sub>0</sub>.

#### II.9.1 Poteaux carrés

##### a- Calcul de l'effort normal pondère

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal est donné par l'ETABS :

$$N_{u(RDC)} = 1773,5 \text{ kN}$$

$$N_{u(ssol)} = 244,716 \text{ kN}$$

$$N_{u \text{ totale}} = 2018,216 \text{ kN}$$

##### b- Calcul de ferrailage

$$i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 11,55 \text{ cm}$$

## Chapitre IV | Ferrailage des éléments principaux

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{245}{11,55} = 21,21 \quad \lambda \leq 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1+2\left(\frac{21,21}{35}\right)^2} = 0,79$$

$$B_r = (400-20) \times (400-20) = 1444 \text{ cm}^2$$

$$N_u = 2018,216 \text{ Kn}$$

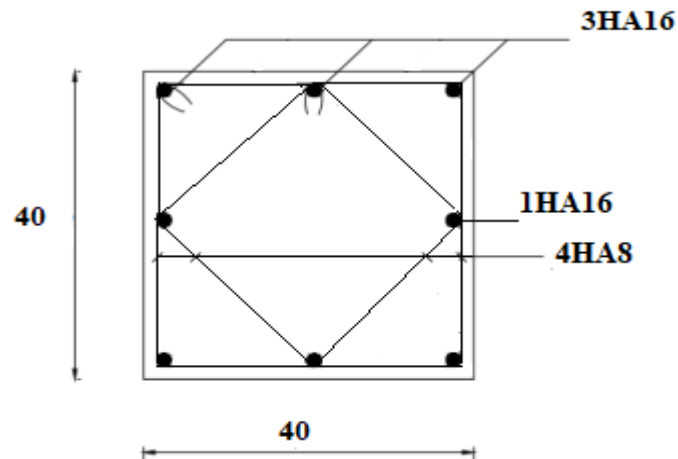
$$A_s \geq \left( \frac{2018,216 \times 10^3}{0,79} - \frac{1444 \times 10^2}{0,9} \times \frac{30}{1,5} \right) \times \frac{1,15}{500} = -15,05 < 0.$$

$$A_{s \text{ min RPA}} = 0,9\% B \rightarrow A_s = A_{s \text{ min RPA}} = 14,4 \text{ cm}^2$$

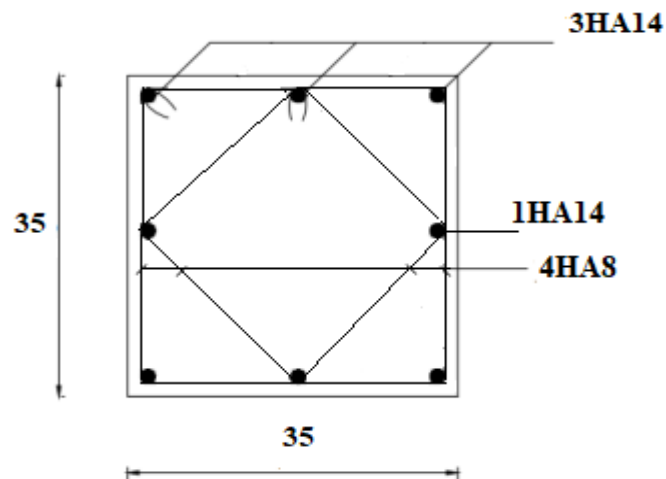
Le calcul en compression simple des poteaux du sous-sol à donné une section inférieure à celle exigée par le RPA version 2003, par conséquent on retient pour le ferrailage de ces poteaux la même section d'armature des poteaux du RDC : 8T16=16,08cm<sup>2</sup>.

### II.10 Dessin du ferrailage

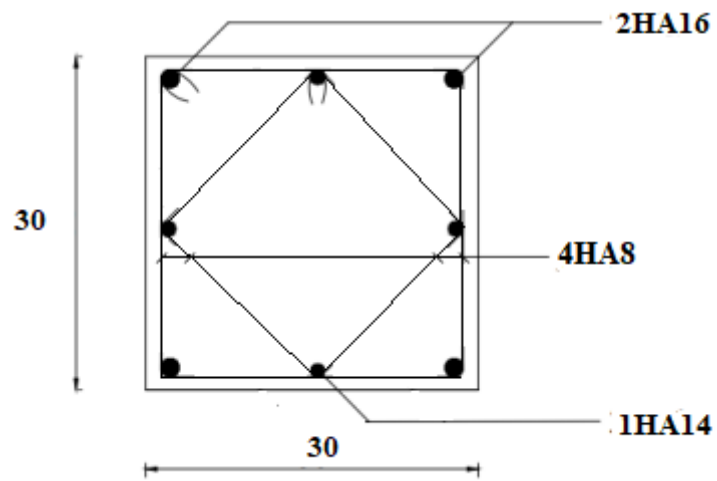
#### II.10.1 Poteau carré



Poteaux 1<sup>er</sup> étage -RDC-sous sol 40x40 cm<sup>2</sup>



Poteaux 2<sup>ème</sup> étage 35x35cm<sup>2</sup>



Poteaux étage 3<sup>ème</sup>; 4<sup>ème</sup>; 5<sup>ème</sup>; 6<sup>ème</sup> 30x30cm<sup>2</sup>

Figure IV.2 : Dessin de ferrailage des poteaux carrés

### III. Ferrailage des poutres

Les poutres sont des éléments horizontaux qui ont pour rôle la reprise des charges leurs revenant des dalles et planchers et de les transmettre aux poteaux. Les poutres sont sollicitées par des efforts tranchants et des moments fléchissant. Leur calcul se fait donc en flexion simple.

#### III.1 Les combinaisons d'actions

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- Combinaisons fondamentales : selon CBA 93 :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G+1.5Q \rightarrow \text{ELU} \\ G+Q \rightarrow \text{ELS} \end{array} \right.$$

- Combinaisons accidentelles : selon RPA 99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} G+Q\pm E \\ 0.8G\pm E \end{array} \right.$$

☞ Recommandations des règlements BAEL et RPA99 :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5 % en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux des poteaux est de :  
4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

- La longueur minimale de recouvrement est de  $50 \varnothing$  en zone III
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$
- La quantité d'armatures transversales "  $A_t$  ", est donnée par :  $A_t = 0,003 \times S_t \times L$

Avec :

L : longueur de la poutre.

$S_t$  : espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par :

$$S_t \leq \text{Min} \left[ \frac{h}{4} ; 12 \varnothing \right] \dots \dots \dots \text{Z.N}$$

$$S_t \leq \text{Min} \left[ \frac{h}{2} \right] \dots \dots \dots \text{Z.C}$$

h : Hauteur de la poutre.

$\varnothing$  : Diamètre maximale des barres d'acier longitudinales.

### III.2 Calcul du ferrailage

#### III.2.1 Poutre de plancher corps ceux

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par le logiciel ETABS. Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

#### Poutre porteuse 30x45

- *ELU* :

Tableau IV.10: Ferrailage des poutres porteuses 30x45 (a L'ELU)

Plancher	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>max</sub> (kN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )
Terrasse	30x45	Appuis	-71,824	0	4,06
		Travée	65,106	<b>3,66</b>	0
1 <sup>er</sup> / 6 <sup>ème</sup>	30x45	Appuis	-74,936	0	4,24
		Travée	59,468	3,33	0

- *G+Q±E* :

Tableau IV.11: Ferrailage des poutres porteuses 30x45 ( G+Q±E)

Plancher	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>max</sub> (kN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )
Terrasse	30x45	Appuis	-87,786	0	<b>4,3</b>
		Travée	51,776	2,49	0
1 <sup>er</sup> / 6 <sup>ème</sup>	30x45	Appuis	-121,613	0	<b>6,06</b>
		Travée	80,128	3,91	0

- *0.8G±E* :

Tableau IV.12: Ferrailage des poutres porteuses 30x45 (0.8G±E )

Plancher	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>max</sub> (kN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )
Terrasse	30x45	Appuis	-76,446	0	3,72
		Travée	41,043	1,97	0
1 <sup>er</sup> / 6 <sup>ème</sup>	30x45	Appuis	-112,231	0	5,56
		Travée	86,29	<b>4,22</b>	0

#### ➤ Choix d'armature

Tableau IV.13: Choix d'armature pour les poutres porteuses 30x45

Plancher Section (cm <sup>2</sup> )	Position	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> Z. R (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> Z. C (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A' <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix d'armatures A <sub>s</sub>	A <sub>s</sub> <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix d'armatures A' <sub>s</sub>	A' <sub>s</sub> <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> )
Terrasse 30x45	Appuis	6.75	81	54	0	4,3	2T14+1T12	4,21	3T14	4.62
	Travée				3,66	0	2T14+1T12	4,21	3T14	4.62
1 <sup>er</sup> / 6 <sup>ème</sup> 30x45	Appuis	6.75	81	54	0	6,06	3T14	4,62	6T12	6.78
	Travée				4,22	0	3T14	4,62	3T12	3.39

**Poutre non porteuse 30x40**

- **ELU :**

**Tableau IV.14: Ferrailage des poutres non porteuses 30x40 (a l'ELU)**

Plancher	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>max</sub> (kN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )
Terrasse	30x40	Appuis	-26,054	0	1,63
		Travée	20,986	1,31	0
1 <sup>er</sup> / 6 <sup>ème</sup>	30x40	Appuis	-37,628	0	2,37
		Travée	29,646	1,86	0

- **G+Q±E:**

**Tableau IV.15: Ferrailage des poutres non porteuses 30x40 (G+Q±E)**

Plancher	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>max</sub> (kN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )
Terrasse	30x40	Appuis	-60,866	0	<b>3,36</b>
		Travée	58,635	<b>3,24</b>	0
1 <sup>er</sup> / 6 <sup>ème</sup>	30x40	Appuis	-109,29	0	<b>6,23</b>
		Travée	96,325	<b>5,44</b>	0

- **0.8G±E:**

**Tableau IV.16: Ferrailage des poutres non porteuses 30x40 (0.8G±E )**

Plancher	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>max</sub> (kN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )
Terrasse	30x40	Appuis	-59,2	0	3,27
		Travée	57,458	3,17	0
1 <sup>er</sup> / 6 <sup>ème</sup>	30x40	Appuis	-96,561	0	5,46
		Travée	93,698	5,29	0

➤ **Choix d'armature**

**Tableau IV.17: Choix d'armature pour les poutres non porteuses 30x40**

Plancher Section (cm <sup>2</sup> )	Position	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> Z. R (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> Z. C (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix d'armatures A <sub>s</sub>	A <sub>s</sub> <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix d'armatures A <sub>s</sub>	A <sub>s</sub> <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> )
Terrasse 30x40	Appuis	6	72	48	0	3,36	3T12	3,39	3T12	3,39
	Travée				3,24	0	3T12	3,39	3T12	3,39
1 <sup>er</sup> / 6 <sup>ème</sup> 30x40	Appuis	6	72	48	0	6,23	3T16	6,03	6T12	6.78
	Travée				5,44	0	3T16	6,03	3T12	3.39

**III.3 Vérification**

**III.3.1 Vérifications de condition de non-fragilité :**

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

$$f_{t28} = 2.4 \text{ MPa} \quad f_e = 500 \text{ MPa}$$

Tableau IV.18: Vérification des conditions de non-fragilité des poutres

Type	Section (cm <sup>2</sup> )	As <sup>choisis</sup> <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	As <sub>min</sub>	Vérification
Poutre porteuse	30x45	4,21	1.34	✓
Poutre non porteuse	30x40	3,39	1.19	✓

### III.3.2 Vérification des contraintes à l'ELS

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M<sub>ser</sub>, N<sub>ser</sub>), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

- Béton :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa} .$$

- Acier :

Fissuration préjudiciable :  $\sigma_s = \xi = \min (2/3 f_e ; \max (0.5f_e ; 110\sqrt{ftj\eta}))$ .

Où :  $\eta = 1,60$  pour les aciers à HA.

Dans notre projet la fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}.$$

#### III.3.2.1 Poutre de plancher corps creux :

Poutre porteuse 30x45 :

Tableau IV.19: Vérification des conditions à l'ELS des poutres 30x45

Plancher Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>SER</sub> (kN)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Terrasse 30x45	Appuis	-52,392	6,34	18	289	250	x
	Travée	47,572	6,04	18	287,4	250	x
1 <sup>er</sup> / 6 <sup>ème</sup> 30x45	Appuis	-54,29	5,76	18	206,9	250	✓
	Travée	43,183	5,47	18	239,1	250	✓

**Remarque :** L'ELS de la poutre porteuse 30x45 n'est pas vérifiée donc on doit augmenter la section du béton ou d'armature. Dans notre cas on a augmenté la section d'armature.

Tableau IV.20: Correction des sections d'acier des poutres 30x45

Plancher Section (cm <sup>2</sup> )	Position	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> Z. R (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> Z. C (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix d'armatures A <sub>s</sub>	A <sub>s</sub> <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix d'armatures A <sub>s</sub>	A <sub>s</sub> <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> )
Terrasse 30x45	Appuis	6.75	81	54	0	4,3	3T16	6.03	3T16	6.03
	Travée				3,66	0	3T16	6.03	3T16	6.03

<i>1<sup>er</sup> / 6<sup>ème</sup></i> 30x45	<i>Appuis</i>	6.75	81	54	0	6,06	3T14	4,62	6T12	6.78
	<i>Travée</i>				4,22	0	3T14	4,62	3T12	3.39

Tableau IV.21: Vérification après correction de la section d'acier des poutres 30x45

Plancher Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>SER</sub> (kN)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
Terrasse 30x45	<i>Appuis</i>	-52,392	5,87	18	223,8	250	✓
	<i>Travée</i>	47,572	5	18	202	250	✓
<i>1<sup>er</sup> / 6<sup>ème</sup></i> 30x45	<i>Appuis</i>	-54,29	5,76	18	206,9	250	✓
	<i>Travée</i>	43,183	5,47	18	239,1	250	✓

Poutre non porteuse 30x40 :

Tableau IV.22: Vérification des contraintes à l'ELS poutres non porteuses 30x40

Plancher Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>SER</sub> (kN)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
Terrasse 30x40	<i>Appuis</i>	-18,996	3,27	18	161,6	250	✓
	<i>Travée</i>	15,161	2,61	18	129	250	✓
<i>1<sup>er</sup> / 6<sup>ème</sup></i> 30x40	<i>Appuis</i>	-27,319	3,36	18	118,1	250	✓
	<i>Travée</i>	21,421	3,01	18	104,6	250	✓

### III.3.2.3 Choix finales des armatures

Tableau IV.23: Choix finale d'armature des poutres

	Section (cm <sup>2</sup> )	Etage	Position	Choix d'armatures As (cm <sup>2</sup> )	Choix d'armatures A's (cm <sup>2</sup> )
<i>Poutre porteuse</i>	30x45	Terrasse	<i>Appuis</i>	3T16	3T16
			<i>Travée</i>	3T16	3T16
		<i>1<sup>er</sup> / 6<sup>ème</sup></i>	<i>Appuis</i>	3T14	6T12
			<i>Travée</i>	3T14	3T12
<i>Poutre non porteuse</i>	30x40	Terrasse	<i>Appuis</i>	3T12	3T12
			<i>Travée</i>	3T12	3T12
		<i>1<sup>er</sup> / 6<sup>ème</sup></i>	<i>Appuis</i>	3T16	6T12
			<i>Travée</i>	3T16	3T12

### III.3.3 Vérification de la contrainte de cisaillement (effort tranchant)

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T<sub>u</sub> : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.



d: Hauteur utile.

Selon le BAEL 91 modifié 99 :  $\bar{\tau}_u = (\text{Min } 0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3\text{MPa}$   
 (Fissuration préjudiciable).

**III.3.3.1 Poutre des plancher corps creux**  
**Poutre porteuse 30x45**

Tableau IV.24: Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres porteuses 30x45

Plancher	Section (cm <sup>2</sup> )	Tu(kN)	$\tau$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
Terrasse	30x45	113,37	0.933	3	✓
1 <sup>er</sup> /6 <sup>ème</sup>	30x45	110,08	0.906	3	✓

**Poutre non porteuse 30x40**

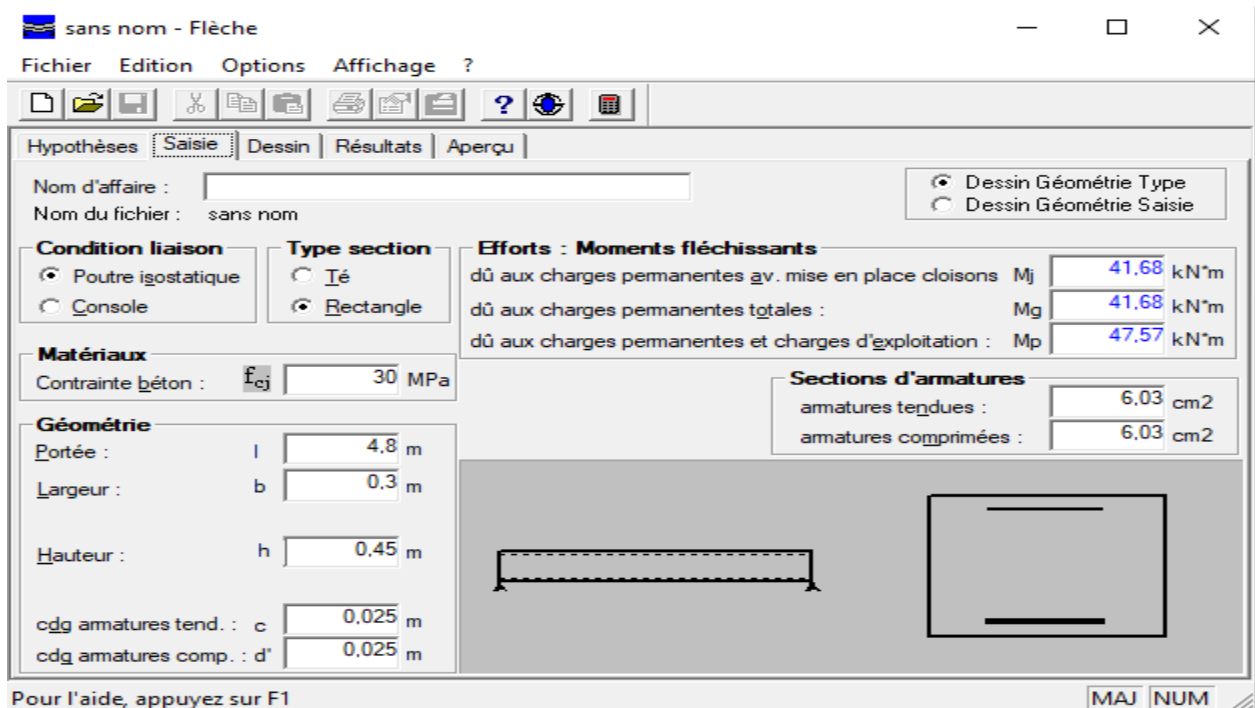
Tableau IV.25: Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres non porteuses 30x40

Plancher	Section (cm <sup>2</sup> )	Tu(kN)	$\tau$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
Terrasse	30x40	75,88	0.702	3	✓
1 <sup>er</sup> /6 <sup>ème</sup>	30x40	41,8	0.387	3	✓

**III.3.4 Vérification de la flèche**

Les calculs sont conduits par SOCOTEC.

1- Exemple : Sens porteur Terrasse (L=4,80m) :



Logiciel développé par 	Fleche - Version 1.01.035	10/05/2023
	sans nom	Page 1 / 1

Calcul des flèches pour une poutre isostatique de section rectangulaire

Données saisies :

Portée de la poutre isostatique :	4,8 m
Largeur de la section :	0,3 m
Hauteur de la section :	0,45 m
Position du centre de gravité des armatures tendues :	0,025 m
Position du centre de gravité des armatures comprimées :	0,025 m
Section des armatures tendues :	6,03 cm <sup>2</sup>
Section des armatures comprimées :	6,03 cm <sup>2</sup>
Contrainte du béton :	30 MPa
Moment dû aux charges permanentes avant mise en place des cloisons (Mj) :	41,68 kN*m
Moment dû aux charges permanentes totales (Mg) :	41,68 kN*m
Moment dû aux charges permanentes et aux charges d'exploitation (Mp) :	47,57 kN*m

Résultats de calcul

Flèche due aux charges permanentes (figv) :	3,825 mm
Flèche due aux charges totales (figq) :	4,366 mm
Flèche totale :	2,415 mm
Flèche totale admissible :	9,6 mm
La vérification de flèche totale est satisfaisante.	

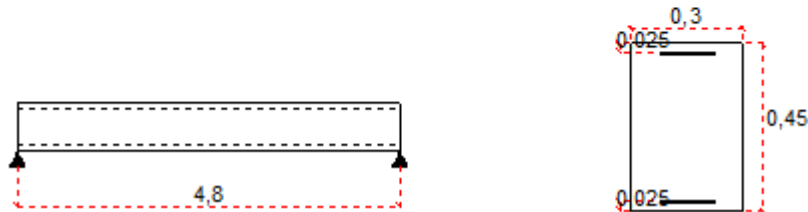


Tableau IV.26: Vérification de la flèche des poutres

Plancher	Sens	Section (cm <sup>2</sup> )	f (mm)	f <sub>adm</sub> (mm)	Vérification
Terrasse	Porteur	30x45	2,415	9,6	✓
	Non porteur	30x40	0,482	7,3	✓
1 <sup>er</sup> / 6 <sup>ème</sup>	Porteur	30x45	2,968	9,6	✓
	Non porteur	30x40	0,889	7,3	✓

### III.4 Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE500(fe=500MPa).

Selon le BAEL 91 modifié 99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

Selon le RPA 99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0.003xStxb \\ St \leq \min ( h/4 ; 12\varnothing l) \text{ Zone Nodal} \\ St \leq h/2 \text{ Zone Courante.} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\varnothing t = \min ( h/35 ; \varnothing l ; b/10)$$

Tableau IV.27: Choix d'armature transversales des poutres

Sens	Section (cm <sup>2</sup> )	Tu (kN)	τ (MPa)	BAEL	RPA99/2003		S <sub>t</sub> <sup>ado</sup> (cm)		A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix
				St (cm)	St (cm) ZN	St (cm) ZC	ZN	ZC		
Poutre porteuse	30x45	113,37	0.933	36.45	11,25	22.5	10	20	1,8	4T8 2.01
Poutre non porteuse	30x40	75,88	0.702	32,4	10	20	10	20	1,8	4T8 2.01

### III.5 Recouvrement des armatures longitudinales

La longueur minimale de recouvrement est de :

$$\diamond L_r = 50\varnothing l \text{ en zone III.}$$

Tableau IV.28: La longueur minimale de recouvrement

Diamètre (mm)	16	14	12
La longueur de recouvrement (cm)	80	70	60

### III.6 Arrêt des barres

- Armatures inférieures :  $h < \frac{L}{10}$
- Armatures supérieures :
- $\frac{L^{Max}}{4}$  Appui en travée de rive.

- $\frac{L^{Max}}{5}$  Appui en travée intermédiaire.

Avec :  $L = \max (L_{droite} ; L_{gauche} )$ .

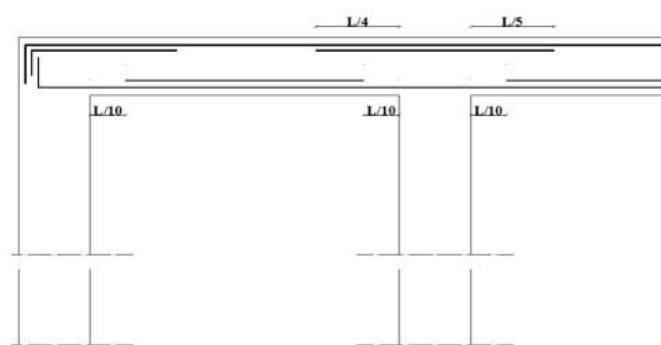


Figure IV.3 : Arrêt de barre

### III.7 Vérification thermique

Le règlement CBA93 [3] exige une vérification par une étude thermique pour toute structure ayant des dimensions en plan supérieures à 25m ou bien de prévoir un joint de dilatation.

Il convient de fixer les valeurs des variations de température réellement subies par la structure compte tenu de l'inertie thermique des pièces et de leur isolation éventuelle. Les dilatations linéaires peuvent être évaluées en admettant forfaitairement un coefficient de dilatation du béton armé égal à  $10^{-5}$ .

Selon le C.B.A.93, les variations uniformes de température sont les suivantes :

- En Algérie du Nord (climat tempéré) : [35° C, 15° C].
- Pour le proche et le moyen Sud : [45° C, 20° C].
- Pour l'extrême Sud : [+ 50° C, 30° C].

Les sollicitations correspondantes sont évaluées en introduisant pour le béton des modules de déformation longitudinale tenant compte de la durée d'application des actions considérées.

Sous l'effet de la variation de la température, l'allongement ou le rétrécissement de l'élément est donné par la formule suivante :

$$\Delta L = \alpha l_0 \Delta T \dots\dots\dots 1$$

$$\varepsilon = \Delta L / l_0 \dots\dots\dots 2$$

On substitue l'équation (2) dans l'équation (1), on obtient :

$$\varepsilon = \alpha \Delta T \dots\dots\dots 3$$

## Chapitre IV | Ferrailage des éléments principaux

La contrainte est évaluée par la loi de Hooke qui est valable que dans le domaine élastique, son expression est :

$$\sigma = \varepsilon E \dots\dots\dots 4$$

On remplace les paramètres de l'équation (3) dans l'équation (4) on obtient :

**Avec :** 
$$\sigma = \alpha E \Delta T \dots\dots\dots 5$$

$\Delta L$  : Variation de la longueur de l'élément.

$\Delta T$  : Variation de la température ( $\Delta T=20^\circ\text{C}$ ).

$\alpha$  : Coefficient de dilatation thermique du béton ( $\alpha=10^{-5}$ )

$l_0$  : Longueur de la poutre.

$\sigma$  : Contrainte thermique.

$E$  : Module de Young ( $E=11496.76\text{MPa}$ ).

- La fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y + \sigma < \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPA}$$

$$\sigma = 10^{-5} \times 11496.76 \times 20 = 2,29935 \text{ MPA}$$

### Remarque :

- Pour la terrasse les contraintes thermique ont été vérifiées dans les poutres qui dépassent les 25m (Poutre en couleur verte figure IV.4)

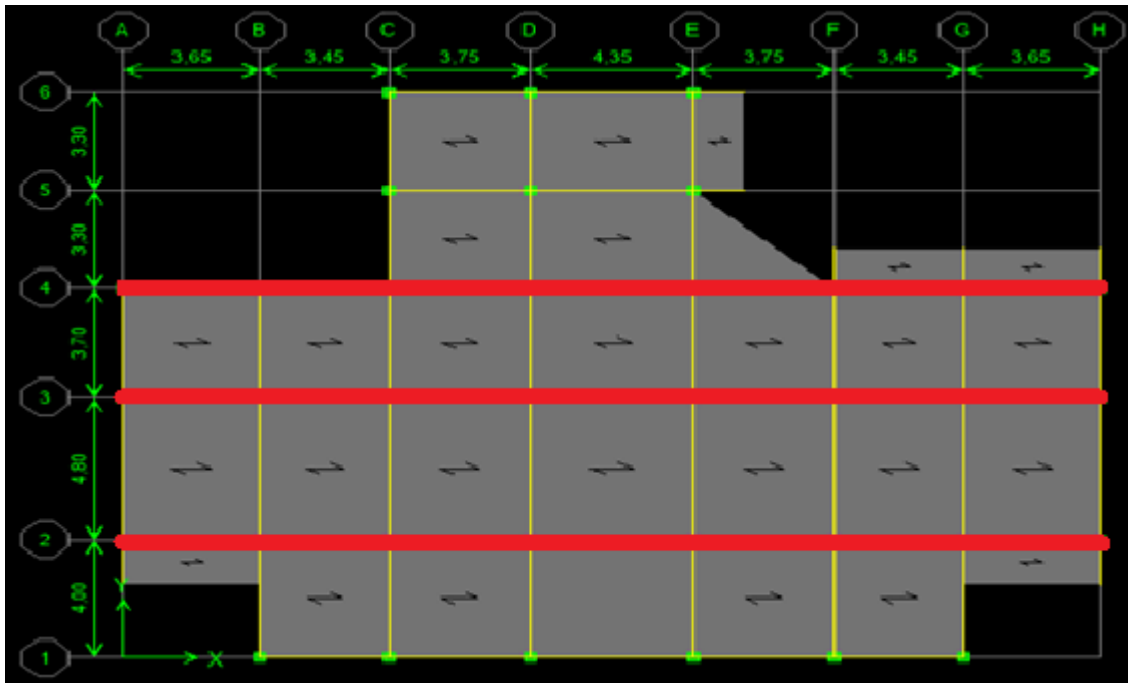


Figure IV.4 : Poutres continues de la terrasse qui dépassant 25m

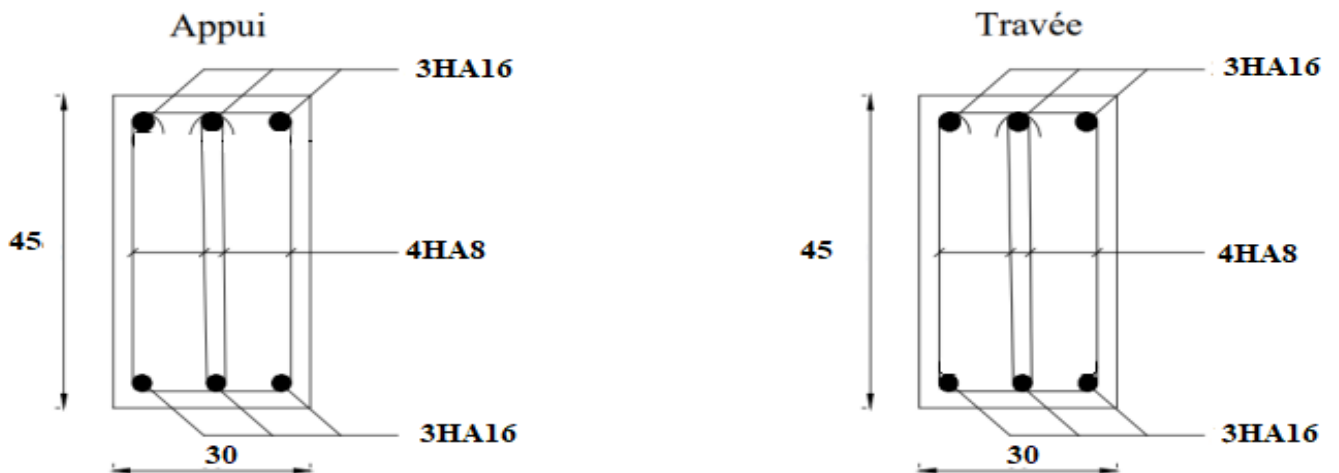
Tableau IV.29: Vérification thermique des poutres

Plancher	Sens	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	$M_{ser}$ (kN.m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma$ (MPa)	$\sigma_{bc+\sigma}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Verif
Terrasse	Non porteur	30x40	Appuis	-18,996	3,27	2,3	5,57	18	-161,6	250	✓
			Travée	15,161	2,61	2,3	4,91	18	-129	250	✓

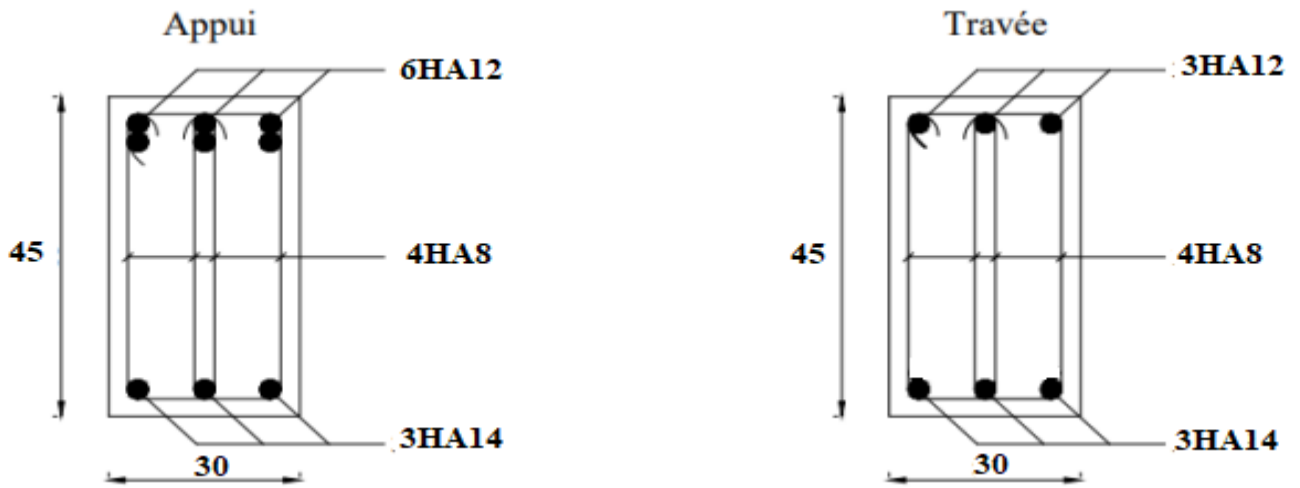
### III.8 Dessin de ferrailage

#### III.8.1 Poutre plancher corps creux

Poutre porteuse :



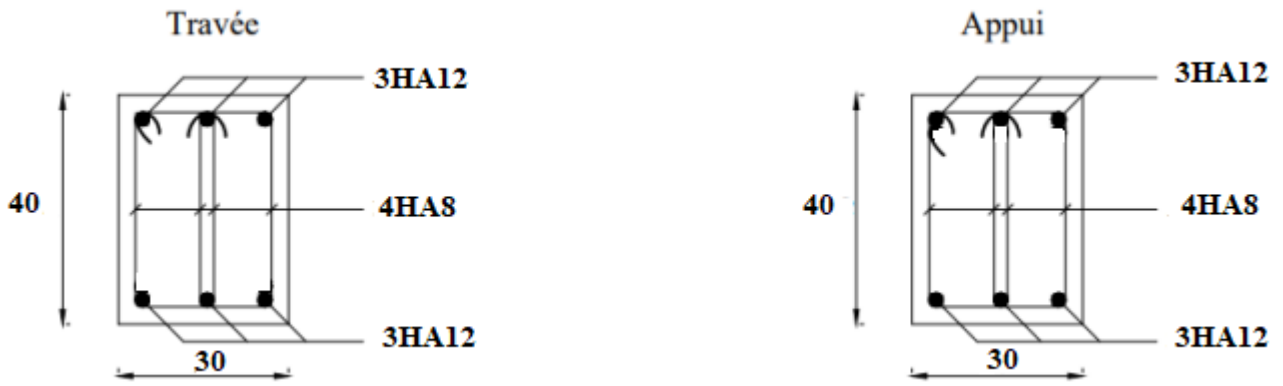
Poutre porteuse (30x45) cm<sup>2</sup> de la terrasse



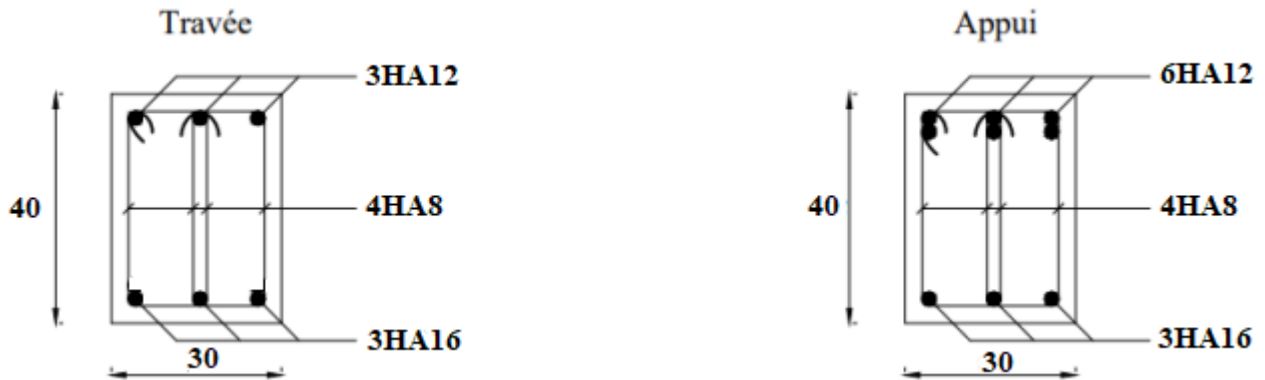
Poutre porteuse (30x45) cm<sup>2</sup> du 1<sup>er</sup> au 6<sup>ème</sup>

Figure IV.5 : Dessin de ferrailage des poutre porteuses

Poutre non porteuse :



Poutre non porteuse (30x40) cm<sup>2</sup> de la terrasse



Poutre non porteuse (30x40) cm<sup>2</sup> du 1<sup>er</sup> au 6<sup>ème</sup>

Figure IV.6 : Dessin de ferrailage des poutres non porteuses

## IV. Ferrailage des voiles

### IV.1 Généralité

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.

Ces éléments peuvent être :

- En maçonnerie non armée ou armée, auxquels on réservera le nom de murs.
- En béton armé ou non armé, ils sont appelés voiles.

#### Remarque :

Le rôle des voiles et murs est :

- De reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportée par les planchers.
- De participer au contreventement de la construction (vent et séisme).
- D'assurer une isolation acoustique entre deux locaux, en particulier entre logements, chambre d'hôtel et une protection incendie (coupe-feu).
- De servir de cloisons de séparation entre locaux.

Les voiles sont utilisés en façade, en pignons ou à l'intérieur (murs de refends) des constructions.

Les voiles en béton armé comportent un minimum d'armatures :

- Au droit des ouvertures (concentration de contraintes).
- A leur jonction avec les planchers (chaînage) et à leurs extrémités.

Dans leur grande majorité, les constructions en béton armé sont contreventées par des refends.

Les murs de contreventement, ou refends peuvent être définis comme des structures planes dont la raideur hors plan est négligeable. Ce sont des éléments assurant d'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse) et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement). Les voiles peuvent donc être assimilés à des consoles verticales soumise à une sollicitation de flexion composée, ayant un certain degré d'encastrement à la base, sur des fondations superficielles ou sur pieux.

De plus, les murs de contreventement se distinguent par le nombre limité d'ouvertures ou de passages qu'ils comportent, de telle sorte que les déformations élastiques de leurs éléments constitutifs sont



faibles par rapport à la déformation de l'ensemble. En général, la déformation prépondérante des refends est une déformation de flexion due aux moments de renversement.

La fonction de contreventement peut être assurée si l'effort normal de compression, provenant des charges verticales est suffisant pour que, sous l'action du moment de renversement, le centre de pression reste à l'intérieur de la section de murs.

## IV.2 Introduction au ferrailage des voiles

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base.

La figure suivante montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale  $N$  et une charge horizontale  $V$  en tête.

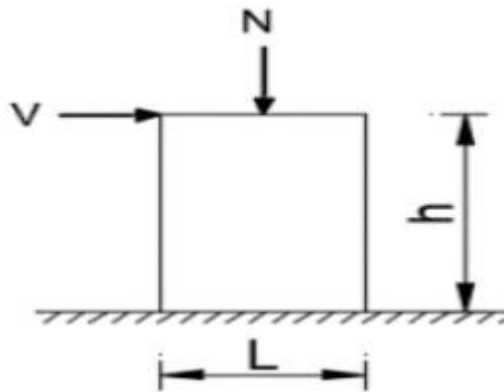


Figure IV.7 : éléments soumis à la flexion composée

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 :

- 1- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage  $\rho_{v0}$ ) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage  $\rho_v$ ).
- 2- D'armatures horizontales, parallèles aux faces des murs, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage  $\rho_H$ .
- 3- Les armatures transversales (épingles) (perpendiculaires aux parements du voile).

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué.

A la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

### IV.3 Justification sous sollicitations normales

#### IV.3.1 Conditions d'application

- La longueur  $d$  du mur :  $d \geq 5a$
- L'épaisseur  $a$  du mur :
  - $a \geq 10\text{cm}$  pour les murs intérieurs.
  - $a \geq 12\text{cm}$  pour les murs extérieurs comportant une protection.
  - $a \geq 15\text{cm}$  pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.
- L'élançement mécanique  $\lambda$  :  $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité  $h$  :  $h \geq 3a$

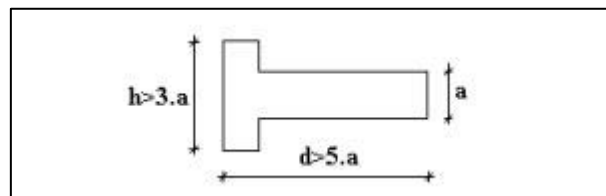


Figure IV.8 : définition de l'élément mur

#### IV.3.2 Longueur de flambement (murs non raidi latéralement)

Soit :

$L$  : la hauteur libre du mur.

$l_f$  : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi.

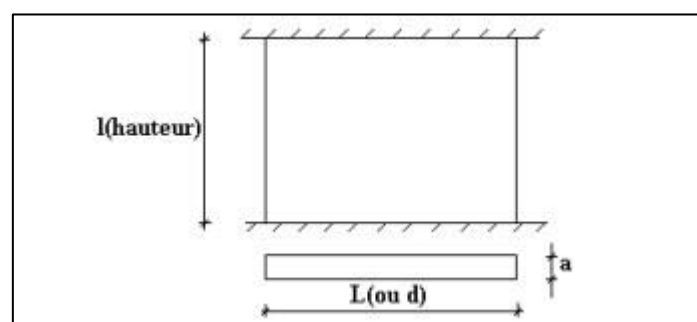


Figure IV.9 : Dimension en élévation d'un mur.

## Chapitre IV | Ferrailage des éléments principaux

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement  $l_f$  est déduite de la hauteur libre du mur  $L$  en fonction de ses liaisons avec le plancher.

Les valeurs du rapport  $(\frac{l_f}{L})$  sont données par le tableau suivant :

Tableau IV.30: Valeur de  $(l_f/L)$

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encastré en tête et en pied	Il existe un plancher de part et d'autre	0,80	0,85
	Il existe un plancher d'un seul côté	0,85	0,90
Mur articulé en tête et en pied		1,00	1,00

L'élançement mécanique  $\lambda$  se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

### IV.3.3 Effort de compression en ELU

Soient :

$l_f$ : Longueur de flambement calculée en (b)

$a$  : épaisseur du voile

$d$  : longueur du voile

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique du béton à 28 jours

$f_e$  : Limite élastique de l'acier

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b=1.5 \text{ (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles } \gamma_b=1.15) \end{array} \right.$$

$\gamma_s=1.15$  (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles  $\gamma_s=1$ )

**Nota :**

Les valeurs de  $\alpha$  données par le tableau ci-dessous sont valables dans le cas où plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours, sinon avoir

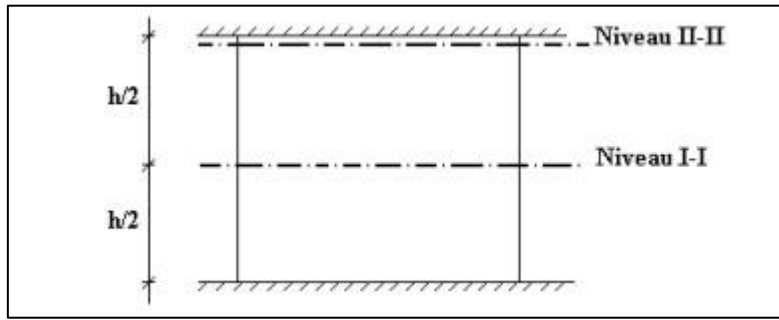
Tableau IV.31: Calcul de  $\sigma_{ulim}$

	Notation	Unités	Voiles armé verticalement	Voile non armé verticalement
<b>Elancement</b>	$\lambda$		$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
<b>Section réduite</b>	$B_r$	$M^2$	$d(a-0,02)$	
<b>Pour <math>\lambda \leq 50</math> Pour <math>50 \leq \lambda \leq 80</math></b>	$\alpha$	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$ $0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30}\right)^2}$
<b>Effort limite ELU</b>	$N_{u\ lim}$	kN	$\alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right]$
<b>Contraintes limites</b>	$\sigma$	kPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u\ lim}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u\ lim}}{ad}$

**Remarque:**

La contrainte limite vaut  $\sigma_{lim} = \frac{N_{u\ lim}}{a d}$  que nous appellerons  $\sigma_{bna}$  ou  $\sigma_{ba}$  suivant que le béton est non armé ou armé.

**IV.3.4 Niveaux de vérification**



On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau I-I à mi-hauteur d'étage  $\sigma_u \leq \sigma_{u \text{ lim}}$  :
- Niveau II-II sous le plancher haut  $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u \text{ lim}}}{\alpha}$  :

On cas de traction on néglige le béton tendue.

**IV.3.6 Aciers minimaux**

si :  $\sigma_u^c \leq \sigma_{bna}$  on a pas besoin d'armatures comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : ( $\sigma_u^c$  est la contrainte de compression ultime calculée).

L'épaisseur du voile est désignée par la lettre a.

**a- Aciers verticaux, aciers horizontaux**

Tableau IV.32: Acier verticaux et horizontaux

	<b>Aciers verticaux</b>	<b>Aciers horizontaux</b>
<b>Espacement maximal entre axes</b>	$S_t \leq \min(0,33m ; 2a)$	$S_t \leq 0,33m$
<b>Acier minimal</b>	$A_{sv} \geq \rho_v d a$	$\rho_H = \frac{A_H}{100a} \geq \text{Max} \left[ \frac{2\rho_{v\text{Max}}}{3}; 0,001 \right]$
<b>Pourcentage minimal</b>	$\rho_v = \text{Max} \left[ 0,001 ; 0,0015 \frac{400 \theta}{f_e} \left( \frac{3\sigma_u}{\sigma_{u \text{ lim}}} - 1 \right) \right]$ par moitié sur chaque face Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire	$\rho_{v\text{Max}}$ = le pourcentage vertical de la bande la plus armée

- La section d'armatures correspondant au pourcentage  $\rho_v$  doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée.
- La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

b- Aciers transversaux (perpendiculaire aux parements) Seuls les aciers verticaux (de diamètre  $\phi_t$ ) pris en compte dans le calcul de  $N_{u\text{ lim}}$  sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre  $\phi_t$ )

Tableau IV.33: Acier transversaux

	<b>Nombres d'armatures transversales</b>	<b>Diamètre <math>\phi_t</math></b>
$\phi_l \leq 12\text{mm}$	4 épingles par $\text{m}^2$ de voile	6mm
$12\text{ mm} < \phi_l \leq 20\text{mm}$	Reprendre toutes les barres verticales Espacement $< 15\phi_l$	6mm
$20\text{mm} < \phi_l$		8mm

### Cisaillement

Aucune vérification à l'effort tranchant ultime n'est exigée en compression si le cisaillement est inférieur à  $0.05f_{c28}$  (il faudra donc vérifier que  $S_{12} \leq 0.05f_{c28}$ ).

## IV.4 Procédure de ferrailage des trumeaux

### IV.4.1 Introduction

Pour le ferrailage des trumeaux, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements *B.A.E.L 91* et *RPA 99*.

L'apparition de logiciels modernes d'analyse de structure, utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser et analyser les structures a considérablement aidé l'étude du comportement globale de la structure mais aussi, l'obtention directe des efforts et des contraintes (dans les voiles) en tout point de la structure facilite, après une bonne interprétation des résultats du modèle retenue, l'adoption d'un bon ferrailage (ou ferrailage adéquat).

### IV.4.2 Méthode simplifiée basée sur les contraintes :(calcul des aciers verticaux) :

Comme déjà dit, les voiles du Bâtiments sont sollicités en flexion composée.

Les contraintes normales engendrées ( $\sigma$ ) peuvent être soit des contraintes de compression ou de traction.

#### 1- ZONE COMPRIMEE :

Si  $\sigma < 0 \rightarrow$  compression

Dans ce cas le Voile n'est pas armé à la compression, on prend :

$$A_s = \text{Max} (\text{Min BAEL} ; \text{Min RPA})$$

2- ZONE TENDUE :

Si  $\sigma > 0 \rightarrow$  traction

Lorsqu'une partie (zone) du voile est tendue, la contrainte de traction (moyenne)  $\sigma_m$  vaut :

$$\sigma_m = \frac{F_T}{(e \cdot l_m)}$$

Avec :

$F_T$  : force de traction.

$e$  : épaisseur du voile.

$l_m$  : longueur de la section considérée (ici maille).

Cette contrainte entraîne une section d'acier  $A_s$  tel que :

$$\frac{A_s \cdot \sigma_m \cdot \gamma_s}{S \cdot f_e} \cdot \Delta S = A_v \dots \dots \dots (1)$$

Ou  $\Delta S = e \cdot l_m$

$\frac{A_s}{S}$  Est répartie sur S cette quantité d'acier sera répartie en deux nappes (une sur chaque face du voile).

Rappelons que les voiles ont été modélisés par des éléments coques (Shell) à 4 nœuds.

Un maillage horizontal et vertical (voir figure ci-après) de chaque voile est nécessaire pour approcher les valeurs réelles des contraintes.

Le rapport (a/b) des dimensions de la maille est choisi proche de l'unité.

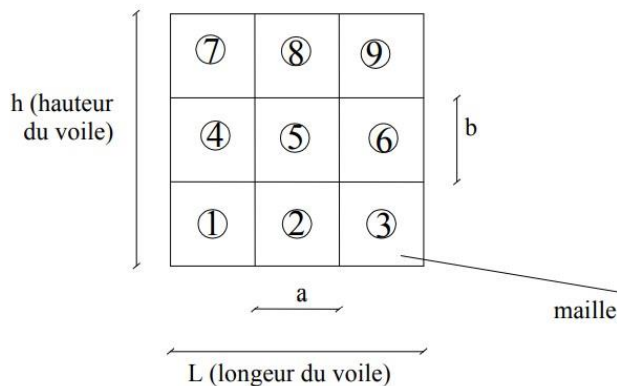


Figure IV.10: Discrétisation d'un voile en un élément (maille) coque.

La lecture des contraintes moyennes (de traction ou de compression) se fait directement au milieu de chaque maille dont le ferrailage est calculé par l'équation (1) dans le cas de la traction.

- **Aciers Horizontaux:**

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \cdot b \cdot S_t}{(0.8f_e)^{0.8}} = \frac{1.4\bar{\tau}_u \cdot a \cdot S_t}{0.8f_e} 1.25$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v \quad (A_v = A_s)$$

$\tau_u = S_{12}$  est donnée par l'interface graphique ETABS.

$S_t$ : espacement maximal trouvé pour  $A_s$

$b = a$  (épaisseur du trumeaux)

$$A_h \geq \max(A_{h1}, A_{h2})$$

#### IV.4.3 Préconisation Du Règlement Parasismique Algérien (Rpa99Version2003):

##### a- Aciers verticaux :

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20%
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égales à 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si les efforts importants de compression agissant sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.



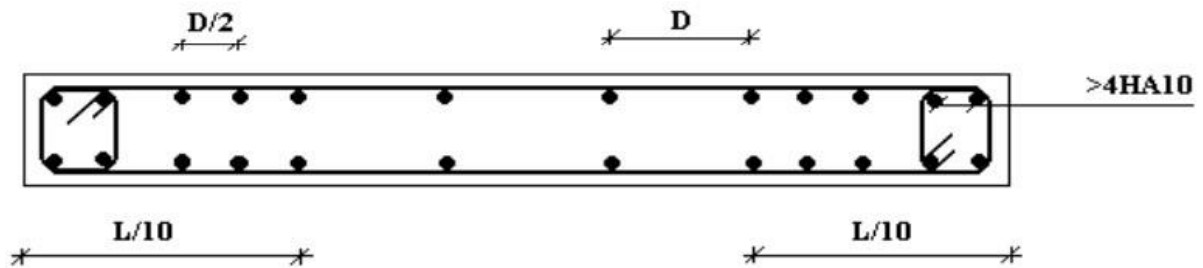


Figure IV.11: disposition des armatures verticales dans les voiles .

#### b- Aciers horizontaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\phi$ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

#### c- Règles communes :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
  - Globalement dans la section du voile 0.15%.
  - En zone courante 0.10%.
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :  $S \leq (1.5a ; 30)$  cm
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser  $1/10$  de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  - $40\phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible
  - $20\phi$  pour les barres situées dans la zone comprimée sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de coutures dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

#### ➤ Présentation des résultats :

Après la visualisation de l'état des contraintes dans les voiles du bâtiment sous les combinaisons sismiques, nous avons déduit :

- 1- L'état de contrainte des voiles : ( $V_1$  et  $V'_1$ ) ; ( $V_2$  et  $V'_2$ ) est semblable.

Donc nous auront à calculer le ferrailage pour 2 voiles uniquement.

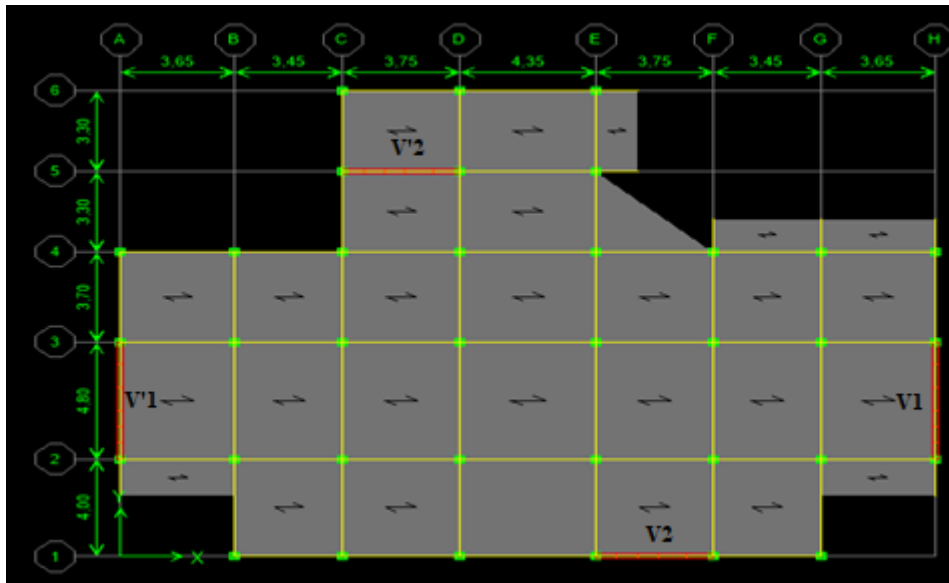


Figure IV.12 : Repérage des voiles

Tableau IV.34: Longueur et épaisseurs des voiles

Bout de voile	$e$ (cm)	$L$ (m)	Nombre de mailles	Longueur de la maille (m)
1 et 1'	20	2	3	0.666
2 et 2'	20	2	3	0.666

**Exemple de calcul :**

➤ **Voile V2 :**

Soit le voile de longueur :

- $L = 2m$
- $a = 0,2 m$  (épaisseur)
- $h_e = 4.08 m$  (hauteurs RDC)
- Le voile est découpé en 3 mailles horizontales de même  $l_m = 0.666m$  et de section  $S = a \times l_m \rightarrow S = 0.1332m^2$

**a- Contraintes limites :**

Pour une hauteur de RDC de 4.08m d'où la hauteur libre est égale à :

- $h_e = 4.08 - 0,40 = 3.68m$  Avec : (0,40m : hauteur de la poutre)

Pour une hauteur d'étage de 3.06m d'où la hauteur libre est égale à :

- $h_e = 3.06 - 0,40 = 2.66m$  Avec : (0,40m : hauteur de la poutre)

Tableau IV.35: Calcul de  $\sigma_{ba}$  et  $\sigma_{bna}$  pour les voiles.

	Notation	Unite	Béton non armé	Béton armé
<i>Lounger de flambement</i>	$l_f$	m	3.68x0,85=3.128	0,8x3.68=2.944
<i>Enlacement</i>	$\lambda$		54.18	50.99
<i>Coefficient</i>	$\alpha$		0.41	0.57
<i>Section réduite</i> $Br=d(a-0,02)$ (par ml) <i>Avec d = 1m</i>	$Br$	m <sup>2</sup>	1(0.2-0.02) =0.18	1(0.2-0.02) =0.18
<i>Effort limite ELU</i>	$N_u^{lim}$	KN	2139.13	2694.84
<i>Contraintes limites(RDC)</i> $\sigma_{ba;bna} = \frac{N_u^{lim}}{a \times d}$	$\sigma_{ba;bna}$	MPa	$\sigma_{bna}=10.7$	$\sigma_{ba}=13.48$
<i>Contraintes limites(EC)</i> $\sigma_{ba;bna} = \frac{N_u^{lim}}{a \times d}$	$\sigma_{ba;bna}$	MPa	$\sigma_{bna}=15.62$	$\sigma_{ba}=20.29$

**Remarque :**

Lorsque la contrainte en compression  $\sigma_c$  dans le voile est tel que  $\sigma_c < \sigma_{ba}$  alors :

- $A_s = 0,1\%$  de B
- $B = a \cdot l_{maille}$

$$B = (0.2)(0.666) = 0.1332 \text{m}^2$$

$$A_s = 1.332 \text{cm}^2$$

Tableau IV.36: Calcul des armatures verticales détaillé du 4<sup>ème</sup> étage voiles  $V_2$  et  $V'_2$ .

Maille	1	2	3
<b>L(m)</b>	0.666	0.666	0.666
<b>S(m<sup>2</sup>)=Lxa</b>	0.1332	0.1332	0.1332
<b><math>\sigma_{mov}</math>(MPa)</b>	1.01	0.58	0.77
<b>F(kN)=<math>\sigma_{mov} \times S</math></b>	134.532	77.256	102.564

$A_s(\text{cm}^2)=F/f_e$	2.69	1.54	2.05
$A_{s\text{min}}(\text{cm}^2)$ Selon BAEL: 0,1% Sbéton	1.33	1.33	1.33
Selon RPA99: 0,2 % Sbéton	2.67	2.67	2.67
<b>Choix</b>	2x4T10	2x4T10	2x4T10
$A_{s\text{adopté}}(\text{cm}^2)$	6.28	6.28	6.28
$S_t(\text{cm}^2)$	10	66.6/4=16.66 Soit : $S_t=20\text{cm}$	10
$S \leq$ (1.5a,30cm) $S \leq 30 \text{ cm}$	Vérifier	Vérifier	Vérifier

**b- Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture) :**

• **RDC :**

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} ; \bar{V} = 1.4V_u^{cal} ; \bar{V} = S_{12}aL_i$$

$$S_{12} = 0.933\text{MPa}$$

$$\bar{V} = 0.933 \times 0.2 \times 0.666 = 124.28 \text{ KN}$$

$$\bar{V} = 1.4 \times 124.28 = 173.99 \text{ KN}$$

$$A_{vj} = 1.1 \frac{173.99}{500}$$

$$A_{vj} = 3.83 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 2 \times 3 \text{T}10 = 4.68 \text{ cm}^2$$

- Cette quantité d'acier sera ajoutée le long des joints de coulage.

**c- Acier horizontaux :**

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \cdot b \cdot S_t}{(0.8f_e)0.8} = \frac{1.4\bar{\tau}_u \cdot a \cdot S_t}{0.8f_e} 1.25$$

$$\bar{\tau}_u = 1.4\tau_u = 1.4 S_{12}$$

$$S_{t\text{min}} = 30 \text{ cm}$$

$$A_{h1} = \frac{1.4 \times 0.933 \times 200 \times 300}{(0.8 \times 500) \times 0.8} = 2.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v \quad (A_v = A_s)$$

( $A_v$  : Section d'acier vertical de la maille, la plus armée.)

## Chapitre IV | Ferrailage des éléments principaux

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (6.28) = 4.19 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\min}} = 0.2\% a_l = 0.2\% \times 20 \times 66.6 = 2.67 \text{ cm}^2$$

- $A_h = \text{Max}(2.45 ; 4.19 ; 2.67) = 4.19 \text{ cm}^2$
- Choix :  $2 \times 4T10 = 6.24 \text{ cm}^2$
- Avec :  $St = \frac{81.6}{4} = 20.4 \text{ cm}$
- $St = 20.4 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \checkmark$

### Nota :

Les valeurs des contraintes dans les voiles données dans le tableau ci-après correspondent à la combinaison de charge la plus défavorable ( $0.8G \pm E$ )

### Résultats pour le reste des voiles du bâtiment :

Tableau IV.37: Armatures verticales Etage courant & RDC du V2 et V'2.

ETAGER	Maille	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$\sigma_j$ (MPa)	$F_t$ (KN)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s/B$ (%)	Le choix	$A_{vadoptè}$ (cm <sup>2</sup> )	Esp (cm)
RDC -2 <sup>ème</sup>	1	0.1332	-4.75	/	$A_{S_{\min}}$	/	2x4T10	6.28	10
	2	0.1332	-2.59	/	$A_{S_{\min}}$	/	2x4T10	6.28	20
	3	0.1332	-2.95	/	$A_{S_{\min}}$	/	2x4T10	6.28	10
3 <sup>ème</sup>	1	0.1332	0.63	83,916	1,678	0,126	2x4T10	6.28	10
	2	0.1332	-2.54	/	$A_{S_{\min}}$	/	2x4T10	6.28	20
	3	0.1332	-2.49	/	$A_{S_{\min}}$	/	2x4T10	6.28	10
4 <sup>émé</sup>	1	0.1332	1.01	134.532	2.69	0,202	2x5T10	6.28	10
	2	0.1332	0.58	77.256	1.54	0,116	2x4T10	6.28	20
	3	0.1332	0.77	102.564	2.05	0,154	2x4T10	6.28	10

### c- Armatures verticales de compression :

$\sigma_{\text{comp}}^{\text{Max}} = 4.75 < \sigma_{ba} = 13.48$  Le voile n'est pas armé à la compression, on prend la section minimale.

$$A_s = \text{Max} (\text{Min BAEL} ; \text{Min RPA})$$

- Selon BAEL : 0.10%
- Selon RPA : 0.2%

Tableau IV.38: Choix de la section minimale

Voile	Épaisseur (cm)	$l_{\text{maille}}$ (cm)	$A_{S_{\text{BAEL}}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{S_{\text{RPA}}}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_{sadopte}$ (cm <sup>2</sup> )
V2 & V'2	20	66.6	1.33	2.67	2x4T10	6.28

### ➤ Voile 1 & 1' :

## Chapitre IV | Ferrailage des éléments principaux

Soit le voile de longueur :

- L = 2 m
- a = 0,2 m (épaisseur)
- he = 4.08 m (hauteurs RDC) he = 3.06 m (hauteurs EC).

Le voile est découpé en 3 mailles horizontales de même L=0.666m et de section

$$S = a \times L \rightarrow S = 0.1332 \text{ m}$$

### a- Armature verticale :

Les valeurs des contraintes dans les voiles données dans le tableau ci-après correspondent à la combinaison de charge la plus défavorable ( $G+Q \pm E$ )

**Tableau IV.39: Armatures verticales V1 et V'1**

ETAGER	Maille	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$\sigma_j$ (MPa)	$F_t$ (KN)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s/B$ (%)	Le choix	$A_{vadoptè}$ (cm <sup>2</sup> )	Esp (cm)
RDC -2 <sup>ème</sup>	1	0.1332	-4.62	/	$A_{smin}$	/	2x4T10	6.28	10
	2	0.1332	-3.7	/	$A_{smin}$	/	2x4T10	6.28	20
	3	0.1332	-3.34	/	$A_{smin}$	/	2x4T10	6.28	10
3 <sup>ème</sup>	1	0.1332	0.31	41,292	0,826	0,062	2x4T10	6.28	10
	2	0.1332	-1.76	/	$A_{smin}$	/	2x4T10	6.28	20
	3	0.1332	-2.68	/	$A_{smin}$	/	2x4T10	6.28	10
4 <sup>ème</sup>	1	0.1332	1.11	147,852	2,957	0,222	2x4T10	6.28	10
	2	0.1332	1.30	173,16	3,463	0,26	2x4T10	6.28	20
	3	0.1332	-0.33	/	$A_{smin}$	/	2x4T10	6.28	10

### c- Armatures verticales de compression :

$\sigma_{comp}^{Max} = 4.62 < \sigma_{ba} = 13.48$  Le voile n'est pas armé à la compression, on prend la section minimale.

$$A_s = \text{Max} (\text{Min BAEL} ; \text{Min RPA})$$

$A_s$  Selon BAEL : 0.10%

$A_s$  Selon RPA : 0.2%

**Tableau IV.40: Choix de la section minimale**

Voile	Épaisseur (cm)	$l_{maille}$ (cm)	$A_{SBAEL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{SRPA}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_{sadopte}$ (cm <sup>2</sup> )
V1 & V'1	20	66.6	1.33	2.67	2x4T10	6.28

### a- Acier de bétonnage (acier de couture) :

$S_{12} = \tau_u$  désigne La contrainte moyenne tangentielle, valeur lue au milieu de la maille.

**Tableau IV.41: calcul des aciers de coutures des voiles**

Voile	Zone	$\tau_u$ (MPa)	$A_{vj}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_{adopte}$ (cm <sup>2</sup> )
1 & 1'	1	0,93	3,83	2X3T10	4.72
	2	1,62	6,65	2X5T10	7.86
2 & 2'	1	1,07	4,39	2X3T10	4.72
	2	1,39	5,70	2X4T10	6.28

b- Armature horizontaux :

Tableau IV.42: calcul des aciers horizontaux des voiles

	Zone	$\tau_u$ (MPa)	$A_{h1}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{h2}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{smin}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_{sadopte}$ (cm <sup>2</sup> )
1 & 1'	RDC-2 <sup>ème</sup>	0.93	2,45	4.19	2.67	2x4T10	6.28
	3 <sup>ème</sup> -4 <sup>ème</sup>	1,62	4,25	4.19	2.67	2x4T10	6.28
2 & 2'	RDC-2 <sup>ème</sup>	1,07	2,81	4.19	2.67	2x4T10	6.28
	3 <sup>ème</sup> -4 <sup>ème</sup>	1,39	3,65	4.19	2.67	2x4T10	6.28

IV.5 Dessin de ferrailage :

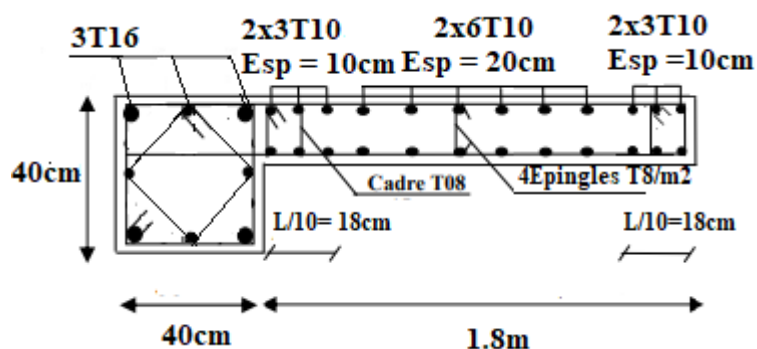


Figure IV.13 : Dessin de ferrailage du voile V2 du RDC-1<sup>er</sup> étage

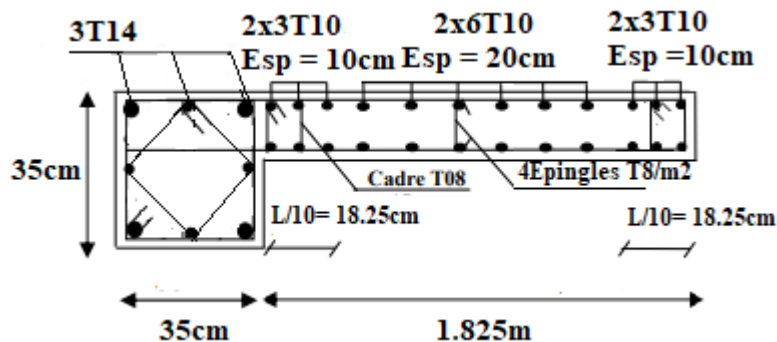


Figure IV.14 : Dessin de ferrailage du voile V2 du 2<sup>ème</sup> étage

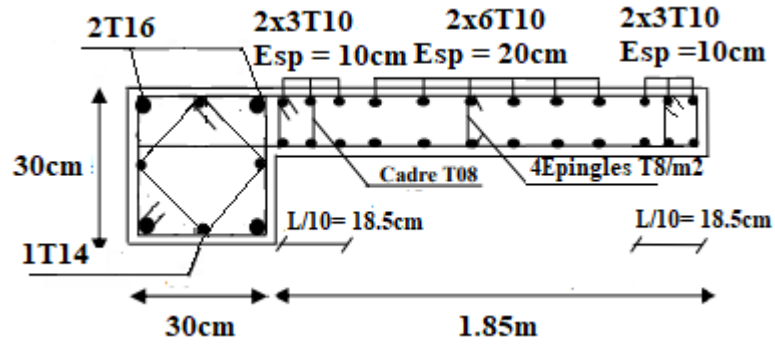


Figure IV.15 : Dessin de ferrailage du voile V2 du 3<sup>ème</sup> -4<sup>ème</sup> étage

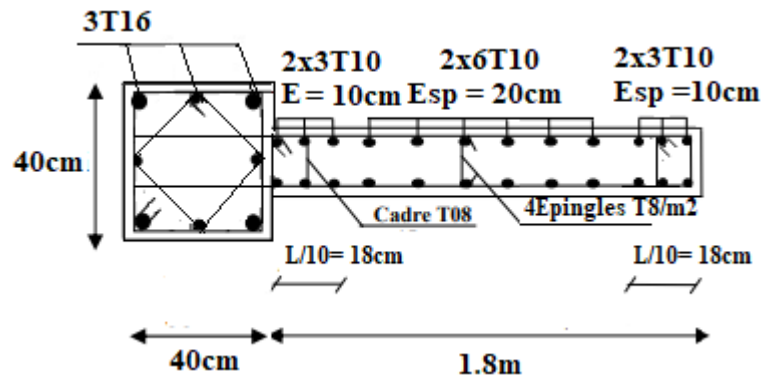


Figure IV.16 : Dessin de ferrailage du voile V'2 du RDC-1<sup>er</sup> étage

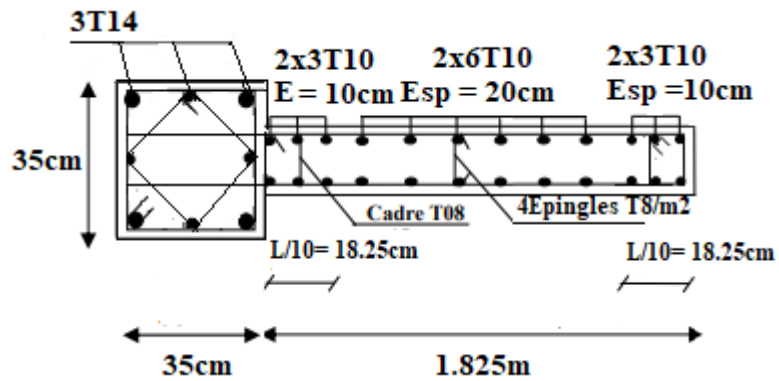


Figure IV.17 : Dessin de ferrailage du voile V'2 du 2<sup>ème</sup> étage

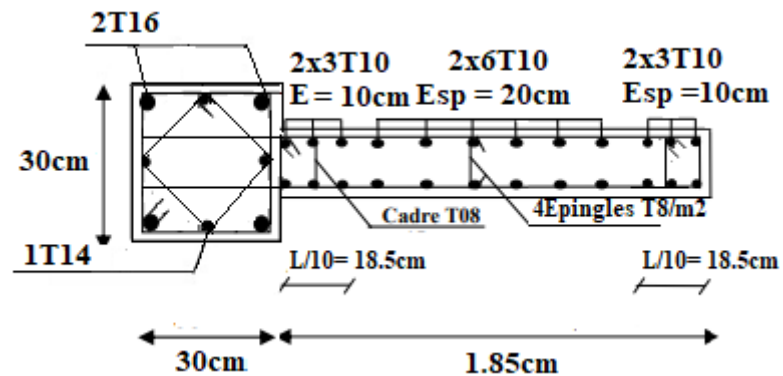




Figure IV.18 : Dessin de ferrailage du voile V2 du 3<sup>ème</sup> -4<sup>ème</sup> étage

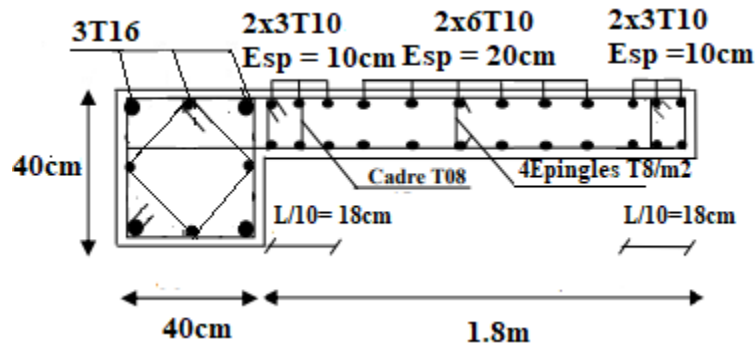


Figure IV.19 : Dessin de ferrailage des voiles V1 et V'1 du RDC-1<sup>er</sup> étage

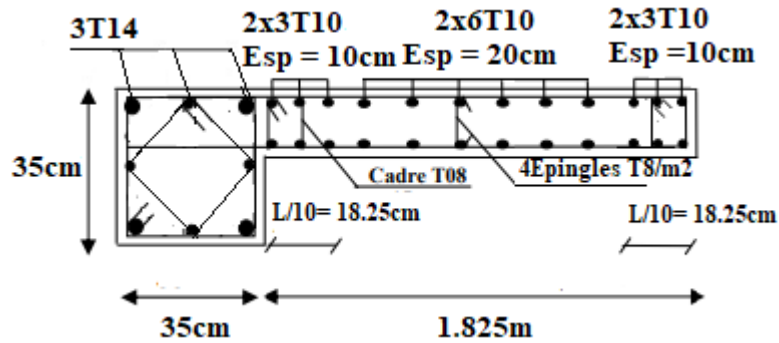


Figure IV.20 : Dessin de ferrailage des voiles V1 et V'1 du 2<sup>ème</sup> étage

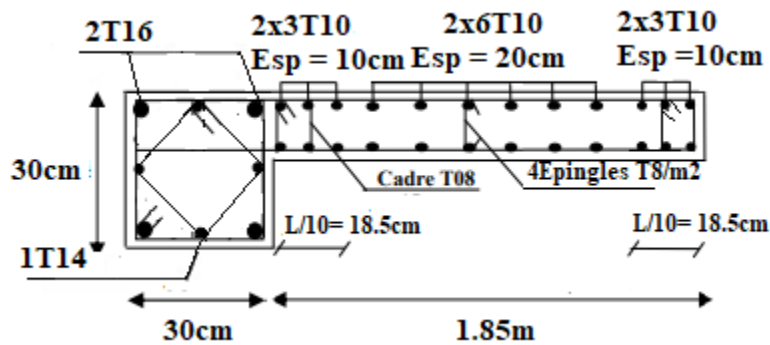


Figure IV.21 : Dessin de ferrailage des voiles V1 et V'1 du 3<sup>ème</sup> -4<sup>ème</sup> étage

#### IV.6 Procédure de ferrailage des linteaux :

- Les linteaux sont des éléments considérés comme des poutres courtes de faible raideur, bi encastés dans les trumeaux.

Sous l'effet d'un chargement horizontal et vertical, le linteau sera sollicité par un moment  $M$  et un effort tranchant  $V$ , les linteaux pourront donc être calculés en flexion simple.

- La méthode de ferrailage décrite ci-dessous est proposée dans le *RPA99 version 2003*.
- *Le RPA version 2003* limite les contraintes de cisaillement (dans les linteaux et les trumeaux)

dans le béton à :  $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28}$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \quad \text{Avec} \quad \bar{V} = 1,4 V_u^{cal}$$

## Chapitre IV | Ferrailage des éléments principaux

Ou bien :  $\tau_b = 1.4\tau_u^{cal}$  ( $\tau_u^{cal} = S_{12}$  du fichier résultats de l'ETABS)

Avec :

$b_0$  : Épaisseur du linteau ou du voile.

$d$  : la hauteur utile = 0.9h.

$h$  : hauteur totale de la section brute.

### 1- Premier cas : $\tau_b \leq 0.06f_{c28}$

- Dans ce cas les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts  $M$  et  $V$ ).
- On devra disposer :
  - Des aciers longitudinaux de flexion ( $A_l$ )
  - Des aciers transversaux ( $A_t$ )
  - Des aciers en partie courante, également appelés acier de peau ( $A_c$ )

#### a. Aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux inférieurs ou supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{Z f_e} \quad \text{Avec : } Z = h - 2d'$$

Où :

$h$ : est la hauteur du linteau

$M$  : moment dû à l'effort tranchant  $\bar{V} = 1,4 V_u^{cal}$

$d'$ : est la distance d'enrobage.

#### b. Aciers verticaux :

Deux cas se présentent :

✚ **Premier sous cas : Linteaux longs**  $\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$

$$\text{On a : } S \leq \frac{A_t f_e Z}{\bar{V}}$$

Où:  $S$ : Représente l'espacement des cours d'armatures transversales.

$A_t$ : Représente la section d'un cour d'armatures transversales.

$Z = h - 2d'$

$V$  : Représente l'effort tranchant dans la section considérée ( $\bar{V} = 1,4 V_u^{cal}$ )

$l$  : Représente la portée du linteau.

✚ **Deuxième sous cas : Linteaux courts**  $\lambda_g \leq 1$

On doit avoir : 
$$S \leq \frac{A_t f_e l}{V + A_t f_e}$$

Avec :  $V = \text{Min} (V_1 ; V_2)$

$$V_2 = 2V_u^{cal}$$

$$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Avec :  $M_{ci} + M_{cj}$  moment résistant ultime des sections d'about à droite et à gauche du linteau de portée  $l_{ij}$  (voir la figure suivante) et calculés par :  $M_c = A_l f_e Z$

Où ;  $Z = h - 2d'$

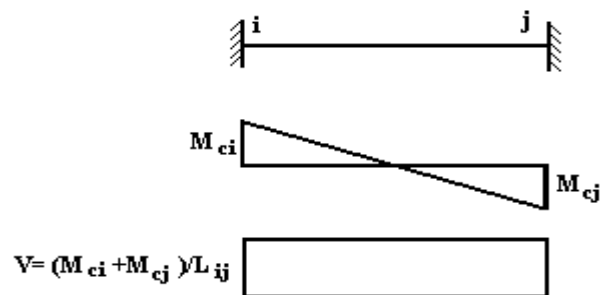


Figure IV.22 : : effort tranchant et moment dans le linteau.

**2- Deuxième cas :**  $\tau_b > 0.06f_{c28}$

Dans ce cas il y a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieurs et inférieurs). Transversaux et en zone courante (armature de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts ( $M, V$ ) sont repris suivant des bielles diagonales (compression et traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales  $A_D$  à disposer obligatoirement.

Le calcul de  $A_D$  se fait suivant la formule : 
$$A_D = \frac{V}{2f_e \sin \alpha}$$

Avec : 
$$\text{tg} \alpha = \frac{h - 2d}{l}$$

Et : 
$$V = V_u^{cal} \quad (\text{sans majoration}) \quad \left( \tau_u = \frac{V_u^{cal}}{e h} = S_{12} \right)$$

**3- Ferrailage Minimale :**

$b$  : épaisseur du linteau

$h$  : hauteur totale du linteau

$S$  : espacement des armatures transversales

**a. Armatures longitudinales  $A_l$  et  $A'_l$  :**

$$(A_l, A'_l) \geq 0,0015 b h \quad (0,15\%) \quad (\text{Avec } A_l \text{ lit inférieur et } A'_l \text{ lit supérieur})$$

**b. Armatures transversales  $A_t$  :**

- si  $\tau_b \leq 0,025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0,0015 b S$
- si  $\tau_b > 0,025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0,0025 b S$
- $S_t \leq \frac{h}{4}$  (Espace des cadres).

**c. Armatures de peau (ou en section courante)  $A_c$  :**

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau  $A_c$  (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égale à 0,2%

C'est à dire :  $A_c \geq 0,002bh$  (en deux nappes).

**d. Armatures diagonales  $A_D$  :**

Si  $\tau_b \leq 0.06f_{c28} \rightarrow A_D = 0$

Si  $\tau_b > 0.06f_{c28} \rightarrow A_D \geq 0.0015 b$

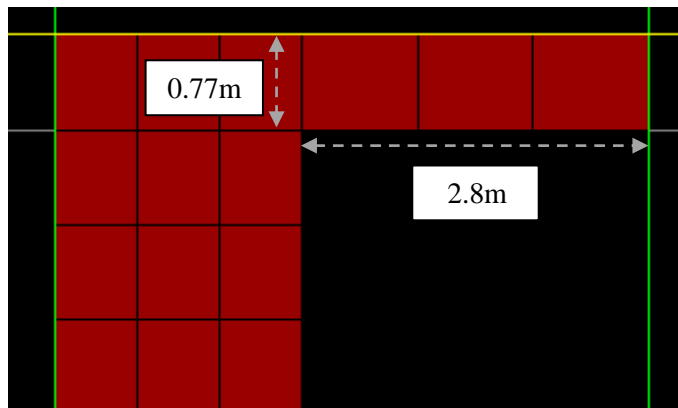


Figure IV.23 : Linteaux du voile 1 et 1'

**Exemple de calcul type 1 :**

$\tau_u = 2.27 \text{ MPa}$

$\tau_b = 3.18 \text{ MPa}$

$\tau_b > 0.06f_{28} = 1.8 \text{ MPa} \dots$  On est dans le Deuxième cas.

- Dans ce cas il y a lieu de disposer le ferrailage longitudinal (supérieur et inférieur), transversal et en zone courante suivant les minimums réglementaires suivants :

**Calcul des Armatures longitudinales  $A_t$  et  $A'_t$  :**

$A_t = A'_t \geq 0,0015 \times 20 \times 77 = 2.31 \text{ cm}^2$

Soit :  $A_t = A'_t = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2$

**Calcul de Armatures de peau (ou en section courante)  $A_c$  :**

$A_c \geq (0,002) \times 20 \times 77 = 3.08 \text{ cm}^2$

## Chapitre IV | Ferrailage des éléments principaux

Soit :  $A_c = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$  (répartie en deux nappes) (soit 2 barres /nappe).

### Calcul de Armatures transversales $A_t$ :

$$0.025f_{c28} = 0.75 \text{ MPa} \rightarrow \tau_b > 0.025f_{c28}$$

$$St^{\text{Max}} = \frac{h}{4} = 19.25 \text{ cm} \quad \text{On prend } St = 15 \text{ cm}$$

$$A_t \geq 0.0025 \cdot b \cdot S = (0.0025)(20)(15) = 0.75 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit : } A_t = 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2.$$

### Calcul de Armatures diagonales $A_D$ :

$$\text{Calcul de : } A_D = \frac{V}{2f_e \sin \alpha}$$

$$\text{Avec : } \text{tg} \alpha = \frac{h-d}{l} = \frac{0.77-2 \times 0.03}{2.8} = 0.25 \rightarrow \alpha = 14.23^\circ$$

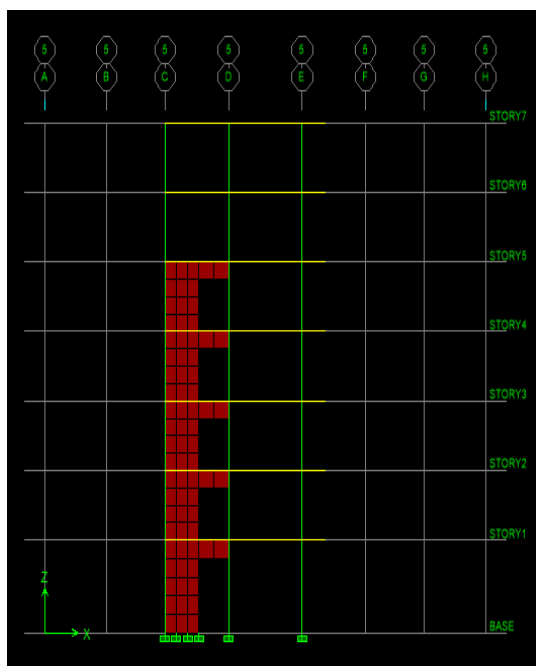
$$A_D = \frac{V}{2f_e \sin \alpha} = \frac{2.27 \times 200 \times 770}{2 \times 500 \times \sin(14.23)} = 14.22 \text{ cm}^2$$

$$\text{Et } V = V_u^{\text{cal}} \text{ (sans majoration)} \quad \left( \tau_u = \frac{V_u^{\text{cal}}}{e h} = S_{12} \right)$$

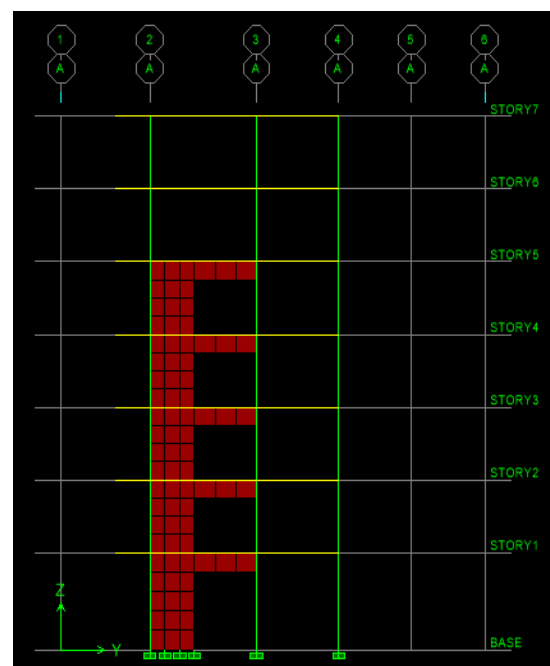
$$\text{Soit : } A_D = 2 \times 4HA16 = 16.08 \text{ cm}^2.$$

$$A_D \geq 0.0015 b h = 2.31 \text{ cm}^2 \quad \text{c'est vérifié}$$

- Longueur d'ancrage :  $L_a \geq \frac{h}{4} + 50\phi = \frac{77}{4} + 50(1.6) = 99.25 \text{ cm} \rightarrow L_a = 100 \text{ cm}$



Voile 2 et 2'



Voile 1 et 1'

Figure IV.24 : Vue en élévation des voiles 1et 1' et 2 et 2'.

Tableau IV.43: calcul de ferrailage des linteaux

VOILE	h (cm)	b (cm)	L (cm)	$\tau_b$ (MPA)	Cas n°	(A <sub>l</sub> , A' <sub>l</sub> ) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>c</sub> (cm <sup>2</sup> )	St (cm)	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>D</sub> (cm <sup>2</sup> )	L <sub>a</sub> (cm)
V1	0.77	20	280	3.18	2	3HA10	4HA10	15	2HA10	2×4HA16	100
V'1	0.77	20	280	3.06	2	3HA10	4HA10	15	2HA10	2×4HA16	100
V2	0.77	20	175	2.37	2	3HA10	4HA10	15	2HA10	2×4HA14	100
V'2	0.77	20	175	3.30	2	3HA10	4HA10	15	2HA10	2×4HA16	100

IV.7 Dessin de ferrailage  
voile V1 et V'1 :

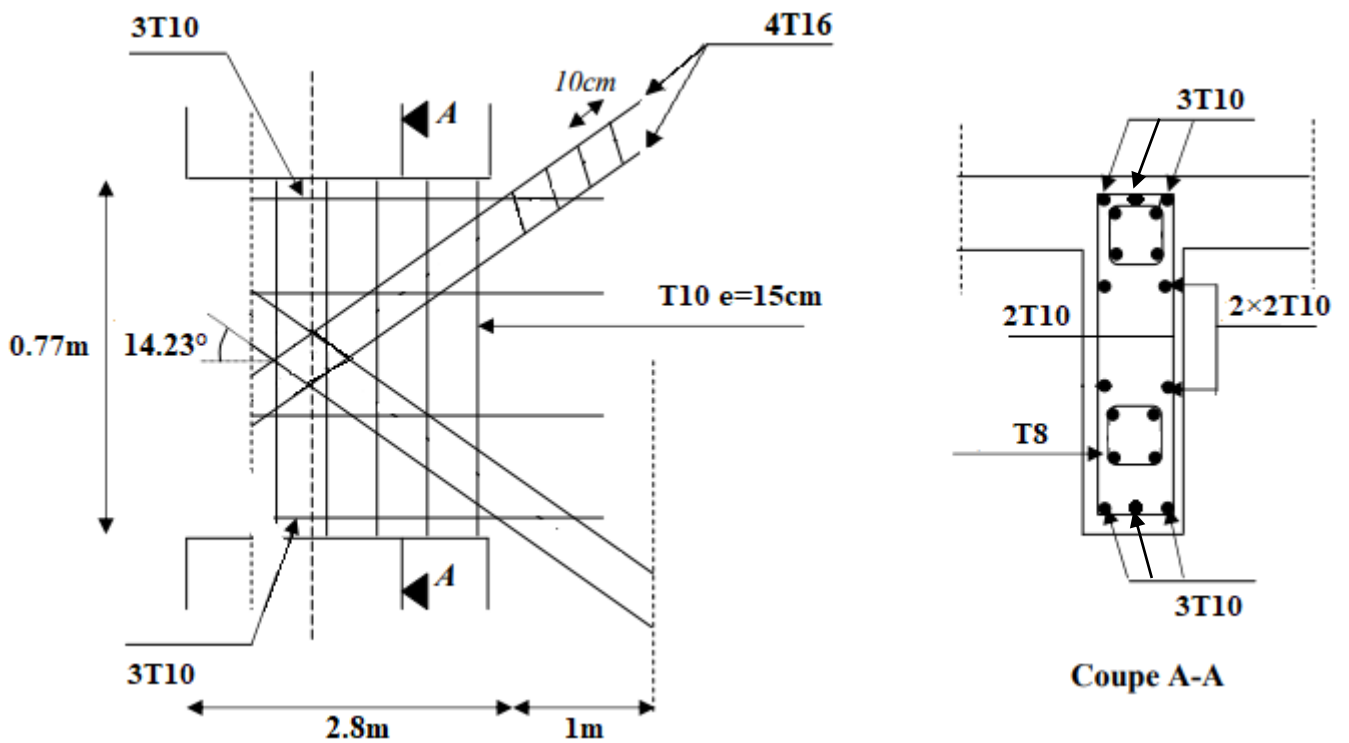


Figure IV.25 : dessin de ferrailage linteaux V1 et V'1.

voile V2 :

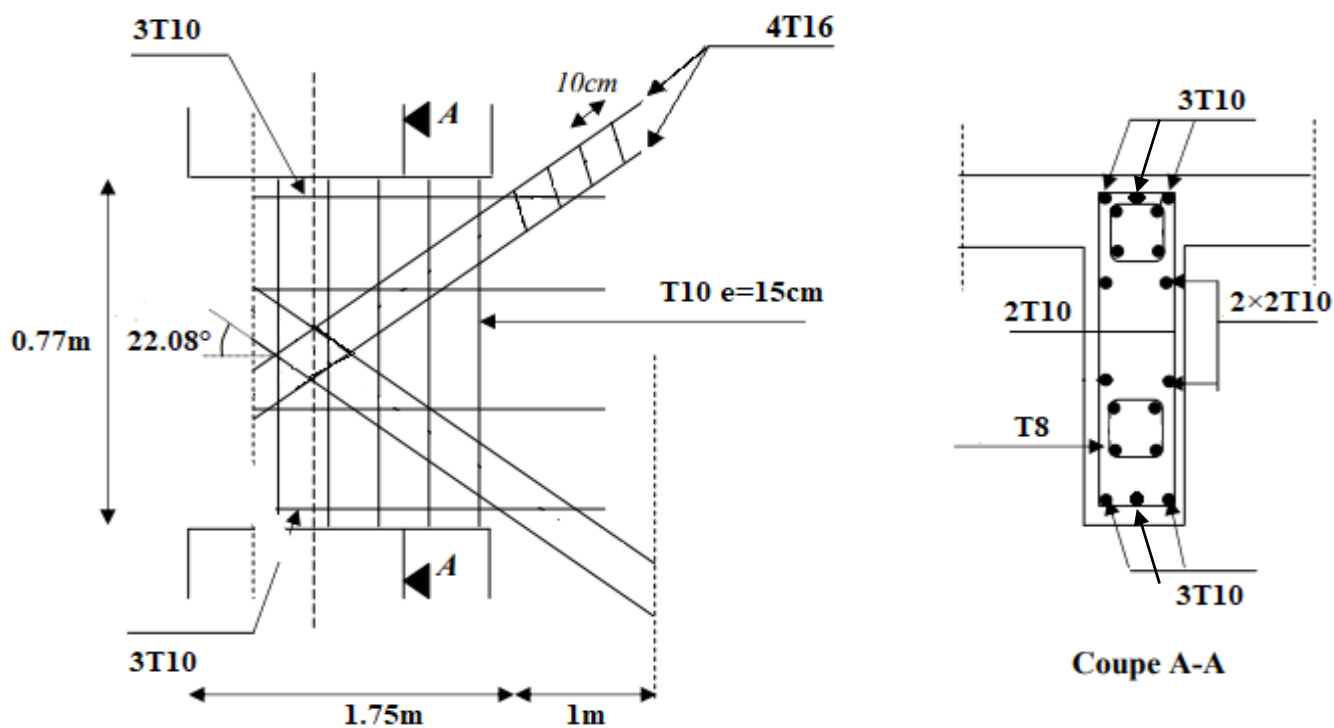


Figure IV.26 : dessin de ferrailage linteaux V2.

voile V'2 :

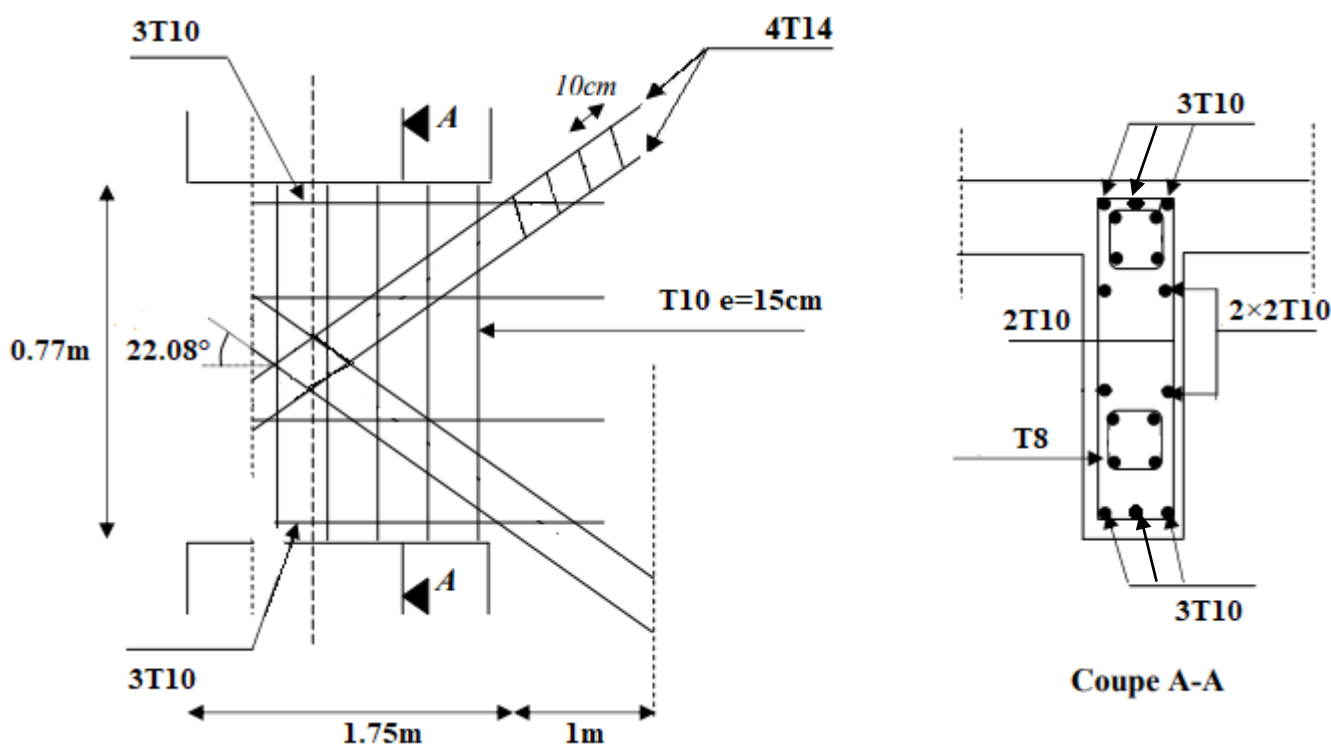


Figure IV.27 : dessin de ferrailage linteaux V'2.

---

***Chapitre V***  
***Etude de fondation***

---



## Chapitre V : Etude des fondations

### I. Introduction

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage. Donc elle constitue une partie importante de l'ouvrage.

### II. Calcul des fondations

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.

On a :

$$\Rightarrow \text{Si : } \frac{S_{néc}}{S_{bat}} \geq 50\% \quad \text{Alors la fondation est de type radier generale}$$

$$\Rightarrow \text{Si : } \frac{S_{néc}}{S_{bat}} \leq 50\% \quad \text{Alors la fondation est de type semelle filante}$$

- $S_{radier} = S_{bâtiment}$  plus un débord de 50cm pour chaque coté.

$$\text{Donc : } S_{bâtiment} = 396.33\text{m}^2$$

- $S_{néc} = \frac{N}{\sigma_{sol}}$

- Avec :

$$\sigma_{Sol} = 1.5\text{bars}$$

$$N = N_{Superstructure} + N_{1S.Sol}$$

$$N = 1.1 N_G + N_Q$$

$$1S.Sol = 1.1 \times 3884.99 + 990.83 = 5264.32 \text{ KN}$$

$$\text{Superstructure} = 1.1 \times 26390.18 + 4122.15 = 33151.35 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } S_{néc} = \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{5264.32 + 33151.35}{150} = 256.11\text{m}^2$$

$$\frac{S_{néc}}{S_{bat}} = \frac{256.11}{396.33} = 64.62\% > 50\%$$

Alors :

Compte tenu les charges appliquées sur notre fondation et le poids de la structure, nous avons constaté que le type de fondation superficielles approprié à notre bâtiment est un radier général.

La section nécessaire  $256.11\text{m}^2$  est inférieure à celle du bâtiment ( $396.33\text{m}^2$ ). Avec un débord de 0,5m de chaque côté, la surface totale du radier devient  $S_{radier} = S_{bâtiment} + S_{débord} = 441.92\text{m}^2$ .

## II.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 renversé (plus économique que pratique). l'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

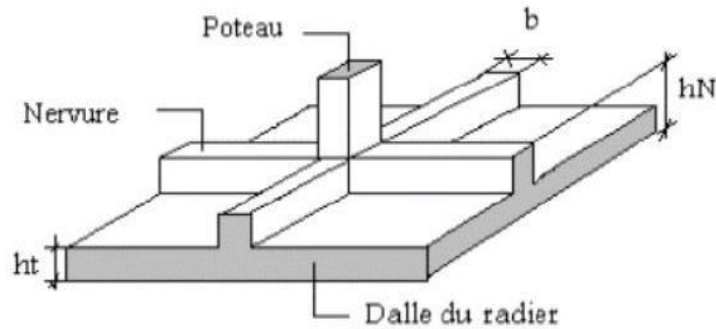


Figure V.1: Schéma du radier nervuré

## II.2 Pré-dimensionnement du radier

### II.2.1 Dalle

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

a- **Condition forfaitaire :**  $\frac{L_{max}}{25} \leq h1 \leq \frac{L_{max}}{20}$

avec:  $L_{max} = 4.8m$

- Donc :  $19.2cm \leq h1 \leq 24 cm$  On choisit  $h1 = 30cm$

b- **Condition de cisaillement :**

$$\tau = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\{0,1f_{c28} ; 4MPa\} = 3 MPa$$

Avec :  $T_u = \frac{q.L}{2}$  ;  $q = \frac{Nu \times 1ml}{S_{radier}}$

$Nu = Nu$  (superstructure)+ $Nu$  (sous-sol).

$Nu = 48540.95 kN$

$b = 1 m$  : Largeur de la semelle.

$L = 4.8m$  ;  $b = 1m$

$$\tau = \frac{qL}{2b.d} = \frac{Nu.L.1ml}{2.Sradier.b.d} = \frac{Nu.L.1ml}{2.Sradier.b.(0.9h)} \leq \overline{\tau_u}$$

$$h \geq \frac{Nu.L.1ml}{2.Sradier.b.(0.9\overline{\tau_u})} = 9.8\text{cm} \rightarrow h_2 \geq 9.8\text{cm}$$

**Conclusion :**

$$h \geq \text{Max}(h_1 ; h_2) = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend donc: } h = 30 \text{ cm.}$$

### II.3 Pré-dimensionnement des nervures

#### II.3.1 Largeur de la nervure

Condition de coffrage (largeur de la nervure)

$$a \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{480}{10} = 48\text{cm}$$

**On opte pour : a = 50cm**

#### II.3.2 La hauteur de la nervure

##### a- Condition de la flèche

La hauteur des nervures se calcule par la formule qui suit :

$$\frac{L_{max}}{15} < h_1 < \frac{L_{max}}{10} \quad \text{On a : } L_{max} = 4.8\text{m}$$

$$32\text{cm} < h_1 < 48\text{cm}$$

**Soit : h<sub>N1</sub> = 45cm**

##### b- Condition de raideur

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la largeur définie par

l'expression suivante :  $\frac{\pi}{2} l_e + a$

$$\text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

E : Module d'élasticité du béton.  $\rightarrow E = 20000 \text{ MPa}$

I : Inertie de la section du radier.

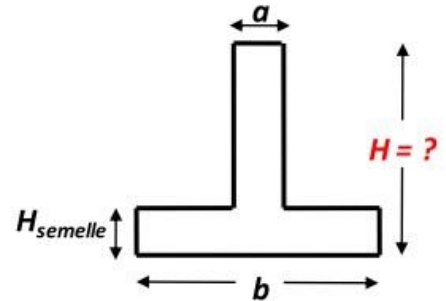
Largeur de la semelle :  $b = \frac{4.8+4}{2} = 4.4 \text{ m}$

K: Coefficient de raideur du sol ( $0,5\text{kg/cm}^3 \leq K \leq 12\text{kg/cm}^3$ ).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

K = 5MPa  $\rightarrow$  pour un très mauvais sol.

K = 40MPa  $\rightarrow$  pour un sol de densité moyenne .



$K = 120 \text{ MPa} \rightarrow$  pour un très bon sol.

Pour notre cas  $K = 40 \text{ MPa}$  (sol de densité moyenne).

**Procédure pratique pour fixer la hauteur de la nervure:**

Le concepteur peut choisir une inertie de la semelle telle que la condition entre-axe des poteaux  $\leq \frac{\pi}{2} l_e + a$  soit satisfaite

Et calculer la semelle comme une poutre continue soumise à la réaction du sol (avec une répartition linéaire des contraintes du sol).

$b = 4.4 \text{ m}$ ,  $h_{\text{semelle}} = 0.30 \text{ m}$ ,  $a = 0.5 \text{ m}$ , entre-axe des poteaux =  $4.8 \text{ m}$ .

*Tableau V.1. Hauteur de la nervure calculée par une procédure pratique.*

<b>Hauteur de nervure(m)</b>	0.8	1	1.1
<b>I (m<sup>4</sup>)</b>	0.0592	0.0934	0.1241
<b>L<sub>e</sub>(m)</b>	2.27	2.55	2.74
<b><math>\frac{\pi}{2} l_e + a</math></b>	4.06	4.50	4.80

- A partir du tableau précédent on déduit  $h_{N2} = 1.1 \text{ m}$

Conclusion :

$h_N \geq \text{Max} (h_{N1} ; h_{N2}) = 110 \text{ cm}$  On prend :  $h_N = 110 \text{ cm}$ .

**En résumé :**

- Epaisseur de la dalle du radier  $h = 30 \text{ cm}$

- Les dimensions de la nervure:

-  $b = 50 \text{ cm}$  ;  $h_N = 110 \text{ cm}$

**II.4 Caractéristiques Géométrique du Radier :**

*Tableau V.2. Caractéristiques géométriques du radier.*

<i>Position de centre de gravité (m)</i>		<i>Moment d'inertie (m<sup>4</sup>)</i>	
<i>X<sub>G</sub></i>	<i>Y<sub>G</sub></i>	<i>I<sub>xx</sub></i>	<i>I<sub>yy</sub></i>
13.78	7.77	9417.598	20659.493

**II.4.1 Vérifications nécessaires**

**II.4.1.1 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 (se trouvant au-dessus du débord).

$M_R$ : 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'ancrage de la structure.

**Sens x-x :**

$$M_0 = 42311,699 \text{ KN.m} ; V_0 = 2633,64 \text{ kN} ; h = 4.6\text{m} (h_{S.Sol} + h_N).$$

$$\text{Donc: } M_R = 54426.443 \text{ KN.m}$$

$$N = N_1 + N_2$$

$N_1$ : (Poids propre de la super structure et du sous-sol)+(charge d'exploitation de la structure).

$N_2$ : Poids propre du radier+poids propre de la nervure.

$$\text{On a: } N_{G1} = 35388.15 \text{ kN}$$

$$N_{G2} = 1.1[\rho_b.S.h + (\rho_b.L.h.b)] = 1.1[(25 \times 441.92 \times 0.30) + (25 \times 0.5 \times 0.8 \times 221.3)] = 6080.14 \text{ KN}$$

$$\text{Donc: } N = 41468.29 \text{ KN}$$

$$M_s = N.x_G = 571433.0362 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_S}{M_R} = 10.49 > 1.5 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

**Sens y-y**

$$M_0 = 42357,175 \text{ KN.m} ; V_0 = 2633,83 \text{ kN} ; h = 4.6\text{m} (h_{S.Sol} + h_N).$$

$$\text{Donc: } M_R = 54472.793 \text{ KN.m}$$

$$M_s = N.y_G = 322208.6133 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_S}{M_R} = 5.92 > 1.5 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- 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.

**II.4.1.2 Vérification des contraintes sous le radier**

Soit :  $\sigma_{sol}=1,5$  bars

Les contraintes du sol sont données par :

**a. Sollicitation du premier genre**

À l'ELS :  $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{41468.29}{441.92} = 93.84 \text{ KN/m}^2$

$\sigma_{ser} = 93.84 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 150 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots$  Vérifiée

**b. Sollicitation du second genre**

On doit vérifier les contraintes sous le radier ( $\sigma_1 ; \sigma_2$ )

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{radier}} \pm \frac{M_r}{I} X_{max}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{radier}} \pm \frac{M_r}{I} Y_{max}$$

On vérifie que :

$\sigma_1$ : Ne doit pas dépasser  $1.5\sigma_{sol}$ .

$\sigma_2$ : Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.

$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$  Reste toujours inférieur à  $1,33\sigma_{sol}$ .

• **ELU**

$N_u = 56749.1385 \text{ kN}$

$\sigma_{sol} = 150 \text{ kN/m}^2$

**Tableau V.3 : Contraintes sous le radier à l'ELU.**

	$\sigma_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$ (kN/m <sup>2</sup> )
Sens x-x	208.05	48.77	168.23
Sens y-y	148.89	107.93	138.65
Vérification	$\sigma_{1max} < 1.5 \sigma_{sol} = 225$	$\sigma_{2min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1.33\sigma_{sol} = 199.5$

• **ELS**

$N_{ser} = 41468.29 \text{ kN}$

$\sigma_{sol} = 150 \text{ kN/m}^2$

**Tableau V.4 : Contraintes sous le radier à l'ELS.**

	$\sigma_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$ (kN/m <sup>2</sup> )
Sens x-x	173.48	14.2	133.66
Sens y-y	114.32	73.36	104.08
Vérification	$\sigma_{1\max} < 1.5 \sigma_{sol} = 225$	$\sigma_{2\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1.33\sigma_{sol} = 199.5$

**Conclusion :**

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

**c. Détermination des sollicitations les plus défavorables**

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

**ELU :**  $\sigma_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 168.23 \text{ KN/m}^2$

**ELS :**  $\sigma_{ser} = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 133.66 \text{ KN/m}^2$

**II.4.1.3 Ferrailage du radier**

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

**1- Ferrailage de la dalle**

**a- 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:

$M_x = \mu_x q L_x^2$  .....sens de la petite portée.

$M_y = \mu_y M_x$  .....sens de la grande portée.

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastres aux niveaux des appuis, d'ou on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

**Panneau de rive:**

- Moment en travée:  $\begin{cases} M_{tx}=0.85M_x \\ M_{ty}=0.85M_y \end{cases}$

- Moment sur appuis:  $\begin{cases} M_{ax}=M_{ay}=0.3M_x & (\text{appui de rive}) \\ M_{ax}=M_{ay}=0.5M_x & (\text{autre appui}) \end{cases}$

**Panneau intermédiaire :**

- Moment en travée:  $\begin{cases} M_{tx}=0.75M_x \\ M_{ty}=0.75M_y \end{cases}$
- Moment sur appuis:  $M_{ax}=M_{ay}=0.5M_x$
- Si  $\frac{L_x}{L_y} < 0.4 \Rightarrow$  La dalle travaille dans un seul sens.
- Moment en travée:  $M_t=0.85M_0$
- Moment sur appuis:  $M_a=0.5M_0$

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

➤ **Valeur de la pression sous radier :**

**ELU :**

$q_u = q_m^u \cdot 1m = 168.23 \text{ KN/m}$

**ELS :**

$q_{ser} = q_m^{ser} \cdot 1m = 133.66 \text{ KN/m}$

➤ **Moment en travée et sur appuis à l'ELU (v=0) :**

On a le rapport des panneaux  $0.4 < \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.35}{4.8} = 0.90 < 1 \rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau V.5 : Calcul des moments à l'ELU.**

$L_x(m)$	$L_y(m)$	$L_x/L_y$	$\mu_x$	$\mu_y$	$q_u(kN/m)$	$M_x(kNm)$	$M_{tx}(kNm)$	$M_y(kNm)$	$M_{ty}(kNm)$	$M_a(kNm)$
4.35	4.8	0.90	0.0456	0.7834	168.23	145.16	108.87	113.71	85.28	72.58



➤ **Moment en travée et sur appuis à l'ELS (v=0,2) :**

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant.

**Tableau V.6 : Calcul des moments à l'ELS.**

$L_x(m)$	$L_y(m)$	$L_x/L_y$	$\mu_x$	$\mu_y$	$q_{ser}(kN/m)$	$M_x(kNm)$	$M_{tx}(kNm)$	$M_y(kNm)$	$M_{ty}(kNm)$	$M_a(kNm)$
4.35	4.8	0.90	0.0528	0.8502	133.66	133.54	100.15	113.54	85.15	66.77

**b- Calcul du ferrailage**

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:  $f_{c28}=30MPa$  ;  $f_{t28}=2.4MPa$  ;

$\sigma_{bc}=17MPa$  ;  $f_e=500MPa$  ;  $\sigma_s=435MPa$  ;  $b=100cm$  ;  $h=30cm$  ;  $d=0,9 h=27cm$

- **Section minimale :**

**Sens y-y :**  $0,08\% b.h= 2.4 cm^2$ .

**Sens x-x :**  $A_{s\ min}=1,2.( A_{min\ suivant\ y-y})=2.88 cm^2$ .

**Tableau V.7 : Ferrailage des Panneaux du Radier.**

	Sens	$M_u(KN.m)$	$A_{scal}(cm^2)$	$A_{smin}(cm^2)$	Choix	$A_{sadb}(cm^2)$
<b>Travée</b>	<b>x-x</b>	108.87	9,74	2.88	5T16	10.05
	<b>y-y</b>	85.28	7,54	2.4	5T14	7.70
<b>Appui</b>	<b>x-x y-y</b>	72.58	6,38	2.88	6T12	6.79

- **Espacement:**

**En travée :**

**Sens x-x :**

$Esp \leq \text{Min}(3h ; 33cm) \rightarrow St \leq \text{Min}(90cm ; 33cm) = 33cm.$

$St = \frac{100}{5} = 20\ cm < 33cm$                       Soit :  $St = 20cm$

**Sens y-y :**

$Esp \leq \text{Min}(4h ; 40cm) \rightarrow St \leq \text{Min}(120cm ; 40cm) = 40cm.$

$St = \frac{100}{5} = 20\ cm < 40cm$                       Soit :  $St = 20cm$

**Aux Appuis :**

$$St = \frac{100}{6} = 16.66 \text{ cm} < 33\text{cm} \quad \text{Soit : } St = 15\text{cm}$$

**c- Vérifications nécessaires**

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0.23bd\left(\frac{f_{t28}}{f_e}\right) = 2.98\text{cm}^2 < 6.79 \text{ cm}^2$$

- **Vérification des contraintes à l'ELS**

**Tableau V.8 : Vérification des contraintes dans la dalle de radier.**

	Sens	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
Travée	x-x	100.15	10.05	9,4	18	406	250
	y-y	85.15	7.70	9,12	18	446,9	250
Appui	x-x y-y	66.77	6.79	7,61	18	395,8	250

Les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section d'armature.

**d- Redimensionnement de la section d'armature :**

**Tableau V.9 : Redimensionnement des armatures dans la dalle du radier.**

	Sens	A <sub>sadopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>smin</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>sadp</sub> (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
Travée	x-x	10.05	2.98	11T14	16,93	9
	y-y	7.70	2.98	7T16	14,07	14
Appui	x-x y-y	6.79	2.98	10T12	11,31	10

**Tableau V.10 : Vérification des contraintes après augmentation des sections d'armatures.**

	Sens	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	OBS
Travée	x-x	100.15	16,93	7,2	18	244,7	250	Vérifier
	y-y	85.15	14,07	6,74	18	249	250	Vérifier
Appui	x-x	66.77	11,31	5,91	18	241,4	250	Vérifier
	y-y							

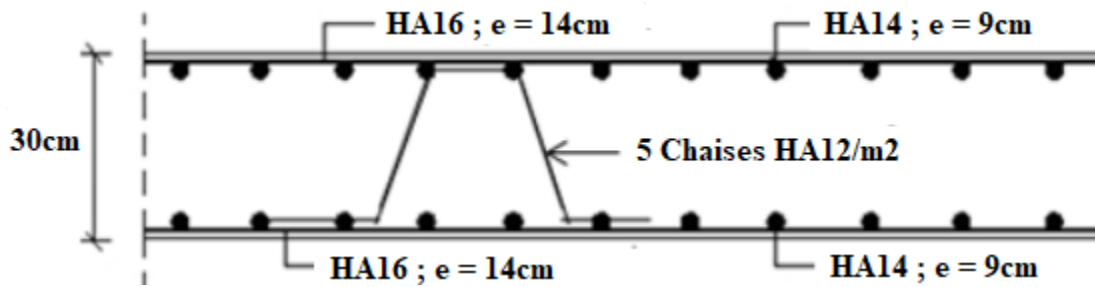


Figure V.2 : Ferrailage de la Dalle du Radier en travée

2- Ferrailage des nervures

a- Calcul des efforts

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire.

$$\text{On a : } M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

En travée :  $M_t = 0.75M_0$

Sur appuis :  $M_t = 0.50M_0$

b- Calcul des armatures longitudinales

$b = 50\text{cm}$  ;  $h = 110\text{cm}$  ;  $d = 99\text{cm}$

• Sens porteur (y-y) :

$L = 4.8\text{m}$  ;  $q_u = 168.23 \text{ kN/ml}$

Tableau V.11 : Ferrailage des nervures (sens porteur).

	M <sub>u</sub> (kNm)	A <sub>scal</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>Sadp</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée	363.38	7,93	4T16	8.04
Appuis	242.25	5,25	4T14	6.16

• Sens non porteur (x-x) :

L=4.35m ;  $q_u=168.23$  kN/ml

**Tableau V.12 : Ferrailage des nervures (sens non porteur).**

	$M_u$ (kNm)	$A_{scal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_{S_{adp}}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	298.44	6,49	2T16+2T14	7.10
<b>Appuis</b>	198.95	4,3	4T12	4.52

**c- Vérifications nécessaires**

- Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23bd\left(\frac{f_{t28}}{f_e}\right) = 5.46\text{cm}^2 > (4.52)\text{cm}^2$$

- 5.46cm<sup>2</sup> → Choix 4T14 →  $A_{S_{adp}} = 6.16$  cm<sup>2</sup>

- **Vérification des contraintes à l'ELS**

$q_{ser}=133.66$  kN/ml

**Tableau V.13 : Vérification des contraintes dans les nervures**

	Sens	$M_{ser}$ (kNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	237.11	7.10	4,33	18	326,9	250	x
	y-y	288.70	8.04	4,95	18	352,2	250	x
Appuis	x-x	158.07	6.16	3,1	18	250,6	250	x
	y-y	192.47	6.16	3,77	18	305,2	250	x

Les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section d'armature.

**Redimensionnement de la section d'armature :**

**Tableau V.14 : Redimensionnement des Armatures dans les nervures**

	Sens	$A_{S_{choix}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{S_{min}}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_{S_{adp}}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	x-x	7.10	6.16	4T16+2T12	10.30
	y-y	8.04	6.16	8T14	12,32
<b>Appui</b>	x-x	6.16	6.16	6T12	6.79
	y-y	6.16	6.16	4T16	8,04

Tableau V.15 : Vérification des contraintes après augmentation des sections d'acier.

	Sens	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	237.11	10.30	3,59	18	226,7	250	Vérifier
	y-y	288.70	12,32	3,98	18	231,4	250	Vérifier
Appuis	x-x	158.07	6.79	2,95	18	227,7	250	Vérifier
	y-y	192.47	8,04	3,3	18	234,8	250	Vérifier

- Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que :  $\bar{\tau}_u = \text{Min} \{0,1 \times f_{c28} ; 4\text{MPa}\} = 3\text{MPa}$  (Fissuration préjudiciable).

Avec :  $\tau_u = \frac{Tu}{b \times d}$

$Tu = \frac{PL}{2} = \frac{168.23 \times (4.8)}{2} = 403.75\text{KN}$

$\tau_u = \frac{403.75 \times 10^3}{500 \times 990} = 0.82\text{MPa} < 3\text{MPa} \dots \dots \dots$  Vérifiée

d-Calcul des armatures transversales :

- Selon BAEL :

$\frac{At}{b_0 St} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tjK}}{0.8 f_e} \quad K=1$

$St \geq \text{Min}(0.9d ; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$

$\frac{At f_e}{b_0 St} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2} ; 0.4\text{MPa}\right) = 0.41\text{MPa}$

- Selon RPA :

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

Avec :

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

Ø<sub>l</sub> : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

Ø<sub>l</sub> ≤ Min (3.14cm ; 1,2cm ; 5cm) = 1,2cm

Ø<sub>l</sub> ≤ 1,2cm

- Donc :
- $\frac{At}{St} \geq 0.15cm$
- $St \leq 14.4cm$ .....Zone nodale
- $St \leq 55cm$ ..... Zone courante

**Avec :**

$f_c=500MPa$  ;  $f_{t28}=2.4MPa$  ;  $b=50cm$  ;  $d=99cm$

On trouve :

$S_t=10cm$ .....Zone nodale.

$S_t=25cm$ .....Zone courante.

$A_t \geq 3.75 cm^2$

On prend :  $4T12= 4.52cm^2$

**- Armatures de peau :**

Pour les poutres des grandes hauteurs il ya lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration. En effet, on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures. Pour ces armatures les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisse.

Quel que soit le type de bâtiment, il faut prévoir des armatures de peau dès que l'on dépasse une hauteur de 60 cm.

- 60/80 de hauteur 2 armatures de peau
- 80/120 de hauteur 4 armatures de peau
- 120/150 de hauteur 6 armatures de peau

Pour notre cas on a :  $(50 \times 110)cm^2$

Donc :  $2 \times 2T12= 4.52cm^2$

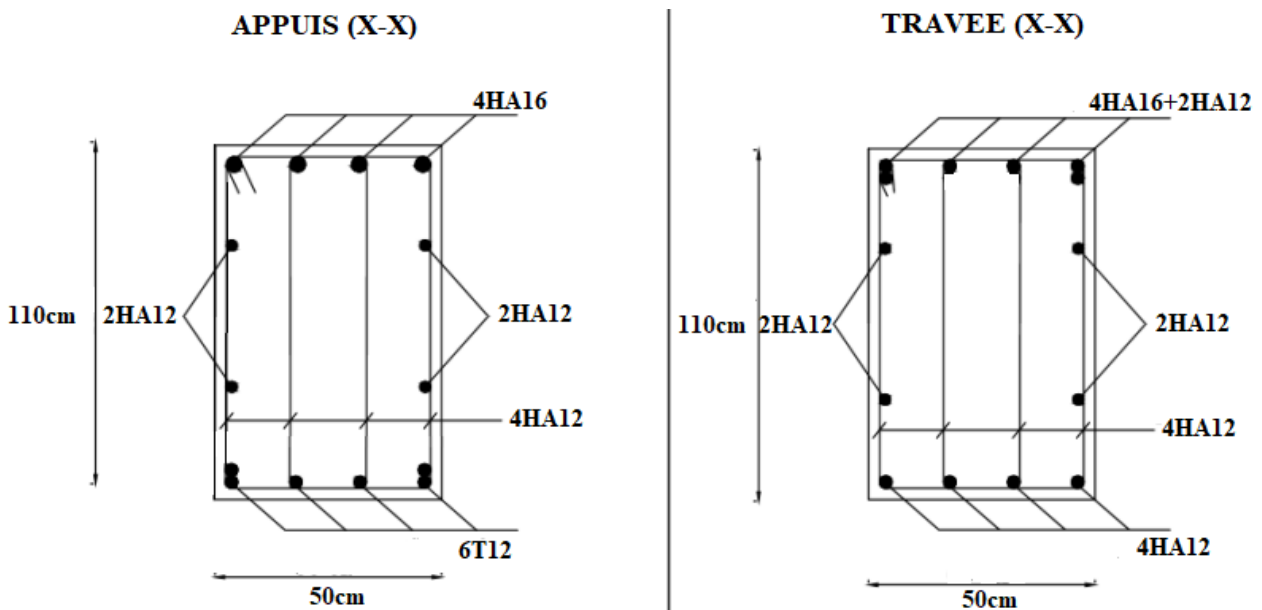


Figure V.3. Ferrailage des nervures du sens non porteur (x-x).

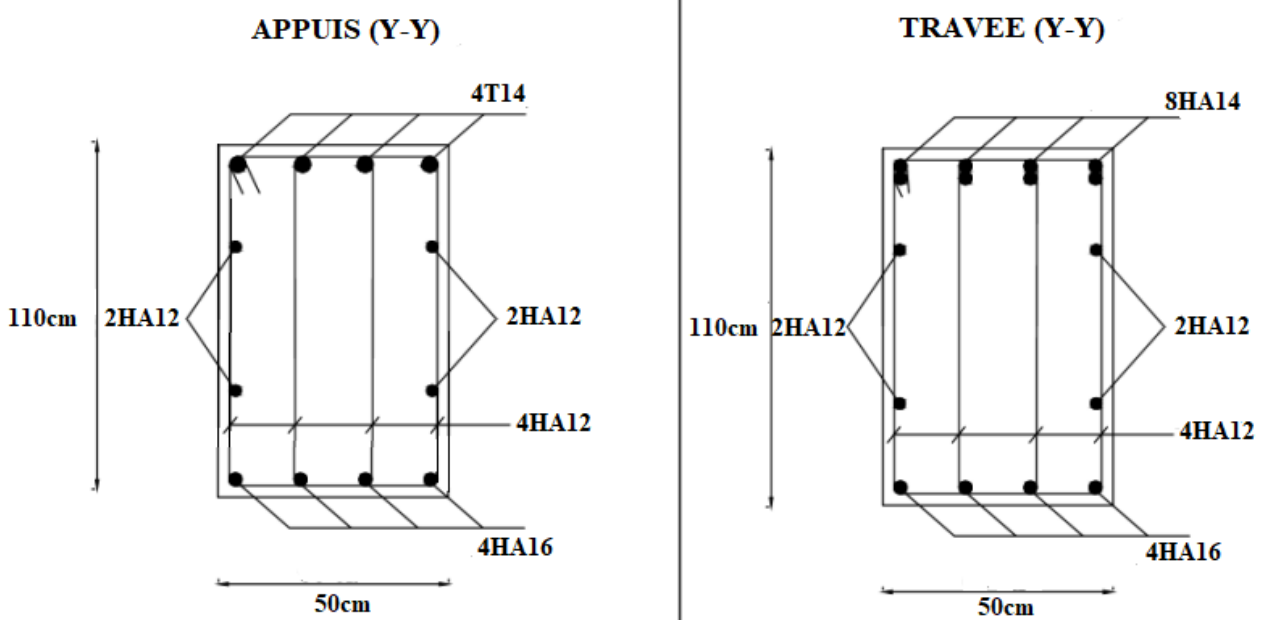


Figure V.4. Ferrailage des nervures du sens porteur (y-y)

### 3- Ferrailage du Débord :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur  $L=0,5m$ , le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de 1m à l'ELU en flexion simple.

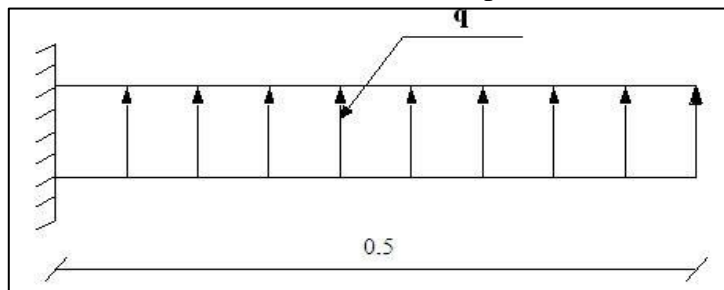


Figure V.5 : Schéma statique des débords.

#### - Calcul de ferrailage :

$q_u=168.23KN/ml$ ,  $b=100cm$ ,  $L=0,5m$ ,  $h=30cm$ ,  $f_{c28}=30MPa$ ,  $f_{bc}=17MPa$ .

$$M_u = \frac{qul^2}{2} = 21.03KN.m$$

$$A_s = 1,807cm^2$$

#### - Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23bd \left( \frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 2.98cm^2 > 1,807cm^2$$

**Choix : 4T10 = 3.14 cm<sup>2</sup> > A<sub>min</sub> ; esp=25cm.**

#### - Armature de répartition :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \rightarrow 0.785cm^2 \leq A_r \leq 1.57cm^2$$

**On prend 4T8 = 2.01cm<sup>2</sup> ; S<sub>t</sub>=25 cm**

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

$q_{ser} = 133.66 \text{ kN/ml}$

$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{2} = 16.70 \text{ kN.m}$

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$

Fissuration préjudiciable :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min}(\frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0.5 f_e ; 110 \sqrt{n f t 28})) = 250 \text{ MPa}$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant:

Tableau V.16 : Vérifications des Contraintes du Béton et d'Acier dans le débord.

M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
16.70	3.14	2,76	18	209,3	250	Vérifier

- **Vérification de la flèche :**

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

On doit vérifier que :

-  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} = \frac{30}{50} = 0.6 > 0.0625 \dots \checkmark$   
 -  $\frac{A_s}{b.d} < \frac{4.2}{f_e} = \frac{3.14}{100 \times 27} = 0.00116 < 0.0084 \dots \checkmark$   
 -  $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} = 0.6 > 0.4 \dots \checkmark$

Les trois conditions sont satisfaites, nous sommes donc dispensés pour l'évaluation de la flèche .

- **Effort tranchant :**

On doit vérifier que :  $\tau \leq \bar{\tau}_u$

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

$\tau = \frac{T_{umax}}{b.d} = \frac{403.75 \times 10^3}{10^3 \times 270} = 1.49 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$

$\tau_u = 1.49 \text{ MPa} < 3 \text{ MPa}$  vérifiée.

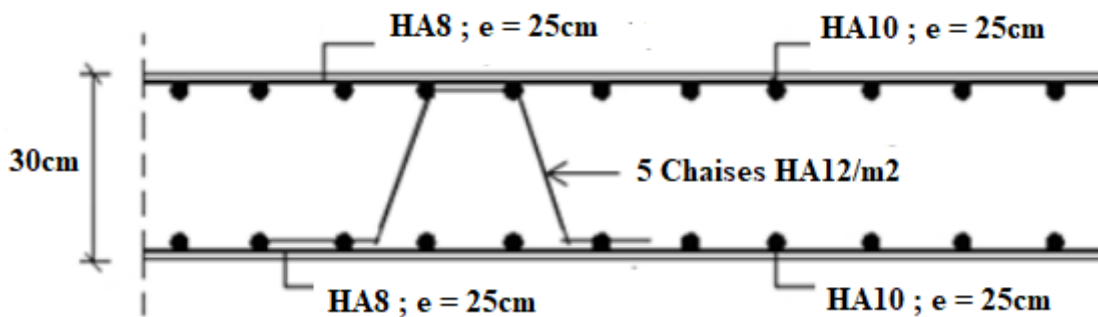


Figure V.6 : Ferrailage de la dalle du débord.

III. ETUDE DU VOILE PÉRIPHÉRIQUE



### III.1 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.

- Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous : Epaisseur  $e \geq 15\text{cm}$ 
  - Les armatures sont constituées de deux nappes.
  - Le pourcentage minimum des armatures est de  $0,1\%B$  dans les deux sens (horizontal et vertical).
  - Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
  - La longueur de recouvrement est de  $50\varnothing$  avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec :  $B$  : Section du voile.

### III.2 Évaluation des Charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$$L_y = 4.8\text{m} ; L_x = 3.10\text{m}.$$

Les charges et surcharges sont uniformément réparties sur une bande de 1m se situant à la base du voile (cas le plus défavorable).

La résultante  $P_G$  des poussées unitaires, sur la hauteur «  $L$  » de l'écran, s'applique au tiers inférieur du parement avec l'inclinaison  $\delta$  et l'intensité :

$$P_G = k_a \times \gamma \times \frac{L^2}{2}$$

Dans notre cas :

<ul style="list-style-type: none"> <li>· <math>\beta = 0.</math></li> <li>· <math>\lambda = 0.</math></li> <li>· <math>\varphi = 32.23^\circ.</math></li> <li>· <math>\delta = 2\varphi/3.</math></li> <li>· <math>\gamma = 11.34 \text{ KN/m}^3.</math></li> <li>· <math>L = 3.10 \text{ m}.</math></li> </ul>	}		$K_a^\gamma = 0,3$
---	---	--	--------------------

$$L = 3.50 - 0.4 = 3.10\text{m}$$

$$P = 16.35\text{KN/ml}$$

$P_u = 22.07 \text{ KN/ml}$

**III.3 Effort dans la dalle :**

On au rapport des panneaux  $0.4 < \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.1}{4.8} = 0.65 < 1 \rightarrow$  la dalle travaille dans les deux

sens.  $\mu_x = 0.0751 \mu_y = 0.3613$

$M_x = \mu_x q L_x^2$ .....sens de la petite portée.

$M_y = \mu_y M_x$ ..... sens de la grande portée.

Panneau intermédiaire :

Moment en travée:  $\begin{cases} M_{tx} = 0.75 M_x \\ M_{ty} = 0.75 M_y \end{cases}$

Moment sur appuis:  $M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x$

**Tableau V.17 : Calcul des moments à l'ELU.**

$L_x(m)$	$L_y(m)$	$L_x/L_y$	$\mu_x$	$\mu_y$	$q_u(kN/m)$	$M_x(KN.m)$	$M_{tx}(Kn.m)$	$M_y(Kn.m)$	$M_{ty}(Kn.m)$	$M_a(Kn.m)$
3.10	4.8	0.65	0.0751	0.3613	22.07	15.93	11.95	5.76	4.32	7.97

**III.3 Calcul du Ferrailage :**

$b = 100\text{cm} ; h = 20\text{cm} ; d = 18\text{cm} ; f_{bc} = 17\text{MPa}$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau V.18 Ferrailage du Voile Périphérique**

	Sens	$M_u$ (kNm)	$A_{Scal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_{Sadp}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{cnf}$ (cm <sup>2</sup> )	Esp (cm)
Travée	x-x	11.95	1,54	4T10	3.14	1.41	25
	y-y	4.32	0,55	4T10	3.14	1.2	25
Appuis	x-x y-y	7.97	1,03	4T10	3.14	1.41	25

**III.5 Vérification nécessaire**

- **Condition de Non Fragilité**

Pour les dalles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est compté entre 12 et 30cm ( $12 \leq h \leq 30$ ) (cm).

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min} = \rho_0 \left[ 3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0 = 0,0006$  pour les barres FeE500

$$A_x^{\min} = 0.0006 \times \left( 3 - \frac{310}{480} \right) \times \left( \frac{100 \times 20}{2} \right) = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0.0006 \times 100 \times 20 = 1.2 \text{ cm}^2$$

**Remarque :**

$$A_{\text{CNF}} = 1.41 \text{ cm}^2 < A_s^{\text{adp}}$$

**-Vérification de l'Effort Tranchant :**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u^{\text{Max}}}{b \times d} < \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 29.85 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 22.8 \text{ KN}$$

$$T_u = \text{Max}(T_x ; T_y) = 29.85 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{29.85 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.166 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.5 \text{ MPa}$$

**- Vérification à l'ELS :**

**a- Evaluation des sollicitations à l'ELS :**

**Tableau V.19 : Calcul des moments à l'ELU.**

$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$L_x/L_y$	$\mu_x$	$\mu_y$	$q_u$ (kN/m)	$M_x$ (Kn.m)	$M_{tx}$ (Kn.m)	$M_y$ (Kn.m)	$M_{ty}$ (Kn.m)	$M_a$ (Kn.m)
3.10	4.8	0.65	0.0805	0.5235	16.35	12.65	9.49	6.62	4.97	6.32

**b- Vérification des contraintes**

Il faut vérifier que:  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

**Tableau V.20 : Vérification des Contraintes à l'ELS du voile périphérique**

Sens	$M_{\text{ser}}$ (kNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)

Travée	x-x	9.49	3.14	3,1	18	186,1	250
	y-y	4.97	3.14	1,62	18	97,5	250
Appui	x-x	6.32	3.14	2,07	18	124	250
	y-y						

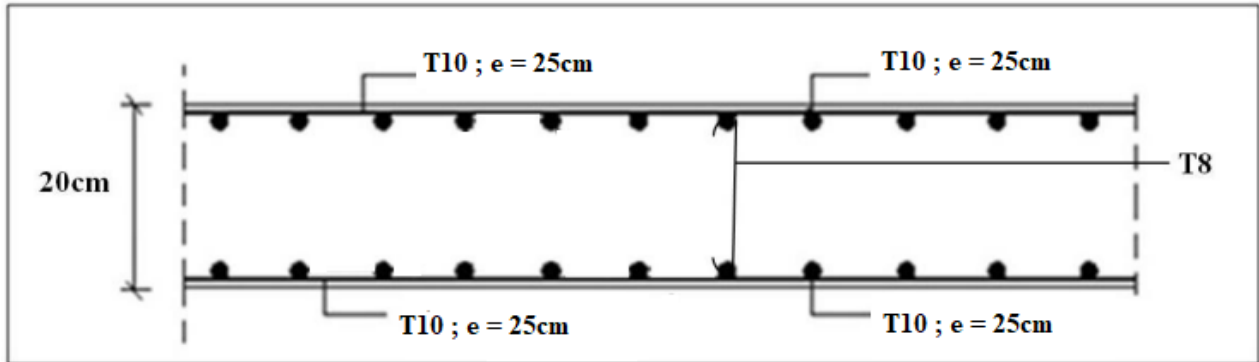


Figure V.7 : Ferrailage du voile périphérique.

### **Conclusion :**

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes les connaissances que nous avons acquises durant le cycle de formation de master et en particulier de comprendre et apprendre à maîtriser le dimensionnement et le ferrailage d'une structure en béton armée selon RPA , CBA93 et BAEL en zone sismique, Les principales conclusions tirées de ce travail sont résumé dans les points suivants :

- L'étape la plus importante dans un projet implanté en zone sismique est certainement son étude dynamique, en effet, ce sont les éléments de contreventement conçus dans cette étape qui seront ferrailés dans les étapes qui suivent l'étude dynamique et de même pour les dimensions et le ferrailage des éléments de la fondation.
- Une investigation de l'utilisation des matériaux légers et leur impact sur l'analyse modale et sismique a permis de dire que les matériaux légers impliquant des forces d'inertie Moindre et donc des déplacements latéraux (sous séisme) plus petits en comparaison a ceux de la même structure en matériaux lourds ce qui implique que l'utilisation des matériaux légers assure une économie et une structure parasismique a moindre côte.
- La suppression des voiles de Contreventement sur les deux derniers niveaux, a donné un modèle de structure qui a vérifié Toute les critères de sécurité imposée par le règlement parasismique algérienne ce qui confirmait que les voiles de contreventement ne sont pas nécessaires dans les étages supérieurs et donc seuls les portiques suffisent (dans les étages supérieurs) de plus, nous avons constaté aucune augmentation particulière dans le ferrailage des poutres des 03 derniers planchers.

## Bibliographie

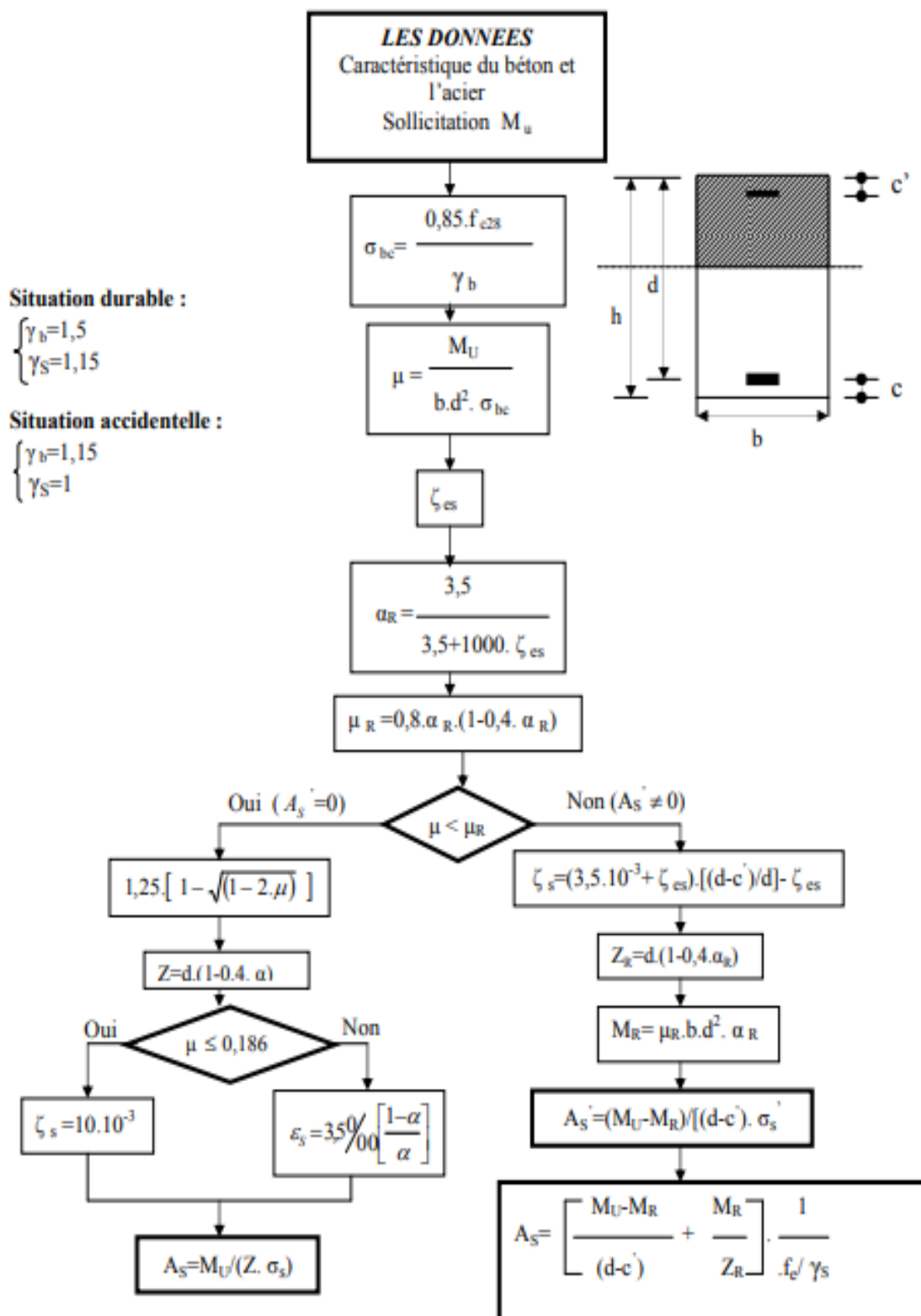
- [1] D.T.R « Règles Parasismiques Algériennes 99 version 2003 ».
- [2] VICTORE DAVIDOVICI, « Formulaire du béton armé : volume 1 ».
- [3] D.T.R « BAEL 91 Modifié ».
- [4] DTR B.C 2.2 « Charges permanentes et charges d'exploitation ».
- [5] DTR « C.B.A.93 ».
- [6] DTR-BC-2.42. « Règles de conception et de calcul des parois et murs en béton banché ».

### ❖ Mémoires de fin d'étude

- RAHAL Mossab TAMAOUCHT Rachid 2020/2021 " CONCEPTION ET CALCUL PARASISMIQUE D'UN BATIMENT R+9 EN BETON ARME AVEC INVESTIGATION SUR LA CAPACITE PORTANTE" UINVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA1.
  - BENAÏSSA Benaïssa MOHAMED Bedrani 2012/2013 " Conception et Calcul Parasismique d'Une Structure Sous-Sol+ RDC+9étage Contreventé par des Voiles et Portique en Béton Armé" UINVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA1.
  - LAMARI ANIS SAHKI ABDERRAOUF 2021/2022 " Conception et Calcul Parasismique d'Un Bâtiment en Rez-De-Chaussée + 8 étage + Sous-sol Contreventé par des Portiques et des Voiles en Béton Armé" UINVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA1.
  - SADI CHERIF IKRAM IAICHE ACHOUR SIHEM 2021/2022 " Conception Et Calcul Parasismique d'Un Bâtiment En Rez de chaussé+7+2 Sous sol Contreventé par des Voiles et des Portiques en Béton Armée " UINVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA1.
  - EL FERTAS Selma MAHIEDDINE Chahinez 2019/2020 " ETUDE COMPARATIVE D'UN BATIMENT EN R+7+SS AVEC DEUX DIFFERENTS TYPES DE CLOISONS ET D'ENTREVOUS " UINVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA1.
  - ALLAGU Abderrahim 2012/2013 " Conception et Calcul Parasismique d'Une Structure 2 Sous-Sol+ RDC+8 étages Contreventé par des Voiles et Portique en Béton Armé " UINVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA1.
- **Logiciels utilisés :**
    - ETABS 9.7.4.
    - AOTOCAD 20.
    - SOCOTEC.

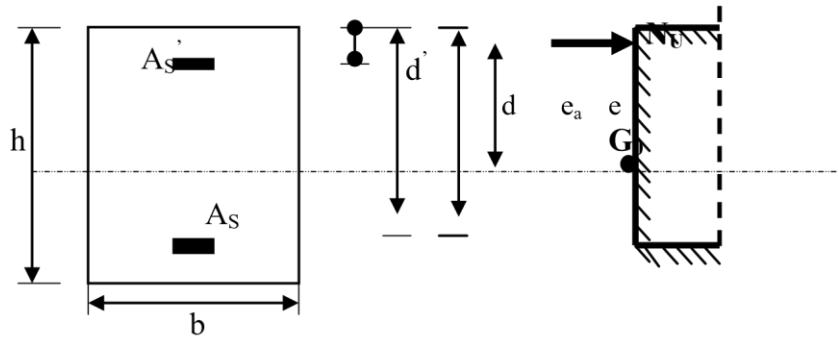
## ORGANIGRAMME -I-

### *SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE*



## ORGANIGRAMME -II-

### *CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE*



**LES DONNEES**  
 $B, h, d, \sigma_{bc}, e, N_U, M_U$

$$N_U = M_U / e$$

$$\psi_1 = \frac{N_U}{b \cdot h \cdot \sigma_{bc}}$$

Oui Non

$\psi_1 \leq 0,81$

**Calculer  $E_{NC} = f(\psi_1)$**

$$\chi = \frac{0,5 \left( \frac{d^4}{h} \right) - \left[ \frac{(d - d') \cdot N_U - M_U}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}} \right]}{\left( \frac{6}{7} \right) - \left( \frac{d'}{h} \right)}$$

Oui Non Non Oui

$e \leq e_{NC}$

$\chi \leq 0,19$

Section entièrement comprimée **E.L.U**  
 Non atteint % minimal d'armatures  $A=4 \text{ cm}^2/\text{ml}$  de parement  
 $0,2\% \leq A/B \leq 5\%$

Section partiellement comprimée **E.L.U**  
 Pouvant ne pas être atteint si passage ...

Section entièrement comprimée **PIVOT C**

Oui Non

$X > 0$

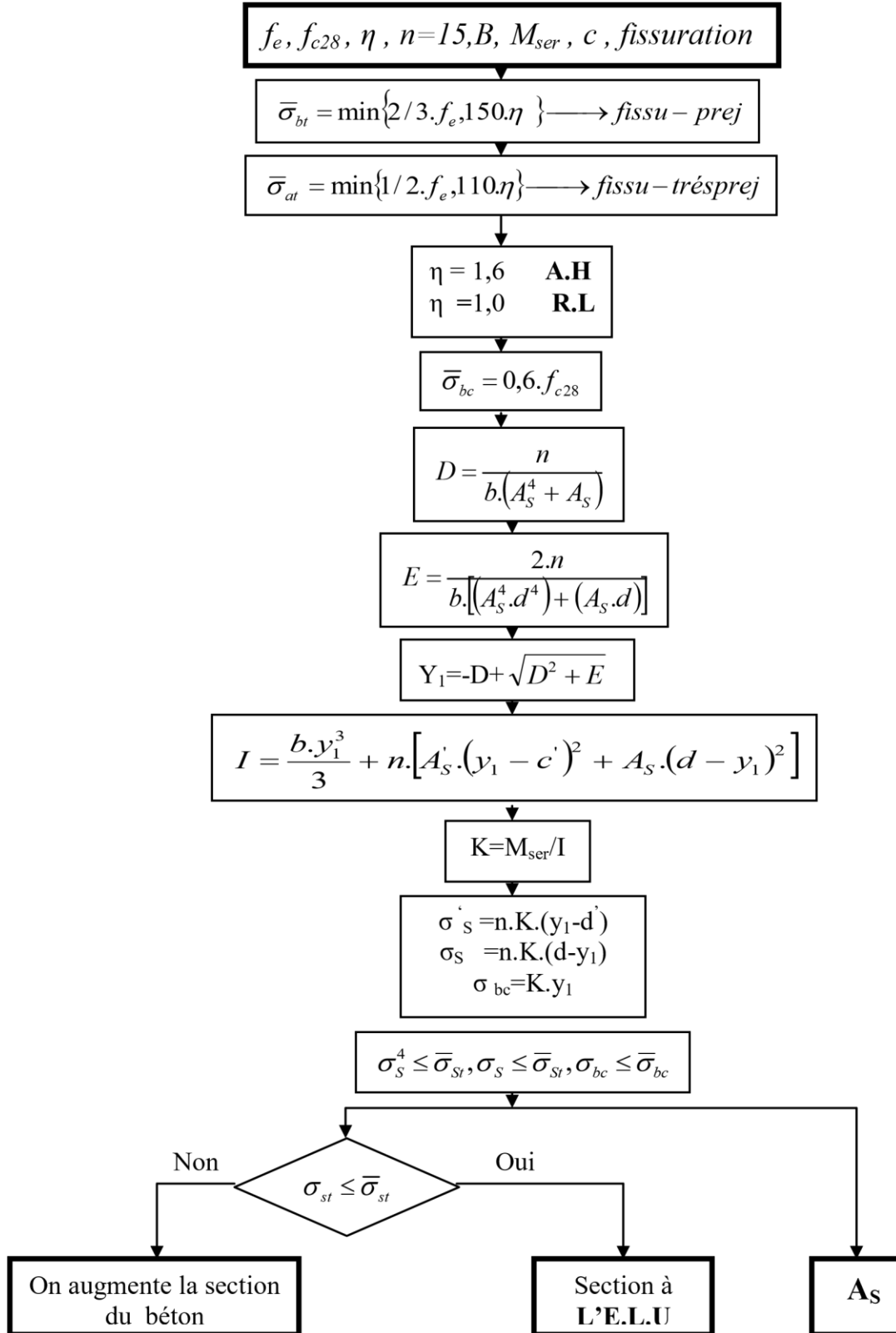
$A_S = 0$   
 $A_S = 0$

$A_S \neq 0$   
 $A_S \neq 0$

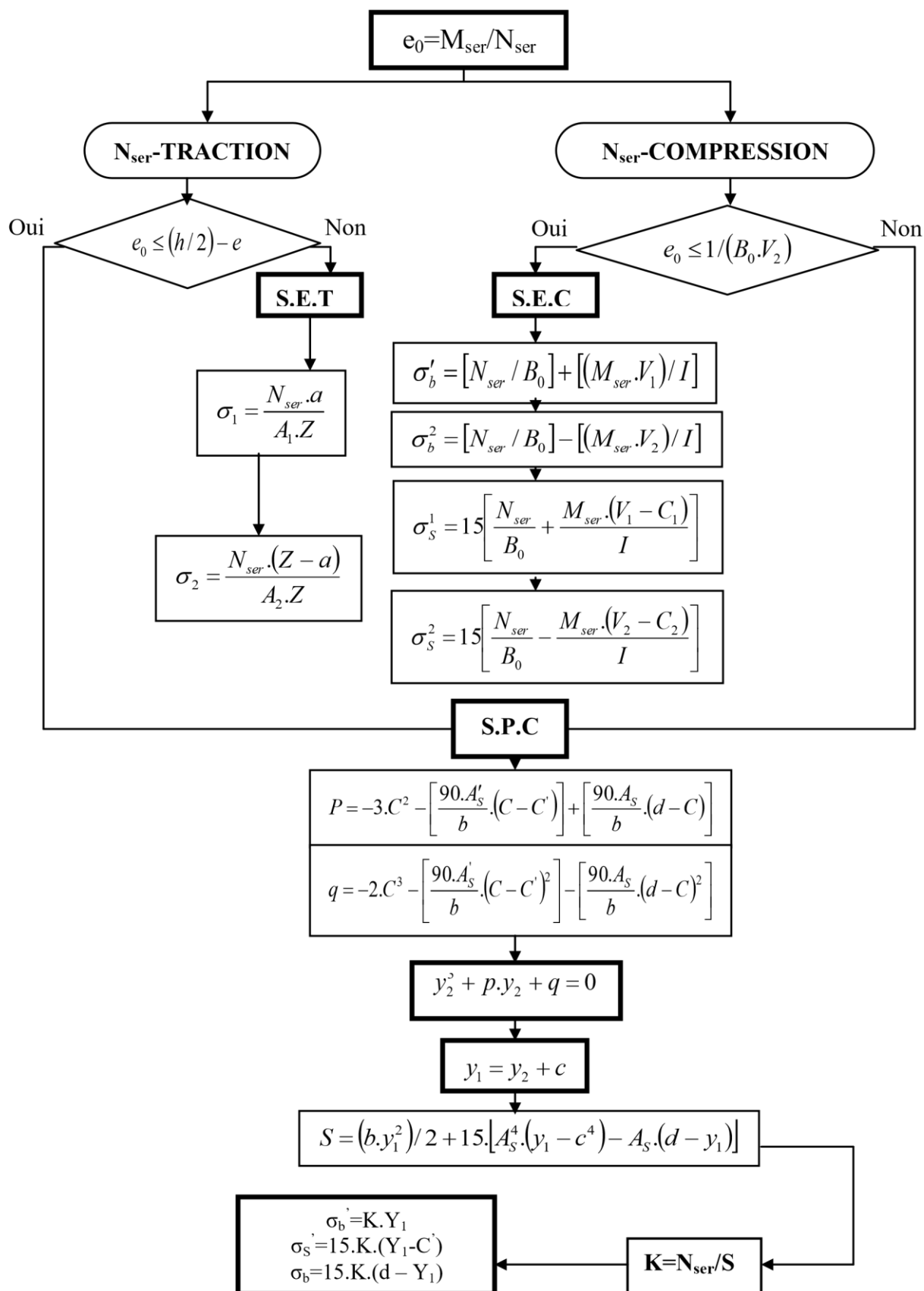


### ORGANIGRAMME -III-

#### *VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S*

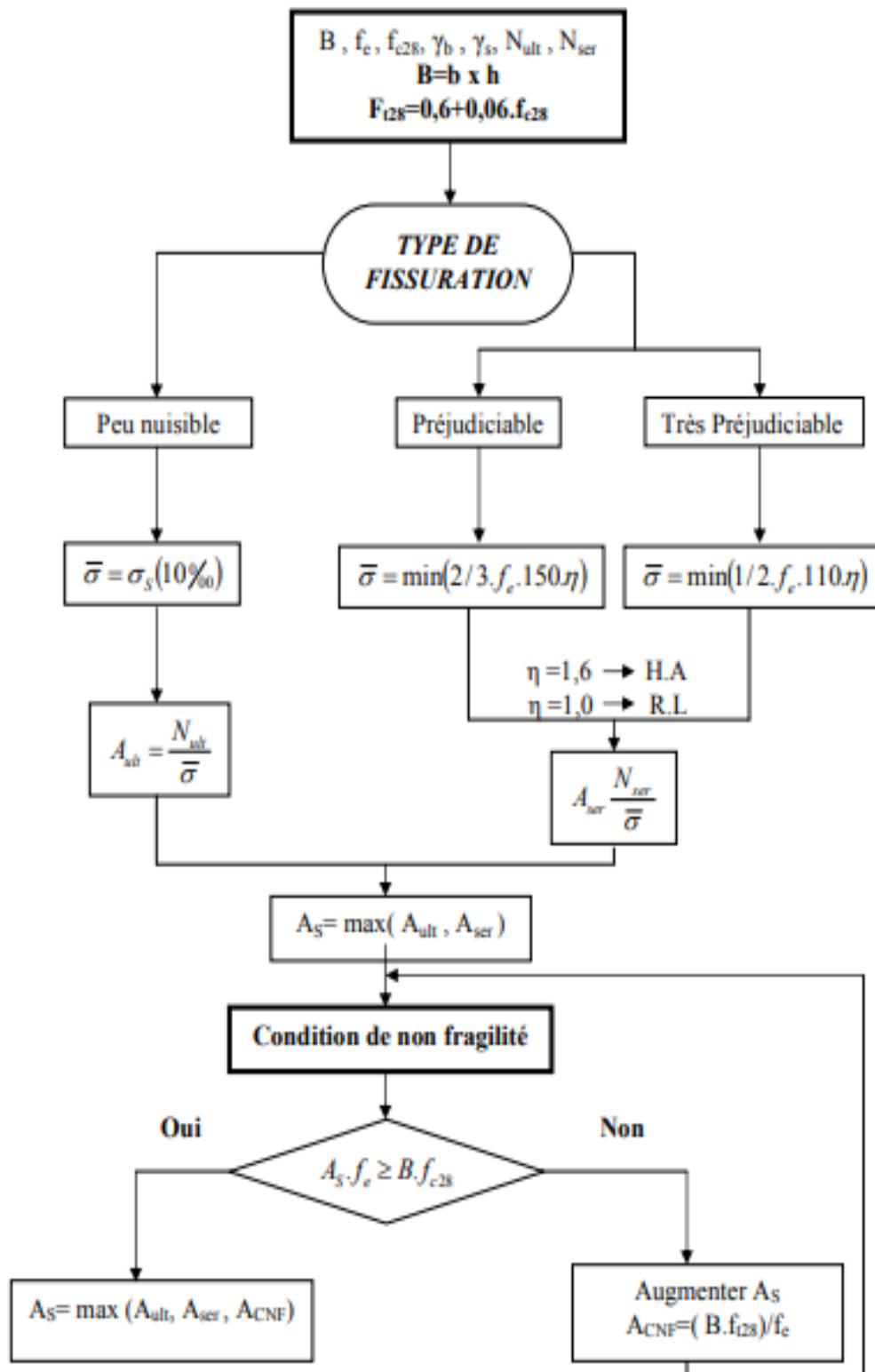


**ORGANIGRAMME-V-**  
***FLEXION COMPOSEE A L' E.L.S***



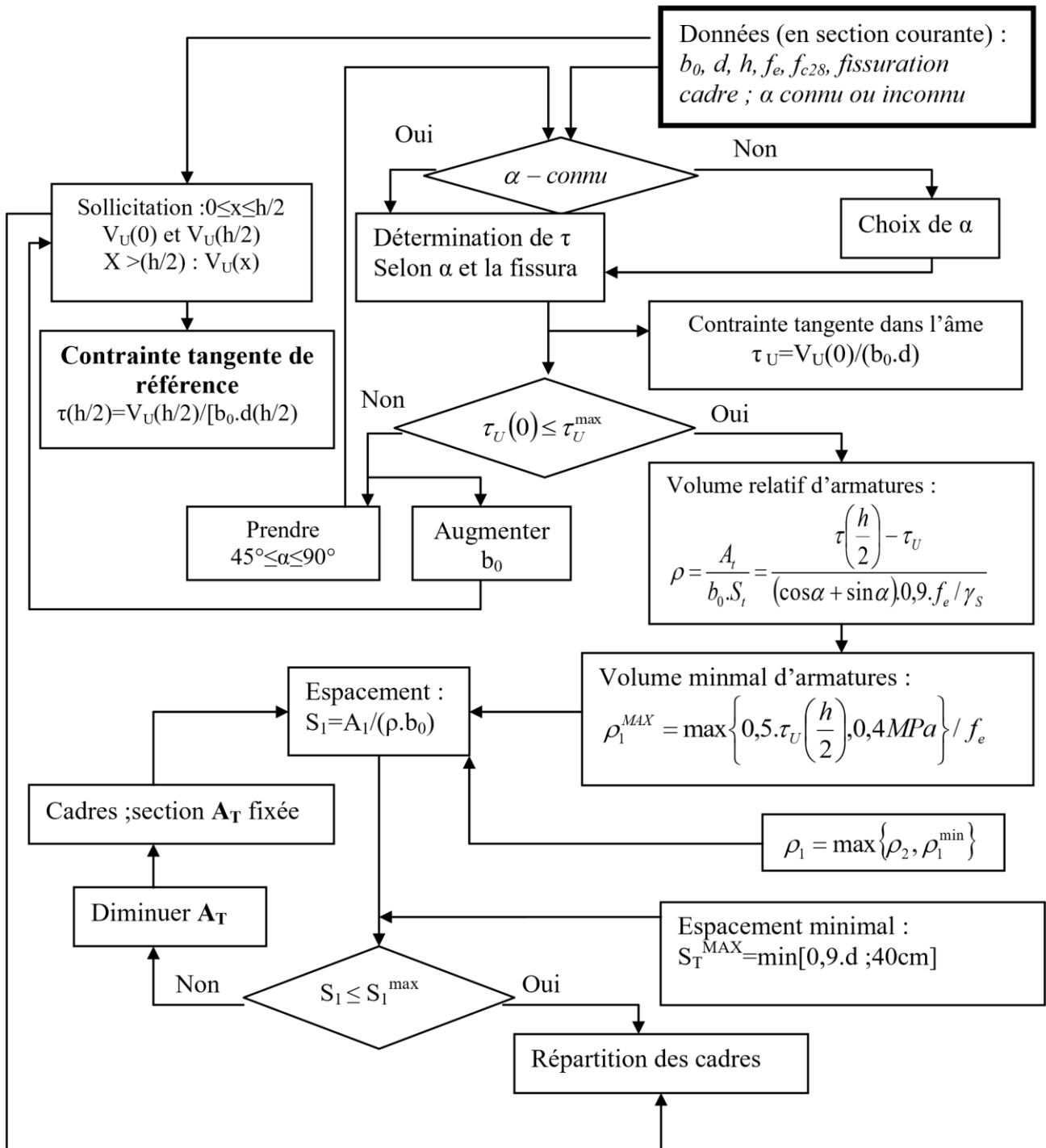
# ORGANIGRAMME -VI-

## TRACTION SIMPLE



## ORGANIGRAMME -VII-

### *CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE A L'EFFORT TRANCHANT*





---

# ***ANNEXES***

---

## Fiche Technique du Plaque de Plâtre





### Caractéristiques du produit

- Apparence : Parement ivoire
- Epaisseur : 6,5, 9,5, 12,5, 15 et 18 mm
- Largeur : 1200 mm
- Longueur : 2000 à 3000 mm
- Poids :
  - 12,5 mm : 8,4 kg/m<sup>2</sup> nominal
  - 15 mm : 12 kg/m<sup>2</sup> nominal
  - 18 mm : 16 kg/m<sup>2</sup> nominal
- Densité : mini 600 - 820 kg/m<sup>3</sup>
- Systèmes de finition :
  - Enduit à joint : Jointfiller ou Fugenfuller
  - Bande à joint Knauf

Les plaques de plâtre Knauf sont fabriquées à base de plâtre de qualité supérieure, dont le niveau de pureté est supérieur ou égal à 95 %. Le processus de fabrication est soumis à des procédures strictes de contrôle de la qualité.

Informations importantes :  
 Les informations fournies dans le présent dépliant sont uniquement destinées à orienter les utilisateurs dans le choix et l'utilisation des produits Knauf. A cet égard, nous ne ménageons aucun effort pour en garantir l'exhaustivité. Toutefois, ni Knauf Plâtres s.r.l., ni aucun de ses employés ou filiales, ne sauraient assumer de responsabilité juridique quant à l'exhaustivité ou à l'utilité du présent dépliant, en cas de défaut d'installation ou de construction de quelque structure que ce soit, pouvant survenir à la suite de l'utilisation du présent dépliant. Il est donc conseillé de vérifier les présentes informations avant de les mettre en application. Il est notamment conseillé aux lecteurs du présent dépliant d'obtenir un avis indépendant sur l'utilisation de nos produits dans des structures, installations ou constructions spécifiques, afin de garantir la conformité avec la réglementation en vigueur, notamment celle relative à l'hygiène et à la sécurité.

### Plaque de Plâtre KNAUF KS Standard

#### AVANTAGES

- Légèreté, simplicité, rapidité et adaptabilité
- Temps de main d'œuvre réduit
- Solutions thermiques, acoustiques et esthétiques
- Régulation de l'humidité ambiante dans l'espace
- Permet la décoration et les formes courbes
- Respect de l'environnement
- Finitions parfaites.


#### DOMAINES D'APPLICATION

- Neuf et rénovation : permettant la réalisation de systèmes constructifs couvrant la plupart des applications traditionnelles du second œuvre :
  - Cloisons sèches et doublages
  - Plafonds suspendus
- Locaux : habitations, ERP, hôtellerie, locaux industriels, commerciaux...


#### NORMES ET CERTIFICATIONS

- Fabriqués selon les normes : NA 2011 : 17036 / EN +520A2009 : 1
- Certification TEDJ
- Réaction au feu : A-2s1,d0
- Plaque de type A


#### CONFIGURATION DES BORDS



Bord droit (BD)



Bord aminci (BA)



# Fiche descriptive Plaque en ciment AQUAPANEL




**AQUAPANEL® Cement Board**

*Pour Chaque application, le système adéquat*






**AQUAPANEL®  
Cement Board INDOOR :**  
fournit un support de façades robuste et solide dans des espaces humides comme les salles de bains, les douches, les cuisines, les piscines, les hammams, les blanchisseries, les hôpitaux... etc.



**AQUAPANEL®  
Cement Board OUTDOOR :**  
résistant à des conditions atmosphériques extrêmes telles que des vents violents, la pluie et la neige. Il peut servir de base à des murs extérieurs ventilés ou pour des systèmes de parements directs.



**AQUAPANEL®  
Cement Board Skylite :**  
en combinaison avec l'égalisation AQUAPANEL®, le système offre une construction de plafonds parfaite. AQUAPANEL® Cement Board Skylite convient pour tous types de plafonds et surtout dans les projets de réhabilitation.

**AVANTAGES**

- Panneau solide et durable à base de ciment de Portland
- Résiste à l'eau : AQUAPANEL ne gonfle pas et ne s'effrite pas
- Résiste aux moisissures
- Résiste à la flexion et aux chocs
- Résiste aux cycles gel/dégel
- Conforme aux classes de résistance au feu les plus sévères
- Excellente isolation thermique et acoustique
- Conforme aux prescriptions de sécurité et d'hygiène
- Ininflammable

**EFFICACITE ET RENTABILITE**

- Permet d'alléger la structure pour une meilleure réaction au séisme
- Méthode de travail simplifiée, pas besoin d'outils spéciaux
- Montage simple et rapide
- Construction sèche = gain de temps
- Moins d'heures de travail = moins de frais de construction
- Diminution du support technique


**GARANTIE KNAUF**  
Les plaques AQUAPANEL répondent aux normes Européennes

**Intertek**

**Silaga Social Oran**  
Chemin de Wilaya n° 64,  
31063 Benifra, Guel, Oran  
Adresse postale : BP N02,  
31240 Boukais, Oran  
Tél.: +213 (0) 41 76 34 71 / 70  
Fax: +213 (0) 41 76 34 75 / 78

**Bureau Alger**  
L'Aid Dahoua, Zone D'activité  
Zone d'activités, Lot 23  
A.C.A. 213 (0) 21 33 37 13 / 14 / 15 / 16  
Tél.: +213 (0) 21 33 37 17  
Fax: +213 (0) 21 33 37 17

**Bureau Saïf**  
L'Aid Dahoua, Zone D'activité  
3ème Tranche, 19000 Saïf.  
Tél.: +213 (0) 36 93 77 41  
Fax: +213 (0) 36 93 77 41  
www.knaufalgerie.com  
info@knaufalgerie.com



**Intertek**



**AQUAPANEL®**

**Fiche descriptive  
Plaque ciment  
AQUAPANEL®**



**La plaque AQUAPANEL**

La Technologie AQUAPANEL® Cement Board a rapidement révolutionné la conception et la construction des bâtiments en Europe.

Développé par KNAUF AQUAPANEL, le panneau AQUAPANEL® Cement Board est un matériau de construction extrêmement durable, il offre aux architectes et aux entrepreneurs une alternative éprouvée :

- À une maçonnerie intérieure conventionnelle (Aquapanel Indoor)
- À une maçonnerie extérieure conventionnelle pour la construction de murs de grande qualité, la rénovation de façades, tunnels et différents types de projets (Aquapanel Outdoor)
- Aux chapes humides pour tous les types de Plafonds (Aquapanel Skylite).




**Cement Board**



**AQUAPANEL®**

# Fiche Technique Plaque en ciment AQUAPANEL



Caractéristiques (ETA-0608/13)	
Longueur (mm)	1251/2000
Largeur (mm)	900
Épaisseur (mm)	8,0
Rayon de courbure min. (m)	1
Poids (kg/m <sup>2</sup> )	ca. 10,5
Masse volumique (kg/m <sup>3</sup> ) selon EN 12467	ca. 1230
Résistance à la flexion (MPa) selon EN 12467	ca. 10,9
pH	12
Conductivité thermique (W/mK) selon EN ISO 10456	0,36
Dilatation thermique (10 <sup>-6</sup> K <sup>-1</sup> )	7
Résistance à la transmission de la vapeur d'eau μ' selon EN ISO 12372	40
Vérification de la longueur avec humidité ambiante 65%-85% (mm/m) selon EN 1318	0,36
Vérification de l'épaisseur avec humidité ambiante 65%-85% (%) selon EN 318	0,3
Classement au feu selon EN 13501	A1 Incombustible

### Application

La plaque de ciment AQUAPANEL® SkyLite est une plaque légère et robuste conçue pour être posée en plafonds suspendus à l'intérieur et à l'extérieur. La dalle se compose d'un cœur en ciment Portland et d'agrégats légers, et est armée sur chaque face par un treillis de fibre de verre. Ses extrémités sont coupées et les chants renforcés (EasyEdge®).

La plaque de ciment AQUAPANEL® SkyLite est 100 % résistante à l'eau et l'humidité et imputrescible.

### Mise en oeuvre

La plaque de ciment AQUAPANEL® SkyLite se fixe parallèlement ou perpendiculairement au linteau. La première plaque doit soigneusement être alignée sur les profils. Les plaques en ciment AQUAPANEL® SkyLite se fixent à l'assaut à l'aide des vis AQUAPANEL®. Les plaques suivantes sont posées en alternance en laissant un joint d'env. 3 à 4 mm. Éviter les joints croisés. Le jointement se fait avec l'enduit à joint AQUAPANEL® gris et la bande à joint AQUAPANEL® (10 cm) qui est royée dans l'enduit. Les ailes de vis sont également recouvertes avec de l'enduit. Une fois l'enduit à joint durci, la surface doit être traitée avec l'enduit de base AQUAPANEL®. Après le séchage, on passe à la finition de la surface.

Les plafonds suspendus à l'extérieur doivent bénéficier d'une attestation de stabilité. Tous les composants des ossatures à l'intérieur et à l'extérieur doivent être suffisamment protégés contre la corrosion. Vous trouverez de plus amples informations dans la brochure du système.

### Propriétés

- Une dalle de plafond pour l'intérieur comme pour l'extérieur
- Facile à poser en hauteur
- Formable à sec jusqu'à un rayon de courbure d'un mètre
- 100 % résistante à l'eau
- Imputrescible
- Ecologique et indifférente sur le plan de la biologie du bâtiment
- Légère, stable, robuste
- Découpage au cutter

### Transport et stockage

Toujours porter les plaques à la verticale, les transporter à l'aide d'un diable pour plaques ou transporter les palettes à l'aide d'un chariot élévateur. Veillez à ne pas encombrer les coins et les chants en posant les plaques.

Le support sur lequel elles sont posées doit pouvoir en supporter le poids. Une palette de plaques de ciment AQUAPANEL® SkyLite fait un poids à la livraison compris entre 1008 et 1049 kg.

Les plaques en ciment AQUAPANEL® SkyLite doivent être protégées contre l'humidité et les intempéries avant d'être posées. Les plaques qui ont pris l'humidité doivent être séchées à plat dans deux côtés avant d'être utilisées.

Laisser les plaques s'adapter à la température et au taux d'humidité ambiants avant de les poser. La température ambiante, du matériau et du support ne doit pas être inférieure à 5° C.


### Domaine d'application

La plaque de ciment AQUAPANEL® SkyLite a été conçue pour être utilisée en plafonds suspendus et en sous-faces de toiture à l'extérieur, et en plafonds suspendus dans les locaux humides à l'intérieur.

Son poids faible d'env. 10,5 kg/m<sup>2</sup> en fait la plaque idéale pour les poses à l'extérieur. En utilisant les accessoires adaptés du système, il est possible d'obtenir des qualités de finition AQUAPANEL® G3 en extérieur et jusqu'à des qualités AQUAPANEL® G4 en intérieur.

### Propriétés

- Une dalle de plafond pour l'intérieur comme pour l'extérieur
- Facile à poser en hauteur
- Formable à sec jusqu'à un rayon de courbure d'un mètre
- 100 % résistante à l'eau
- Imputrescible
- Ecologique et indifférente sur le plan de la biologie du bâtiment
- Légère, stable, robuste
- Découpage au cutter



AQUAPANEL® est un système de construction innovant de pointe. Le principe du système accompagne chaque étape de la planification et de l'exécution, de l'ordre jusqu'à la conclusion du projet. Les plaques en ciment AQUAPANEL®, les accessoires et les ailes à la construction sont adaptés les uns aux autres – vous pouvez donc être sûr du résultat.

AQUAPANEL® est une marque déposée.

[www.aquapanel.com](http://www.aquapanel.com)  
[info@aquapanel.com](mailto:info@aquapanel.com)





AQUAPANEL® | 01/2018

## AQUAPANEL® Cement Board SkyLite

La conception intelligente de plafond pour l'extérieur et l'intérieur

### Propriétés

- Une dalle de plafond pour l'intérieur comme pour l'extérieur
- Facile à poser en hauteur
- Formable à sec jusqu'à un rayon de courbure d'un mètre
- 100 % résistante à l'eau
- Imputrescible
- Ecologique et indifférente sur le plan de la biologie du bâtiment
- Légère, stable, robuste
- Découpage au cutter

### Transport et stockage

Toujours porter les plaques à la verticale, les transporter à l'aide d'un diable pour plaques ou transporter les palettes à l'aide d'un chariot élévateur. Veillez à ne pas encombrer les coins et les chants en posant les plaques.

Le support sur lequel elles sont posées doit pouvoir en supporter le poids. Une palette de plaques de ciment AQUAPANEL® SkyLite fait un poids à la livraison compris entre 1008 et 1049 kg.

Les plaques en ciment AQUAPANEL® SkyLite doivent être protégées contre l'humidité et les intempéries avant d'être posées. Les plaques qui ont pris l'humidité doivent être séchées à plat dans deux côtés avant d'être utilisées.

Laisser les plaques s'adapter à la température et au taux d'humidité ambiants avant de les poser. La température ambiante, du matériau et du support ne doit pas être inférieure à 5° C.



AQUAPANEL® est un système de construction innovant de pointe. Le principe du système accompagne chaque étape de la planification et de l'exécution, de l'ordre jusqu'à la conclusion du projet. Les plaques en ciment AQUAPANEL®, les accessoires et les ailes à la construction sont adaptés les uns aux autres – vous pouvez donc être sûr du résultat.

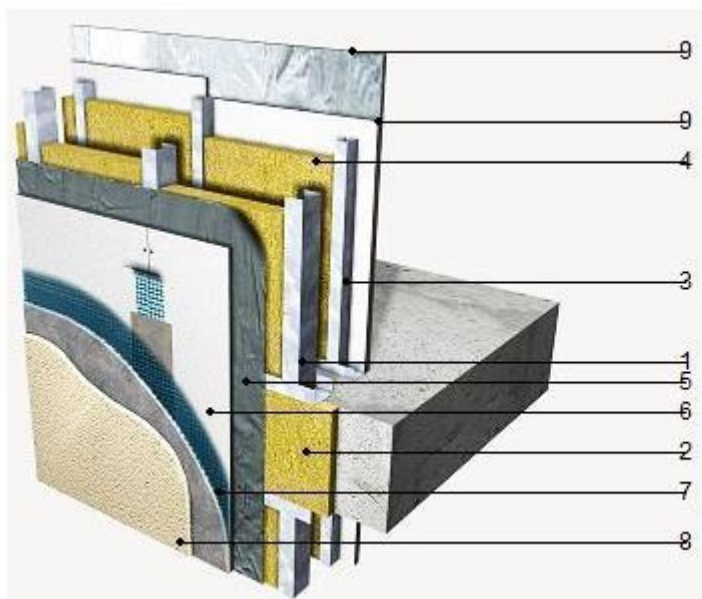
AQUAPANEL® est une marque déposée.

[www.aquapanel.com](http://www.aquapanel.com)  
[info@aquapanel.com](mailto:info@aquapanel.com)

135



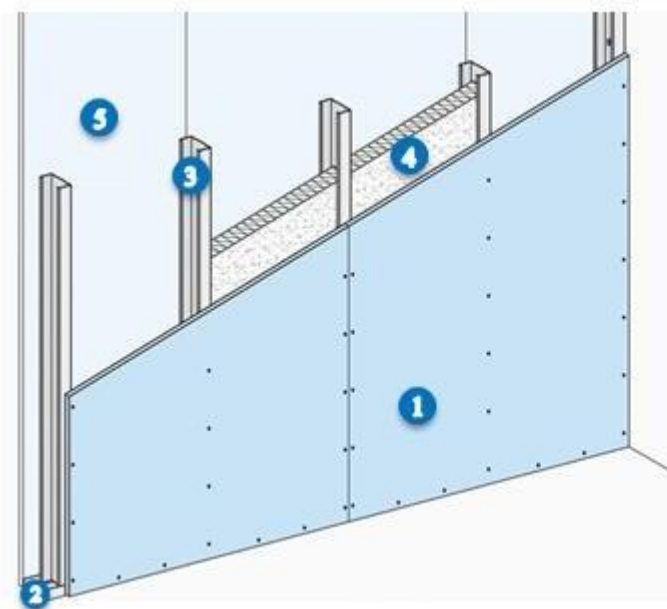
## Composantes du mur extérieur avec des plaques en Ciment AQUAPANEL



- 1 : Structure extérieure.
- 2 : Isolation extérieure.
- 3 : Structure intérieure.
- 4 : Isolation intérieure.
- 5 : Imperméabilisation.
- 6 : Plaque extérieure.
- 7 : Couche de base.
- 8 : Couche de finition.
- 9 : Plaque intérieure.

Figure A.1 : Composantes du mur extérieur.

## Composantes du mur intérieur avec des plaques au plâtre



- 1 : Plaques de plâtre.
- 2 : Rail métallique.
- 3 : Montant métallique.
- 4 : Isolant en laine.
- 5 : Plaques de plâtre.

Figure A.2 : Composantes du mur intérieur.

## Fiche Technique entrevous en polystyrène (PSE)



### Fiche technique Hourdis

#### Description :

Les entrevous en polystyrène expansé (PSE) sont des produits obtenus par moulage, utilisés en partie courante du plancher.

#### L'entrevous en PSE de type R2 :

L'entrevous en polystyrène expansé est de densité 25 Kg/M3

#### Avantage :

- Rapidité et facilité de mise en œuvre.
- Isolation thermique et acoustique.
- Légèreté et mise en œuvre facile.

#### Caractéristique géométrique et mécaniques des entrevous :

Les dimensions des entrevous (hauteur, longueur, largeur) et leur résistance mécanique sont mentionnées dans le tableau I, la résistance mécanique est définie comme étant la charge à la rupture par poinçonnement flexion.

Type d'entrevous	Dimensions effectives			Résistance au poinçonnement-flexion (daN)
	Hauteur (mm)	Largeur (mm)	Longueur (mm)	
Hourdis_25	155	250	495	120
Hourdis_40	155	400	495	158
Hourdis_40_rehausse	200	400	495	-
Hourdis_1m	155	1000	495	424
Hourdis_70	300	700	230	150

Essais référence DTEM/61/2014 et DTEM/62/2014, essais effectués sur la base de la norme NF EN 15037-2 et NF EN 15037-4.

#### Comportement au feu :

Le pouvoir calorifique du PSE est de 40 MJ/kg, classement au feu, en cas d'incendie, tous les moyens classiques de lutte peuvent être utilisés, l'eau est habituellement efficace.  
Les entrevous IPP sont fabriqués en polystyrène expansé classe M1 (produit auto extinguable, fabriqués à base d'une matière première avec un additif retardateur de combustion selon DIN4102, section 1, B1).

**Masse volumique apparente :** La masse volumique moyenne est de 25Kg/M3.

**La conductivité thermique  $\lambda$  :** La conductivité thermique  $\lambda$  est de 0.0348 pour une masse volumique de 25Kg/M3.

## Calcul détaillé de l'acrotère

### I. Evaluation des charges

#### I.1 Charge permanente

##### ➤ Le poids propre de l'acrotère pour 1m

$$G_1 = \rho_b \cdot S$$

$\rho_b$ : Le poids volumique du béton tel que  $\rho_b = 25 \text{ kN/m}$

$S$ : La surface transversale totale.

$$S = (0.10 \times 0.75) + (0.80 \times 0.10) + 0.1 \times 0.02 = 0.084 \text{ m}^2$$

D'où le poids propre de l'acrotère :

$$G_1 = 25 \times 0.084 = 2.1 \text{ kN/m}$$

##### ➤ Le poids des enduits en ciment

$$G_2 = \rho \times p \times e \quad e = 1.5 \text{ cm et } \rho = 18 \text{ kN/m}^3$$

$\rho$  : Poids volumique du ciment =  $18 \text{ kN/m}^3$

$p$  : périmètre transversale de l'acrotère

$e$  : épaisseur des enduits de ciments =  $1.5 \text{ cm}$ .

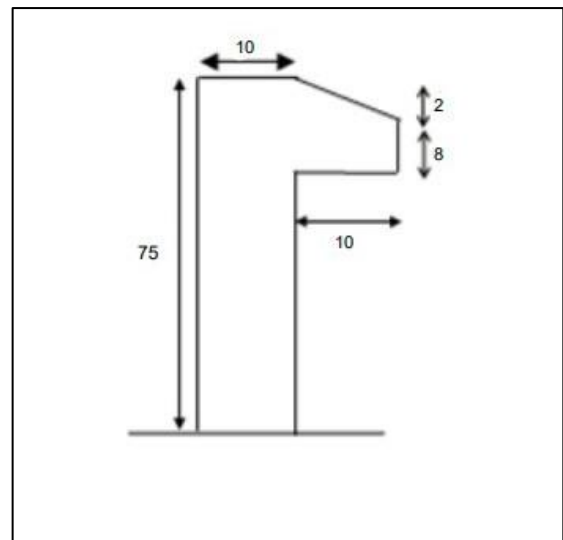
$$p = 0.75 + 0.1 + 0.1 + 0.08 + 0.1 + 0.65 = 1.78 \text{ m}$$

$$G_2 = 18 \times 1.78 \times 0.015 = 0.48 \text{ kN/m}$$

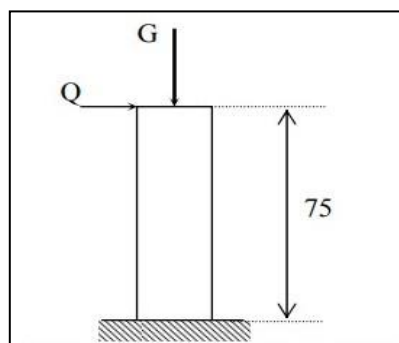
Le poids total de l'acrotère

$$G = G_1 + G_2 \quad \text{On aura : } G = 2.58 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Charge d'exploitation} \quad Q = 1 \text{ kN/ml}$$



*Figure 1 : Dimension de l'acrotère*



*Figure 2 : Schéma statique de l'acrotère*

**Action des forces horizontale**

Les forces horizontales de calcul  $F_p$  agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad (6-3)$$

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés.  $A=0.25$

$C_p$  : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8  $C_p = 0.8$  (voir tableau 6.1)

$W_p$  : Poids de l'élément considéré

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 2.58 = 2.064 \text{ kN/ml}$$

$$Q_h = \text{Max}(1.5Q ; F_p) = 2.064 \text{ kN/ml}$$

**I.1.1 Calcul des sollicitations**

*Tableau 1 : Calcul des sollicitations*

ELU			ELS		
$N_u$	$1,35 \times G$	3.483 kN	$N_s$	G	2.58 kN
$M_u$	$1,5 \times Q_h$	2.322 kN.m	$M_s$	$Q_h$	1.55 kN.m
$T_u$	$1,5 \times F_p$	3.096 kN	$T_s$	$F_p$	2.064 kN

**I.1.2 Ferrailage**

Le calcul du ferrailage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la section plane à étudier sera de  $100 \times 10 \text{ cm}^2$ .

➤ **ELU** Données :  $b = 100 \text{ cm}$ ,  $h = 10 \text{ cm}$ ,  $d = 9 \text{ cm}$  et  $c = c' = 2,5 \text{ cm}$   $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ ,  $f_{tj} = 2,4 \text{ MPa}$   
 $f_e = 500 \text{ MPa}$ ,  $\sigma_b = 17 \text{ MPa}$ ,  $\sigma_s = 435 \text{ MPa}$ .

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} \quad e_0 = 66,66 \text{ cm}$$

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b \cdot h \cdot f_{bc}} = \frac{3,483 \times 10^3}{1000 \times 100 \times 17} = 0,002 < 0,81$$

$$\xi = f(\psi_1) \quad \Rightarrow \quad \text{D'après le tableau, on trouve : } \xi = 0,16663.$$

$$e_{nc} = \xi \times h = 0,1666 \times 10 = 1,67 \text{ cm}.$$

$e_0 > e_{nc} \quad \Rightarrow \quad$  Donc la section est partiellement comprimée et l'état limite ultime n'est pas atteint.

$$e = 66,66 \text{ cm} > e_{nc} = 1,67 \text{ cm}$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section du béton.

→ Section partiellement comprimée

$$M_{as} = M_u + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 2,46 \text{ KN.m}$$

D'après l'organigramme :  $M = M_r = 2,46 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{M_{as}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = 0,018$$

$$\mu_u = 0,018 < \mu_R = 0,372 \rightarrow A's = 0$$

D'après l'organigramme de FS on aura les résultats

**Tableau 2 : Calcul de ferrailage**

$\mu_u$	$\mu_R$	$\alpha$	Z (mm)	$\sigma_s$ (MPa)	$A_u$ (cm <sup>2</sup> )	$A' = A_1$	$A_2$ (cm <sup>2</sup> )
<b>0.018</b>	<b>0.372</b>	<b>0,0225</b>	<b>89,189</b>	<b>435</b>	<b>0,634</b>	<b>0</b>	<b>0.554</b>

**Ferrailage minimale**

$$A_{\min} = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{cnf}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,9936 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{choix}} = \text{Max}(A_{\min}; A_{s2}; A_{\text{cnf}}) = 1 \text{ cm}^2$$

**On adoptera : 4T6 = 1.13 cm<sup>2</sup>.**

**Espacement :**

$$S_h = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

**Armature de répartition**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2}$$

$$0.283 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 0.565 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } A_s = 3T6 = 0.85 \text{ cm}^2$$

**Espacement**

$$S_v = 75/3 = 25 \text{ cm.}$$

➤ **ELS**

La fissuration est considérée comme préjudiciable,

**Vérification de la contrainte du béton et acier :**

La vérification de la contrainte du béton et acier est obtenue par le logiciel SOCOTEC.

Tableau 3 : Vérification des contraintes du ELS

$N_{ser}$ (KN)	$M_{SER}$ (kN)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
2.58	1.55	1,71	18	-87,8	250	✓

La vérification :

Hypothèses **Saisie** Dessin Résultats Aperçu

Nom d'affaire :

Nom du fichier : sans nom

Dessin Géométrie Type  
 Dessin Géométrie Saisie

**Matériaux**

Contrainte béton :  $f_{cj}$   MPa Coeff. acier/béton n

Limite élast. acier :  $f_e$   MPa

Calcul aux ELU  Calcul aux ELS

Effort normal :  $N_u$   kN Effort .. :  $N_s$   kN

Moment fléchissant :  $M_u$   kN\*m Moment .. :  $M_s$   kN\*m

**Coefficients**

durée chargement :

sécurité du béton :

sécurité de l'acier :

**Sections d'armatures**

supérieures :  cm<sup>2</sup>

inférieures :  cm<sup>2</sup>

**Géométrie**

Largeur : b  m

Hauteur : h  m

Pos. cdg armatures sup. : d'  m

Pos. cdg armatures inf. : c  m

**Convention signes**


N > 0 : compression  
M > 0 : tend la fibre inférieure

**Fissuration**

peu préjudiciable  
 préjudiciable  
 très préjudiciable

**Type d'armature**

rond lisse  
 barre HA  $\varnothing > 6$   
 barre HA  $\varnothing \leq 6$



**Le résultat :**

Hypothèses | Saisie | Dessin | Résultats | Aperçu

**Résultats aux ELU : Sections d'armatures**

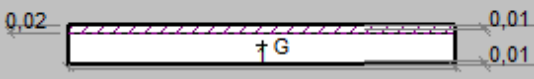
supérieures :  cm<sup>2</sup>

inférieures :  cm<sup>2</sup>

**Résultats aux ELS : Contraintes**

	calculées		limites
béton fibre supérieure :	1,71 MPa	<	18 MPa
armatures supérieures :	13 MPa	<	500 MPa
armatures inférieures :	-87,8 MPa	<	250 MPa
béton fibre inférieure :	0 MPa	<	18 MPa

Position de l'axe neutre : y0 = 0,02 m



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

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\{0,1f_{c28} ; 4MPa\} = 3 MPa$$

$$\tau_u = \frac{3.096 \times 10^3}{10^3 \times 90} = 0,034 MPa < 3 MPa \quad \text{vérifiée.}$$

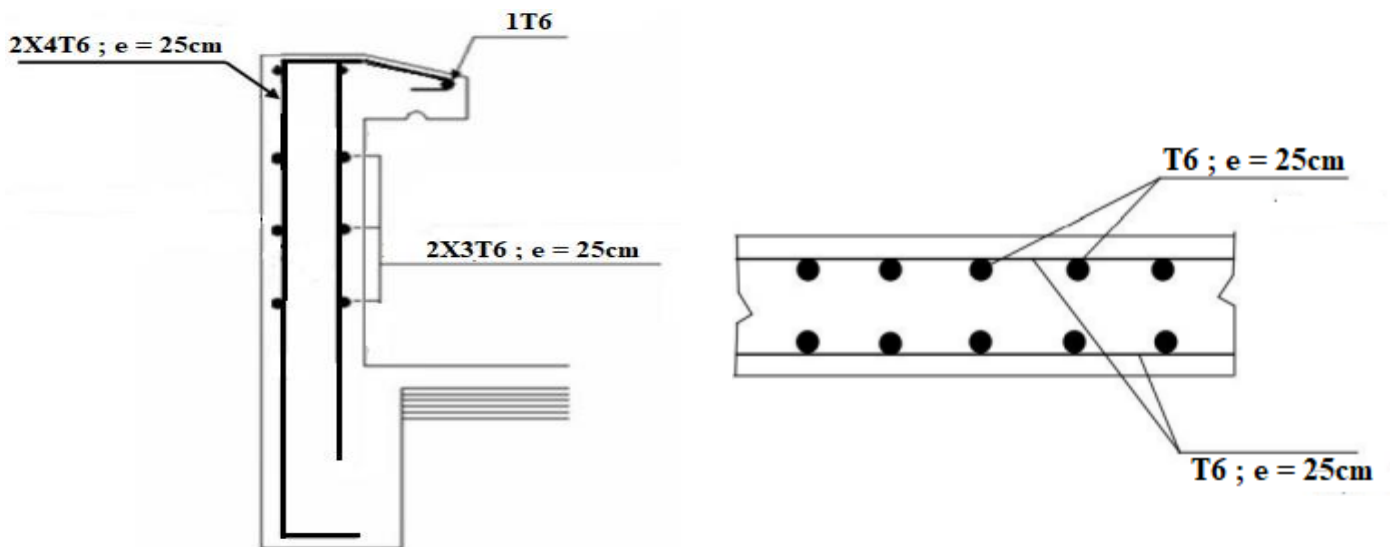


Figure 3 : Dessin de ferrailage

## Calcul détaillé des dalles

### I. Balcon

#### I.1 Introduction

Le bâtiment étudié comporte un seul type de balcon,

✓ En porte-à-faux, et se calcule comme une console en dalle pleine encastree et libre à l'extrémité Soumis à :

- son poids propres.
- 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.

#### I.2 L'Épaisseur de porte à faux

On prend :  $e=15\text{cm}$

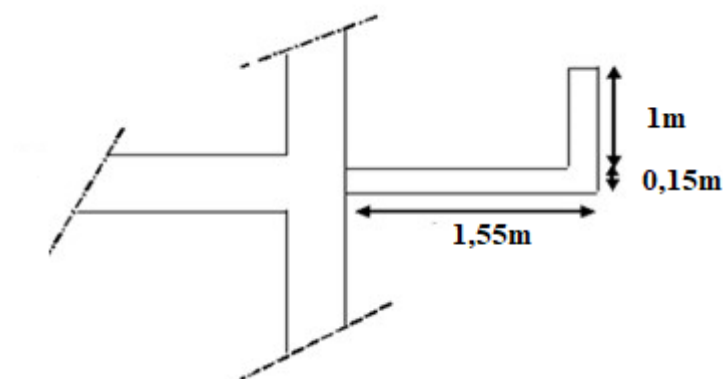


Figure 1 : Dimensions du balcon

### I.3 Evaluation des charges

#### I.3.1 Charge permanente

Tableau 1 : évaluation de la charge réparties

Élément	Épaisseur (cm)	Masse volumique (kn/m <sup>3</sup> )	Masse surfacique (kn/m <sup>2</sup> )
Pp de la dalle	15	25	$0.15 \times 25 = 3.75$
Carrelage	2	22	$0.02 \times 22 = 0.44$
Mortier de pose	2	20	$0.02 \times 20 = 0.4$



Lit de sable	3	18	0.03x18=0.54
Enduit en plâtre	2	10	0.02x18=0.2
			$G_p=5.33kn/m^2$

**I.3.2 Charge d'exploitation**

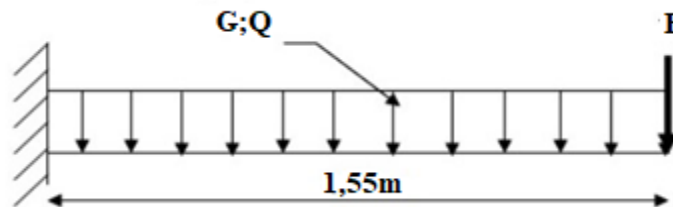
$Q=3,50kN/m^2$

**I.3.3 Charge concentrée "F"**

- Enduit au ciment ..... 0,36 kN/m<sup>2</sup>
- Maçonnerie (ép=10cm) ..... 0,90 kN/m<sup>2</sup>
- Enduit au ciment ..... 0,36 kN/m

$F = 1,62 kN/m^2$

**I.4 Schéma statique**



*Figure 2 : Schéma statique du balcon*

**I.5 Combinaison des charges**

- Moment fléchissant  
 $M(x) = - (\frac{q}{2}x^2 + Fx)$
- Effort tranchant  
 $T(x) = (qx+F)$   
 Avec :  $x = 1,55$

**Tableau 2 : Combinaison des charges**

	ELU	ELS
q (kN/ml)	12.45	8.83
F(kN)	2.19	1.62

**I.6 Calcul des efforts internes**

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement.

**Tableau 3 : résultats des efforts internes**

	ELU	ELS
$M_i(kNm)$	18.35	13.12
$T_{max}(kN)$	21.49	14.53

### I.7 Calcul du ferrailage

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

$f_{c28}=30MPa$  ;  $f_{t28}=2,4MPa$  ;  $\sigma_{bc}=17MPa$  ;  $b=100cm$  ;  $h=15cm$  ;  $d=13,5cm$

**Tableau 4 : Ferrailage du balcon**

Mu(kN.m)	$\mu$	$\mu < \mu_R$	A's (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	Z (mm)	As cal (cm <sup>2</sup> )	Choix	As adp (cm <sup>2</sup> )	Esp (cm)
18.35	0,0592	Oui	0	0,0764	130,876	3,225	5T10	3.93	20

#### I.7.1 Espacement

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

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} 33cm \\ 22cm \end{cases} \Rightarrow S_t = 20cm \dots \dots \text{vérifiée}$$

#### I.7.2 Armature de répartition

$$\frac{A_s}{4} < A_r < \frac{A_s}{2} = 0.983cm^2 < A_r < 1.965cm^2$$

Le choix est : 3T10=2,36 cm<sup>2</sup>

#### I.7.3 Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s = 3.93cm^2 > A_s^{min} = 1,49 cm^2$$

#### I.7.4 Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

**Avec :**

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \{0,1 \times f_{c28} ; 4MPa\} = 3MPa \text{ (Fissuration préjudiciable).}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{21.49 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.159 < 3MPa$$

#### I.7.5 Vérification des contraintes à L'ELS

Avec :  $n=15$  ;  $c'=5cm$  ;  $d=13,5cm$  ;  $b=100cm$  ;  $A'_s=0$

On doit vérifier que:

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 18MPa$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e ; \text{Max}(0.5f_e ; 110\sqrt{n}f_{t28}) \right) = 250MPa$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

**Tableau 5 : Vérification des contraintes du ELS**

M <sub>ser</sub> (kN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub>	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> ≤ σ̄ <sub>s</sub>
13.12	3.93	3,932	7423.045	6.95	Vérifiée	253.67	C.N.P

- On va augmenter A<sub>s</sub> :

- Choix : 6T10 = 4.71cm<sup>2</sup>

**Tableau 6 : Vérification des contraintes du ELS**

M <sub>ser</sub> (kN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub>	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> ≤ σ̄ <sub>s</sub>
13.12	4.71	4.32	8643.52	6.56	Vérifiée	208.92	Vérifiée

**Armature de répartition :**


$$\frac{A_s}{4} < A_r < \frac{A_s}{2} = 1.18\text{cm}^2 < A_r < 2.36\text{cm}^2$$

Le choix est : 3T10=2,36 cm<sup>2</sup>

**I.7.6 Verification de la flèche**

On doit verifier que :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} = \frac{15}{155} = 0.096 > 0.0625 \dots \checkmark$
- $\frac{A_s}{bd} < \frac{4.2}{fe} = \frac{3.93}{100 \times 13,5} = 0.00291 < 0.0084 \dots \checkmark$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M0} = 0.096 < 0.49 \dots X$
- la vérification de la flèche :

Logiciel développé par 	Fleche - Version 1.01.035	25/05/2023
	sans nom	Page 1 / 1

Calcul des flèches pour une console de section rectangulaire

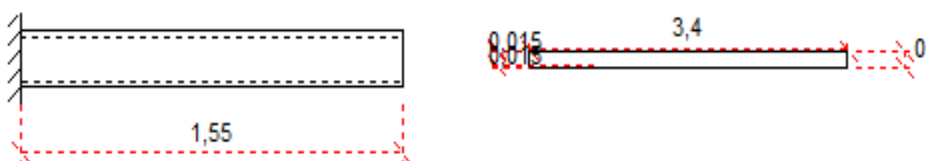
Données saisies :

Portée de la console :	1,55 m
Largeur de la section :	3,4 m
Hauteur de la section :	0,15 m
Position du centre de gravité des armatures tendues :	0,015 m
Position du centre de gravité des armatures comprimées :	0,015 m
Section des armatures tendues :	4,71 cm <sup>2</sup>
Section des armatures comprimées :	4,71 cm <sup>2</sup>
Contrainte du béton :	30 MPa
Moment dû aux charges permanentes a vant mise en place des cloisons (Mj) :	13,12 kN*m
Moment dû aux charges permanentes totales (Mg) :	13,12 kN*m
Moment dû aux charges permanentes et aux charges d'exploitation (Mp) :	13,12 kN*m

Résultats de calcul

Flèche due aux charges permanentes (fgv) :	0,605 mm
Flèche due aux charges totales (fgq) :	0,605 mm
Flèche totale :	0,403 mm
Flèche totale admissible :	6,2 mm

La vérification de flèche totale est satisfaisante.



**I.7.7 Dessin de ferrailage**

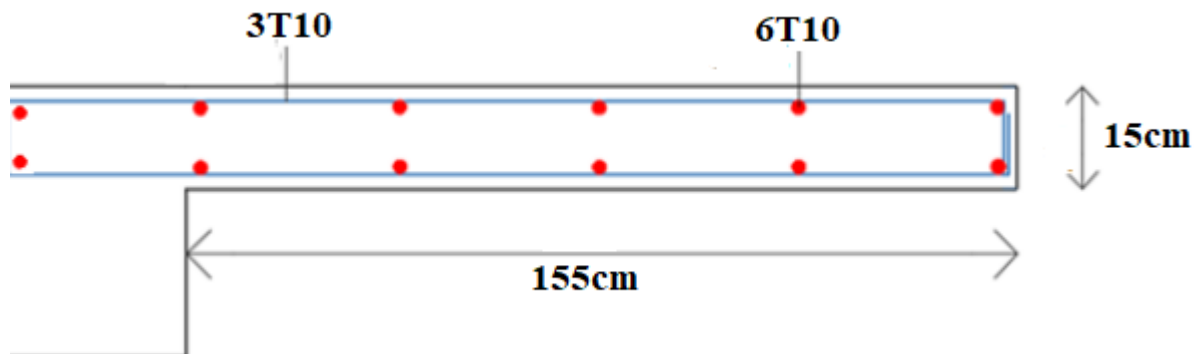


Figure 3 : Schéma de ferrailage du balcon.

## II. Dalle pleine

### II.1 Plancher dalle pleine

Les dalles sont des éléments plans d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, supposés infiniment rigides dans leur plan, reposant avec ou sans continuité sur deux, trois ou quatre appuis.

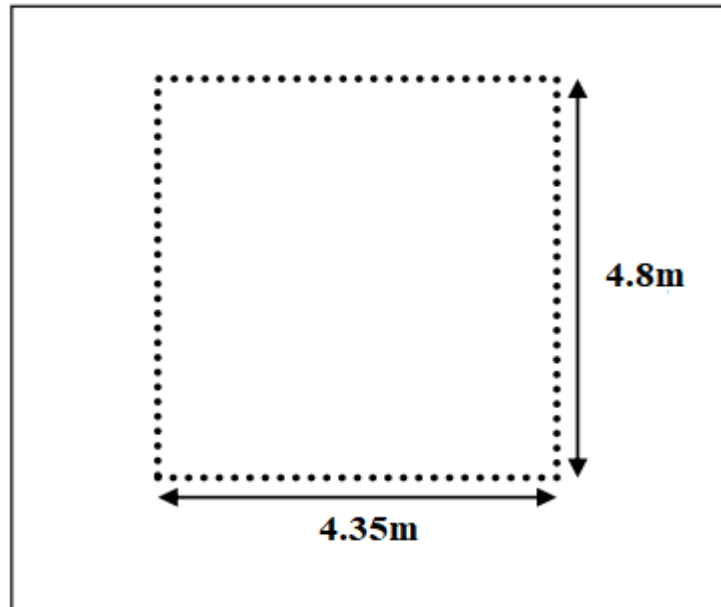


Figure 4 : Schéma de la dalle pleine.

### II.2 Evaluation des charges

Tableau 7 : Evaluation des charges

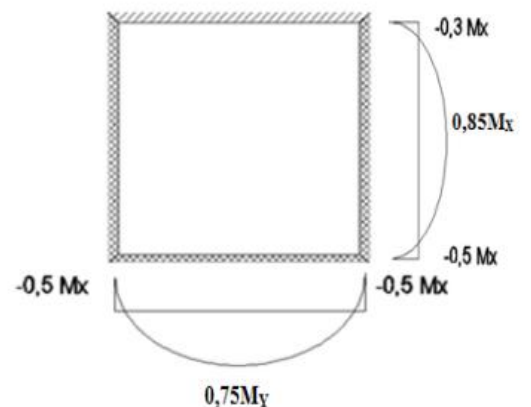
Plancher	G (KN/m)	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU (KN/m <sup>2</sup> )	ELS (KN/m <sup>2</sup> )
RDC	6.39	2.5	12.37	8.89

### II.3 Exemple de calcul

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.90 > 0.4$  La dalle travaille dans les deux sens (elle est soumise à une charge répartie).

- Calcul des moments

- 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  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont fonction de  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$  et de  $\nu$



$$v: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire.

$$\rho = 0.90$$

$$\mu_x = 0.0456 ; \mu_y = 0.7834$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 10.67 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 8.36 \text{ KN.m}$$

**Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 9.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 6.27 \text{ KN.m}$$

**Moments sur appuis :**

$$M_{A \text{ rive}} = -0,3 M_x = -3.20 \text{ KN.m}$$

$$M_{A \text{ inter}} = -0,5 M_x = -5.34 \text{ KN.m}$$

$$M_{A y} = -0,5 M_x = -5.34 \text{ KN.m}$$

Ferrailage de la dalle  $b=100\text{cm}$  ;  $h=15\text{cm}$  ;  $d=0,9h=13.5\text{cm}$  ;  $f_c=500\text{MPa}$  ;  $f_{c28}=30\text{MPa}$  ;

$$f_{t28}=2,4\text{MPa} ; \sigma_s=435\text{MPa}.$$

**Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :**

		Sens	$M_u (kN.m)$	$\mu$	$A_s' (cm^2)$	$A_s (cm^2)$	Choix	$A_{s \text{ adop}} (cm^2)$	$S_t (cm)$	
RDC	Travées	x-x	9.07	0,0293	0	1,57	4T8	2.01	25	
		y-y	6.27	0,0202	0	1,08	4T8	2.01	25	
	Appuis	x-x	rive	3.20	0,0103	0	0,55	4T8	2.01	25
			inter	5.34	0,0172	0	0,92	4T8	2.01	25
		y-y	5.34	0,0172	0	0,92	4T8	2.01	25	

• **Espacement**

$$\text{Sens x-x : } \text{Esp} = \frac{100}{4} = 25\text{cm} \quad S_t \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \text{vérifier}$$

$$\text{Sens y-y : } \text{Esp} = \frac{100}{4} = 25\text{cm} \quad S_t \leq \min(4h ; 40\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \text{vérifier}$$

• **Condition de non fragilité**

Sens x-x :  $1.2 \times 0.8\% \times b \times h = 1.44 \text{ cm}^2$

Sens y-y :  $0.8 \times b \times h = 1.2 \text{ cm}^2$

$A_s > A_{s\min} \rightarrow 2.01 \text{ cm}^2 > (1.44 \text{ cm}^2 ; 1.2 \text{ cm}^2)$

**Calcul des armatures transversales**

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{Max}}{b \times d} < \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y}; T_y = \frac{q_u L_x}{3}; T_u = \text{Max}(T_x; T_y).$$

**Tableau 8: Calcul des armatures transversales**

	$T_x$ (Kn)	$T_y$ (Kn)	$T_{u\max}$ (Kn)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Obs
<b>RDC</b>	19.13	17.93	19.13	0.142	1.5	✓

• **Vérification a l'ELS**

Il faut que  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$

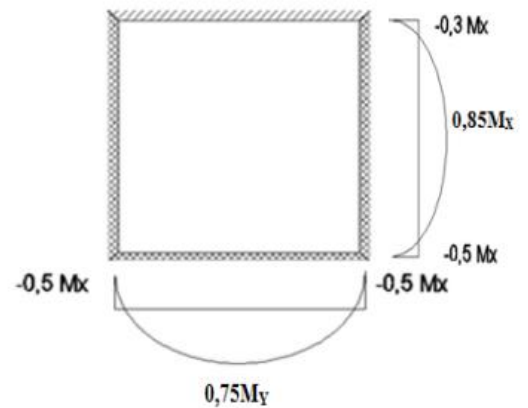
$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.9 > 0.4$  La dalle travaille dans les deux sens (elle est soumise a une charges reparties).

• **Calcul des moments**

- Dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x q_s L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée:  $M_y = \mu_y M_x$
- Les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont fonction de  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$  et de  $\nu$

$$\nu: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire.



$$\rho = 0.90$$

$$\mu_x = 0.0528 : \mu_y = 0.8502$$

$$M_x = \mu_x q_s L_{x2} = 8.88 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 7.55 \text{ KN.m}$$

**Moments en travées :**

$$M_{lx} = 0.85 M_x = 7.55 \text{ KN.m}$$

$$M_{ly} = 0.75 M_y = 5.66 \text{ KN.m}$$

**Moments sur appuis :**

$$M_{A \text{ rive}} = -0.3 M_x = -2.66 \text{ KN.m}$$

$$M_{A \text{ inter}} = -0.5 M_x = -4.44 \text{ KN.m}$$

$$M_{A \text{ y}} = -0.5 M_x = -4.44 \text{ KN.m}$$

		Sens	$M_u (kN.m)$	Choix	$A_{sadop} (cm^2)$	$\sigma_{bc}$	$\overline{\sigma_{bc}}$	
<b>Terrasse</b>	<b>Travées</b>	<b>x-x</b>	7.55	4T8	2.01	4,43	18	
		<b>y-y</b>	5.66	4T8	2.01	3,32	18	
	<b>Appuis</b>	<b>xx</b>	<b>rive</b>	2.66	4T8	2.01	1,56	18
			<b>inter</b>	4.44	4T8	2.01	2,61	18
		<b>y-y</b>	4.44	4T8	2.01	2,61	18	

• **Vérification de la flèche**

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

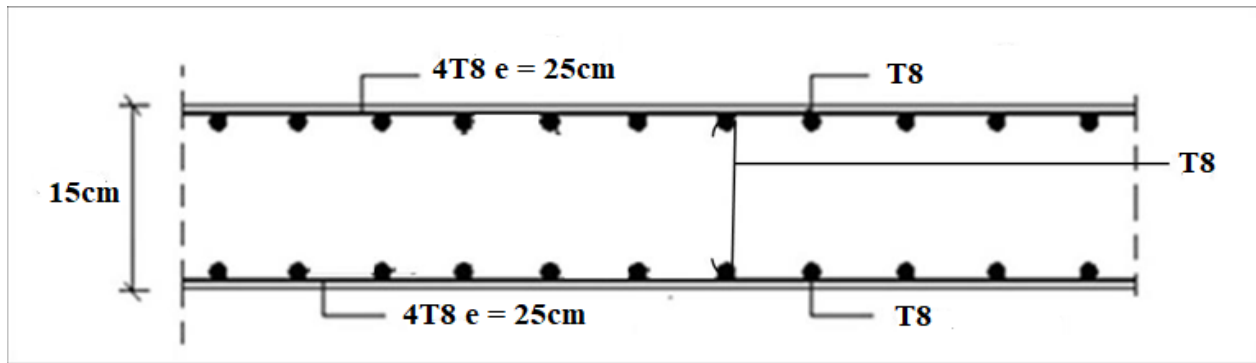
- ✓  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} = \frac{15}{480} = 0.031 < 0.0625 \dots \dots \dots \times$
- ✓  $\frac{A_s}{bd} < \frac{4.2}{fe} = \frac{2.01}{100 \times 13.5} = 0.00148 < 0.0084 \dots \dots \dots \checkmark$
- ✓  $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.031 > 0.025 \dots \dots \dots \checkmark$

- Conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.



*Tableau 9 : les résultats de vérification de la flèche avec socotec*

	$A_s (cm^2)$	$f (mm)$	$\bar{f} (mm)$	Obs
<i>RDC</i>	2.01	4,792	9,6	✓



*Figure 5 : Ferrailage de la Dalle en travée de RDC*

## Calcul détaillé de l'escalier

### I. Escalier

#### I.1.1 Dimensionnement de l'escalier

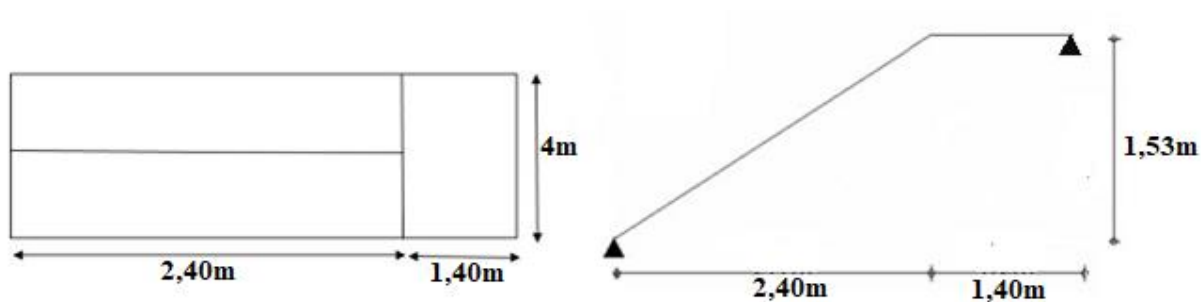


Figure 1 : Schéma statique d'escalier.

$$64n^2 - n(64 + 2H + L) + 2H = 0$$

$$64n^2 - n(64 + 306 + 240) + 306 = 0$$

$$64n^2 - 610n + 306 = 0$$

On trouve :  $\Delta = 293764$

Donc:  $n_1 = 0.53$

$$n_2 = 9$$

- le nombre de marche  $(n-1) = 8$
- le nombre de contre marche  $n = 9$

Alors on prend :

$$\left. \begin{aligned} h &= \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17 \\ g &= \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \end{aligned} \right\} \begin{aligned} h &= 17\text{cm} \\ g &= 30\text{cm} \end{aligned}$$

Formule de BLONDEL :  $2h + g = 64\text{ cm}$      $2 \times 17 + 30 = 64\text{cm}$  .....ok

Formule de commodité :  $g - h = 12\text{ cm}$      $30 - 17 = 13\text{cm} > 12\text{cm}$  .....ok

Formule de sécurité :  $g + h = 46\text{ cm}$      $30 + 17 = 47 > 46\text{ cm}$  .....ok

### I.1.2 Détermination des charges :

- épaisseur de la volée  $e_v$  :

$$l = \sqrt{L^2 + H^2} = \sqrt{240^2 + 153^2} = 284 \text{ cm}$$

$$L = 1.40 + 2.84 = 4.24 \text{ m}$$

$$\frac{l}{30} < e < \frac{l}{20} \quad 14.13 < e < 21.2 \quad e_v = 15 \text{ cm}$$

- épaisseur de palier  $e_p = 15 \text{ cm}$
- angle d'inclinaison de la paillasse

$$\alpha = \text{tng}(H/L) \rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

#### Évaluation de la charge

- Palier

Tableau 1 : évaluation de la charge du palier

Elément	Epaisseur (cm)	Masse volumique (kn/m <sup>3</sup> )	Masse surfacique (kn/m <sup>2</sup> )
Pp de palier	15	25	0.15x25=3.75
Mortier de pose horizontale	3	20	0.03x20=0.6
Carrelage horizontale	2	22	0.02x22=0.44
Enduit de ciment plâtre	2	18	0.02x18=0.36
			$G_p = 5.15 \text{ kn/m}^2$

- Volée

Tableau 2 : évaluation de la charge de la volée

Elément	Epaisseur (cm)	Masse volumique (kn/m <sup>3</sup> )	Masse surfacique (kn/m <sup>2</sup> )
Pp de la volée	15	25	$\frac{\gamma B \cdot A \cdot e_v}{\cos \alpha} = \frac{25 \times 0.15}{\cos \alpha} = 4.45$
Pp des marches	17	22	$\frac{\gamma B \cdot A \cdot h}{2} = \frac{22 \times 0.17}{2} = 1.87$
Mortier de pose horizontale	2	20	0.02x20=0.4
Carrelage horizontale	2	22	0.02x22=0.44
Mortier de pose verticale	3	20	0.03x20=0.6
Carrelage verticale	2	22	0.02x22=0.44
Enduit de ciment plâtre	2	18	0.02x18=0.36
Garde-corps	/	/	1
			$G_v = 9.56 \text{ kn/m}^2$

• Combinaison des charges

Tableau 3 : combinaison des charges

	E.L.U 1.35G+1.5Q	Résultats	E.L.S Q+G	Résultats
Palier	$1.35 \times 5.15 + 1.5 \times 2.5$	10.702 kn/m <sup>2</sup>	$5.15 + 2.5$	7.65 kn/m <sup>2</sup>
Volée	$1.35 \times 9.56 + 1.5 \times 2.5$	16.656 kn/m <sup>2</sup>	$9.56 + 2.5$	12.06 kn/m <sup>2</sup>

I.1.3 Schéma statique

ELU

ELS

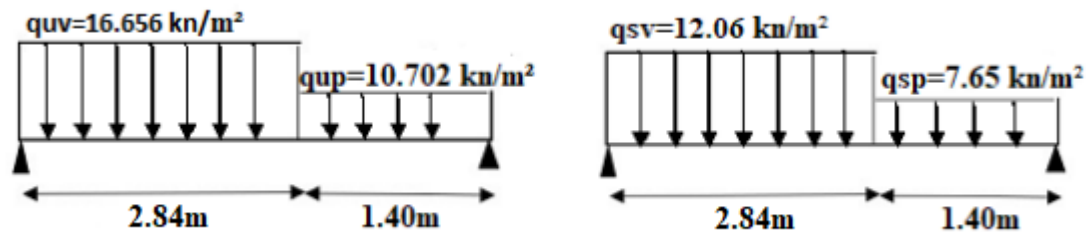


Figure 2 : Schéma statique d'escalier.

$$q_u \text{ E.L.U} = \frac{\sum P_i L_i}{\sum L_i} = \frac{16,656 \times 2,84 + 10,702 \times 1,4}{2,84 + 1,4} = 14,690 \text{ kn/ml}$$

$$q_s \text{ E.L.S} = \frac{\sum P_i L_i}{\sum L_i} = \frac{12,06 \times 2,84 + 7,65 \times 1,4}{2,84 + 1,4} = 10,603 \text{ kn/ml}$$

$$M_U \text{ E.L.U} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{14,690 \times 4,24^2}{8} = 33,01 \text{ kn.m}$$

$$M_s \text{ E.L.S} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{10,603 \times 4,24^2}{8} = 23,83 \text{ kn.m}$$

$$T \text{ E.L.U} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{14,690 \times 4,24}{2} = 31,14 \text{ kn}$$

$$T \text{ E.L.S} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{10,603 \times 4,24}{2} = 22,48 \text{ kn}$$

Puisque les appuis sont partiellement encastrés donc on doit corriger les moments obtenus

En travée :  $M_{ut} = 0.85 M_u = 28.06 \text{ kN/ml}$

En appui :  $M_{ua} = (-) 0.5 M_u = 16.51 \text{ kN/ml}$

I.1.4 Le ferrailage

Le ferrailage se calcule a la flexion simple avec :  $M_{ua}$  et  $M_{ut}$  de section (bx)  $b=1 \text{ m}$  ;  $e=15 \text{ cm}$ .

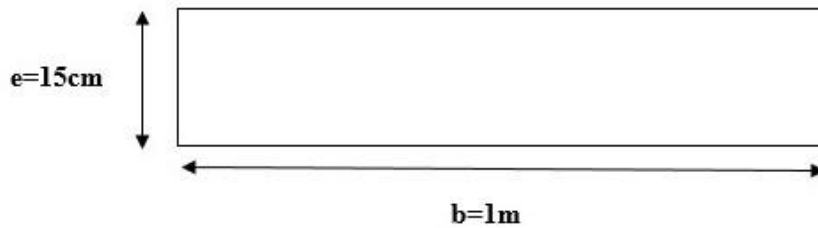


Figure 3 : Schéma statique d'escalier

Avec :  $b=1 \text{ ml}$  ;  $d=0.9 \times 15 = 13.5 \text{ cm}$  ;  $f_{bc}=17 \text{ MPa}$  .

Tableau 4 : ferrailage d'escalier

	$M_u$ (kn.m)	$\mu$	A's	$\alpha$	Z (mm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	A min (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s$ adopté (cm <sup>2</sup> )	St (cm <sup>2</sup> )	$\frac{A_p}{4} < A_{rep} < \frac{A_p}{2}$
<b>En travée</b>	28.06	0,0906	0	0,1189	128,582	5,019	1.49	5HA12	5.65	20	$1.41 < A_{rep} < 2.82$ 4HA8= 2.01 cm <sup>2</sup> St=25 cm
<b>En appui</b>	16.51	0,0533	0	0,0685	131,302	2,892	1.49	4HA10	3.14	25	$0.79 < A_{rep} < 1.57$ 4HA8=2.01 cm <sup>2</sup> St=25 cm

$$St = \frac{b}{5} = 20 \text{ cm.}$$

$$St = \frac{b}{4} = 25 \text{ cm}$$

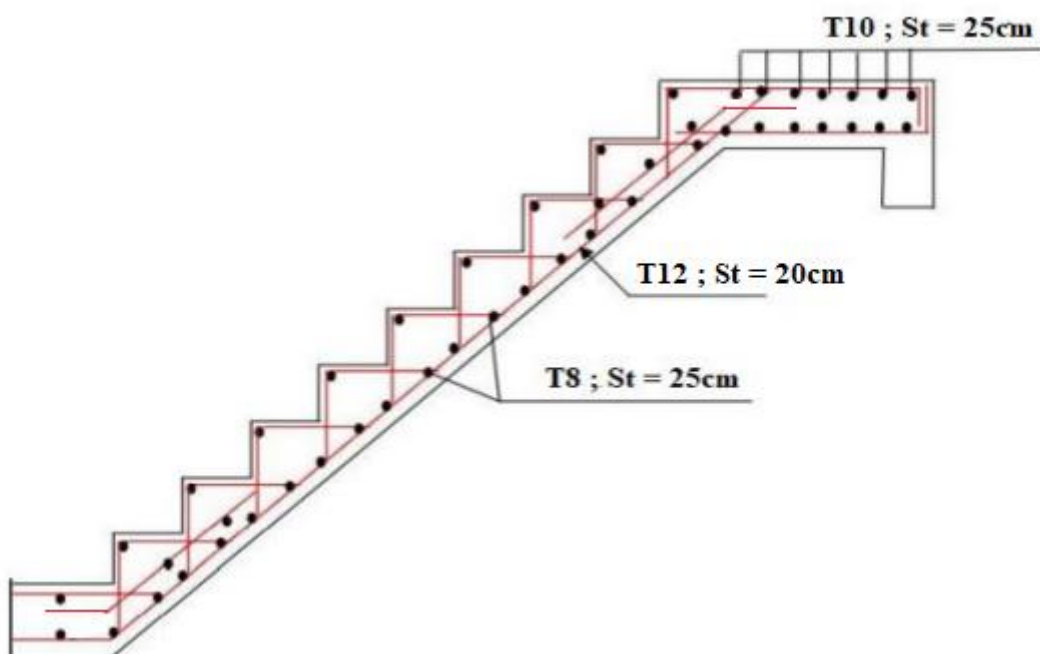


Figure 4 : Ferrailage d'escalier

➤ *Condition de non fragilité*

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 1,49 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ et } A'_s \geq A_{\min} \checkmark$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{31,14 \times 10^3}{10^3 \times 135} = 0,230 \text{ MPa} < 3 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

- Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage)

Les armatures longitudinales tendues inférieure doivent être ancre au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

- Si :  $T_u - \frac{Mu}{0,9h} < 0$  les armatures ne sont soumises à aucun effort traction

- Si :  $T_u - \frac{Mu}{0,9h} > 0$  il faut satisfaire la condition suivante :  $A_s \geq \frac{T_u - \frac{Mu}{0,9h}}{\sigma_s}$

$$T_u - \frac{Mu}{0,9h} = 31,14 - \frac{33,01 \times 10^3}{135} = -213,37 \text{ Kn} < 0$$

**les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.**

- **Vérification des armatures transversale :**

$$\tau = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{31,14 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,230 < 0,05 \times f_{c28} = 1,5 \text{ MPa} \dots \checkmark$$

➤ Vérification à L'ELS

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues

- **Vérification de la contrainte du béton**

La vérification de la contrainte du béton est obtenue par le logiciel SOCOTEC.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

**Tableau 5 : les résultats de vérification de la contrainte du béton avec socotec**

	$M_{ser} (\text{kN.m})$	$A_s (\text{cm}^2)$	$\sigma_{bc} (\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc} (\text{MPa})$	Obs
<i>Travée</i>	20.25	5.65	8,77	18	✓
<i>Appuis</i>	11.92	3.14	6,77	18	✓

• **Vérification de la flèche**

**On doit vérifier que**

- ✓  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} = \frac{15}{424} = 0.035 < 0.0625 \dots\dots\dots \times$
- ✓  $\frac{A_s}{bd} < \frac{4.2}{fe} = \frac{5.65}{100 \times 13.5} = 0.00418 < 0.0084 \dots\dots\dots \checkmark$
- ✓  $\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M0} = 0.035 < 0.19 \dots\dots\dots \times$

La vérification de la contrainte du béton est obtenue par le logiciel SOCOTEC.

**Tableau 6 : les résultats de vérification de la flèche avec socotec**

	$M_{ser}(kN.m)$	$A_s(cm^2)$	$f(mm)$	$\hat{f}(mm)$	Obs
<b>Travée</b>	20.25	5.65	7,303	8,48	✓

## Calcul détaillé du plancher corps creux

### I. Plancher corps creux

#### I.1 Pré-dimensionnement

Les poutrelles sont des poutres de section en T associées à des planchers, ils seront calculés en deux phases :

- ☞ **1<sup>er</sup> phase** : avant le coulage du béton, la poutrelle est supposée simplement appuyées, elle est soumise à son poids propre et elle travaille iso statiquement, le moment fléchissant maximal en travée est

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

Dans cette phase la poutrelle se trouve incapable de reprendre cette sollicitation d'où la nécessité d'un étaieement à mi travée pour diminuer la flèche.

- ☞ **2<sup>ème</sup> phase** : Dans cette phase la poutrelle prend corps avec la dalle de compression elle travaille hyper statiquement sur des appuis continus et par conséquent création des moments au niveau des appuis continus d'où un soulagement pour la poutrelle, ce soulagement est traduit par diminution du moment en mi-travée.

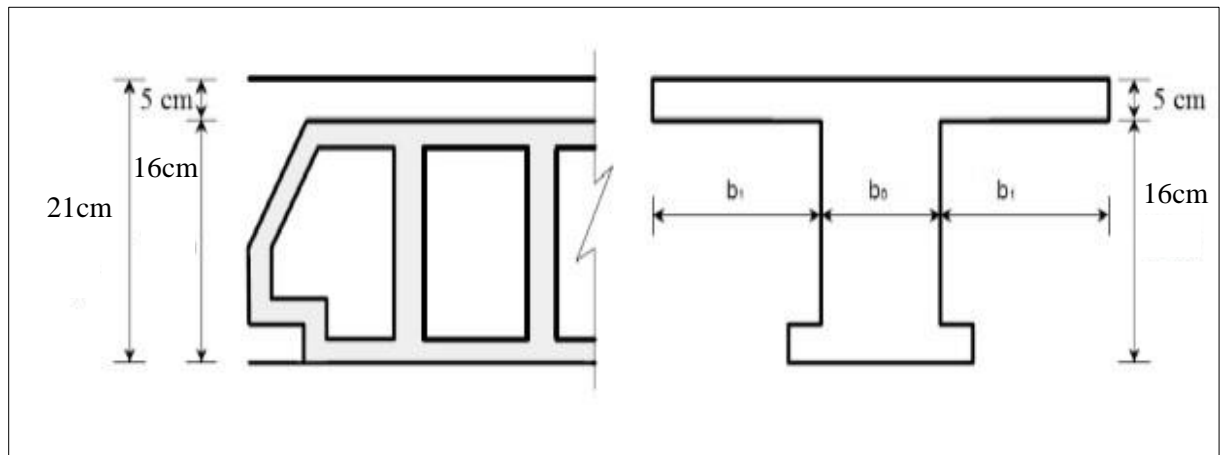


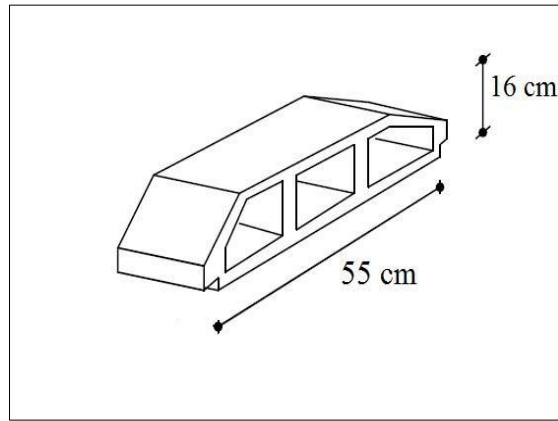
Figure 1 : Plancher corps creux

Notre plancher en corps creux :

- $h_t = 21\text{cm}$
- 16cm corps creux.
- 5cm dalle de compression.

#### I.1.1 Dimension des poutrelles





**Figure 2 : Corps Creux**

$$b_0 = (0.3 \div 0.5)h_t \rightarrow b_0 = (6.3\text{cm} \div 10.5)21\text{cm}$$

On prendra  $b_0 = 12\text{cm}$

$l_n = 55 + 12 = 67\text{cm}$  (Distance entre axe des poutrelles).

$$b_1 = \frac{l_n - b_0}{2} = \frac{67 - 12}{2} \rightarrow b_1 = 27.5\text{cm}$$

## I.2 Evaluation des charges

### ➤ 1<sup>ère</sup> phase

#### a- Charge permanente

Poids propre de la poutrelle :  $0,12 \times 0,05 \times 25 = 0,15 \text{ kN/ml}$

Poids propre du corps creux :  $0,55 \times 1,2 = 0,66 \text{ kN/ml}$

---


$$G = 0,81 \text{ kN/ml}$$

#### b- Charge d'exploitation

$$Q = 1 \times 0,55$$

$$Q = 0,55 \text{ kN/ml}$$

#### c- Combinaison

$$\text{ELU} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,92 \text{ Kn/ml}$$

$$\text{ELS} : q_u = G + Q = 1,36 \text{ Kn/ml}$$

#### d- Calcul des moments

$$M_u = \frac{ql^2}{8} \quad M_u = \frac{1,92(4,35)^2}{8} \quad M_u = 4,54 \text{ Kn.m}$$

$$M_s = \frac{ql^2}{8} \quad M_s = \frac{1,36(4,35)^2}{8} \quad M_s = 3,22 \text{ Kn.m}$$

**e- Ferrailage**

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'ELU  $M_u = 4.54 \text{ Kn.m}$  ;  $b = 12\text{cm}$  ;  $d = 4.5\text{cm}$  ;  $f_{bc} = 17\text{MPa}$

D'après l'organigramme de la flexion simple on a :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \quad 1,10 > \mu_r \text{ Sachant qu'il est impossible d'avoir } \mu_u > 1.$$

Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible.

On prévoit donc des étaielements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

➤ **2<sup>ème</sup> phase**

Après le coulage de l'hourdis en place sur les entrevous, la poutrelle travaille comme une poutre en T.

**a- Charge permanente**

- **Terrasse**  
 $G = 6.63 \times 0.55$   $G = 3.65 \text{ kN/ml}$
- **Etage courant**  
 $G = 5.74 \times 0.55$   $G = 3.16 \text{ kN/ml}$

**b- Charge d'exploitation**

- **Terrasse**  
 $Q = 1 \times 0.55$   $Q = 0.55 \text{ kN/ml}$
- **Etage courant**  
 $G = 1.5 \times 0.55$   $Q = 0.825 \text{ kN/ml}$

**c-Combinaison**

ELU :  $q_u = 1.35G + 1.5Q$

ELS :  $q_u = G + Q$

**Tableau 1 : calcul des combinaisons**

	<b>Terrasse</b>	<b>Etage courant</b>
<b>ELU (kN.m)</b>	5.75	5.5
<b>ELS (kN.m)</b>	4.2	3.99

**d- Conclusion**

Plancher Terrasse est le plus sollicité.

- Nous avons 03 type de poutrelles :
- Poutrelle a 7 travées (3.65-3.45-3.75-4.35-3.75-3.45-3.65) m .
- Poutrelle a 5 travées (3.45-3.75-4.35-3.75-3.45) m .
- Poutrelle a 2 travées (3.75-4.35) m .

Méthode : élément finis (ETABS)

Récapitulation des moments en appuis et en travée :

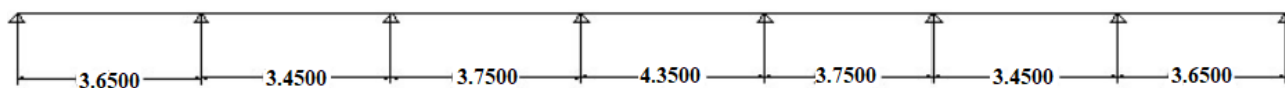
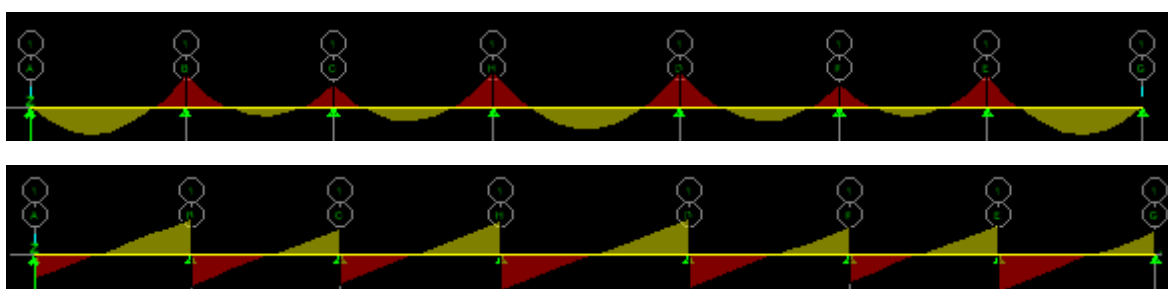


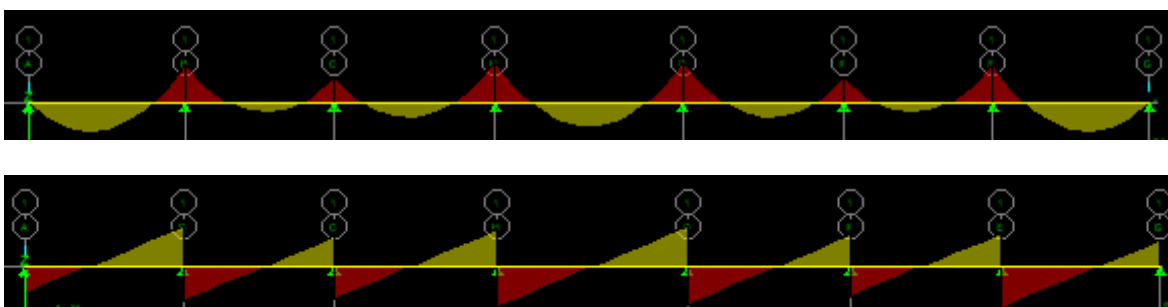
Figure 3 : Poutrelle a 7 travées

Diagrammes (Poutrelle a 7 travées) :

❖ ELU :

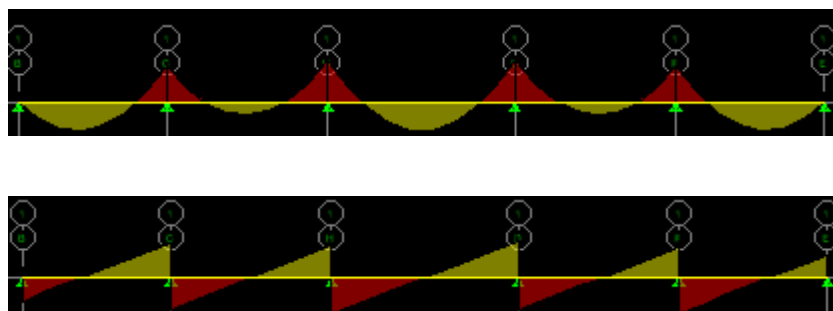


❖ ELS

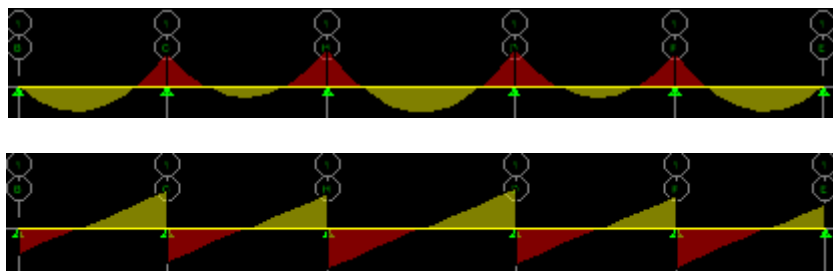


Diagrammes (Poutrelle a 5 travées) :

❖ ELU :

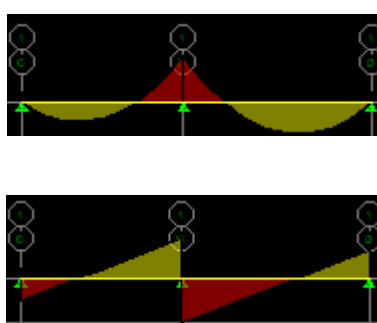


❖ ELS



Diagrammes (Poutrelle a 5 travées) :

❖ ELU :



❖ ELS

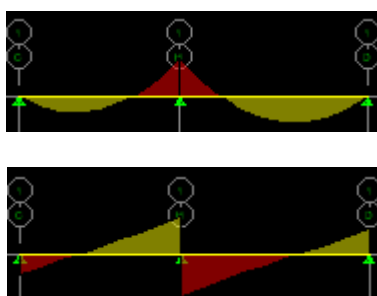


Tableau 2 : Récapitulation des moments sur appuis et aux travées de la poutrelle à 07travées

Appuis	$M_{app}$ (kN.m)		Travées	L (m)	$M_{tra}$ (kN.m)		T(kN)			
	ELU	ELS			ELU	ELS	ELU		ELS	
							$T_w$	$T_e$	$T_w$	$T_e$
1	0	0	1-2	3.65	10.35	7.60	-14.27	21.5	-10.49	15.79
2	-13.19	-9.69	2-3	3.45	3.44	2.52	-18.10	15.72	-13.29	11.55
3	-9.08	-6.67	3-4	3.75	5.47	4.02	-16.95	19.81	-12.45	14.55
4	-14.43	-10.59	4-5	4.35	8.47	6.22	-21.32	21.32	-15.66	15.66

5	-14.43	-10.59	5-6	3.75	5.47	4.02	-19.81	16.95	-14.55	12.45
6	-9.08	-6.67	6-7	3.45	3.44	2.52	-15.72	18.10	-11.55	13.29
7	-13.19	-9.69	7-8	3.65	10.35	7.60	-21.5	14.27	-15.79	10.49
8	0	0								

Tableau 3 : Récapitulation des moments sur appuis et aux travées de la poutrelle à 05travées

Appuis	M <sub>app</sub> (kN.m)		Travées	L (m)	M <sub>tra</sub> (kN.m)		T(kN)			
	ELU	ELS			ELU	ELS	ELU		ELS	
							T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>
1	0	0	1-2	3.65	9.01	6.61	-13.34	20.48	-9.80	15.04
2	-12.30	-9.03	2-3	3.45	4.15	3.01	-17.97	18.79	-13.20	13.80
3	-13.85	-10.17	3-4	3.75	9.04	6.64	-21.32	21.32	-15.66	15.66
4	-13.85	-10.17	4-5	4.35	4.15	3.01	-18.79	17.97	-13.80	13.20
5	-12.30	-9.03	5-6	3.75	9.01	6.61	-20.48	13.34	-15.04	9.80
6	0	0								

Tableau 4 : Récapitulation des moments sur appuis et aux travées de la poutrelle à 02travées

Appuis	M <sub>app</sub> (kN.m)		Travées	L (m)	M <sub>tra</sub> (kN.m)		T(kN)			
	ELU	ELS			ELU	ELS	ELU		ELS	
							T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>
1	0	0	1-2	3.65	8.53	6.27	-12.97	23.79	-9.53	17.47
2	-20.28	-14.90	2-3	3.45	13.88	10.19	-25.98	16.66	-19.09	12.23
3	0	0								

**e- Ferrailage**

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, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximums sur appuis et en travée sont :

• **E.L.U**

$$M_{tu}^{max} = 13.88 \text{ Kn.m}$$

$$M_{au}^{max} = -20.28 \text{ Kn.m}$$

$$T_u^{max} = 25.98 \text{ kN}$$

• **E.L.S**

$$M_{tser}^{max} = 10.19 \text{ Kn.m}$$

$$M_{aser}^{max} = -14.90 \text{ Kn.m}$$

☞ **Ferrailage en travées**

| ANNEXE « E »

$h=21\text{cm}$  ;  $h_0=5\text{cm}$  ;  $b=55\text{cm}$  ;  $b_0=12\text{cm}$  ;  $d=0,9h=18.9\text{cm}$  ;  $\sigma_{bc}=17\text{MPa}$  ;  $f_c=500\text{MPa}$  ;  
 $f_{c28}=30\text{MPa}$  ;  $f_{t28}=2,4\text{MPa}$

$$\mu < 0.186 \quad \zeta_s = 3.5 \times 10^{-3} \times \left(\frac{1}{\alpha} - 1\right)$$

$$\mu > 0.186 \quad \zeta_s = 10 \times 10^{-3}$$

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 ou dans la nervure.

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

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 76.67\text{KN.m} > M_{tu}^{\max} = 13.88\text{kNm}$$

Donc : l'axe neutre est dans la table de compression.

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 «  $b=55\text{cm}$  ».

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire «  $b \times h$  » en flexion simple.

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

**Tableau 5 : récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée**

	$M_u$ (kn.m)	$\mu u < \mu r$	A's (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	Z (mm)	$\mu < 0.186$	$\zeta_s$	$\sigma_s$ (MPa)	As (cm <sup>2</sup> )	Choix
<b>En travée</b>	13.88	0,0416	0	0,0531	184,988	Oui	10‰	435	1,726	3T12=3.39cm <sup>2</sup>

**Condition de non fragilité**

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 1,15\text{cm}^2$$

$$A_s = \text{Max}(1.15\text{cm}^2; 1.72\text{cm}^2) = 1.72\text{cm}^2$$

☞ **Ferrailage sur appuis**

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 76.67\text{KN.m} > M_{tu}^{\max} = 20.28\text{ kN.m}$$

Donc : l'axe neutre est dans la table de compression.

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=55cm » .

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire « b x h » en flexion simple.

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

**Tableau 6 : récapitulatif du calcul des sections d'armatures en appuis**

	$M_u$ (kn.m)	$\mu u < \mu r$	A's (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	Z (mm)	$\mu < 0.186$	$\zeta_s$	$\sigma_s$ (MPa)	As (cm <sup>2</sup> )	Choix
<b>En appuis</b>	20.28	0,0607	0	0,0784	183,076	Oui	10‰	435	2,548	2T14=3.08cm <sup>2</sup>

### Condition de non fragilité

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 1,15 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max}(1.15 \text{ cm}^2 ; 2.54 \text{ cm}^2) = 2.54 \text{ cm}^2$$

## I.3 Vérification

### 1- Effort tranchant

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire :  $T_u^{\max} = 25.98 \text{ kN}$ .

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Tel que :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times 0.9h} \leq \bar{\tau}_u \min\left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma b} ; 5 \text{ MPa}\right]$$

$$\tau_u = \frac{25.98 \times 10^3}{120 \times 189} = 1.15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \min[4 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}]$$

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

### ☞ Au voisinage des appuis

#### a- Appuis de rives

✓ Vérification de la compression du béton

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0.9b0d} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{ Avec : } T_u = 16.66 \text{ kN (appuis de rive).}$$

$$\sigma_b = \frac{16.66 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 189} = 0.81 < 0.4 \frac{f_{c28}}{Y_b} = 8 \text{MPa} \dots\dots \checkmark$$

✓ **Vérification des armatures longitudinales**

$$A_s = 3.08 \text{cm}^2 \geq \frac{T_u}{f_e} = 0.38 \text{cm}^2 \dots\dots \checkmark$$

**b- Appuis intermédiaires**

✓ **Vérification de la contrainte de compression**

Avec :  $T_u = 25.98$  kN (appuis intermédiaires).

$$\sigma_b = \frac{25.98 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 189} = 1.27 < 0.4 \frac{f_{c28}}{Y_b} = 8 \text{MPa} \dots\dots \checkmark$$

✓ **Vérification des armatures longitudinales**

$$A_s = 3.08 \text{cm}^2 \geq \frac{T_u^{Max} - M_{ua}}{\sigma_s} = 3.33 \text{cm}^2$$

**2- Contrainte à l'E.L.S**

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18 \text{MPa}$$

Les résultats effectués avec SOCOTEC.

**Tableau 7 : récapitulatif des vérifications des contraintes à l'E.L.S**

	$M_{ser}$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
<b>Travées</b>	10.19	3.39	4,01	18	✓
<b>Appuis</b>	14.90	3.08	5,9	18	✓

**3- Flèche**

On doit vérifier que :

- ✓  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} = \frac{21}{435} = 0.048 < 0.0625 \dots\dots \text{X}$
- ✓  $\frac{A_s}{bd} < \frac{4.2}{f_e} = \frac{3.39}{55 \times 18.9} = 0.00326 < 0.0084 \dots\dots \checkmark$
- ✓  $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.048 < 0.102 \dots\dots \text{X}$

Les résultats effectués avec SOCOTEC.

**La vérification :**



Hypothèses | Saisie | Dessin | Résultats | Aperçu

Nom d'affaire :

Nom du fichier : sans nom

Dessin Géométrie Type  
 Dessin Géométrie Saisie

**Condition liaison**  
 Poutre isostatique  
 Console

**Type section**  
 Ié  
 Rectangle

**Efforts : Moments fléchissants**

dû aux charges permanentes av. mise en place cloisons  $M_j$   kN\*m

dû aux charges permanentes totales :  $M_g$   kN\*m

dû aux charges permanentes et charges d'exploitation :  $M_p$   kN\*m

**Matériaux**  
 Contrainte béton :  $f_{cj}$   MPa

**Géométrie**

Portée :  $l$   m

Largeur de table :  $b$   m

Largeur de nervure :  $b_0$   m

Hauteur totale :  $h$   m

Hauteur de table :  $h_0$   m

cdg armatures tend. :  $c$   m

cdg armatures comp. :  $d'$   m

**Sections d'armatures**

armatures tendues :  cm<sup>2</sup>

armatures comprimées :  cm<sup>2</sup>

### Le résultat

Hypothèses | Saisie | Dessin | Résultats | Aperçu

**Résultats : Flèches**

	calculée	limite
flèche totale : $\Delta f_t$	<input type="text" value="5.255"/> mm	<input type="text" value="8.7"/> mm
flèche due aux charges permanentes : $f_{gv}$	<input type="text" value="10.597"/> mm	
flèche due aux charges totales : $f_{gq}$	<input type="text" value="11.243"/> mm	

$5.255 \text{ mm} < 8.7 \text{ mm}$

#### I.4 Calcul des armatures transversales et l'espacement

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE50 ( $f_e=500\text{MPa}$ )

- Selon RPA :

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

**Avec :**

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

$\phi_t$  : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

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

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

- Donc :

$$- \frac{At}{St} \geq 0.036\text{cm}$$

-  $St \leq 5\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale}$

-  $St \leq 10\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante}$

**a-** Choix des armatures : On adopte :  $A_t = 2\phi_6 = 0,57\text{cm}^2$

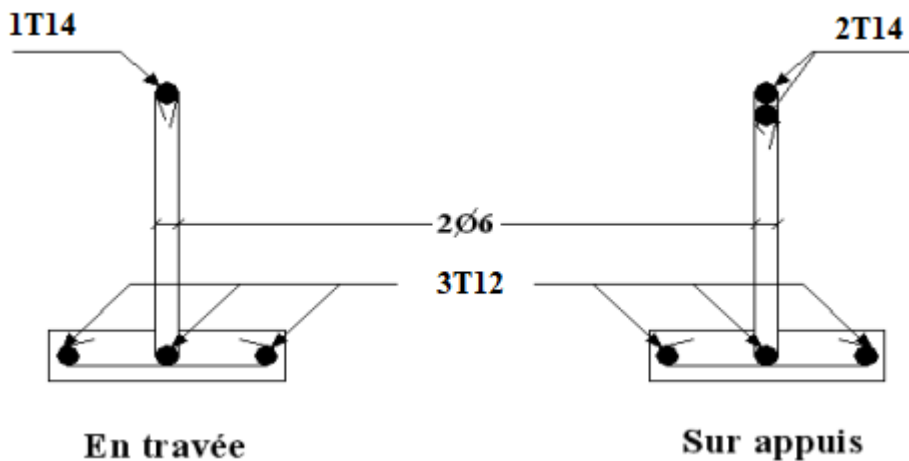
**b-** Choix des espacements :

$$- \frac{At}{St} \geq 0.036\text{cm} \rightarrow St \leq 15.83\text{cm}$$

• Donc :

-  $St \leq 5\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale}$

-  $St \leq 10\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante}$



**Figure 5 : ferrailage des poutrelles en travées et sur appuis**