

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique  
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou  
Faculté du génie de la construction  
Département de génie civil



# Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme master en Génie Civil.  
Option : Construction Civile et Industrielle.

## Thème

Etude d'une Structure R+7 à usage d'habitation et commercial  
à contreventement mixte



Etudié par : M<sup>me</sup> GHEZALI  
née MORSLI Nawal  
M<sup>lle</sup> MOUCHENE Amel

Dirigé par : M<sup>r</sup> KACI Salah

Année universitaire 2012/2013

# Remerciement

Toute notre reconnaissance et remerciement à Dieu le tout puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour l'élaboration de ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération que nous remercions notre promoteur **M<sup>f</sup> KACI** pour la sollicitude avec laquelle il a suivi et guidé notre mémoire.

Nos reconnaissances vont également à l'ensemble des enseignants du département **Génie Civil** qui ont répondu à nos sollicitations.

Nous tenons à remercier aussi les membres du jury d'avoir bien accepté de consacrer leurs temps pour évaluer notre travail.

Enfin, nous n'oublions pas de remercier nos familles, nos camarades, et tous ceux qui ont contribué, de près ou de loin à notre formation et à l'aboutissement de ce projet.

# Sommaire

## Introduction générale

## Chapitre I : Présentation et Description de l'ouvrage

|  |        |
|--|--------|
| I-Présentation de l'ouvrage.....                 | Page 1 |
| II-Caractéristiques géométriques .....           | Page 1 |
| III-Données du site.....                         | Page 1 |
| IV-Les éléments constitutifs de l'ouvrage .....  | Page 1 |
| IV-1 L'ossature.....                             | Page 1 |
| IV-2 Les planchers.....                          | Page 1 |
| IV-3 Les escaliers.....                          | Page 1 |
| IV-4 Les remplissage (maçonnerie).....           | Page 1 |
| IV-5 Les revêtements.....                        | Page 1 |
| V-Caractéristiques mécaniques des matériaux..... | Page2  |
| V-1 Béton .....                                  | Page2  |
| V-2 Acier.....                                   | Page6  |

## Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

|   |        |
|---|--------|
| Introduction.....                                 | Page9  |
| II-1 Pré-dimensionnement des éléments.....        | Page9  |
| II-1-1 Les planchers.....                         | Page9  |
| II-1-2 Les poutres.....                           | Page10 |
| II-1-3 Les voiles.....                            | Page11 |
| II-1-4 Les poteaux.....                           | Page13 |
| II-2 Détermination des charges et surcharges..... | Page15 |
| II-2-1 Charges permanente.....                    | Page15 |
| II-2-2 Charges d'exploitation.....                | Page19 |

## Chapitre III : Calcul des éléments

|                |   |        |
|----------------|---|--------|
| <b>III-1</b>   | Calcul de l'acrotère.....                                 | Page21 |
| <b>III-1-1</b> | Calcul des sollicitations.....                            | Page22 |
| <b>III-1-2</b> | Combinaison des charges.....                              | Page23 |
| <b>III-1-3</b> | Ferraillage de l'acrotère.....                            | Page23 |
| <b>III-1-4</b> | Vérification à l'ELU.....                                 | Page25 |
| <b>III-1-5</b> | Vérification à l'ELS.....                                 | Page26 |
| <b>III-1-6</b> | Vérification de l'acrotère au séisme(RPA99/Art6.2.3)..... | Page27 |
| <b>III-2</b>   | Planchers dalles pleines.....                             | Page29 |
| <b>III-2-1</b> | Pré-dimensionnement de la dalle pleine.....               | Page29 |
| <b>III-2-2</b> | Détermination des charges et surcharges.....              | Page29 |
| <b>III-2-3</b> | Calcul à l'ELU.....                                       | Page30 |
| <b>III-2-4</b> | Calcul à l'ELS.....                                       | Page32 |
| <b>III-3</b>   | Planchers à corps creux.....                              | Page35 |
| <b>III-3-1</b> | Dalle de compression.....                                 | Page35 |
| <b>III-3-2</b> | Calcul des poutrelles.....                                | Page36 |
| <b>III-3-3</b> | Calcul des efforts internes.....                          | Page40 |
| <b>III-3-4</b> | Calcul des armatures à l'ELU.....                         | Page46 |
| <b>III-3-5</b> | Vérification à l'ELU.....                                 | Page47 |
| <b>III-3-6</b> | Vérification à l'ELS.....                                 | Page49 |
| <b>III-3-7</b> | Calcul à l'ELS.....                                       | Page50 |
| <b>III-4</b>   | Calcul des escaliers.....                                 | Page53 |
| <b>III-4-1</b> | Définition.....   | Page53 |
| <b>III-4-2</b> | Terminologie.....   | Page53 |
| <b>III-4-3</b> | Pré-dimensionnement de l'escalier d'étage courant.....    | Page53 |
| <b>III-4-4</b> | Ferraillage.....  | Page69 |
| <b>III-4-5</b> | Vérifications à l'ELU.....                                | Page69 |
| <b>III-4-6</b> | Vérifications à l'ELS.....                                | Page71 |

|  |         |
|--|---------|
| <b>III-4-7</b> Pré-dimensionnement de l'escalier du RDC.....                     | Page76  |
| <b>III-4-8</b> Ferrailage.....   | Page84  |
| <b>III-4-9</b> Vérifications à l'ELU.....  | Page85  |
| <b>III-4-10</b> Vérifications à l'ELS.....                                       | Page87  |
| <b>III-5</b> Calcul de la poutre palière de l'étage courant et du RDC.....       | Page90  |
| <b>III-5-1</b> Pré-dimensionnement de la poutre brisée.....                      | Page90  |
| <b>III-5-2</b> Détermination des charges et surcharges revenant à la poutre..... | Page90  |
| <b>III-5-3</b> Combinaison des charges et surcharges.....                        | Page91  |
| <b>III-5-4</b> Calcul à l'ELU.....   | Page91  |
| <b>III-5-5</b> Vérification à l'ELU.....   | Page94  |
| <b>III-5-6</b> Calcul à l'ELS.....   | Page96  |
| <b>III-5-7</b> Vérification à l'ELS.....   | Page99  |
| <b>III-6</b> Cage d'ascenseur.....   | Page101 |
| <b>III-6-1</b> Caractéristiques des ascenseurs.....                              | Page101 |
| <b>III-6-2</b> Calcul de la dalle pleine de la salle machine.....                | Page101 |
| <b>III-6-3</b> Vérification à l'ELU.....   | Page105 |
| <b>III-6-4</b> Vérification à l'ELS.....   | Page107 |

#### **Chapitre IV : Etude de contreventement**

|  |         |
|--|---------|
| <b>IV-</b> Caractéristiques géométriques de la structure.....              | Page112 |
| <b>IV-1</b> Rigidités des portiques.....                                   | Page112 |
| <b>IV-2</b> Etapes de calcul.....  | Page112 |
| <b>IV-3</b> Calcul du centre de torsion.....                               | Page117 |
| <b>IV-4</b> Caractéristiques géométriques des voiles.....                  | Page118 |
| <b>IV-5</b> Etude des refends.....   | Page118 |
| <b>IV-6</b> Calcul du centre de torsion des voiles (centre élastique)..... | Page121 |
| <b>IV-7</b> Calcul du centre de masse de la structure.....                 | Page123 |

|   |         |
|---|---------|
| IV-8 Interaction voiles-portiques.....                      | Page124 |
| <br><b>Chapitre V : Etude dynamique</b>                     |         |
| Introduction.....   | Page131 |
| V-1 Méthode statique équivalente (RPA99/Art 4.2).....       | Page131 |
| V-2 Méthode d'analyse modale spectrale (RPA99/Art 4.3)..... | Page131 |
| V-3 Diagramme des efforts internes.....                     | Page142 |
| <br><b>Chapitre VI : Ferrailage des poutres</b>             |         |
| VI-1 Recommandation du RPA99/version2003.....               | Page148 |
| VI-2 Etapes de calcul des armatures longitudinales.....     | Page149 |
| VI-3 Vérification à l'ELU.....                              | Page151 |
| VI-4 Diamètre des armatures transversales.....              | Page154 |
| VI-5 Vérifications au RPA 99/Version 2003.....              | Page155 |
| VI-6 Vérifications à l'ELS.....                             | Page156 |
| VI-7 Dispositions constructives.....                        | Page161 |
| <br><b>Chapitre VII : Ferrailage des poteaux</b>            |         |
| VII-1 Recommandations du RPA 99 modifié 2003.....           | Page162 |
| VII.2 Calcul du ferrailage.....                             | Page163 |
| VII-3 Calcul du ferrailage.....                             | Page166 |
| VII-4 Vérifications à l'ELS.....                            | Page169 |
| VII-5 Armatures transversales.....                          | Page172 |
| <br><b>Chapitre VIII : Ferrailage des voiles</b>            |         |
| VIII-1 Ferrailage des voiles.....                           | Page175 |
| VIII-2 Exposé de la méthode.....                            | Page175 |
| VIII-3 Armatures verticales.....                            | Page178 |
| VIII-4 Armatures horizontales.....                          | Page177 |

|   |              |
|---|--------------|
| <b>VIII-5</b> Armatures de couture.....                               | Page178      |
| <b>VIII-6</b> Armatures transversales.....                            | Page178      |
| <b>VIII-7</b> Armatures pour les potelets.....                        | Page178      |
| <b>VIII-8</b> Dispositions constructives.....                         | Page178      |
| <b>VIII-9</b> Les vérifications.....                                  | Page179      |
| <b>VIII-10</b> Ferrailage des voiles.....                             | Page183      |
| <br><b>Chapitre IX : Etudes de l'infrastructure</b>                   |              |
| <b>IX-1</b> Choix du type de fondation.....                           | Page187      |
| <b>IX-2</b> Etude géotechnique du sol.....                            | Page187      |
| <b>IX-3</b> Dimensionnement.....                                      | Page188      |
| <b>IX-4</b> Etude du radier général.....                              | Page191      |
| <b>IX-4-1</b> Pré dimensionnement du radier.....                      | Page192      |
| <b>IX-4-2</b> Détermination des efforts.....                          | Page193      |
| <b>IX-4-3</b> Vérifications.....                                      | Page194      |
| <b>IX-5</b> Ferrailage du radier.....                                 | Page197      |
| <b>IX-5-1</b> Les contraintes prisent en compte dans les calculs..... | Page197      |
| <b>IX-5-2</b> Ferrailage de la dalle.....                             | Page197      |
| <b>IX-5-3</b> Ferrailage des nervures.....                            | Page200      |
| <b>IX-5-4</b> Ferrailage du débord.....                               | Page206      |
| <b>Conclusion générale</b> .....                                      | Page207      |
| <b>Bibliographie</b> .....  | Page208      |
| <b>Annexes</b> .....  | Page209-2012 |

## Les figures

|   |        |
|---|--------|
| <b>Figure I-1</b> Schéma descriptif du mur extérieur.....                         | Page02 |
| <b>Figure I-2</b> Diagramme des contraintes-déformation à l'ELU.....              | Page04 |
| <b>Figure I-3</b> Diagramme des contraintes-déformation de béton à l'ELS.....     | Page04 |
| <b>Figure I-4</b> Diagramme des contraintes-déformation de l'acier.....           | Page07 |
| <b>Figure II-1</b> Schématisation d'un plancher à corps creux.....                | Page09 |
| <b>Figure II-2</b> Coupe de voile en élévation.....                               | Page12 |
| <b>Figure II-3</b> coupe des voiles en plan.....                                  | Plan12 |
| <b>Figure II-4</b> Coffrage des poteaux.....                                      | Page14 |
| <b>Figure II-5</b> Coupe verticale d'un plancher terrasse.....                    | Page15 |
| <b>Figure II-6</b> Coupe verticale d'un plancher étage courant (corps creux)..... | Page16 |
| <b>Figure II-7</b> Coupe transversale de la dalle pleine.....                     | Page17 |
| <b>Figure II-8</b> Coupe verticale d'un mur extérieur.....                        | Page17 |
| <b>Figure II-9</b> Coupe verticale d'un mur intérieur.....                        | Page18 |
| <b>Figure II-10</b> Coupe verticale de l'acrotère.....                            | Page19 |
| <b>Figure III-1</b> Coupe verticale de l'acrotère.....                            | Page21 |
| <b>Figure III-2</b> Schéma statique de l'acrotère.....                            | Page21 |
| <b>Figure III-3</b> Diagramme des efforts internes.....                           | Page22 |
| <b>Figure III-4</b> Section rectangulaire soumise à la flexion composée.....      | Page23 |
| <b>Figure III-5</b> Position du centre de pression.....                           | Page24 |
| <b>Figure III-6</b> Ferrailage de l'acrotère.....                                 | Page28 |
| <b>Figure III-7</b> Dimension de la dalle pleine.....                             | Page29 |
| <b>Figure III-8</b> Schéma statique de la dalle plein.....                        | Page29 |
| <b>Figure III-9</b> Ferrailage de la dalle pleine.....                            | Page34 |
| <b>Figure III-10</b> Schéma du treillis soudé.....                                | Page36 |
| <b>Figure III-11</b> Section de la poutrelle.....                                 | Page37 |
| <b>Figure III-12</b> Surface revenant aux poutrelles.....                         | Page37 |

|  |        |
|--|--------|
| <b>Figure III-13</b> Construction de la section en Té.....                           | Page38 |
| <b>Figure III-14</b> Exposition de la méthode des trois moments.....                 | Page40 |
| <b>Figure III-15</b> Poutrelle sur six appuis.....                                   | Page40 |
| <b>Figure III-16</b> Diagramme des moments à l'ELU.....                              | Page44 |
| <b>Figure III-17</b> Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.....                    | Page45 |
| <b>Figure III-18</b> Diagramme des moments à l'ELS.....                              | Page45 |
| <b>Figure III-19</b> Diagramme des efforts tranchant à l'ELS.....                    | Page46 |
| <b>Figure III-20</b> Plan de ferrailage de la poutrelle en travée et aux appuis..... | Page52 |
| <b>Figure III-21</b> Plan de ferrailage du plancher à usage d'habitation.....        | Page52 |
| <b>Figure III-22</b> Constituants d'un escalier.....                                 | Page53 |
| <b>Figure III-23</b> Schéma statique des volées 1et 3.....                           | Page54 |
| <b>Figure III-24</b> Schéma statique des volées 1et 3 à l'ELU.....                   | Page56 |
| <b>Figure III-25</b> Diagramme des efforts tranchants des volées à l'ELU.....        | Page58 |
| <b>Figure III-26</b> Diagramme du moment isostatique des volées 1et 3 à l'ELU.....   | Page58 |
| <b>Figure III-27</b> Diagramme du moment fléchissant des volées 1et 3 à l'ELU.....   | Page58 |
| <b>Figure III-28</b> Schéma statique des volées 1et 3 à l'ELS.....                   | Page59 |
| <b>Figure III-29</b> Diagramme des efforts tranchants des volées 1et 3 à l'ELS.....  | Page61 |
| <b>Figure III-30</b> Diagramme du moment isostatique des volées 1et 3 à l'ELS.....   | Page61 |
| <b>Figure III-31</b> Diagramme du moment fléchissant des volées 1et 3 à l'ELS.....   | Page61 |
| <b>Figure III-32</b> Schéma statique de la volée 2.....                              | Page62 |
| <b>Figure III-33</b> Schéma statique de la volée 2 à l'ELU.....                      | Page63 |
| <b>Figure III-34</b> Diagramme des efforts tranchants de la volée 2 à l'ELU.....     | Page65 |
| <b>Figure III-35</b> Diagramme du moment isostatique des volées 2 à l'ELU.....       | Page65 |
| <b>Figure III-36</b> Diagramme du moment fléchissant des volées 2 à l'ELU.....       | Page65 |
| <b>Figure III-37</b> Schéma statique de la volée 2 à l'ELS.....                      | Page66 |
| <b>Figure III-38</b> Diagramme des efforts tranchants de la volée 2 à l'ELS.....     | Page68 |
| <b>Figure III-39</b> Diagramme du moment isostatique des volées 2 à l'ELS.....       | Page68 |

|                      |   |         |
|----------------------|---|---------|
| <b>Figure III-40</b> | Diagramme du moment fléchissant des volées 2 à l'ELS.....         | Page65  |
| <b>Figure III-41</b> | Schéma statique de la volée 1 du RDC.....                         | Page77  |
| <b>Figure III-42</b> | Schéma statique de la volée 1 à l'ELU.....                        | Page79  |
| <b>Figure III-43</b> | Diagramme des efforts tranchants de la volée 1 à l'ELU(RDC).....  | Page81  |
| <b>Figure III-44</b> | Diagramme du moment isostatique des volées 1 à l'ELU(RDC).....    | Page81  |
| <b>Figure III-45</b> | Diagramme du moment fléchissant des volées 1 à l'ELU.....         | Page81  |
| <b>Figure III-46</b> | Schéma statique de la volée 1 à l'ELS.....                        | Page82  |
| <b>Figure III-47</b> | Diagramme des efforts tranchants de la volée 1 à l'ELS.....       | Page83  |
| <b>Figure III-48</b> | Diagramme du moment isostatique des volées 1 à l'ELS.....         | Page84  |
| <b>Figure III-49</b> | Diagramme du moment fléchissant des volées 1 à l'ELS.....         | Page84  |
| <b>Figure III-50</b> | Schéma statique de la poutre brisée à l'ELU.....                  | Page91  |
| <b>Figure III-51</b> | Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.....                     | Page93  |
| <b>Figure III-52</b> | Diagramme du moment isostatique à l'ELU.....                      | Page93  |
| <b>Figure III-53</b> | Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.....                      | Page93  |
| <b>Figure III-54</b> | Schéma statique de la poutre brisée à l'ELS.....                  | Page96  |
| <b>Figure III-55</b> | Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.....                     | Page98  |
| <b>Figure III-56</b> | Diagramme du moment isostatique à l'ELS.....                      | Page98  |
| <b>Figure III-57</b> | Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.....                      | Page99  |
| <b>Figure III-58</b> | Ferraillage de la poutre brisée.....                              | Page100 |
| <b>Figure III-59</b> | Diffusion des charges dans le feuillet moyen (salle machine)..... | Page101 |
| <b>Figure III-60</b> | Les moments dans les deux sens à l'ELU.....                       | Page104 |
| <b>Figure III-61</b> | Ferraillage de la dalle de la salle machine.....                  | Page111 |
| <b>Figure IV-1</b>   | Identification des paramètres.....                                | Page112 |
| <b>Figure IV-2</b>   | Coupe sur les voiles pleins.....                                  | Page118 |
| <b>Figure IV-3</b>   | Coupe sur le voile VT3.....                                       | Page119 |
| <b>Figure IV-4</b>   | Schéma représentatif de la distance ( $d_i$ ).....                | Page125 |
| <b>Figure IV-5</b>   | Diagramme des moments dans le refend considéré.....               | Page126 |

|   |         |
|---|---------|
| <b>Figure IV-6</b> Représentation graphique des pourcentages d’inertie (sens longitudinal)      | Page129 |
| <b>Figure IV-7</b> Représentation graphique des pourcentages d’inertie (sens transversal)..     | Page130 |
| <b>Figure V-1</b> Vue en 3D de la structure   | Page132 |
| <b>Figure V-2</b> Vue en plan de la structure.  | Page133 |
| <b>Figure V-3</b> Spectre de réponse selon X.   | Page134 |
| <b>Figure V-4</b> Spectre de réponse selon Y  | Page135 |
| <b>Figure V-5</b> Diagramme des moments fléchissant en mode 3 du portique 2 (sens longitudinal) | Page142 |
| <b>Figure V-6</b> Diagramme des efforts normaux du portique 2 (sens longitudinal).              | Page143 |
| <b>Figure V-7</b> Diagramme des efforts tranchants du portique 2 (sens longitudinal).           | Page144 |
| <b>Figure V-8</b> Diagramme des moments fléchissant en mode 3 du portique B (sens transversal)  | Page145 |
| <b>Figure V-9</b> Diagramme des efforts normaux du portique B (sens transversal).               | Page146 |
| <b>Figure V-10</b> Diagramme des efforts tranchants du portique B (sens transversal).           | Page147 |
| <b>Figure IV-1</b> Schéma de calcul en flexion simple.  | Page149 |
| <b>Figure VII.1</b> Schéma de calcul en flexion composé.  | Page164 |
| <b>Figure VII-2</b> Distribution des contraintes.   | Page165 |
| <b>Figure VIII-1</b> Disposition des armatures verticales dans les voiles.                      | Page179 |
| <b>Figure IX-1</b> Répartition des efforts dans la semelle.                                     | Page190 |
| <b>Figure IX-2</b> Diagramme des contraintes.   | Page195 |
| • <b>Sens longitudinal</b>  |         |
| <b>Figure IX-3</b> Diagramme du chargement à l’ELU.   | Page200 |
| <b>Figure IX-4</b> Diagramme du moment fléchissant à l’ELU.                                     | Page201 |
| <b>Figure IX-5</b> Diagramme de l’effort tranchant à l’ELU.                                     | Page201 |
| <b>Figure IX-6</b> Diagramme du chargement à l’ELS.   | Page201 |
| <b>Figure IX-7</b> Diagramme du moment fléchissant à l’ELS.                                     | Page201 |
| <b>Figure IX-8</b> Diagramme de l’effort tranchant à l’ELS.                                     | Page202 |

- **Sens transversal**

**Figure IX-9** Diagramme du chargement à l'ELU.....Page202

**Figure IX-10** Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.....Page202

**Figure IX-11** Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.....Page202

**Figure IX-12** Diagramme du chargement à l'ELS.....Page203

**Figure IX-13** Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.....Page203

**Figure IX-14** Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.....Page203

## Les tableaux

|  |             |
|--|-------------|
| <b>Tableau II-1</b> Vérification des conditions exigées par le RPA.....  | Page11.     |
| <b>Tableau II-2</b> Charge permanentes du plancher terrasse.....   | Page16.     |
| <b>Tableau II-3</b> Charge permanentes d'étage courant .....   | Page16.     |
| <b>Tableau II-4</b> Charge permanentes de la dalle pleine .....  | Page17      |
| <b>Tableau II-5</b> Charges permanentes des murs extérieurs.....   | Page18      |
| <b>Tableau II-6</b> Charge permanentes des murs intérieur.....   | Page18      |
| <b>Tableau II-7</b> Charges d'exploitations.....   | Page19      |
| <b>Tableau III-1</b> Récapitulatif des efforts internes du plancher à corps creux à l'ELU....                                      | Plan44      |
| <b>Tableau III-2</b> Récapitulatif des efforts internes du plancher à corps creux à l'ELS ....                                     | Page44      |
| <b>Tableau III-3</b> Les charges permanentes de la volée 1et 3.....  | Page55      |
| <b>Tableau III-4</b> Les charges permanentes du palier.....  | Page55      |
| <b>Tableau III-5</b> Les charges permanentes de la volée1 (RDC).....   | Page78      |
| <b>Tableau III-6</b> Les charges permanentes du palier (RDC).....  | Page78      |
| <b>Tableaux IV-1</b> Les données de calcul dans les deux sens (transversal et longitudinal)<br>pour chaque niveau.....             | Page113-114 |
| <b>Tableaux IV-2</b> Rigidités des poteaux aux différents niveaux dans les deux sens.....  | Page116     |
| <b>Tableaux IV-3</b> Calcul du centre de torsion des portiques transversaux .....  | Page117     |
| <b>Tableaux IV-4</b> Calcul du centre de torsion des portiques longitudinaux .....   | Page117     |
| <b>Tableaux IV-5</b> Calcul du centre de torsion des voiles (RDC) .....  | Page121     |
| <b>Tableaux IV-6</b> Calcul du centre de torsion des voiles d'étage courants .....   | Page122     |
| <b>Tableaux IV-7</b> Calcul de la rigidité d'ensemble (portiques et voiles) .....  | Page122     |
| <b>Tableaux IV-8</b> Calcul du centre de torsion des portiques et des voiles .....   | Page122     |
| <b>Tableau IV-9</b> Calcul de l'excentricité. ....   | Page122     |
| <b>Tableau IV-10</b> Résultats des aires ( $S_i$ ) et la position du centre de gravité ( $d_i$ ) par diagramme<br>des moments..... | Page127     |
| <b>Tableaux IV-11</b> Les inerties fictives des portiques dans les deux sens .....   | Page128     |

|   |         |
|---|---------|
| <b>Tableaux V-1</b> Les inerties fictives des portiques dans les deux sens.....                                       | Page134 |
| <b>Tableau V-2</b> Excentricité théorique et accidentelle.....  | Page137 |
| <b>Tableau V-3</b> Vérification des déplacements .....  | Page138 |
| <b>Tableau V-4</b> Vérification de l'effet P- $\Delta$ .....  | Page139 |
| <b>Tableau V-5</b> Effort interne dans les poutres principales à l'ELU.....   | Page139 |
| <b>Tableau V-6</b> Effort interne dans les poutres principales à l'ELS.....   | Page140 |
| <b>Tableaux V-7</b> Effort interne dans les poutres secondaires à l'ELU.....  | Page140 |
| <b>Tableau V-8</b> Effort interne dans les poutres secondaires à l'ELS.....   | Page140 |
| <b>Tableau V-9</b> Effort interne dans les poteaux (combinaison accidentelle).....                                    | Page141 |
| <b>Tableau V-10</b> Effort interne dans les poteaux à l'ELS.....  | Page141 |
| <b>Tableau VI-1</b> Calcul des sections d'acier pour les poutres principales.....                                     | Page150 |
| <b>Tableau VI-2</b> Calcul des sections d'acier pour les poutres secondaires.....                                     | Page150 |
| <b>Tableau VI-3</b> Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures<br>longitudinales.....        | Page153 |
| <b>Tableau VI-4</b> Vérification de l'état limite de compression du béton en travée des Poutres<br>principales .....  | Page157 |
| <b>Tableau VI-5</b> Vérification de l'état limite de compression du béton aux appuis des Poutres<br>principales ..... | Page157 |
| <b>Tableau VI-6</b> Vérification de l'état limite de compression du béton en travée des Poutres<br>secondaires .....  | Page157 |
| <b>Tableau VI-7</b> Vérification de l'état limite de compression du béton aux appuis des Poutres<br>secondaires ..... | Page157 |
| <b>Tableau VI-8</b> Vérification de la flèche pour la poutre principale et secondaire.....                            | Page160 |
| <b>Tableau VII-1</b> Ferrailage des poteaux .....   | Page169 |
| <b>Tableau VII-2</b> Vérification des contraintes .....   | Page171 |
| <b>Tableau VIII-1</b> Ferrailage des voiles longitudinaux : VL1, VL4, VL6 et VL9.....                                 | Page183 |
| <b>Tableau VIII-2</b> Ferrailage du voile longitudinal VL5.....   | Page184 |
| <b>Tableau VIII-3</b> Ferrailage des voiles transversaux VT3 et VT8.....  | Page185 |
| <b>Tableau VIII-4</b> Ferrailage des voiles transversaux VT2et VT7.....   | Page186 |

|  |         |
|--|---------|
| <b>Tableau IX-1</b> Surface des semelles filantes sous voiles longitudinaux.....                 | Page189 |
| <b>Tableau IX-2</b> Surface des semelles filantes sous voiles transversaux.....                  | Page189 |
| <b>Tableau IX-3</b> Détermination de la résultante des charges .....                             | Page190 |
| <b>Tableau IX-4</b> Moments aux appuis et en travées dans la nervure<br>(Sens longitudinal)..... | Page202 |
| <b>Tableau IX-5</b> Moments aux appuis et en travées dans la nervure<br>(Sens transversal).....  | Page203 |

# **Introduction générale**

## Introduction générale

L'objectif principal de toute étude génie civil est de calculer et vérifier la résistance des différents éléments d'un ouvrage pour assurer sa bonne transmission au sol les sollicitations qu'il aura à supporter durant sa réalisation et tous au long de son exploitation. C'est un souci de sécurité qui ne peut être atteint qu'en étudiant l'ouvrage suivant les règles de l'art.

L'ouvrage en question est un bâtiment de R+7 à ossature mixte, présentant une régularité en plan ainsi qu'en élévation dont le système de contreventement est mixte (voiles-portiques). Après un pré-dimensionnement des éléments de notre structure, une étude dynamique et sismique est effectuée pour trouver les caractéristiques intrinsèques du bâtiment et tirer les efforts engendrés par les différentes sollicitations.

Dans le cadre de cette étude, nous avons utilisé le logiciel de calcul par éléments finis ETABS pour faire le calcul dynamique des éléments structuraux. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le BAEL 91 modifiée 99, le RPA99/version 2003 et CBA93.

Un certain nombre de vérifications à la sécurité et au service des éléments a été également effectué comme :

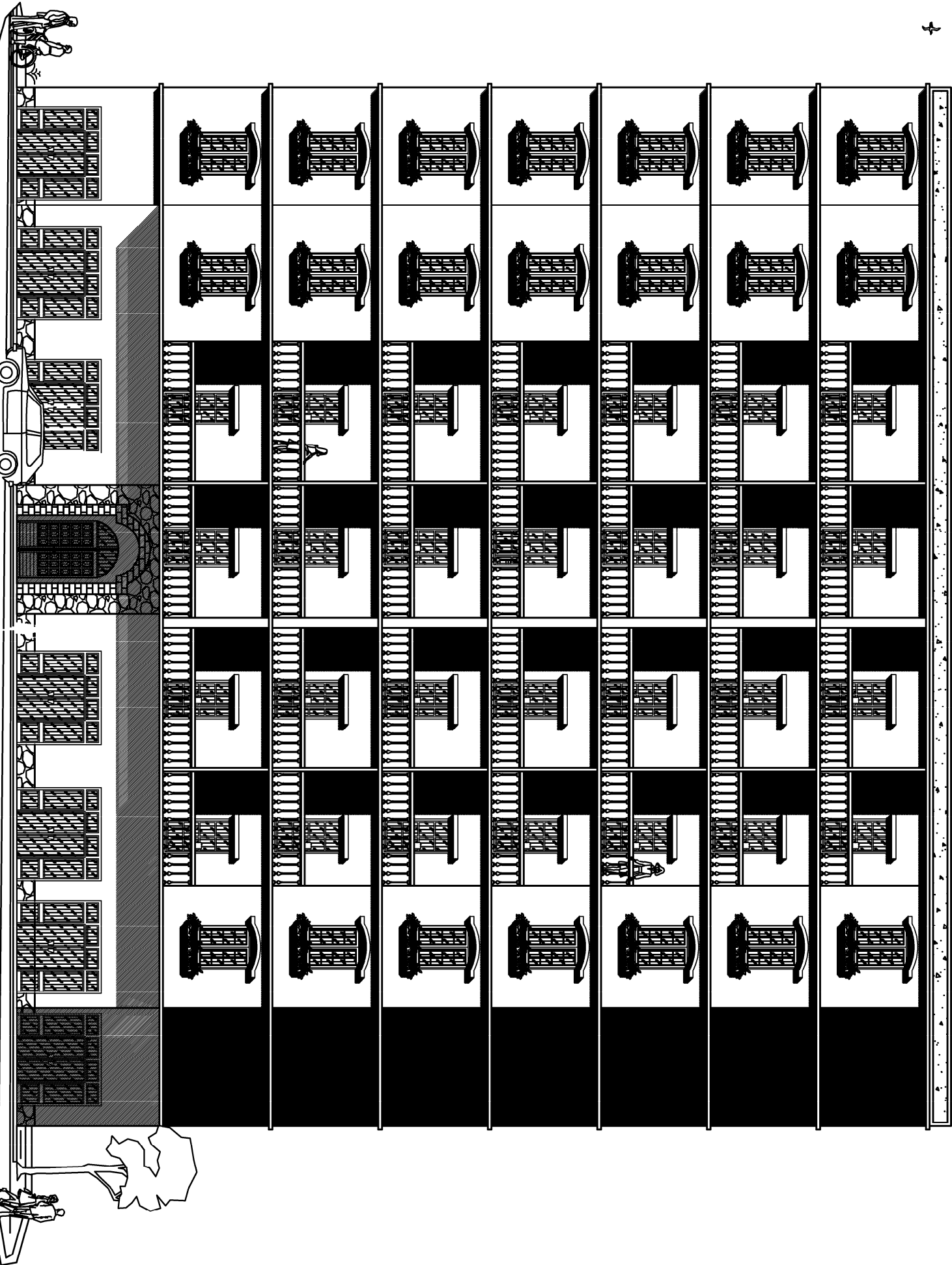
- La vérification de l'effort tranchant à la base.
- L'effet de la torsion accidentelle.
- Effet P- $\Delta$ .
- Etat limite des déplacements inter-étage.

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

# F A Ç A D E P R I N C I P A L E

+

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



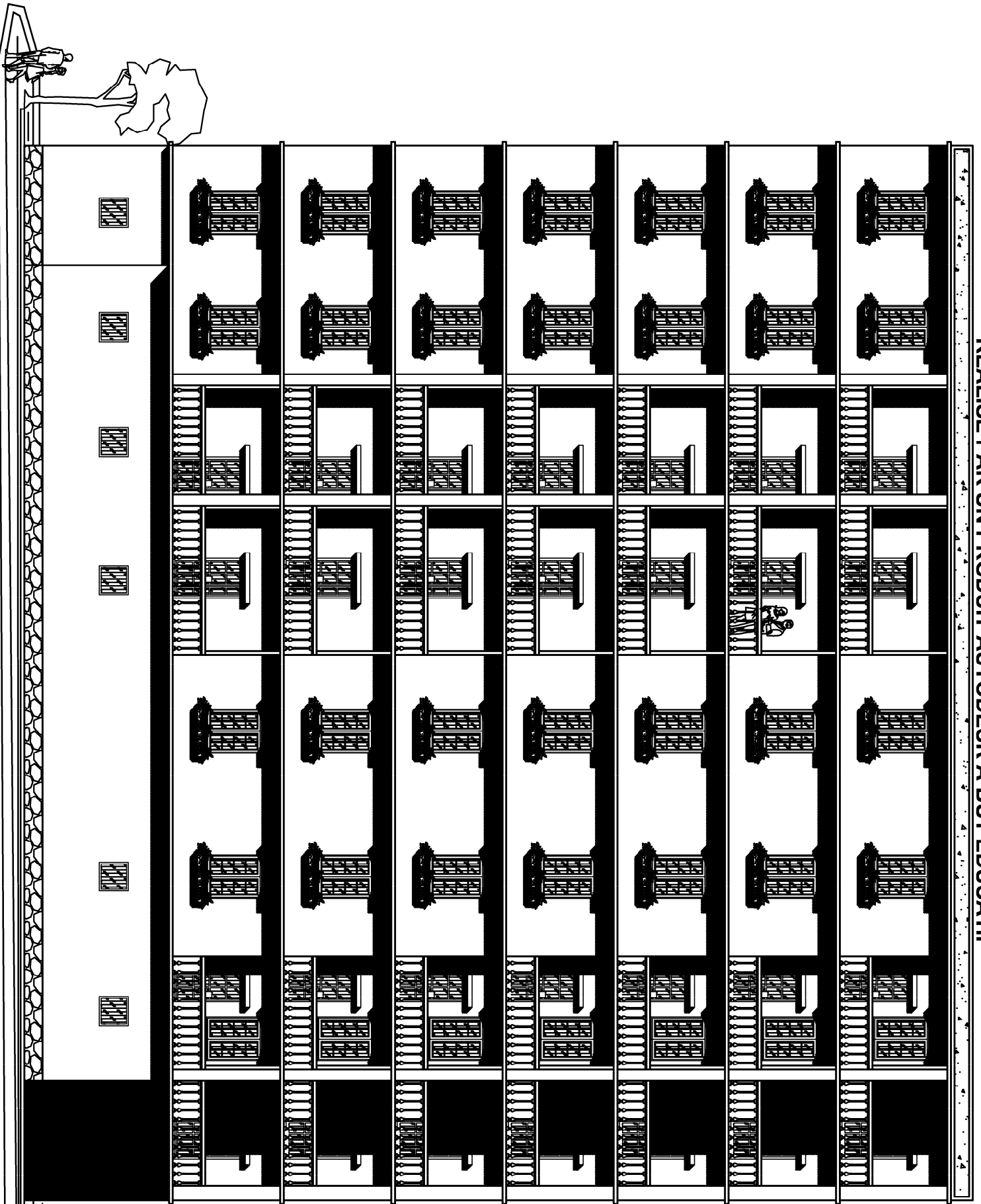
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

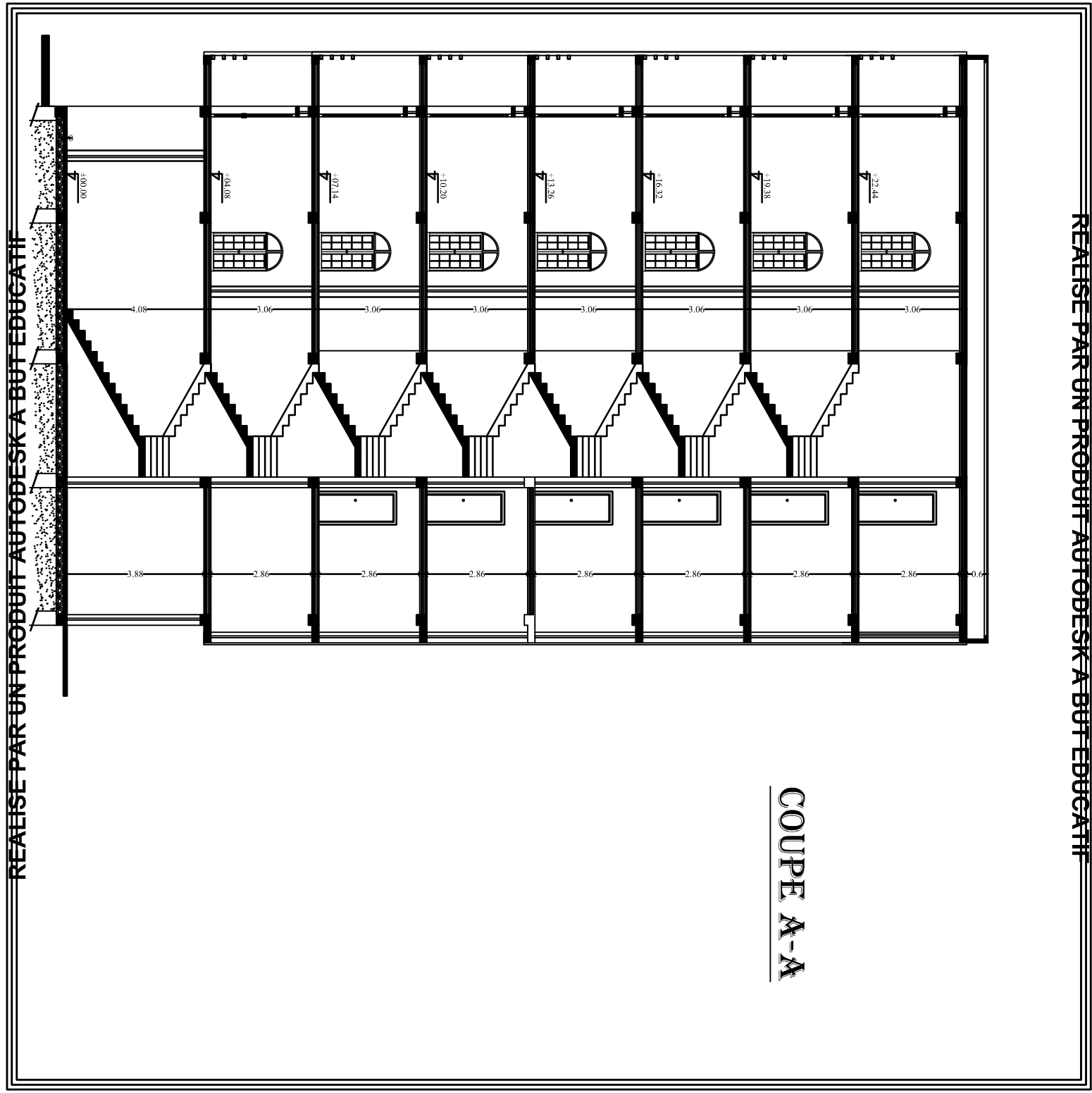
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



F A Ç A D E P O S T E R I E U R

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

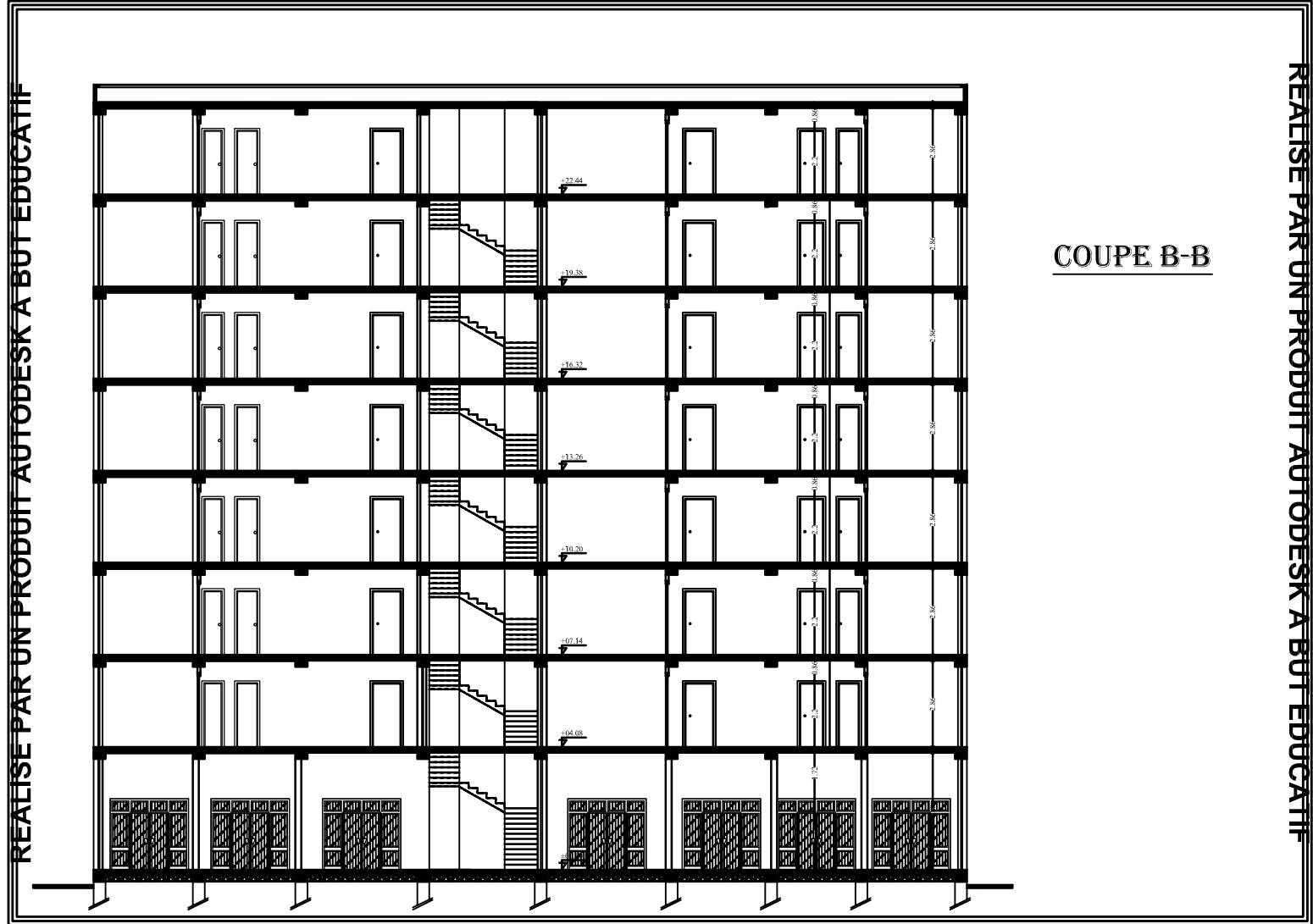




COUPE A-A

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

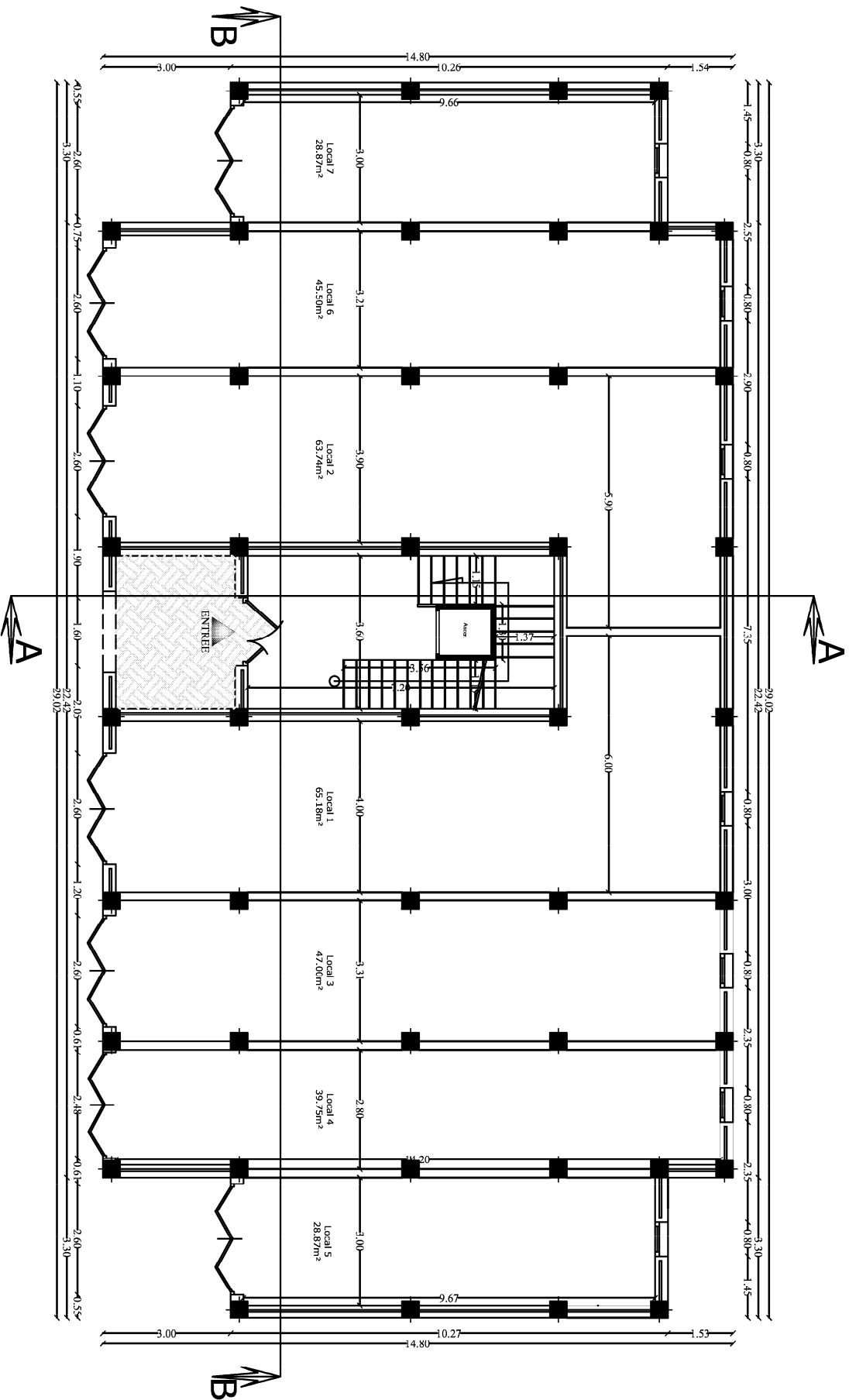


COUPE B-B

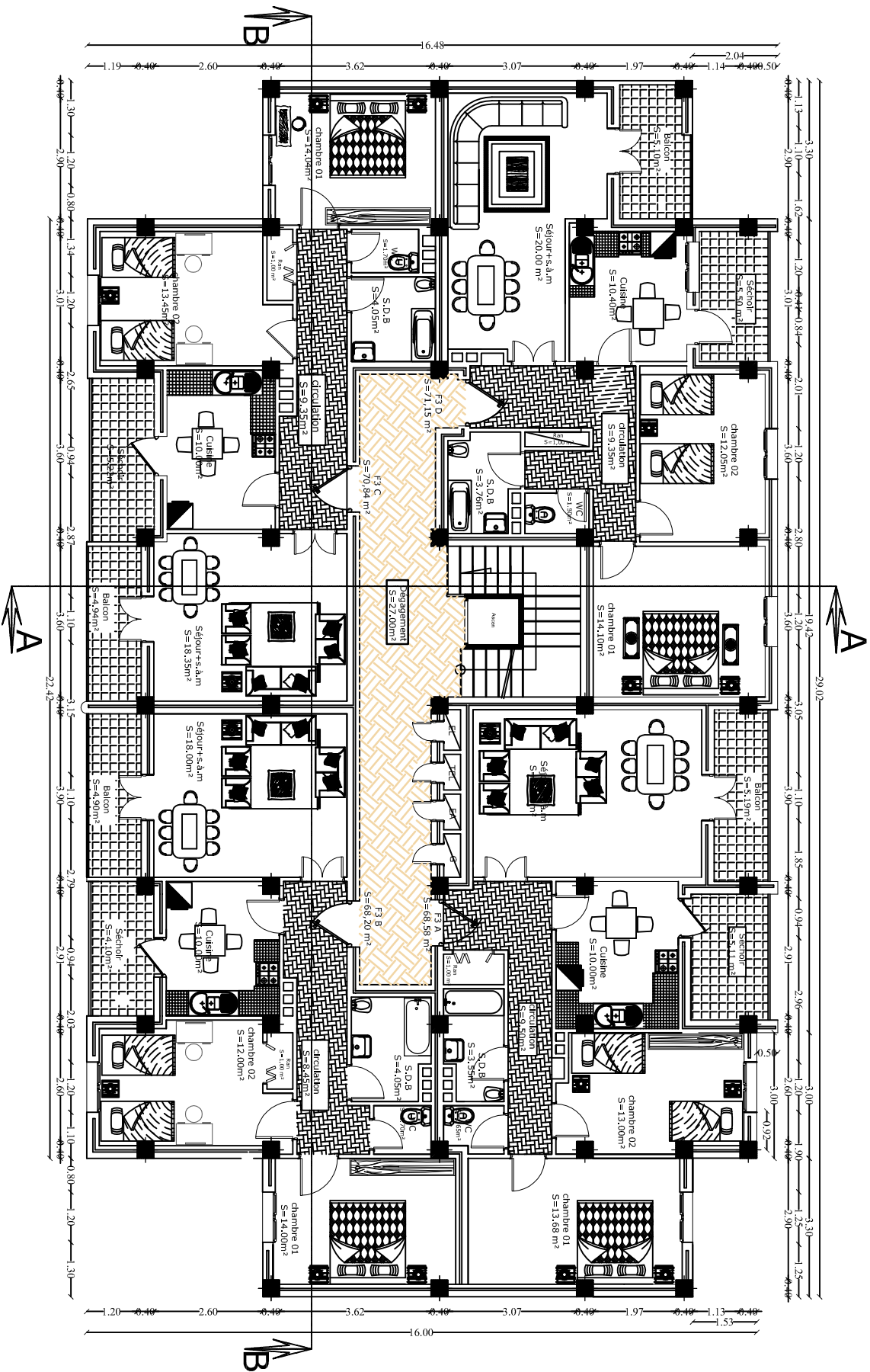
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

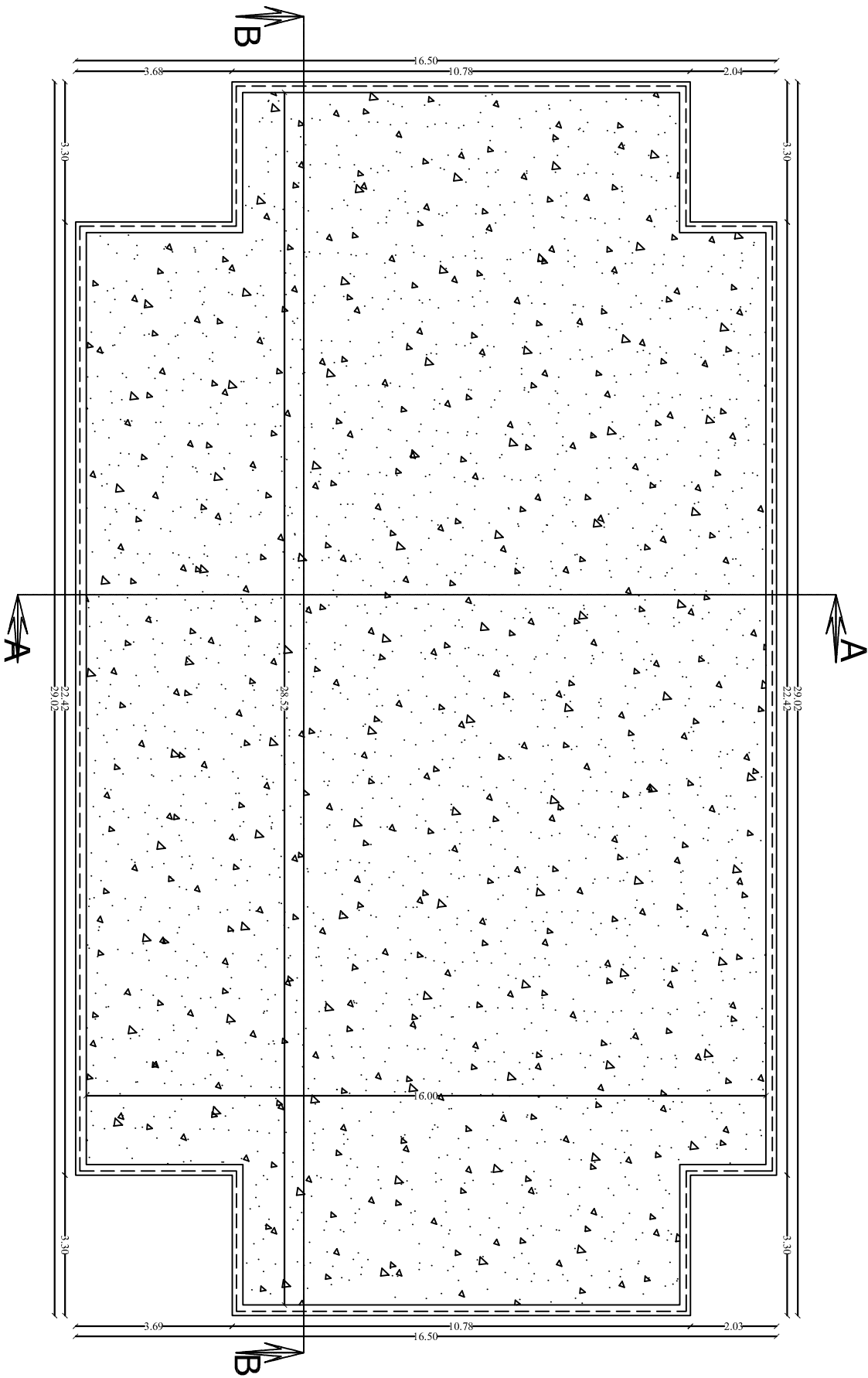
# PLAN R.D.C



# PLAN D'ETAGE COURANT



# PLAN DE TOITURE



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

## Introduction

L'ouvrage à étudier est un bâtiment (R+7) à usage d'habitation. La structure est constituée de portiques et de voiles en béton armé. Ce premier chapitre porte la présentation globale de l'ouvrage avec ses différentes caractéristiques, ainsi que ses éléments constitutifs et leurs caractéristiques mécaniques.

### I-Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude, nous a été confié par le bureau d'étude « ARCHIBAT » et qui sera implanté à la daïra de **TIZI-OUZOU**.

L'ouvrage contient 28 logements, à raison de 04 appartements par niveau.

### II-Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques de bâtiment sont :

- Longueur en plan -----29.02 m.
- Largeur en plan -----16.48 m.
- Hauteur du RDC -----4.08 m.
- Hauteur étage courant -----3.06 m.
- Hauteur du bâtiment-----25.50 m.

### III-Données du site :

Le bâtiment est implanté dans la wilaya de **TIZI-OUZOU**, zone classée comme une zone de moyenne sismicité (Zone IIa).

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme un site meuble (S3).
- La contrainte admissible du sol  $\bar{\sigma} = 2\text{bars}$ .

### IV- Les éléments constitutifs de l'ouvrage :

#### IV-1 L'ossature :

Le bâtiment à ossature mixte, composé de :

- Portiques transversaux et longitudinaux qui reprennent essentiellement les charges et les surcharges verticales.
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) qui reprennent essentiellement les charges horizontales séisme et vent.

#### IV-2 Les planchers :

Les planchers sont une partie horizontale de la construction, ils ont pour but de séparer entre chaque deux niveaux successifs du bâtiment.

- Ils sont capables de supporter en outre de leurs poids propres les charges d'exploitation et de les transmettre aux éléments porteurs de l'ossature (fonction de résistance mécanique).
- Ils assurent l'isolation thermique et acoustique des différents étages (fonction d'isolation). Dans notre bâtiment nous avons deux types de planchers :
- Planchers en corps creux qui sont portés par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) ensuite aux éléments verticaux (poteaux).
- Planchers en dalles pleine coulée sur place, pour les portes à faux.

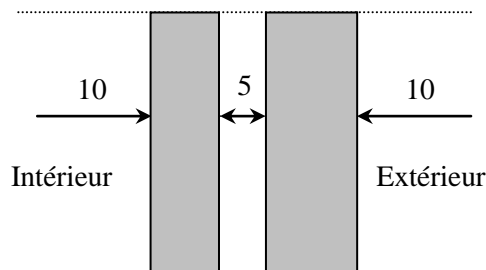
**IV-3 Les escaliers :**

L'escalier est une succession de gradins permettant le passage à pieds entre les différents niveaux d'un bâtiment.

- Notre bâtiment comporte une seule cage d'escalier desservant la totalité des niveaux.
- Notre type d'escalier est un escalier à trois volées qui sera réalisé en béton armé et coulé sur place.

**IV-4 Le remplissage (maçonnerie) :****a) Murs extérieurs**

Ils seront réalisés en double cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseur séparées d'une lame d'air de 5cm d'épaisseur.



**Figure I-1** Schéma descriptif du mur extérieur.

**b) Murs intérieurs**

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

**IV-5 Les revêtements :**

Ils seront réalisés :

- En carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines et mortier de ciment pour les murs de façade.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

**V- Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

Le béton et l'acier utilisés dans la construction de cet ouvrage seront choisis conformément aux règles techniques de conception, et de calcul des ouvrages en béton armé BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/version2003.

**V-1 Béton**

Le béton est un matériau de construction, constitué d'un mélange de ciment, de granulats et l'eau de gâchage tout en respectant des rapports bien définis.

La composition courante de  $1m^3$  de béton est la suivante :

- Le liant : le ciment portland artificielle (CPA325) d'une résistance à la compression égale à 325 MPa.
- Les granulats : sable et gravier.
- L'eau de gâchage : il donne au béton une plasticité qui facilite son écoulement et son moulage dans  $1 m^3$  de béton dosé à 350 Kg/m<sup>3</sup>.

**a) Résistance du béton à la compression**

Le béton est défini par sa contrainte déterminée à 28 jours d'âge, d'après des essais sur des éprouvettes normalisées de 16cm de diamètre et de 32cm de hauteur. Elle est notée  $f_{c28}$ . Pour notre cas on prendra  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge  $j < 28$  jours, sa résistance à la compression sera calculée comme suit (**Art A.2.1 .11 BAEL91 modifiées 99**).

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1.40 + 0.95 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

**b) Résistance du béton à la traction : (Art A.2.1 .12 BAEL 91 modifiées 99)**

La résistance caractéristique du béton à la traction notée  $f_{tj}$  est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

Cette formule est valable pour les valeurs de  $f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$ .

À :  $j = 28$  jours ;  $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$ .

**c) Etats limites**

Ils correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service pour lesquelles une structure est calculée; ils se classent en deux catégories :

- **Etats limites ultimes (ELU)**

Correspond à la limite :

Soit, de la perte d'équilibre statique (basculement)

Soit, de la perte de stabilité de forme (flambement), et surtout de la perte de résistance mécanique (rupture) qui conduit à la ruine de l'ouvrage.

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

**Avec :**

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité ;

$\gamma_b = 1.15$  Situation accidentelle ;

$\gamma_b = 1.5$  Situation courante.

**NB :** 0,85 devient 0,80 quand les conditions de bétonnage deviennent sévères.

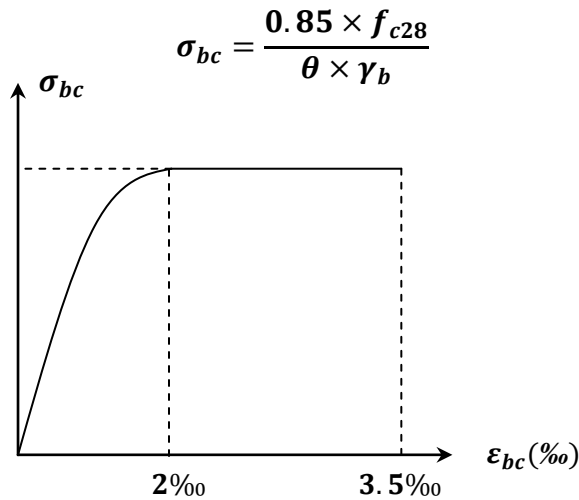
$\theta$  : Coefficient d'application des actions considérées :

$\theta = 1$  , si la durée d'application des actions est supérieur à 24h

$\theta = 0.85$ , si la durée d'application des actions est inférieure à 24h

$j = 28$  jours  $\Rightarrow \sigma_{bc} = 14.20 \text{ MPa}$ .

**d) Diagramme des contraintes – déformations : (Art A.4.3 .41 BAEL 91 modifiées 99)**  
Le raccourcissement maximal du béton est limité à 3.5‰



**Figure I-2** Diagramme des contraintes - déformation du béton à l'ELU.

$\sigma_{bc}$ : Contrainte de calcul du béton en compression ;

$\epsilon_{bc}$ : Déformation du béton en compression ;

Pour :  $\epsilon_{bc} < 2\text{‰}$ , on applique la loi de Hooke définie par :

$$\sigma_{bc} = E_b \times \epsilon_{bc}$$

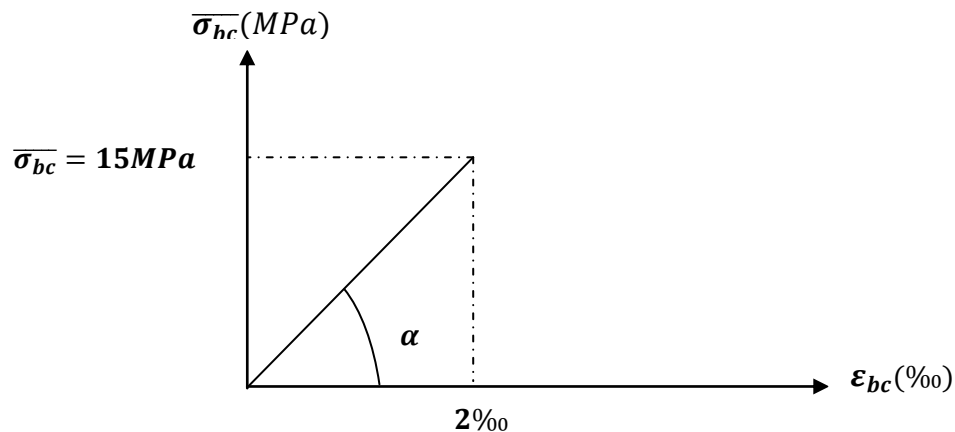
$E_b$  : Module de Young

- **Etats limites de service(ELS) :( Art A.4.5 .2 BAEL 91 modifiées 99)**

Les vérifications à effectuer portent sur un état limite de durabilité de l'ouvrage et un état limite de déformation.

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

Pour :  $f_{c28} = 25\text{MPa} \Rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$ .



**Figure I-3** Diagramme des contraintes-déformation du béton à L'ELS.

- **Contrainte limite ultime de cisaillement :** ( Art A.5.1.1 BAEL 91 modifiées 99)

La contrainte tangentielle du béton pour une section rectangulaire est définie par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

**Avec :**

$V_u$  : Effort tranchant à L'ELU dans la section ;

$b_0$  : Largeur de l'âme ;

$d = 0.9h$  : Position des aciers tendus.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Fissuration peu nuisible :  $\tau_u \leq \min(0.2f_{c28}/\gamma_b ; 5MPa)$ .

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :  $\tau_u \leq \min(0.15f_{c28}/\gamma_b ; 4MPa)$ .

#### e) Module de déformation longitudinale

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de contrainte normale et de la déformation engendrée selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types de module :

- **Module de déformation longitudinale instantanée (Art A.2.1 .21 BAEL 91 modifiées 99)**

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad (MPa)$$

Pour :  $f_{c28} = 25MPa \Rightarrow E_{ij} = 32164.195 MPa$ .

- **Module de déformation différée : (Art A.2.1 .22 BAEL 91 modifiées 99)**

Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée de fluage).

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad (MPa)$$

Pour :  $f_{c28} = 25MPa \Rightarrow E_{vj} = 10818.86MPa$ .

La durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24heure à l'âge de j (jours)

#### f) Module de déformation transversale

Le module de déformation transversale noté « **G** » est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

**Avec :**

$E$  : Module de Young ;

$\nu$  : Coefficient de poisson.

#### g) Coefficient de poisson

Il est défini par le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale, il est égale :

$\nu = 0$  À L'ELU

$\nu = 0.2$  À L'ELS

## V-2 Les aciers

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction. Il se distingue par sa nuance et son état de surface :

- Les ronds lisses (RL) : FeE235 ;
- Acier à Hautes adhérences (HA) : FeE400 ;
- Treillis soudés (TS) : TLE52  $\varnothing = 6mm$  pour les dalles.

### 1) Module d'élasticité longitudinal de l'acier :(Art A.2.2.1 BAEL 91 modifiées 99)

Il est noté «  $E_s$  », sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 2 \times 10^5 MPa$$

### 2) Les contraintes limites

#### 2.1 ELU :(Art A.4.3.2 BAEL 91 modifiées 99)

La contrainte limite des aciers est donnée par la formule suivante :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec :

$$\gamma_s : \text{Coefficient de sécurité} : \begin{cases} \gamma_s = 1.15 & \text{Situation durable.} \\ \gamma_s = 1 & \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

#### 2.2 ELS :(Art A.4.3.2 BAEL 91 modifiées 99)

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), d'après les règles de BAEL 91(modifiées 99), on distingue trois cas de fissuration :

##### • Fissuration peu nuisible : (Art A.4.5.32 BAEL 91 modifiées 99)

Cas des éléments situés dans les locaux couverts (fermés), dans ce cas il n'y a pas de vérifications à effectuer.

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$$

##### • Fissuration préjudiciable : (Art A.4.5.33 BAEL 91 modifiées 99)

Cas des éléments exposés aux intempéries, risque d'infiltration.

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left\{ \frac{2f_e}{3} ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \quad (MPa)$$

Avec :

$\overline{\sigma_{st}}$  : Contrainte limite d'élasticité de l'acier ;

$f_e$  : Limite d'élasticité des aciers utilisés ;

$f_{tj}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours ;

$\eta$  : Coefficient de fissuration tel que :

$\eta=1.0$  ----- Pour les aciers ronds lisses.

$\eta=1.6$  ----- Pour les aciers hauts adhérences.

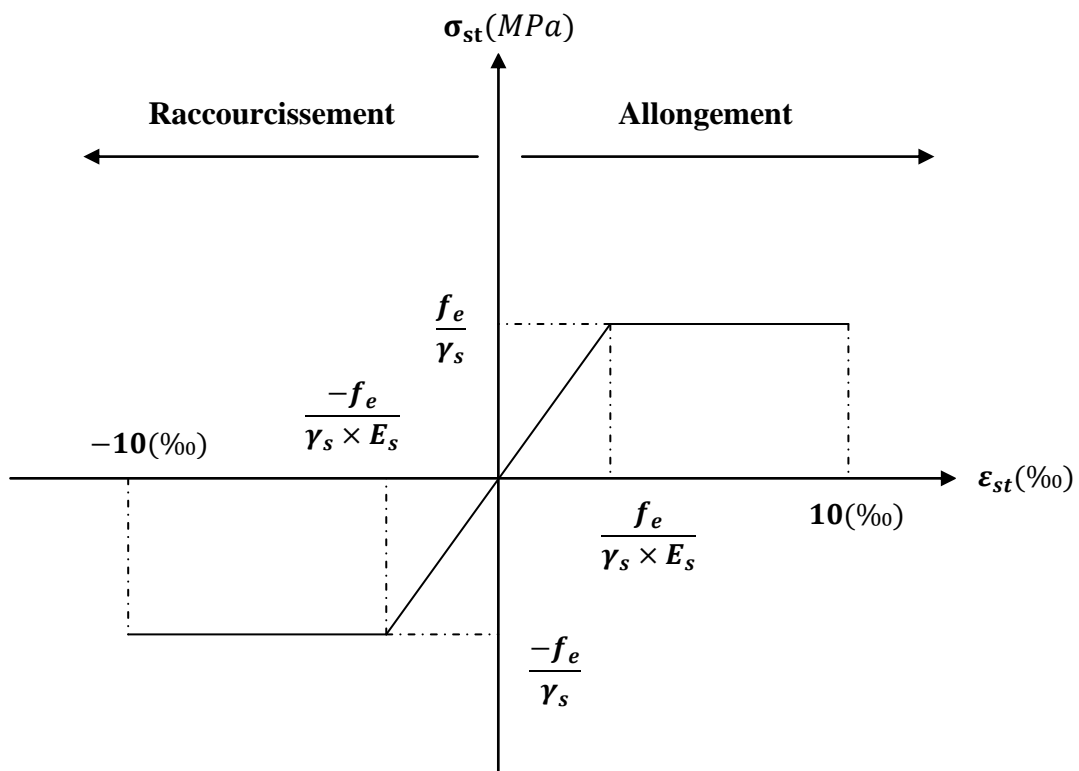
$\eta=1.3$  ----- Pour les treillis soudés.

• **Fissuration très préjudiciable : (Art A.4.5.34 BAEL 91 modifiées 99)**

Cas des éléments exposés à un milieu agressif (eau de mer, brouillards salins,.....).

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{f_e}{2} ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \quad (MPa)$$

**3) Diagrammes des contraintes – déformations de l'acier :(Art A.2.2.2 BAEL 91 modifiées 99)**



**Figure I-4** Diagramme des contraintes-déformation de l'acier.

#### **4) Protection des armatures**

Pour éviter les problèmes de corrosion des aciers, il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitation de l'ouvrage.

On adopte les valeurs suivantes : (**Art A 7.1 BAEL 91 modifiées 99**).

- **$c \geq 5 \text{ cm}$**  : Pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux atmosphères très agressives (industrie chimique).
- **$c \geq 3 \text{ cm}$**  : Pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.
- **$c \geq 1 \text{ cm}$**  : Pour les parois situées dans des locaux couverts et qui ne sont pas exposées aux condensations.

# **Chapitre II**

## **Pré dimensionnement des éléments**

## Introduction

Après avoir défini les caractéristiques géométriques de notre structure et les caractéristiques des matériaux, nous procédons dans ce chapitre, au pré dimensionnement des éléments porteurs du bâtiment à savoir : les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles, en utilisant les règlements (RPA99/version 2003) et BAEL99, CBA93.

### II-1 Pré dimensionnement des éléments :

#### II-1-1 Les planchers

Les planchers sont des éléments porteurs qui permettent de séparer deux étages d'une construction. Leurs fonctions essentielles sont :

- Supporter leurs poids propres et les charges d'exploitations.
- La transmission des charges verticales aux éléments porteurs.
- La transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement.

Dans notre projet, on distingue deux types de planchers :

#### a) Plancher à corps creux :

C'est un plancher constitué de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens de la plus petite portée.

La hauteur de plancher est donnée par la formule suivante :

Avec : 
$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

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

$h_t$  : Hauteur totale du plancher.

$$L_{max} = 3.62m \Rightarrow h_t = 3.62/22.5 = 0.161m.$$

On opte pour un plancher de **20cm** d'épaisseur, composé d'un hourdis de **16cm** et d'une dalle de compression de **4cm**.

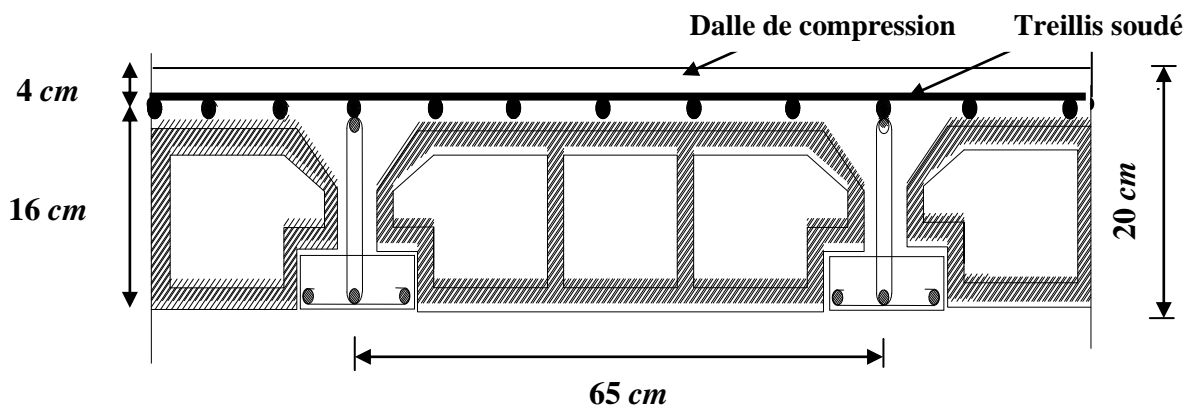


Figure II-1: Schématisation d'un plancher (16+4) cm à corps creux.

**b) Dalle pleine**

Le pré dimensionnement d'une dalle pleine dépend des conditions essentielles de résistance et d'utilisation.

**b.1) Condition de résistance à la flexion**

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule :  $e \geq \frac{L}{10}$

**Avec :**

$L$  : Portée du porte à faux.

$e_1$  : Épaisseur de la dalle.

$$L = 1.5m \Rightarrow e_1 \geq \frac{1.5}{10} = 0.15m = 15cm.$$

**b.2) Résistance au feu**

Pour deux heures de coupe feu, l'épaisseur minimale de la dalle pleine doit être égale à 11 cm.

$$e_2 = 11 \text{ cm.}$$

**b.3) Isolation acoustique**

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse :

$$L = 13.3 \log(10M) \text{ Si : } M < 200kg/m^2$$

$$L = 15 \log(M) + 9 \text{ Si : } M > 200kg/m^2$$

Donc pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de 350 kg/m<sup>2</sup>. D'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$e_3 = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 14cm$$

On opte pour une épaisseur de **15 cm**.

**II-1-2 Les poutres :**

Les poutres sont des éléments porteurs en béton armé (horizontales et linéaires), faisant partie de l'ossature du plancher. Elles reçoivent les actions mécaniques (efforts et moments) et les transmettent aux éléments verticaux (poteaux, voiles), on distingue :

- Les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles.
- Les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

D'après (Art A.4.14 BAEL 91), les dimensions d'une section rectangulaire simplement appuyé sont :

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

**Avec :**

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

$h_t$  : La hauteur de la poutre ;

$b$  : Largeur de la poutre ;

$L$  : Longueur libre de la plus grande travée considérée ;

Par ailleurs l'article (7.5.1 du RPA) exige les conditions telles que :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t \geq 30 \text{ cm.} \\ b \geq 20 \text{ cm.} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4. \end{array} \right.$$

- **Poutres principales (sens longitudinal)**

Sachant que :  $L_{max} = 390cm$ .

$$\frac{390}{15} \leq h_t \leq \frac{390}{10} \Rightarrow 26 \leq h_t \leq 39$$

On prend :  $h_t = 35cm$ .

Par conséquent, la largeur  $b$  sera :  $0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \Rightarrow 14cm \leq b \leq 24.5cm$ .

On prend :  $b = 30cm$ .

- **Poutres secondaires (sens transversal) :**

Sachant que :  $L_{max} = 362cm$ .

$$\frac{362}{15} \leq h_t \leq \frac{362}{10} \Rightarrow 24.13 \leq h_t \leq 36.2$$

On prend :  $h_t = 30cm$ .

Par conséquent, la largeur  $b$  sera :  $0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \Rightarrow 12cm \leq b \leq 21cm$ .

On prend :  $b = 20cm$ .

**Tableau II-1** Vérification des conditions exigées par le RPA

| Conditions       | Poutres principales | Poutres secondaires | vérifications |
|------------------|---------------------|---------------------|---------------|
| $h_t \geq 30 cm$ | 35                  | 30                  | Vérifiée      |
| $b \geq 20 cm$   | 30                  | 20                  | Vérifiée      |
| $h_t/b \leq 4$   | 1.166               | 1.875               | Vérifiée      |

**Conclusion :**

On remarque bien que les conditions imposées par le RPA99 sont toutes vérifiées, donc les sections adoptées sont :

- Poutres principales (30 x 35)  $cm^2$ .
- Poutres secondaires (20 x 30)  $cm^2$ .

### II-1-3 Les voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales, d'autre part à reprendre une partie des charges verticales. Leur pré dimensionnement se fait conformément à l'article **(7.7.1 du RPA99 version 2003)**.

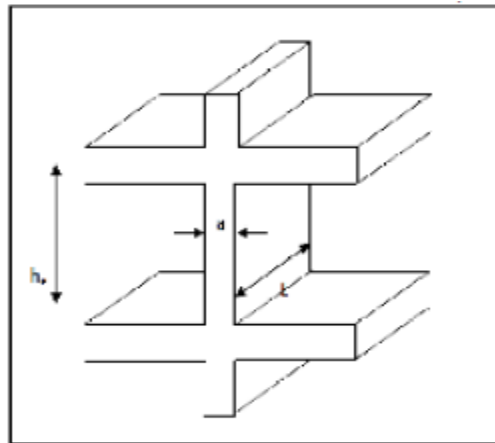


Figure II-2 Coupe de voile en élévation.

- L'épaisseur (a)

L'épaisseur (a) du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage ( $h_e$ ) et des conditions de rigidités aux extrémités comme indiquées à la figure II-3.

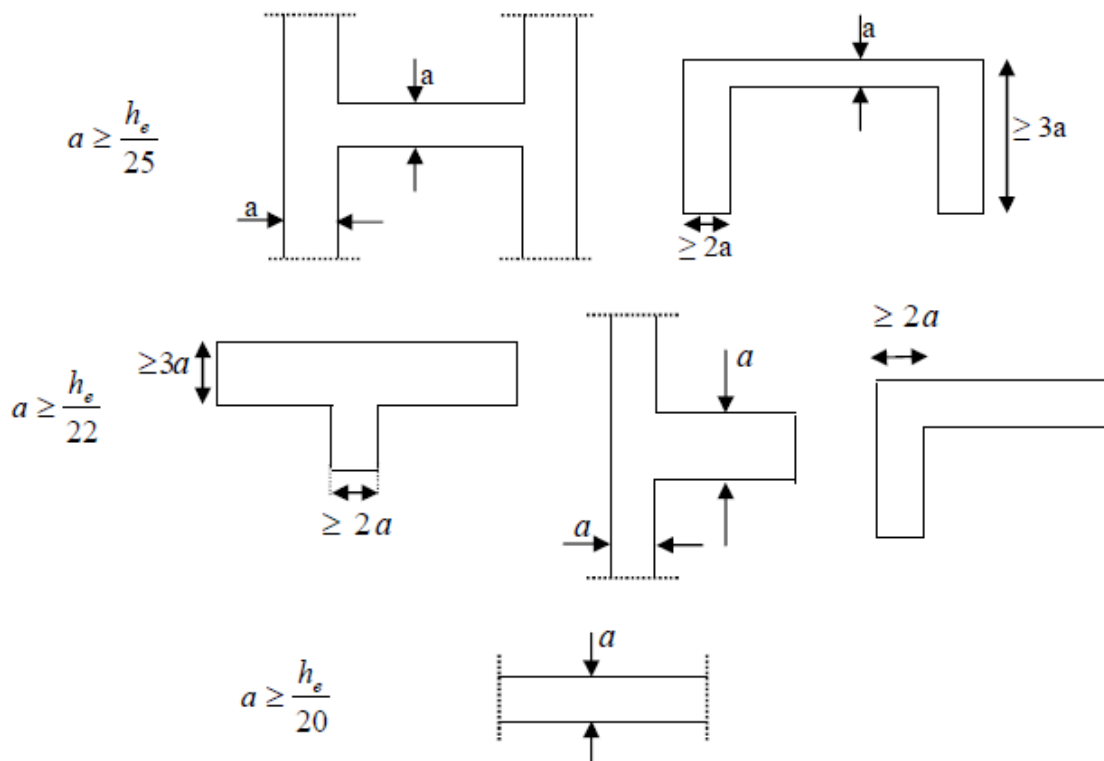


Figure II-3 Coupe des voiles en plan.

Dans notre cas, on prend :  $h_e = \max(h_i)$

**Avec :**

$h_i$  : Hauteur des étages ;

Pour le RDC :  $h_e = 408 - 10 = 398\text{cm}$ , donc  $e \geq 398/20 = 19.9\text{cm}$ .

En conclusion, on opte pour une épaisseur de **20 cm** pour tous les voiles.

- **Vérification du RPA**

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur L doit être au moins égale à quatre(4) fois son épaisseur. (ART 7.7.1)RPA99 VERSION 2003.

$$L_{min} \geq 4e$$

$$L_{min} = 3.98\text{m} \geq 4(0.20) \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

L'ouvrage sera implanté à **Tizi-Ouzou** zone de moyenne sismicité ( $II_a$ ).

L'épaisseur minimale exigée est de 15 cm.

$$e = 20\text{cm} \geq e_{min} = 15\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### II-1-4 Les poteaux

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire. Le pré dimensionnement des poteaux se fait à l'ELS en compression simple selon l'article (b8.4.1) de CBA93, tous en vérifiant les exigences du RPA.

- **Le pré dimensionnement des poteaux**

D'après le dimensionnement du nœud vis-à-vis des moments fléchissant. On a :

$$M_{S\text{Pot}} + M_{n\text{Pot}} \geq 1.25(M_{e\text{Pout}} + M_{w\text{Pout}})$$

**Avec :**

$$\sigma = \frac{M \times V}{I} \Rightarrow M = \frac{\sigma \times I}{V}$$

$$\frac{\sigma \times I_{s\text{Pot}}}{V} + \frac{\sigma \times I_{n\text{Pot}}}{V} \geq 1.25 \left( \frac{\sigma \times I_{e\text{Pout}}}{V} + \frac{\sigma \times I_{w\text{Pout}}}{V} \right)$$

$$I_{s\text{Pot}} + I_{n\text{Pot}} \geq 1.25(I_{e\text{Pout}} + I_{w\text{Pout}})$$

$$2 \times I_{\text{Pot}} \geq 1.25(2 \times I_{\text{Pout}}) \Rightarrow I_{\text{Pot}} \geq 1.25 \times I_{\text{Pout}}$$

La section de la poutre principale  $(30 \times 35)\text{cm}^2$  :

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.3 \times (0.35)^3}{12} = 1.072 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$1.25 \times I_{\text{Pout}} = 1.25 \times 1.072 \times 10^5 \text{ cm}^4 = 1.34 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

Il faut vérifier :  $I_{\text{Pot}} \geq 1.25I_{\text{Pout}}$

On vérifie la condition minimale de la RPA :

- $(25 \times 25)\text{cm}^2$  :

$$I_{\text{Pot}} = \frac{(25)^4}{12} = 3.25 \times 10^4 \text{ cm}^4 < 1.34 \times 10^5 \text{ cm}^4 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

- $(30 \times 30)cm^2$ :

$$I_{Pot} = \frac{(30)^4}{12} = 6.75 \times 10^4 cm^4 < 1.34 \times 10^5 cm^4 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

- $(35 \times 40)cm^2$ :

$$I_{Pot} = \frac{35 \times (40)^3}{12} = 1.86 \times 10^5 cm^4 > 1.34 \times 10^5 cm^4 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

On opte pour la section des poteaux de **(35x40) cm<sup>2</sup>** pour tous les niveaux.

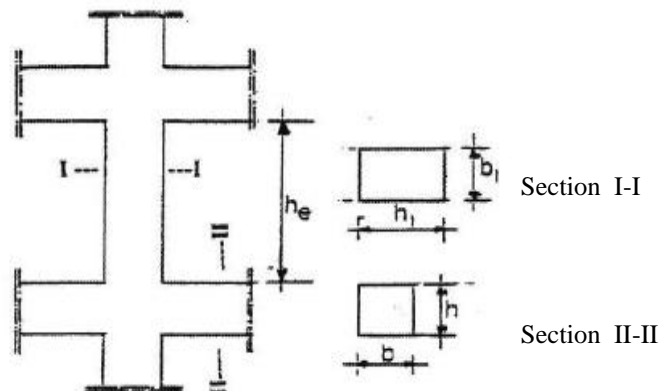
- **Vérification relative au coffrage (RPA99 version 2003 Art 7.4.1)**

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur ( $h_e$ ) en une seule fois. Et les dès de calage sont interdits. Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone ( $II_a$ ) doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\min(b_1 ; h_1) \geq 25 \text{ cm}$$

$$\min(b_1 ; h_1) \geq \frac{h_e}{20}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$$



**Figure II-4** Coffrage des poteaux.

$$\min(35 ; 40) = 35cm \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\min(b_1 ; h_1) = 35cm \geq \frac{373}{20} = 18.65cm \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{35}{40} \leq 4 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Conclusion :**

Toutes les conditions relatives à l'Art 7.4.1 du RPA99 version 2003 sont vérifiées.

- **Vérification des poteaux au flambement**

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

La vérification des poteaux au flambement doit satisfaire la condition suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$$

**Avec :**

$\lambda$  : Elancement du poteau ;

$l_f$  : Longueur de flambement ; ( $l_f = 0.7l_o$ )

$i$  : Rayon de giration ; ( $i = \sqrt{I/B}$ )

$I$  : Moment d'inertie ; ( $I = b \times h^3/12$ )

$B$  : Section transversale du poteau ; ( $B = a \times b$ )

$l_o$  : Longueur libre du poteau ;

$$\lambda = 2.42 \frac{l_o}{b}$$

$l_o$  : ..... 3.78 m.

$b$  : ..... 0.35 m.

$\lambda$  : .....  $26.14 \leq 50 \Rightarrow$  Condition vérifiée.

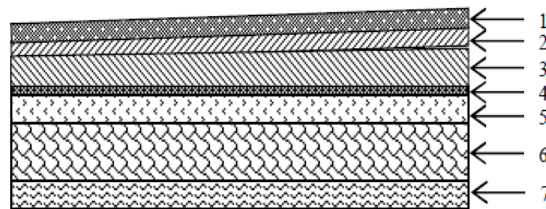
## II-2 Détermination des charges et surcharges :

Les poids volumiques des éléments constituant les planchers et les murs ainsi que les surcharges d'exploitation sont donnés par le **DTR B.C.2.2.**

### II-2-1 Charges permanentes

- **Les planchers**

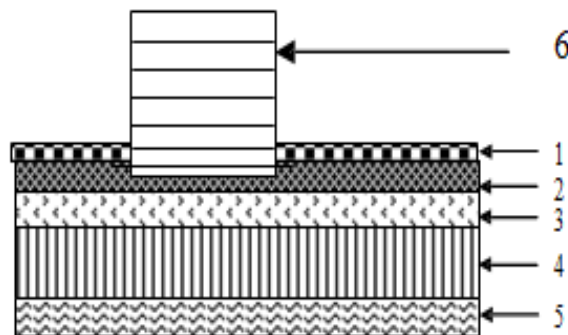
- a) **Plancher terrasse (inaccessible)**



**Figure II-5** Coupe verticale d'un plancher terrasse.

**Tableau II-2** Charges permanentes du plancher terrasse

| N°                        | Désignation                    | Épaisseur (m) | $\rho$ ( $kN/m^3$ ) | G ( $kN/m^2$ )              |
|---------------------------|--------------------------------|---------------|---------------------|-----------------------------|
| 1                         | Couche de gravillon            | 0.05          | 20.00               | 1.00                        |
| 2                         | Étanchéité multicouche         | 0.02          | 06.00               | 0.12                        |
| 3                         | Forme de pente en béton        | 0.07          | 22.00               | 01.54                       |
| 4                         | Isolation thermique (liège)    | 0.04          | 04.00               | 0.16                        |
| 5                         | Feuille polyâne                | /             | /                   | 0.01                        |
| 6                         | Plancher en corps creux (16+4) | 0.16+0.04     | /                   | 02.85                       |
| 7                         | Enduit plâtre                  | 0.02          | 10.00               | 0.20                        |
| <b>G<sub>TOTALE</sub></b> |                                |               |                     | <b>5.88kN/m<sup>2</sup></b> |

**b) Planchers à étage courant (corps creux)****Figure II-6** Coupe verticale d'un plancher étage courant (corps creux).**Tableau II-3** Charges permanentes du plancher étage courant

| N°                        | Désignation                    | Épaisseur (m) | $\rho$ ( $kN/m^3$ ) | G ( $kN/m^2$ )              |
|---------------------------|--------------------------------|---------------|---------------------|-----------------------------|
| 1                         | Revêtement carrelage           | 0.02          | 20.00               | 0.40                        |
| 2                         | Mortier de pose                | 0.03          | 20.00               | 0.60                        |
| 3                         | Couche de sable                | 0.03          | 22.00               | 0.66                        |
| 4                         | Plancher en corps creux (16+4) | 0.16+0.04     | /                   | 02.85                       |
| 5                         | Enduit sous plafond            | 0.02          | 10.00               | 0.20                        |
| 6                         | Cloison de séparation interne  | 0.10          | 09.00               | 0.90                        |
| <b>G<sub>TOTALE</sub></b> |                                |               |                     | <b>5.61kN/m<sup>2</sup></b> |

c) Plancher dalle pleine (balcons)

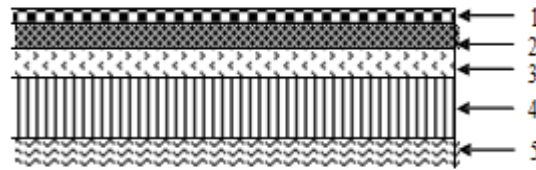


Figure II-7 Coupe transversale de la dalle pleine.

Tableau II-4 Charges permanentes de la dalle pleine

| N° | Désignation          | Epaisseur (m) | P (kN/m <sup>3</sup> )    | G (kN/m <sup>2</sup> )      |
|----|----------------------|---------------|---------------------------|-----------------------------|
| 1  | Revêtement carrelage | 0.02          | 20                        | 0.40                        |
| 2  | Mortier de pose      | 0.02          | 20                        | 0.40                        |
| 3  | Couche de sable      | 0.02          | 22                        | 0.44                        |
| 4  | Dalle en béton armé  | 0.15          | 25                        | 03.75                       |
| 5  | Enduit plâtre        | 0.02          | 10                        | 0.20                        |
|    |                      |               | <b>G<sub>TOTALE</sub></b> | <b>5.19kN/m<sup>2</sup></b> |

- Les murs

- a) Murs extérieurs

En double cloisons de briques creuses d'épaisseur égale à 10cm et une lame d'air de 5cm.

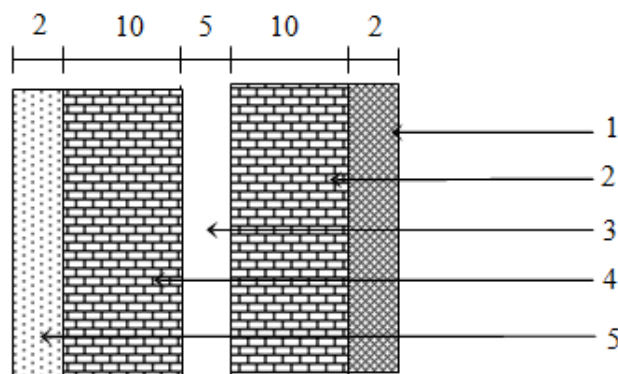


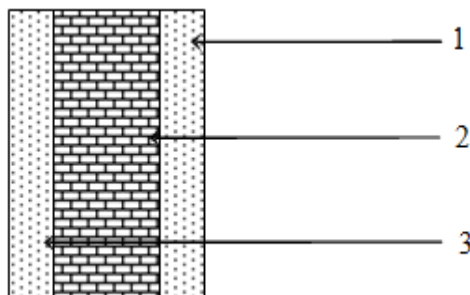
Figure II-8 Coupe verticale d'un mur extérieur.

**Tableau II-5** Charges permanentes des murs extérieurs

| N° | Désignation     | Epaisseur (m) | P (kN/m <sup>3</sup> )    | G (kN/m <sup>2</sup> )      |
|----|-----------------|---------------|---------------------------|-----------------------------|
| 1  | Enduit ciment   | 0.02          | 18.00                     | 0.36                        |
| 2  | Briques creuses | 0.10          | 09.00                     | 0.90                        |
| 3  | Lame d'air      | 05            | /                         | 0.00                        |
| 4  | Briques creuses | 0.10          | 09.00                     | 0.90                        |
| 5  | Enduit plâtre   | 0.02          | 10.00                     | 0.20                        |
|    |                 |               | <b>G<sub>TOTALE</sub></b> | <b>2.36kN/m<sup>2</sup></b> |

**b) Murs intérieurs**

En briques creuses de 10cm d'épaisseur

**Figure II-9** Coupe verticale d'un mur intérieur.**Tableau II-6** Charges permanentes des murs intérieurs

| N° | Désignation     | Epaisseur (m) | $\rho$ (kN/m <sup>3</sup> ) | G (kN/m <sup>2</sup> )      |
|----|-----------------|---------------|-----------------------------|-----------------------------|
| 1  | Enduit plâtre   | 0.02          | 10.00                       | 0.20                        |
| 2  | Briques creuses | 0.10          | 09.00                       | 0.90                        |
| 3  | Enduit plâtre   | 0.02          | 10.00                       | 0.20                        |
|    |                 |               | <b>G<sub>TOTALE</sub></b>   | <b>1.30kN/m<sup>2</sup></b> |

- L'acrotère

La charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suit :

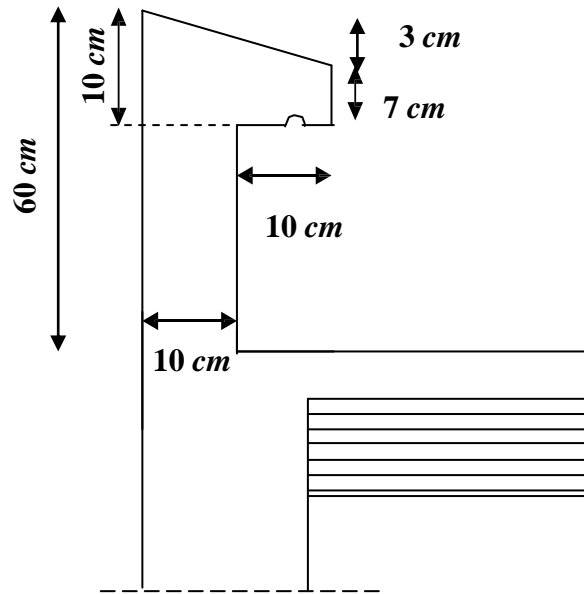


Figure II-10 Coupe verticale de l'acrotère.

$$G_{acr} = S_{acr} \times \rho_{b\acute{e}ton} \times 1m$$

Avec :

$S_{acr}$  : Section transversal de l'acrotère.

$\rho_{b\acute{e}ton}$ : Masse volumique du béton =25 kN/m<sup>3</sup>

$$G_{acr} = \left[ 0.5 \times 0.1 + 0.07 \times 0.20 + \left( 0.03 \times \frac{0.20}{2} \right) \right] \times 25 = 1.675 \text{ kN/ml}$$

**II-2-2 Charges d'exploitation :** Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR (article 7.2.2) comme suit :

Tableau II-7 Charges d'exploitation

| Designations           | charges d'exploitation (kN/m <sup>2</sup> ) |
|------------------------|---|
| Plancher terrasse      | 1.00  |
| Plancher dernier étage | 1.50  |
| Plancher étage courant | 1.50  |
| Balcons                | 3.50  |
| Escaliers              | 2.50  |

**Conclusion**

Après avoir fait les calculs nécessaires, nous sommes arrivés aux résultats suivants :

Hauteur du plancher  $h_t = 20cm$  soit un plancher de  $(16+4) cm$ .

Section des poutres principales  $(30 \times 35) cm^2$ .

Section des poutres secondaires  $(20 \times 30) cm^2$ .

Sections des poteaux :  $(35 \times 40) cm^2$  pour tous les niveaux.

Epaisseur des voiles :  $e_p = 20cm$ .

Epaisseur des dalles pleines (Balcons) :  $e_p = 15cm$ .

Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs aux prochains Chapitres.

# **Chapitre III**

## **Calcul des éléments**

### Introduction

Après avoir pré-dimensionné les éléments de contreventement, on passera au dimensionnement des éléments tels que les planchers, les escaliers et l'acrotère.

#### III-1 Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale. Il est soumis à la flexion composée due à :

- Un effort normal dû à son poids propre (**G**).
- Un moment dû à la surcharge (**Q**).

Il a pour rôle de :

- Protection d'étanchéité.
- Servant comme garde corps.
- Entretien des façades.

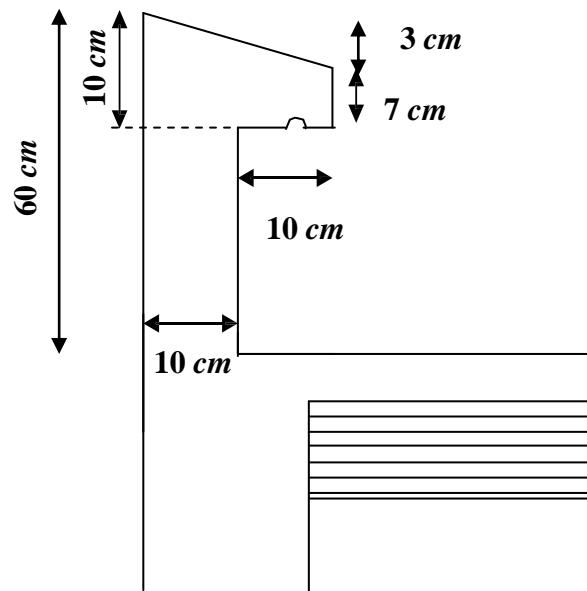


Figure II-1 Coupe verticale de l'acrotère.

- Schéma statique de l'acrotère :

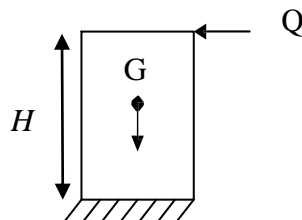


Figure III-2: Schéma statique de l'acrotère.

### III-1-1 Calcul des sollicitations

#### 1-Evaluation des charges

- Poids propre de l'acrotère

$$G_{acr} = S_{acr} \times \rho_{béton} \times 1m$$

Avec :

$S_{acr}$  : Section transversal de l'acrotère.

$\rho_{béton}$ : Masse volumique du béton =  $25 \text{ kN/m}^3$

$$G_{acr} = \left[ 0.5 \times 0.1 + 0.07 \times 0.20 + \left( 0.03 \times \frac{0.20}{2} \right) \right] \times 25 = 1.675 \text{ kN/ml}$$

- Surcharge d'exploitation  $Q = 1 \text{ kN/ml}$

#### 2-Les sollicitations

- Effort normal dû au poids propre G

$$N_G = G \times 1ml = 1.675 \times 1 = 1.675 \text{ kN}$$

- Effort tranchant dû à la surcharge Q

$$T_Q = Q \times 1ml = 1 \text{ kN}$$

- Moment de renversement dû à Q

$$M_Q = Q \times H \times 1ml = 1 \times 0.6 \times 1 = 0.6 \text{ kN.m}$$

- Moment de flexion dû à G

$$M_G = 0$$

#### 3- Diagrammes des efforts internes

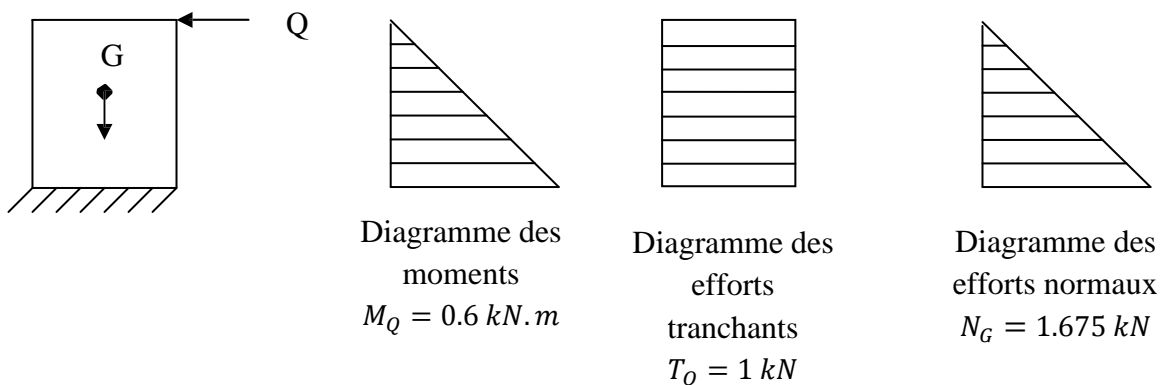


Figure III-3 Diagrammes des efforts internes.

**III-1-2 Combinaisons de charges**

- À l'ELU : La combinaison est :  $1.35 G + 1.5 Q$

$$N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q = 1.35 \times 1.675 = 2.261 \text{ kN}$$

$$M_u = 1.35 M_G + 1.5 M_Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ kN.m}$$

$$T_u = 1.5 T_Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kN}$$

- À l'ELS : La combinaison est :  $G + Q$

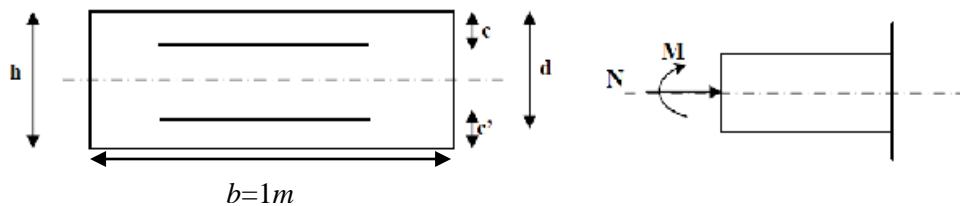
$$N_s = N_G + N_Q = 1.675 = 1.675 \text{ kN}$$

$$M_s = M_G + M_Q = 0.6 = 0.6 \text{ kN.m}$$

$$T_s = T_Q = 1 = 1 \text{ kN}$$

**III-1-3 Ferrailage de l'acrotère**

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire. Pour le calcul, on considère une section  $(b \times h) \text{ cm}^2$  soumise à un effort normal « $N$ » et un moment de renversement « $M$ ». Le calcul se fera à l'ELU puis vérifié à l'ELS.



**Figure III-4** Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

$h$  : Epaisseur de la section : 10 cm ;

$b$  : largeur de la section : 100 cm ;

$c$  et  $c'$  : Enrobage : 2 cm ;

$d = h - c$  : Hauteur utile : 7 cm

**a) Calcul des armatures à l'ELU**

- Position de l'excentricité (centre de pression) à l'ELU

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.261} = 0.398 \text{ m} = 39.80 \text{ cm}$$

$$a = \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} e_u = 39.80 \text{ cm} \\ a = 2 \text{ cm} \end{array} \right\} e_u > a$$

$a$  : la distance entre le centre de gravité de la section et le centre de gravité des armatures tendus.

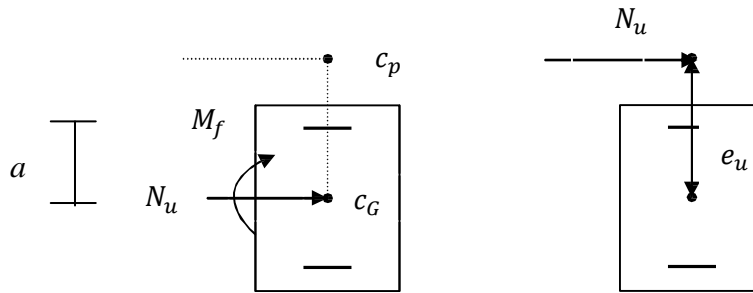


Figure III-5 Position du centre de pression.

**Remarque :**

Le centre de pression ( $c_p$ ) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'ou la section est partiellement comprimée.

**Avec :**  $M_u$ : Moment du à la compression.

$N_u$ : Effort de compression.

$e_u$ : L'excentricité.

Donc, l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif ( $M_f$ ), puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

- **Calcul en flexion simple**

- ✓ **Moment fictif**

$$M_f = M_u + N_u(0.5h - c) = 0.9 + 2.261(0.5 \times 0.1 - 0.03) = 0.945 \text{ kN.m}$$

- ✓ **Moment réduit**

$$\mu_u = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.945 \times 10^5}{100 \times (7)^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.0135$$

**Avec :**

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = 0.0135 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA} \ll \text{Section simplement armée donc } A_{sc} = 0 \gg$$

$$\mu_u = 0.0135 \rightarrow \beta = 0.993$$

- ✓ **Armatures fictives**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_b}} = \frac{0.945 \times 10^5}{0.993 \times 7 \times 348 \times 10^2} = 0.39 \text{ cm}^2$$

- Calcul en flexion composée
  - ✓ La section des armatures réelles

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.39 - \frac{2.261}{34.8} = 0.325 \text{ cm}^2$$

### III-1-4 Vérification à l'ELU

#### a) Vérification de la condition de non fragilité du béton (BAEL 91/Art. A.4.2.1)

$$A \geq A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}(e_s - 0.455d)}{f_e(e_s - 0.185d)}$$

$$\text{Avec : } e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6 \times 10^2}{1.675} = 35.82 \text{ cm}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1(35.82 - 0.455 \times 7)}{400(35.82 - 0.185 \times 7)} = 0.798 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 0.325 \text{ cm}^2 < A_{min} = 0.798 \text{ cm}^2$$

### Conclusion

Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera :  $A = \max(A_u^{ELU}; A_{min}) = 0.798 \text{ cm}^2$ .

Soit :  $A = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec : un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

- ✓ Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A = 4HA6 = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec : un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

#### b) Vérification de l'écartement dans les barres

##### 1- Armatures verticales

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = \min \{30, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}.$$

##### 2- Armatures de répartition

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = \min \{40, 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}.$$

#### c) Vérification au cisaillement (BAEL91/ Art 5.1.1)

La fissuration est préjudiciable, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min \left( \frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right) = \min(2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{Avec : } V_u = T_u = 1.5 \text{ kN} \Rightarrow \tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{10^3 \times 70} = 0.021 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$  Condition vérifiée.

Pas de risque de cisaillement  $\Rightarrow$  Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement  $\Rightarrow$  Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

#### d) Vérification de l'adhérence des barres (BAEL91/Art 6.1.3)

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec: } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \quad \text{Avec: } \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3.14 \times 8 = 100.18 \text{ mm} \quad \text{Avec: } n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 70 \times 100.18} = 0.237 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.237 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### ✓ Longueur de scellement droit (BAEL 91/Art 1.2.2)

$$L_s = 40\phi = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm}$$

### III-1-5 Vérification à l'ELS

On doit vérifier :

✓ La contrainte dans les aciers :  $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

✓ La contrainte dans le béton :  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

#### • Dans les aciers

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \{ 0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \} \right\} / \quad (\text{Art A.4.5.33/BAEL91})$$

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; \max \{ 0.5 \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \} \right\} = \min \{ 266.67 ; 201.63 \} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \quad \text{On a: } \rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287 \rightarrow \beta_1 = 0.916 \rightarrow k_1 = 44.17$$

$$\text{D'ou : } \sigma_{st} = \frac{0.6 \times 10^6}{0.916 \times 70 \times 2.01 \times 10^2} = 46.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 46.55 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• Dans le béton

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{46.55}{44.17} = 1.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.05 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

D'où le ferrailage adopté à l'ELU est justifié à l'ELS.

Armatures principales..... **4HA8 = 2.01cm<sup>2</sup>** avec **S<sub>t</sub> = 25cm.**

Armatures de répartitions..... **4HA6 = 1.13 cm<sup>2</sup>/ml** avec **S<sub>t</sub> = 25cm.**

**III-1-6 Vérification de l'acrotère au séisme (RPA99/Art 6.2.3) :**

Le RPA préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la formule :

$$F_p = 4. A. C_p. W_p$$

**Avec :**

**A :** Coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone II.a, groupe d'usage 2) :

**A = 0.15 (RPA99/Art 4.2.3 Tableau 4-1).**

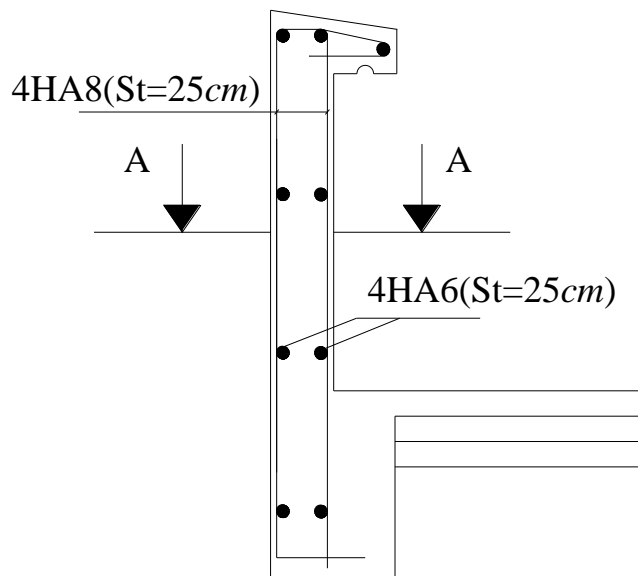
**C<sub>p</sub> :** Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires : **C<sub>p</sub> = 0.3.**

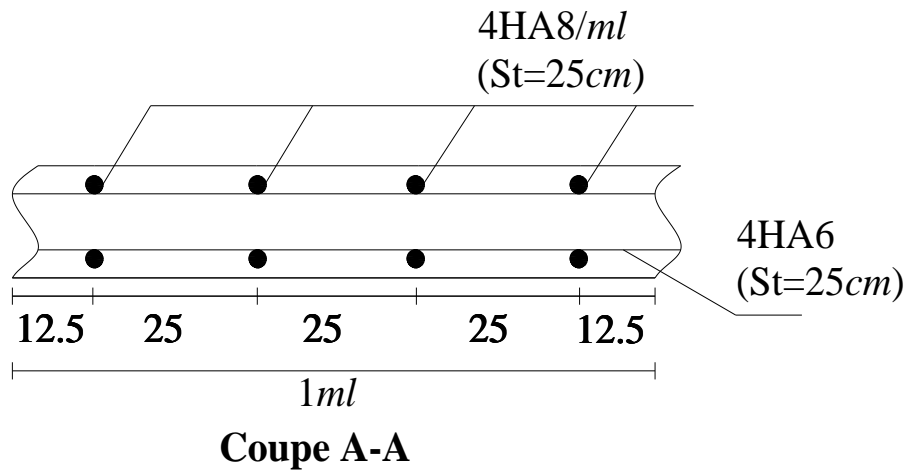
**W<sub>p</sub> :** Poids propre de l'élément **W<sub>p</sub> = 1.675 kN/ml .**

Donc :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.3 \times 1.675 = 0.302 \text{ kN/ml} < Q = 1 \text{ kN/ml}$$

La condition étant vérifiée alors le ferrailage adopté précédemment reste convenable





**Figure III-6** Ferrailage de l'acrotère.

### III-2 Planchers dalles pleines :

Le balcon est assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher. Il est réalisé en dalle pleine, entouré d'un garde corps de hauteur  $h = 1m$ , en brique pleine de  $10\text{ cm}$  d'épaisseur. Les balcons à calculer ont une largeur de :  $1.20\text{ m}$ .

#### III-2-1 Pré dimensionnement de la dalle pleine

L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par :

$$e_p \geq \frac{L}{10} = \frac{120}{10} = 12\text{ cm} \quad L : \text{largeur du balcon.}$$

On opte pour une épaisseur de  $15\text{ cm}$ .

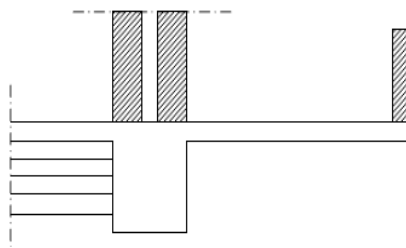


Figure III-7 Dimensions de la dalle pleine.

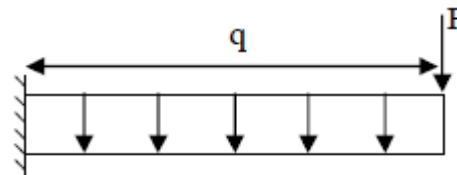


Figure III-8 Schéma statique.

#### III-2-2 Détermination des charges et surcharges

Nous considérons une bande de  $1\text{ ml}$  de largeur.

##### 1. Charges permanentes

- Poids propre de la dalle :  $G_1 = 5.19\text{ kN/ml}$ .
- Poids du garde corps :  
Poids de la brique pleine ( $10,5\text{ cm}$ ) =  $2\text{ kN/m}^2$   
Enduit : ..... =  $0,28\text{ kN/m}^2$   
 $G_2 = 2.28 \times 1 = 2,28\text{ kN/ml}$ .

##### 2. Surcharges d'exploitation

- Surcharge d'exploitation de la dalle :  $Q_1 = 3,5\text{ kN/ml}$ . (Donnée par le DTR BC22).

##### 3. Combinaisons de charges

#### À L'ELU

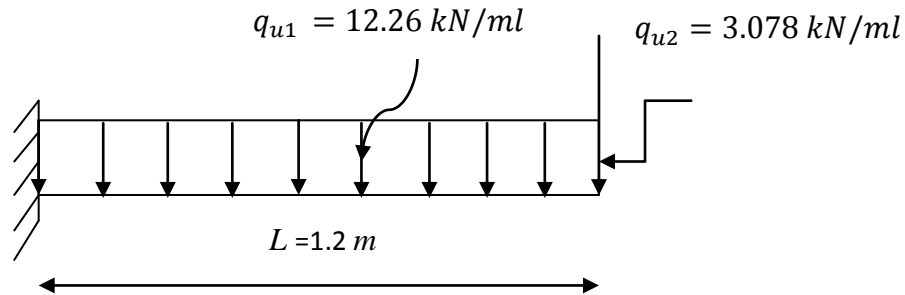
- Dalle :  $q_{u1} = 1.35G_1 + 1.5Q_1 = 1.35 \times 5.19 + 1.5 \times 3.5 = 12.26\text{ kN/ml}$ .
- Garde corps :  $q_{u2} = 1.35G_2 = 1.35 \times 2.28 = 3.078\text{ kN/ml}$ .

#### À L'ELS

- Dalle :  $q_{s1} = G_1 + Q_1 = 5.19 + 3.5 = 8.69\text{ kN/ml}$ .
- Garde corps :  $q_{s2} = G_2 = 2.28\text{ kN/ml}$ .

### III-2-3 Calcul à l'ELU

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur. La section dangereuse est située au niveau de l'encastrement.



#### a) Les sollicitations

- Le moment provoqué par la charge  $q_{u1}$  :

$$M_{q_{u1}} = \frac{-q_{u1} \times L^2}{2} = \frac{-12.26 \times (1.2)^2}{2} = -8.827 \text{ kN.m}$$

- Le moment provoqué par la charge  $q_{u2}$  :

$$M_{q_{u2}} = -q_{u2} \times L = -3.078 \times 1.2 = -3.694 \text{ kN.m}$$

Le moment total est :

$$M_u = M_{q_{u1}} + M_{q_{u2}} = -8.827 - 3.694 = -12.521 \text{ kN.m}$$

➤ L'effort tranchant

$$V_u = q_{u1} \times L + q_{u2} = 17.79 \text{ kN.}$$

- **Remarque :** Le signe (-) veut dire que la fibre supérieure est tendue

#### b) Ferrailage

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

$$f_{bc} = 14.2 \text{ MPa} ; \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} ; d = 0.15 - 0.02 = 0.13 \text{ m}$$

- **Armatures principales**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{12.521 \times 10^5}{100 \times (13)^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.052 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0.052 \rightarrow \beta = 0.973$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{12.521 \times 10^5}{0.973 \times 13 \times 348 \times 10^2} = 2.84 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA12=4.52 cm<sup>2</sup>/ml**, avec un espacement **S<sub>t</sub> = 25 cm**.

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8=2.01 cm<sup>2</sup>/ml**, avec un espacement **S<sub>t</sub> = 25 cm**.

**c) Les vérifications à L'ELU**

❖ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification au cisaillement**

On doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau}_u$$

Avec :  $\bar{\tau}_u = \min \{0.1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}\} = 2.5 \text{ MPa}$  « Fissuration préjudiciable »

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{17.79 \times 10^3}{(10)^3 \times 130} = 0.137 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de l'adhérence des barres (Art A6.1.3/BAEL 91)**

On doit vérifier que :  $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 4 \times 3.14 \times 12 = 150.72.$$

$$\tau_{se} = \frac{17.79 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 150.72} = 1.01 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.01 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Longueur de scellement**

La longueur de scellement droit est donnée par la relation suivante :  $L_s = \frac{\emptyset \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_s}$

Avec :  $\bar{\tau}_s = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$

$$L_s = \frac{\emptyset \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_s} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 423.28 \text{ mm} \Rightarrow L_s = 43 \text{ cm}$$

Soit des crochets de longueur :  $L_r = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 43 = 17.2 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 18 \text{ cm}$

❖ **Ecartement des barres**• **Armatures principales**

$$S_t \leq \min(3h ; 33cm) = \min(3 \times 100 ; 33cm) = 33cm$$

$$S_t = 25cm < 33cm \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Armatures de répartition :**

$$S_t \leq \min(4h ; 45cm) = \min(4 \times 100 ; 45cm) = 45cm$$

$$S_t = 25cm < 45cm \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**III-2-4 Calcul à l'ELS****a) Les sollicitations**❖ **Le moment provoqué par la charge  $q_{s1}$  :**

$$M_{q_{s1}} = \frac{-q_{s1} \times L^2}{2} = \frac{-8.69 \times (1.2)^2}{2} = -6.257 \text{ kN.m}$$

❖ **Le moment provoqué par la charge  $q_{s2}$  :**

$$M_{q_{s2}} = -q_{s2} \times L = -2.28 \times 1.2 = -2.736 \text{ kN.m}$$

**Le moment total est :**

$$M_s = M_{q_{s1}} + M_{q_{s2}} = -6.257 - 2.736 = -8.993 \text{ kN.m}$$

**b) Les vérifications à l'ELU**❖ **Vérification des contraintes dans le béton**

Il faut vérifier que :  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{t28} = 15MPa$

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_{st}$$

$$\text{D'une part : } k = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} ; \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 13} = 0.35 \rightarrow \beta_1 = 0.908$$

$$k = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0.276}{15(1 - 0.276)} = 0.025$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{8.993 \times 10^6}{0.908 \times 130 \times 4.52 \times 10^2} = 168.55MPa$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_{st} = 0.025 \times 168.55 = 4.21MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$$

$\Rightarrow$  Condition vérifiée

❖ **Contrainte dans les aciers (Etat limite d'ouverture des fissures)**

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

## ❖ Vérification de la flèche

Pour se dispenser du calcul de la flèche on vérifie :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{A_{st}}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

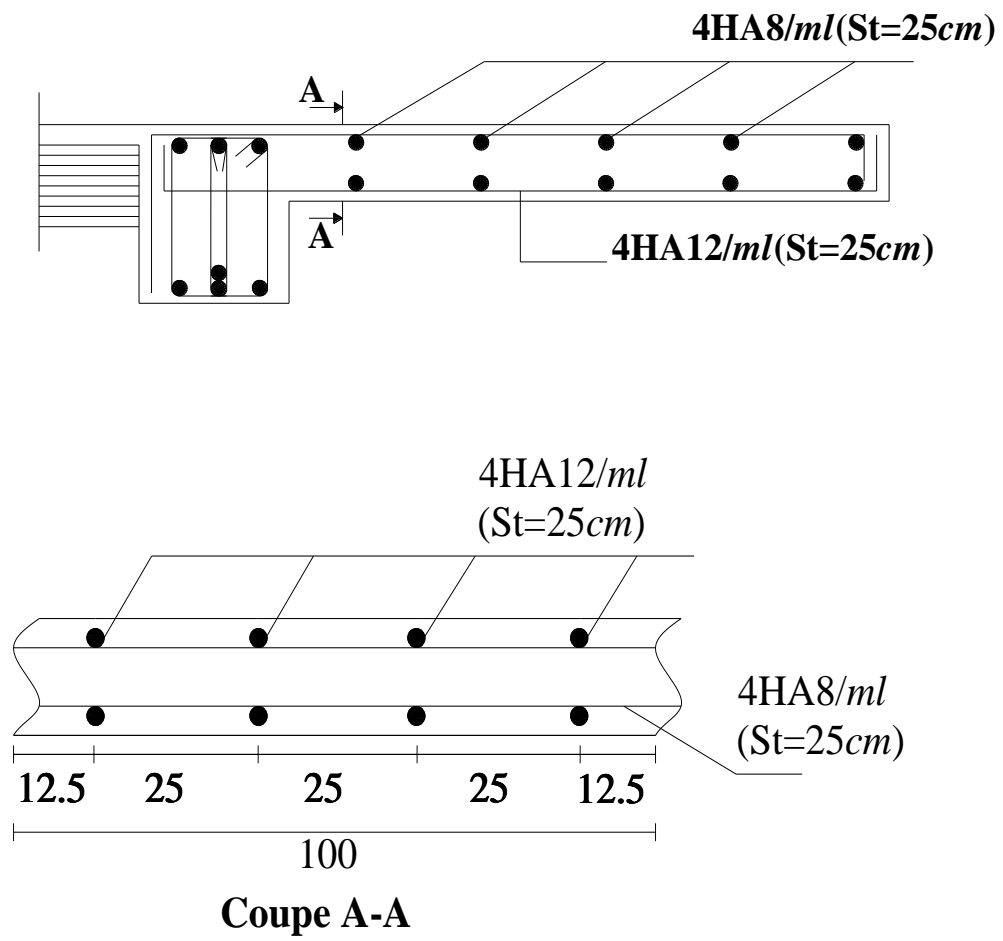
$$\frac{h}{L} = \frac{15}{120} = 0.125 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{120} = 0.125 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{6.257}{10 \times 6.257} = 0.10 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} = \frac{4.52}{100 \times 13} = 0.0035 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Conclusion :**

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



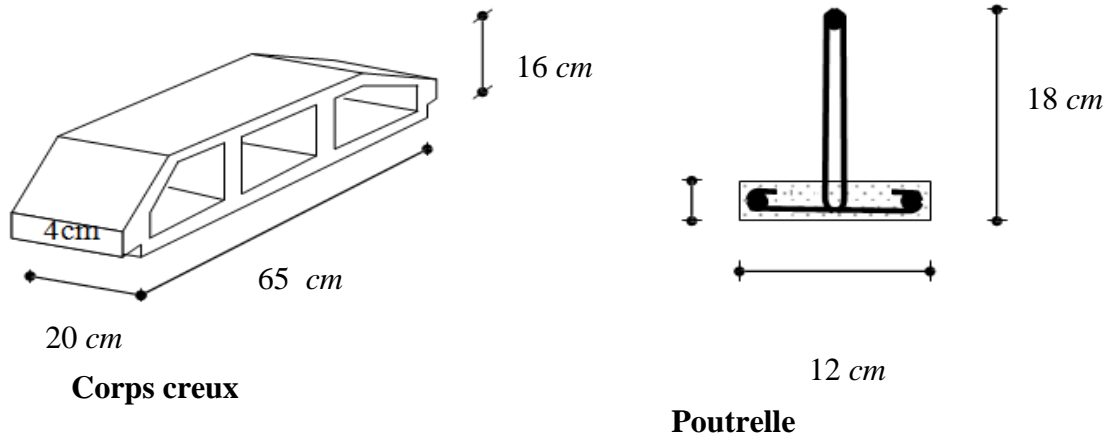
**Figure III-9** Schéma de ferrailage du balcon.

**III-3 Les planchers :**

La structure comporte des planchers en corps creux, dont les poutrelles sont préfabriquées, disposées suivant le sens transversal et sur lesquelles repose le corps creux.

Dans notre cas, on fera l'étude pour un seul types de plancher à usage d'habitation.

Les poutrelles sont de sections en Té, distantes de 65 cm entre axes .Le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu, sa dimension est de 16 cm.

**III-3-1 Dalle de compression**

La dalle de compression est coulée sur place. Elle a une épaisseur de 4cm, elle est ferrillée avec un treillis soudé de nuance **TLE 520** ayant pour but :

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

Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes :

20cm pour les armatures  $\perp$  aux poutrelles. } (**BAEL 91/Art B.8.6, 423**).  
 33cm pour les armatures // aux poutrelles. }

**1-Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \cdot L'}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = \frac{0.5 \text{ cm}^2}{\text{ml}} \quad \text{Avec : } L' = 65 \text{ cm.}$$

Nous adaptons : **5T6=1.41cm<sup>2</sup>**

Avec un espacement : **S<sub>t</sub>=15 cm.**

**2-Armatures parallèles aux poutrelles**

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.41}{2} = 0.705 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend : **5T6=1.41cm<sup>2</sup>**

Avec un espacement : **S<sub>t</sub>=15 cm.**

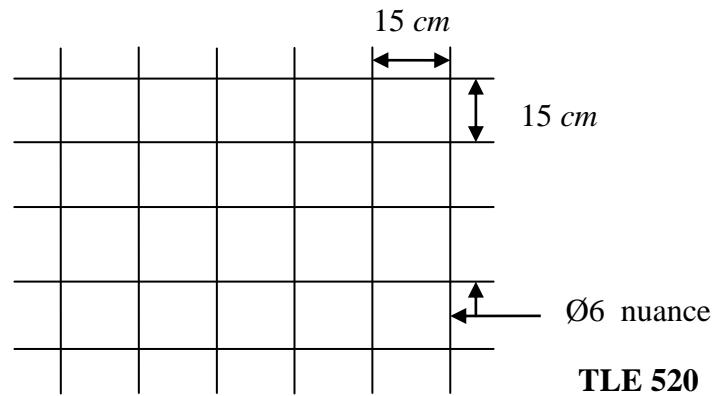


Figure III-10 Schéma du treillis soudé.

**III-3-2 Calcul des poutrelles**

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes : avant et après coulage de la table de compression.

**Étape1 : Avant coulage de la dalle de compression**

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion simple et doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et le poids de l'ouvrier. La section est estimée à  $(4 \times 12) \text{ cm}^2$ .

La portée à prendre en compte dans le cas où les poutrelles reposent sur des poutres est mesurée entre nus des appuis (BAEL 91/Art B.6.1, 1).

**A-Chargement**

- Poids propre de la poutrelle :  $0.12 \times 0.04 \times 25 \dots\dots\dots 0.12 \text{ kN/ml}$  ;
- Poids du corps creux :  $0.65 \times 0.95 \dots\dots\dots 0.62 \text{ kN/ml}$  ;
- Surcharge due à l'ouvrier :  $\dots\dots\dots 1.00 \text{ kN/ml}$ .

Charge permanente :  $G=0.74 \text{ kN/ml}$ .

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

**B-Calcul à L'ELU**

Nous ferons le calcul pour la travée la plus défavorable, en considérant la fissuration non préjudiciable ( $l = 4.02 \text{ m}$ ).

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(0.74) + 1.5 \times 1 = 2.5 \text{ kN/ml}$$

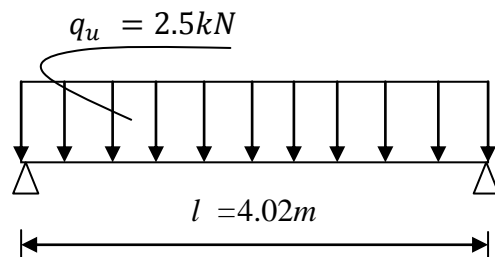
$$q_u = 2.5 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul du moment en travée**

$$M_u = \frac{(q_u) \cdot l^2}{8} = \frac{2.5 \times (4.02)^2}{8} = 5.05 \text{ kN.m}$$

- **Calcul de l'effort tranchant**

$$V_u = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{2.5 \times 4.02}{2} = 5.025 \text{ kN}$$



Soit :

$c$  : l'enrobage ( $c=2\text{cm}$ ).

$d = h - c$  : la hauteur utile.

$d = 4 - 2 = 2\text{ cm}$ .

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.20 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5.05 \times 10^5}{12 \times (2)^2 \times 14.2 \times 10^2} = 7.41$$

$\mu = 7.41 > \mu_1 = 0.3920 \Rightarrow$  Section doublement armée (SDA).

### Conclusion :

Vu la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures, par conséquent il est nécessaire de prévoir un étayage pour soulager la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression. (Espacement entre étais : 80 à 120cm).

### Etape2 : Après coulage de la dalle de compression

Après coulage, la poutrelle travaille comme une poutre continue en Té, les appuis de rives sont considérés comme partiellement encastrés. Elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de compression en plus des charges et surcharges revenant au plancher. Elle travaille en flexion simple.

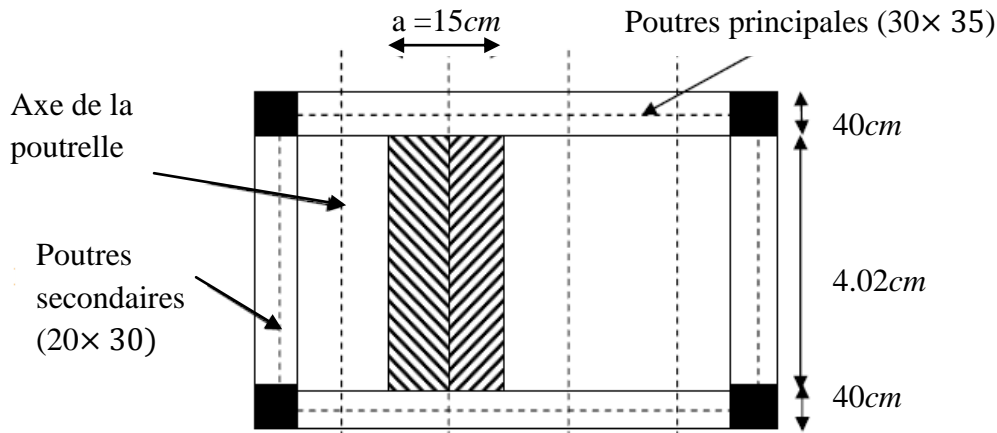


Figure III-12 Surface revenant aux poutrelles.

## A. Détermination de la largeur de la table de compression (BAEL91/Art A.4.1, 3)

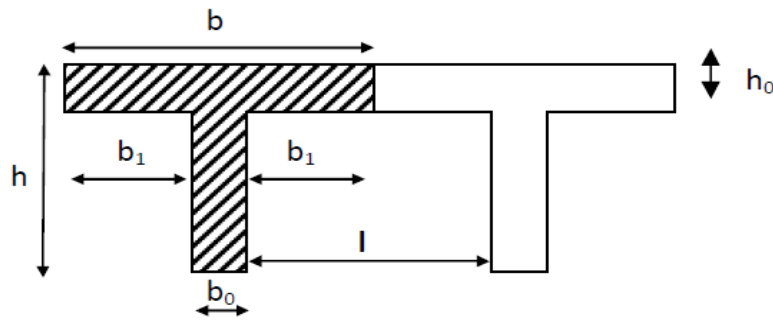


Figure III-13 Construction de la section en T.

Avec :

 $L$  : La plus grande portée libre de la poutrelle ( $L = 402\text{cm}$ ). $l$  : distance entre deux faces voisines de deux poutrelles ( $l = 65 - 12 = 53\text{cm}$ ). $b_1$  : Largeur de l'hourdis ( $b_1 = ?$ ). $b_0$  : Largeur de la poutrelle ( $b_0 = 12\text{cm}$ ). $h_0$  : Epaisseur de la dalle de compression ( $h_0 = 4\text{cm}$ ).

- **Largeur de la table à mi-travée :**

La largeur ( $b_1$ ) de l'hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure est limitée à la plus faible des valeurs ci-dessous :

$$b_1 = \min\left(\frac{L}{10}; \frac{L - b_0}{2}\right)$$

$$b_1 = \min\left(\frac{402}{10}; \frac{65 - 12}{2}\right) = 26.5\text{cm}.$$

## B- Poids des planchers repris par la poutrelle

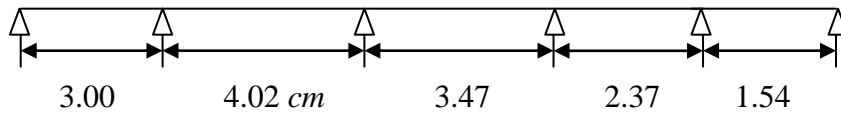
| Planchers                                 | G (kN/ml)                  | Q (kN/ml)                 |
|---|----------------------------|---------------------------|
| Plancher étage courant usage d'habitation | $5.61 \times 0.65 = 3.646$ | $1.5 \times 0.65 = 0.975$ |

## C. Combinaison de charges

| Planchers                                 | ELU (1.35G+1.5Q) (kN/ml) | ELS (G+Q) (kN/ml) |
|---|--------------------------|-------------------|
| Plancher étage courant usage d'habitation | 6.385                    | 4.621             |

## D. Détermination des efforts internes

La poutrelle à étudier comportant cinq travées



### 1- Choix de la méthode de calcul

La détermination des efforts internes est menée à l'aide des méthodes usuelles tel que

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

#### 1.1 Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

1) La charge d'exploitation  $Q \leq \max \{2G, 5 \text{ kN/m}^2\}$ .

$Q = 1.5 \text{ kN/m}^2 < 2 \times G = 2 \times 5.61 = 11.22 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

2) La fissuration est non préjudiciable.  $\Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

3) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.  $\Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

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

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{3.00}{4.02} = 0.75 < 0.8 \\ \frac{4.02}{3.47} = 1.16 < 1.25 \\ \frac{3.47}{2.37} = 1.46 > 1.25 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

### Conclusion

Les conditions sont pas toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable. On utilisera la méthode des trois moments.

### 1.2 Exposition de la méthode des trois moments

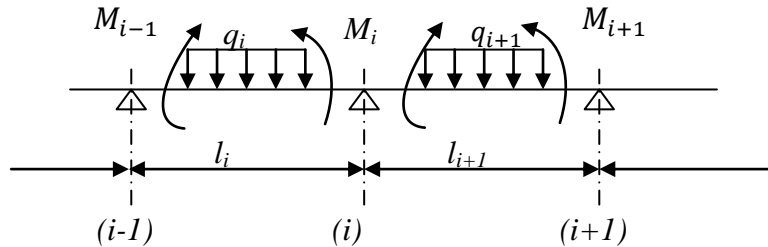
L'équation des trois moments pour l'appui " i " est donnée par l'expression suivante :

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

$M_{i-1}$ ,  $M_i$  et  $M_{i+1}$  : Sont respectivement les moments sur les appuis : «  $i - 1$  », «  $i$  » et «  $i + 1$  » ;

$l_i$ ,  $l_{i+1}$  : Portées des travées à gauche et à droite de l'appui (i) ;

$q_i$ ,  $q_{i+1}$  : Charge répartie à gauche et à droite de l'appui (i) ;



**Figure III-14** Exposition de la méthode des trois moments.

Le moment en travée sera calculé par la formule suivante :

$$M_t(x) = \mu(x) + M_i + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_{i+1}} x$$

Avec :  $\mu(x) = \frac{q \cdot l_{i+1}}{2} x - \frac{q \cdot x^2}{2}$  : Moment isostatique de la travée considérée.

$M(x)$  prend la valeur maximale quand  $T(x) = 0$  c'est-à-dire :  $x = \frac{l_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot l_{i+1}}$

-Les efforts tranchants sont donnés par la relation suivante :

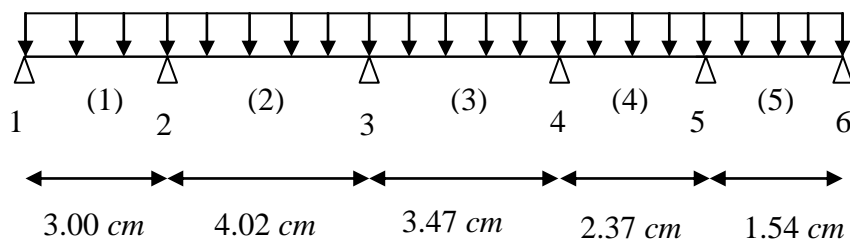
$$T(x) = q \left( \frac{l_{i+1}}{2} - x \right) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_{i+1}}$$

Pour  $x=i$  :  $T(x) = q \left( \frac{l_{i+1}}{2} \right) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_{i+1}}$

Pour  $x=i+1$  :  $T(x) = -q \left( \frac{l_{i+1}}{2} \right) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_{i+1}}$

### III-3-3 Calcul des efforts internes :

#### 1-Schéma statique de la poutrelle



**Figure III-15** Poutrelle sur six appuis.

**2-Calcul des moments :**

- À l'ELU : ( $q_u = 6.385 \text{ kN/ml}$ )

**-Moments aux appuis :**

$$6M_1 + 3M_2 = -43.10$$

$$3M_1 + 14.04M_2 + 4.02M_3 = -146.80$$

$$4.02M_2 + 14.98M_3 + 3.47M_4 = -170.39$$

$$3.47M_3 + 11.68M_4 + 2.37M_5 = -87.94$$

$$2.37M_4 + 7.82M_5 + 1.54M_6 = -27.08$$

$$1.54M_5 + 3.08M_6 = -5.83$$

Les résultats sont les suivantes :

$$M_1 = -3.5244 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = -7.3179 \text{ kN.m}$$

$$M_3 = -8.3269 \text{ kN.m}$$

$$M_4 = -4.6789 \text{ kN.m}$$

$$M_5 = -1.8547 \text{ kN.m}$$

$$M_6 = -0.9655 \text{ kN.m}$$

**NB :** La méthode des trois moments surestime les moments sur appuis à l'inverse de ceux en travée, puisque le béton est un matériau hétérogène, pour cela on réduit les moments sur appuis de 1/3 des valeurs trouvées ainsi qu'on augmente les moments en travée de 1/3 des valeurs trouvées de plus on considère un semi encastrement au niveau des appuis de rives.

Donc on aura :

❖ **Les moments aux appuis :**

$$M_1 = -2.349 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = -4.879 \text{ kN.m}$$

$$M_3 = -5.551 \text{ kN.m}$$

$$M_4 = -3.119 \text{ kN.m}$$

$$M_5 = -1.237 \text{ kN.m} ; M_6 = -0.644 \text{ kN.m.}$$

## ❖ Les moments en travées :

$$M_{t1} = 10.853 \text{ kN.m}$$

$$M_{t2} = 18.115 \text{ kN.m}$$

$$M_{t3} = 13.984 \text{ kN.m}$$

$$M_{t4} = 6.710 \text{ kN.m}$$

$$M_{t5} = 2.845 \text{ kN.m}$$

- À l'ELS : ( $q_s = 4.621 \text{ kN/ml}$ )

## ❖ Moments aux appuis :

$$6M_1 + 3M_2 = -31.19$$

$$3M_1 + 14.04M_2 + 4.02M_3 = -106.24$$

$$4.02M_2 + 14.98M_3 + 3.47M_4 = -123.32$$

$$3.47M_3 + 11.68M_4 + 2.37M_5 = -63.65$$

$$2.37M_4 + 7.82M_5 + 1.54M_6 = -19.60$$

$$1.54M_5 + 3.08M_6 = -4.22$$

Les résultats sont les suivantes :

$$M_1 = -2.5501 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = -5.2966 \text{ kN.m}$$

$$M_3 = -6.0264 \text{ kN.m}$$

$$M_4 = -3.3867 \text{ kN.m}$$

$$M_5 = -1.3423 \text{ kN.m}$$

$$M_6 = -0.6990 \text{ kN.m}$$

On réduisant les moments sur appui de 1/3 et on augmentant les moments en travée de 1/3 on aura :

## ❖ Les moments aux appuis :

$$M_1 = -1.700 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = -3.531 \text{ kN.m}$$

$$M_3 = -4.018kN.m$$

$$M_4 = -2.258kN.m$$

$$M_5 = -0.895kN.m$$

$$M_6 = -0.466kN.m$$

❖ **Moments en travées :**

$$M_{t1} = 7.854kN.m$$

$$M_{t2} = 13.111kN.m$$

$$M_{t3} = 10.120kN.m$$

$$M_{t4} = 4.856kN.m$$

$$M_{t5} = 2.059kN.m$$

**3- Calcul des efforts tranchants :**

$$\text{À l'ELU : } T(x) = q \left( \frac{l_{i+1}}{2} - x \right) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_{i+1}}$$

$$\text{Travée 1-2 : } T_e = 10.42kN \ ; \ T_w = -8.73 kN.$$

$$\text{Travée 2-3 : } T_e = 13.00 kN \ ; \ T_w = -12.66 kN.$$

$$\text{Travée 3-4 : } T_e = 10.38 kN \ ; \ T_w = -11.78 kN.$$

$$\text{Travée 4-5 : } T_e = 6.77 kN \ ; \ T_w = -8.36 kN.$$

$$\text{Travée 5-6 : } T_e = 4.53 kN \ ; \ T_w = -5.30 kN.$$

**À l'ELS :**

$$\text{Travée 1-2 : } T_e = 7.54 kN \ ; \ T_w = -6.32 kN.$$

$$\text{Travée 2-3 : } T_e = 9.41 kN \ ; \ T_w = -9.17 kN.$$

$$\text{Travée 3-4 : } T_e = 7.51 kN \ ; \ T_w = -8.52 kN.$$

$$\text{Travée 4-5 : } T_e = 4.90 kN \ ; \ T_w = -6.05 kN.$$

$$\text{Travée 5-6 : } T_e = 3.28 kN \ ; \ T_w = -3.84 kN.$$

**4- Tableaux récapitulatifs :**

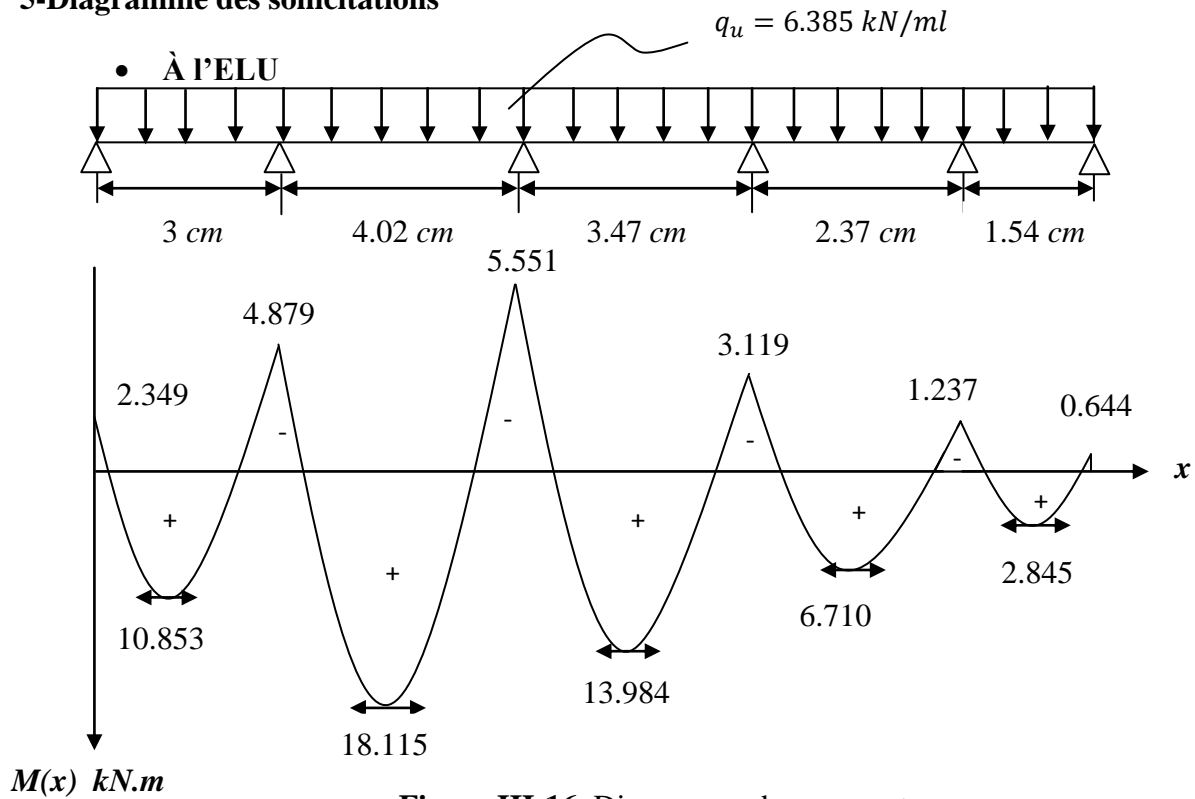
**Tableau III-1** Récapitulatif des efforts internes à l'ELU

| Travée | $l(m)$ | $M_e(kN.m)$ | $M_w(kN.m)$ | $M_t(kN.m)$ | $T_e(kN)$ | $T_w(kN)$ |
|--------|--------|-------------|-------------|-------------|-----------|-----------|
| 1      | 3      | -2.349      | -4.879      | 10.853      | 10.42     | -8.73     |
| 2      | 4.02   | -4.879      | -5.551      | 18.115      | 13.00     | -12.66    |
| 3      | 3.47   | -5.551      | -3.119      | 13.984      | 10.38     | -11.78    |
| 4      | 2.37   | -3.119      | -1.237      | 6.710       | 6.77      | -8.36     |
| 5      | 1.54   | -1.237      | -0.644      | 2.845       | 4.53      | -5.30     |

**Tableau III-2** Récapitulatif des efforts internes à l'ELS

| Travée | $l(m)$ | $M_e(kN.m)$ | $M_w(kN.m)$ | $M_t(kN.m)$ | $T_e(kN)$ | $T_w(kN)$ |
|--------|--------|-------------|-------------|-------------|-----------|-----------|
| 1      | 3      | -1.700      | -3.531      | 7.854       | 7.54      | -6.32     |
| 2      | 4.02   | -3.531      | -4.018      | 13.111      | 9.41      | -9.17     |
| 3      | 3.47   | -4.018      | -2.258      | 10.120      | 7.51      | -8.52     |
| 4      | 2.37   | -2.258      | -0.895      | 4.856       | 4.90      | -6.05     |
| 5      | 1.54   | -0.895      | -0.466      | 2.059       | 3.28      | -3.84     |

**5-Diagramme des sollicitations**



**Figure III-16** Diagramme des moments.

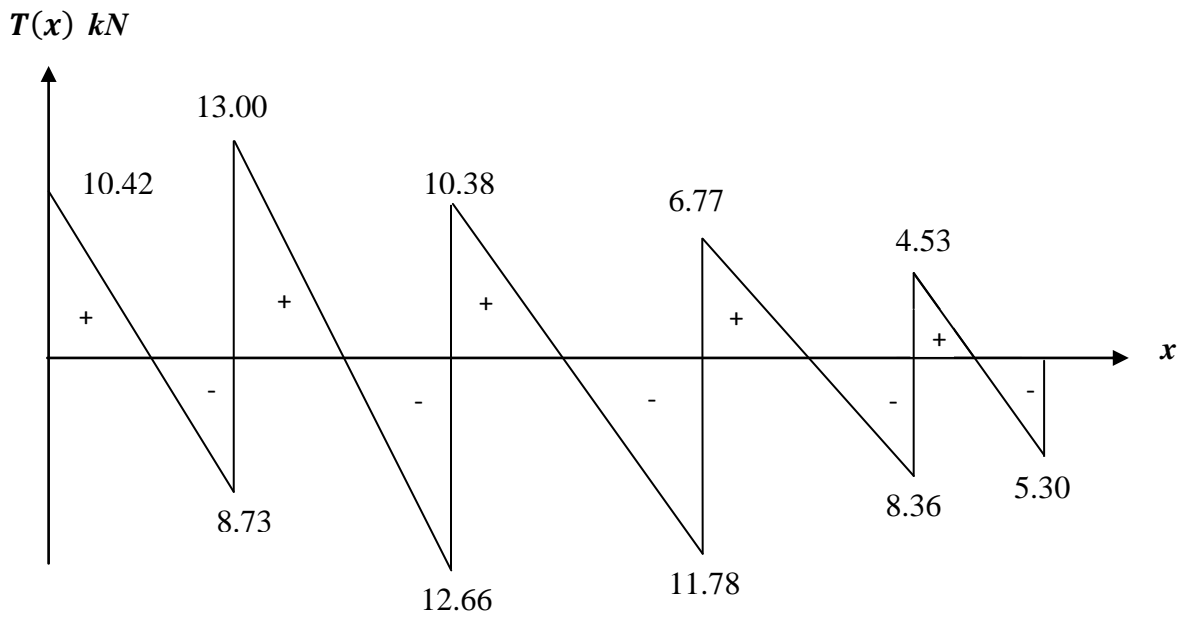


Figure III-17 Diagramme des efforts tranchants.

• À l'ÉLÉ

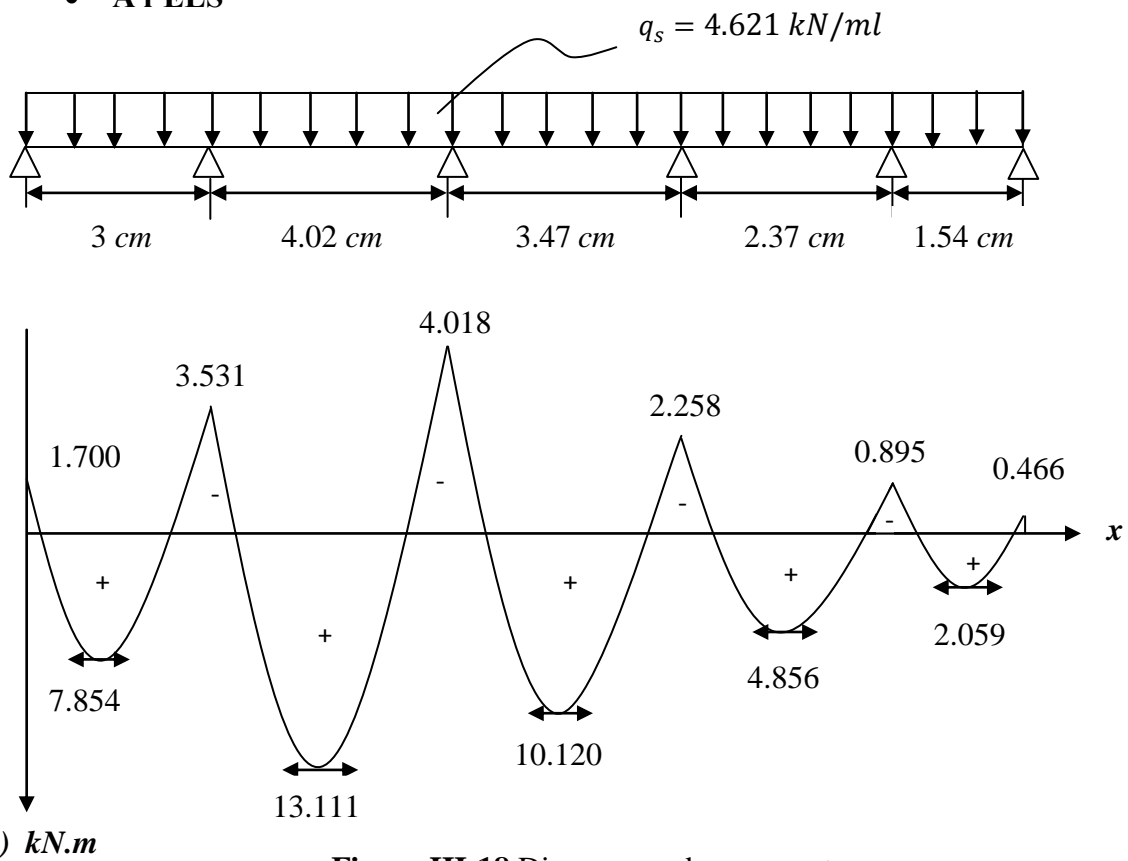


Figure III-18 Diagramme des moments.

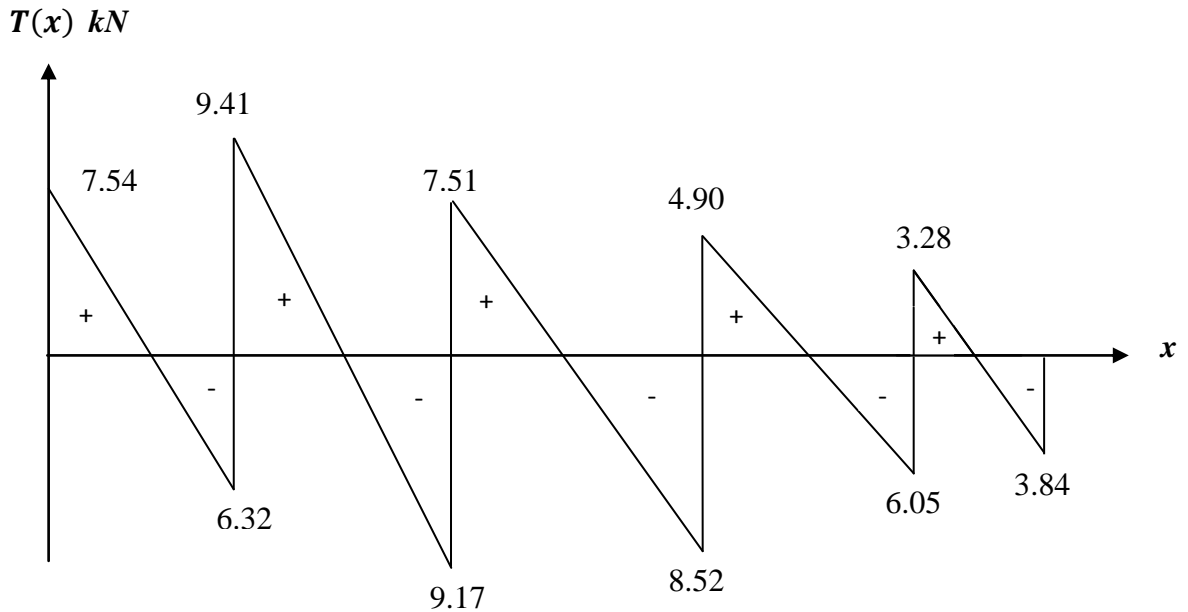


Figure III-19 Diagramme des efforts tranchants.

### III-3-4 Calcul des armatures à (ELU) :

On adoptera le même ferrailage en travée avec le moment maximum  $M_{max}^t = 18.115 \text{ kN.m}$

Et aux appuis avec le moment maximum  $M_{max}^a = 5.551 \text{ kN.m}$

#### a) Armatures longitudinales

La poutrelle sera calculée comme une section en T dont les caractéristiques géométriques suivantes :

$$b = 65 \text{ cm} ; b_0 = 12 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm}$$

- **En travée :** ( $M_{max}^t = 18.115 \text{ kN.m}$ )

Le moment qui peut être repris par la table de compression :

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

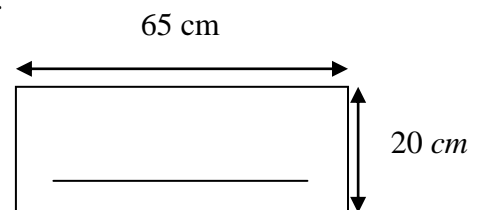
$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) \times 14.2 \cdot 10^3$$

$$M_0 = 59.07 \text{ kN.m}$$

$M_{max}^t = 18.115 \text{ kN.m} < M_0 = 59.07 \text{ kN.m} \Rightarrow$  L'axe neutre est dans la table de compression. Donc on calcule une section rectangulaire ( $b = 65 \text{ cm}$  et  $h = 20 \text{ cm}$ ).

$$A_t = \frac{M_{max}^t}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{18.115 \times 10^5}{0.9685 \times 18 \times \frac{400 \times 10^2}{1.15}} = 2.99 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$ .



- **Aux appuis :** ( $M_{max}^a = 5.551 \text{ kN.m}$ )

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur

$b_0 = 12 \text{ cm}$  et de hauteur  $h = 20 \text{ cm}$ .

$$\mu = \frac{M_{max}^a}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5.551 \times 10^5}{12 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.101$$

$$\mu = 0.101 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0.101 \Rightarrow \beta = 0.9945$$

$$A_a = \frac{M_{max}^a}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{5.551 \times 10^5}{0.9945 \times 18 \times \frac{400 \times 10^2}{1.15}} = 0.89 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_a = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$ .

- **Espacement des armatures longitudinales (Art.A.5.1.22.BAEL91)**

$$\left. \begin{array}{l} S_t \leq \min(0.9 d ; 40 \text{ cm}) \\ S_t \leq (0.9 \times 18 ; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

- b) Armatures transversales :** (Art.A.7.2.2/BAEL91)

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_t^{max}\right)$$

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

$\phi_t^{max}$  : Diamètre maximal des armatures longitudinales

On choisit un cadre 2Ø8 avec  $A_t = 2\text{RL}8 = 1,01 \text{ cm}^2$ .

**Conclusion :** Les armatures transversales seront réalisées par des étriers HA8, avec un espacement constant  $S_t = 15 \text{ cm}$  sur la totalité des poutrelles

### III-3-5 Vérification à l'ELU :

#### 1) Condition de non fragilité

- **En travée**

$$A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Aux appuis**

$$A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

## 2) Vérification de l'effort tranchant : ( $T_u^{max} = 13.00 \text{ kN}$ )

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  « Fissuration peu nuisible »

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 \times d} = \frac{13 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.602 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.602 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

## 3) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :

On doit vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$ .

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3.14 \times 1.2 = 11.304 \text{ cm} = 113.04 \text{ mm}.$$

$$\tau_{se} = \frac{13 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 113.04} = 0.71 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.71 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

## 4) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL 91/Art A.5.1, 31)

- **Sur le béton**

$$T_u^{max} < 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 0.9 \times d \times b_0 = 0.4 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} \times 0.9 \times 0.18 \times 0.12 = 129.6 \text{ kN}$$

$$T_u^{max} = 13.00 \text{ kN} < 129.6 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Sur l'acier**

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( T_u^{max} + \frac{M_a^{max}}{0.9 \times d} \right) = \frac{1.15}{400} \left( 13.00 - \frac{5.551}{0.9 \times 0.18} \right) \times 10 = -0.61 \text{ cm}^2 < 0$$

⇒ Les armatures calculées sont suffisantes

## 5) Ancrage des barres (BAEL 91/Art A.6.1, 23)

$$\bar{\tau}_{se} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}.$$

Longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_s} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm.}$$

Longueur de l'ancrage mesurée hors crochets :

$$L_c = 0.4 \times L_s = 16.93 \text{ cm.}$$

### III-3-6 Vérifications à l'ELS :

#### 1) Etat limite de résistance à la compression du béton (BAEL91/Art A.4.5, 2)

Il faut vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \text{ avec: } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

- **En travée**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{65 \times 18} = 0.289 \rightarrow \beta_1 = 0.915 \text{ et } k_1 = 43.99$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{13.111 \times 10^6}{0.915 \times 180 \times 3.39 \times 10^2} = 234.82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{234.82}{43.99} = 5.34 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Aux appuis**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.727 \rightarrow \beta_1 = 0.877 \text{ et } k_1 = 25.48$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^{max}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{4.018 \times 10^6}{0.877 \times 180 \times 1.57 \times 10^2} = 162.12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{162.12}{25.48} = 6.36 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La vérification étant satisfaite alors les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

#### 2) Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL91/Art A.4.5, 3)

La fissuration étant peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

#### 3) Etat limite de déformation: (Art. B6.5.1/ BAEL91)

D'après le BAEL 91, lorsqu'on prévoit des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{A_{st}}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

**Avec :**

$h$  : hauteur totale du plancher.

$L$  : portée libre de la poutrelle.

$M_t$  : moment fléchissant max en travée.

$M_0$  : moment fléchissant max en travée de la poutrelle considérée isostatique.

$$M_0 = \frac{q_u(l)^2}{8} = \frac{6.385 \times (4.02)^2}{8} = 12.898 \text{ kN.m}$$

$b_0$  : largeur de la poutrelle.

$f_e$  : limite élastique des armatures tendues.

$A_{st}$  : section d'armatures tendues.

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{420} = 0.0476 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{420} = 0.0476 < \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{13.111}{10 \times 12.898} = 0.10 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.016 > \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

**Conclusion :** On doit vérifier la flèche.

### III-3-7 Calcul à l'ELS

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, ce qui est le cas pour nos poutrelles, alors pour obtenir les valeurs des moments et des efforts tranchants à l'ELS il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient  $q_s/q_u$ .

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f}$$

**Avec :**

$\bar{f}$  : La flèche admissible.

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4020}{500} = 8.04 \text{ mm}$$

$E_v$  : Module de déformation différé.

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10819 \text{ MPa.}$$

$I_{fv}$  : Inertie fictive pour les charges de longue durée.

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v}$$

$I_0$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée ( $n=15$ ) par rapport au centre de gravité de la section.

a) Aire de la section homogénéisée

$$B_0 = B + n A = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15A_s$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \cdot 4 + 15 \times 3.39$$

$$B_0 = 502.85 \text{ cm}^2.$$

b) Calcul de  $V_1$  et  $V_2$

Moment statique de section homogénéisée par rapport à  $xx$  :

$$S /_{xx} = \frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S /_{xx} = \frac{12 \times (20)^2}{2} + (65 - 12) \frac{(4)^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 18 = 3739.3 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{3739.3}{502.85} = 7.44 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.44 = 12.56 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) \times h_0 \times \left[ \frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15 \times A_s \times (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.44^3 + 12.56^3) + (65 - 12) \times 4 \left[ \frac{4^2}{12} + (7.44 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 3.39 \times (12.56 - 2)^2$$

$$I_0 = 21799.84 \text{ cm}^4.$$

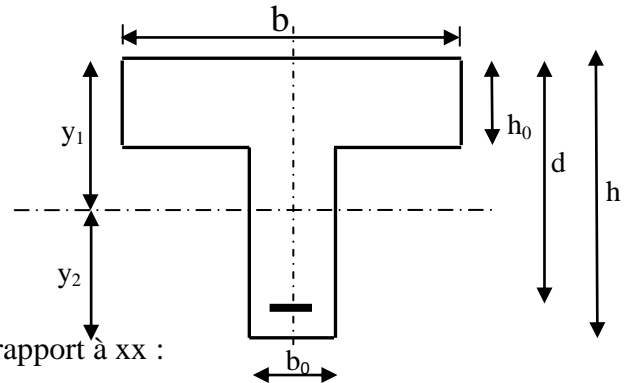
c) Calcul des coefficients (  $\lambda_v$  ,  $\mu$  ,  $I_{fv}$  )

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.016$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left( 2 + \frac{3 \times b_0}{b} \right) \times \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left( 2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0.016} = 1.027$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \{ 0.781 ; 0 \} = 0,781$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} = \frac{1,1 \times 21799.84}{1 + 1.027 \times 0.781} = 13306.69 \text{ Cm}^4$$



D’où la flèche :

$$f = \frac{M_i^s \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}$$

$$f = \frac{13.111 \times (4.02)^2}{10 \times 10819 \times 10^3 \times 13306.69 \times 10^{-8}} = 0.0147m = 1.47mm < \bar{f} = 8.04mm$$

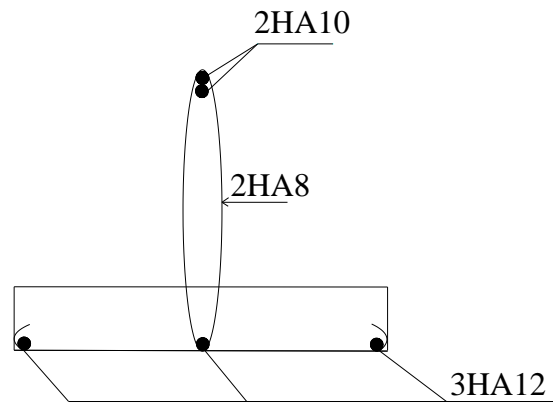
⇒ Condition vérifiée

**Conclusion**

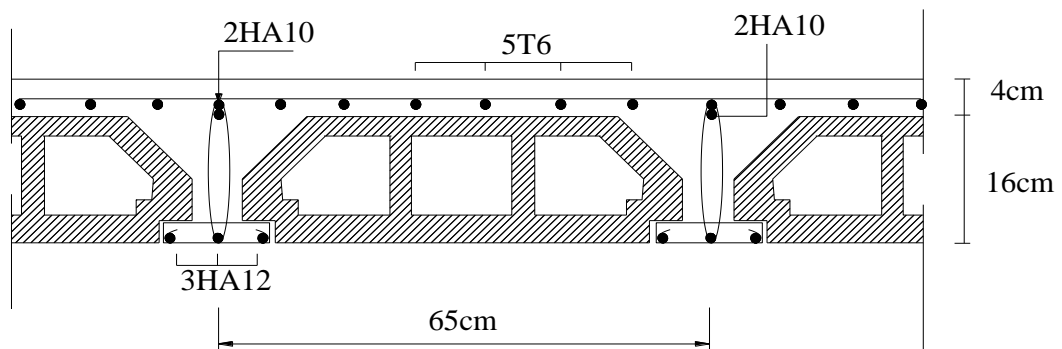
Toutes les conditions sont vérifiées, les armatures calculées à l’Etat Limite Ultime sont suffisantes alors les poutrelles seront ferrillées comme suite :

En travée : **3HA12**

Aux appuis : **2HA10**



**Figure III-20** Plan de ferrillage de la poutrelle en travée et aux appuis.



**Figure III-21** Plan de ferrillage du plancher à usage d’habitation.

### III-4 Calcul des escaliers :

#### III-4-1 Définition

Une cage d'escalier est une succession de gradins, elle sert à relier deux différents niveaux d'une construction. Notre structure comporte une seule cage d'escalier droit à trois (03) volées et seront réalisés en béton armé coulé sur place.

#### III-4-2 Terminologie

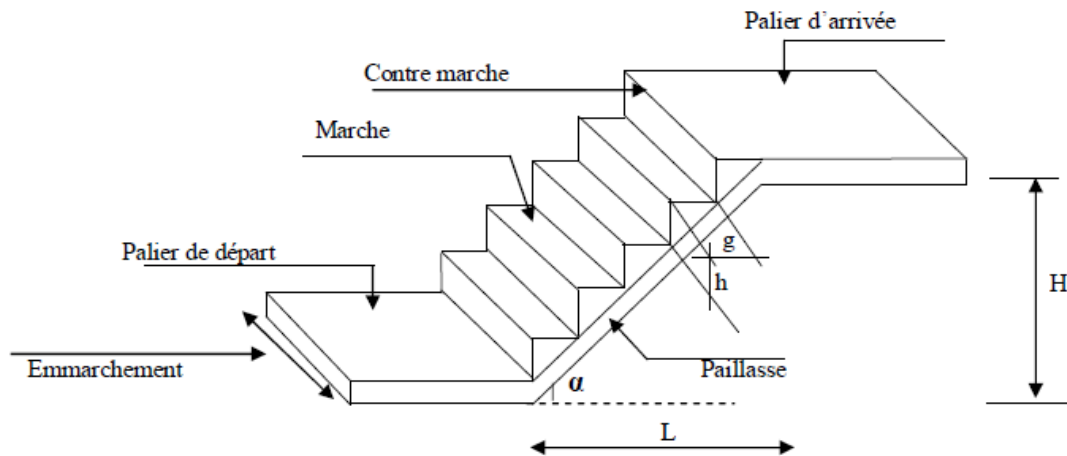


Figure III-22 Constituants d'un escalier.

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit la charge verticale ; sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie...etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches.
- **La hauteur de la contre marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives.
- **Le giron (g)** : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.
- **Une volée** : est l'ensemble des marches comprises entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est la plate-forme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires.
- **L'embranchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.
- **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier.

#### III-4-3 Pré dimensionnement de l'escalier d'étage courant

##### ❖ Calcul du nombre de marches et contre marches

Avec une hauteur d'étage de 3.06m, pour un bâtiment à usage d'habitation ou recevant du public, la hauteur des marches est :

$$4\text{cm} \leq h \leq 17\text{cm} \text{ et } 28\text{cm} \leq g \leq 36\text{cm}$$

On prend la hauteur des marches  $h=17\text{cm}$

Nombre de contre marches :  $n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$  contre marches.

Le nombre de marches :  $m = n - 1 = 18 - 1 = 17$  marches.

Les 18 contre marches seront réparties de la manière suivante :

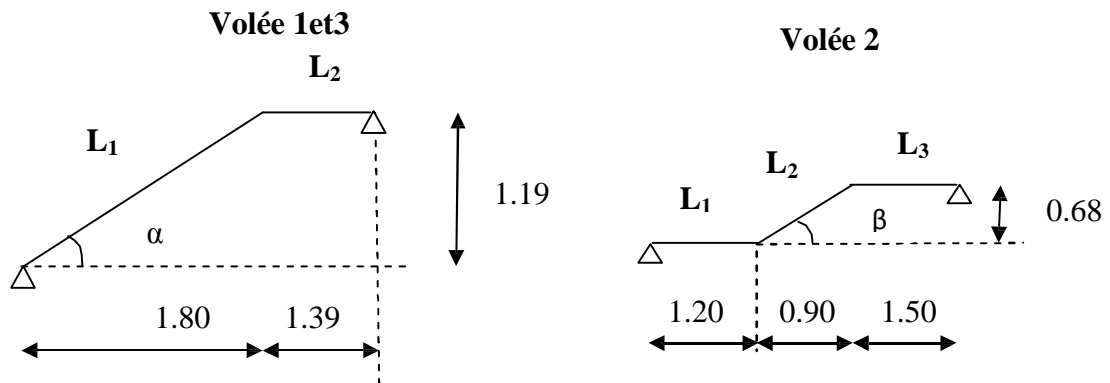
- **Volée 1 et 3** :  $n = 7$  contre marches ; donc :  $m = n-1 = 6$  marches.
- **Volée 2** :  $n = 4$  contre marches ; donc :  $m = n-1 = 3$  marches.

✓ **Loi de BLONDEL**

$$60\text{cm} \leq g + 2h \leq 64\text{cm}$$

Pour  $h = 17\text{cm}$  ; on aura :  $26\text{cm} \leq g \leq 30\text{cm}$  donc on prend  $g = 30\text{cm}$ .

Nous allons étudier 02 paillasse comme représenté dans les schémas suivants :



### III-4-3-1 Étude des volées 1 et 3

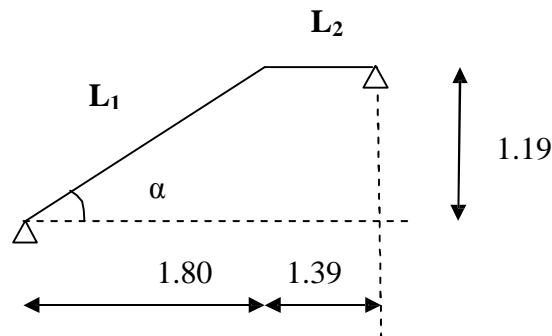


Figure III-23 Schéma statique des volées 1 et 3.

#### 1. Dimensionnement de la paillasse

L'épaisseur doit vérifier :

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

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{119}{180} = 0.6611 \Rightarrow \alpha = 33.47^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L}{L_1} \rightarrow L_1 = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{180}{\cos 33.47} = 215.78 \text{ cm}$$

Longueur réelle de la paillasse :  $L' = L_1 + L_2 = 215.78 + 139 = 354.78\text{cm}$

$$\text{D'où : } \frac{354.78}{30} \leq e_p \leq \frac{354.78}{20}$$

$11.826 \text{ cm} \leq e_p \leq 17.739 \text{ cm} \Rightarrow$  On adopte une épaisseur  $e_p = 16 \text{ cm}$

Nous adaptons la même épaisseur pour le palier.

## 2. Détermination des charges et surcharges

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément reparti sur la celle-ci, le calcul se fait pour une bande de  $1 \text{ m}$  de projection horizontale en considérant une partie simplement appuyée en flexion simple.

### a) Charges permanentes

Tableau III-3 Les charges permanentes de la volée 1et 3

| Désignation     | Epaisseur (m) | $\rho$ (kN/ml) | G (kN/ml)   |
|-----------------|---------------|----------------|---|
| Carrelage       | 0.02          | 20             | 0.40  |
| Mortier de pose | 0.03          | 20             | 0.60  |
| Lit de sable    | 0.03          | 22             | 0.66  |
| Enduit plâtre   | 0.02          | 10             | 0.20  |
| Marches         | /             | 25             | $25 \times \frac{0.17}{2} = 2.125$                  |
| Paillasse       | 0.15          | 25             | $25 \times \frac{0.16}{\cos 33.47} = 4.79$          |
|                 |               |                | <b><math>G_{totale} = 8.78 \text{ kN/ml}</math></b> |

Tableau III-4 Les charges permanentes du palier

| Désignation     | Epaisseur (m) | $\rho$ (kN/ml) | G (kN/ml)   |
|-----------------|---------------|----------------|---|
| Carrelage       | 0.02          | 20             | 0.40  |
| Mortier de pose | 0.03          | 20             | 0.60  |
| Lit de sable    | 0.03          | 22             | 0.66  |
| Enduit plâtre   | 0.02          | 10             | 0.20  |
| Dalle en béton  | 0.20          | 25             | 5.00  |
|                 |               |                | <b><math>G_{totale} = 6.86 \text{ kN/ml}</math></b> |

### b) Surcharges d'exploitation

La surcharge d'exploitation des escaliers est donnée par la DTR B.C.2.2 :

$$Q = 2.5 \times 1 \text{ m} = 2.5 \text{ kN/ml}$$

### 3. Combinaison des charges et surcharges

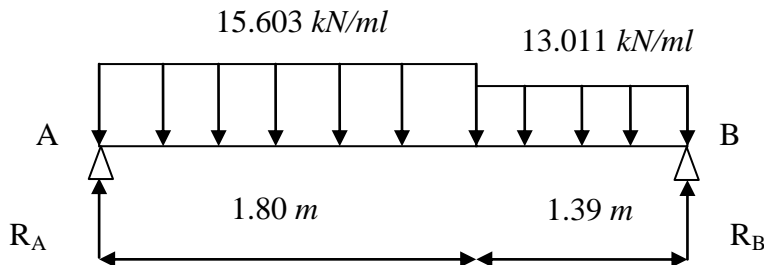
|               | ELU : $1.35G + 1.5Q$ (kN/ml) | ELS : $G+Q$ (kN/ml) |
|---------------|------------------------------|---------------------|
| <b>Volée</b>  | 15.603                       | 11.28               |
| <b>Palier</b> | 13.011                       | 9.36                |

### 4. Calcul à l'ELU

#### a. Calcul des efforts internes

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encadrée aux appuis.

#### ✓ Réactions d'appuis



**Figure III-24** Schéma statique des volées 1 et 3 à l'ELU.

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B - 15.603 \times 1.80 - 13.011 \times 1.39 = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 46.17$$

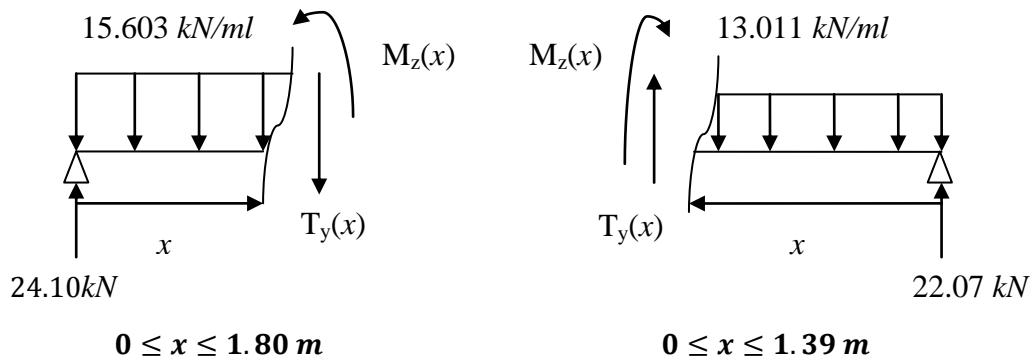
$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow R_B(1.80 + 1.39) - 13.011 \times 1.39 \times \left(\frac{1.39}{2} + 1.80\right) - 15.603 \times 1.80 \times \frac{1.80}{2} = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_B = 22.07 \text{ kN.} \\ R_A = 24.10 \text{ kN.} \end{cases}$$

#### ✓ Efforts internes

#### ❖ Efforts tranchants

| Tronçon                              | Expression        | $x$ (m) | $T_y$ (kN) |
|--------------------------------------|-------------------|---------|------------|
| $0 \leq x \leq 1.80m$<br>(de gauche) | $24.10 - 15.603x$ | 0       | 24.10      |
|                                      |                   | 1.80    | -3.98      |
| $0 \leq x \leq 1.39m$<br>(de droite) | $13.011x - 22.07$ | 0       | -22.07     |
|                                      |                   | 1.39    | -3.98      |



## ❖ Moments fléchissant

| Tronçon                                       | Expression         | $x$ (m) | $M_z$ (kN.m) |
|---|--------------------|---------|--------------|
| $0 \leq x \leq 1.80 \text{ m}$<br>(de gauche) | $24.10x - 7.80x^2$ | 0       | 0            |
|   |                    | 1.80    | 18.11        |
| $0 \leq x \leq 1.39 \text{ m}$<br>(de droite) | $22.07x - 6.50x^2$ | 0       | 0            |
|   |                    | 1.39    | 18.11        |

Le moment  $M_z$  est maximal pour  $T_y = 0$ :

$$T_y = 0 \Rightarrow 24.10 - 15.603x = 0 \Rightarrow x = 1.54 \text{ m}$$

Donc :

$$M_z^{max} = 24.10(1.54) - 7.80(1.54)^2 = 18.62 \text{ kN.m}$$

$$M_z^{max} = 18.62 \text{ kN.m}$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte des semi-encastremets, les moments en travées et aux appuis seront affectés par des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement.

$$\text{Soit : } M_t = 0.85M_0 \text{ et } M_a = -0.3M_0$$

$$\text{Donc : } M_t = 15.83 \text{ kN.m et } M_a = -5.586 \text{ kN.m}$$

✓ Diagrammes des efforts internes

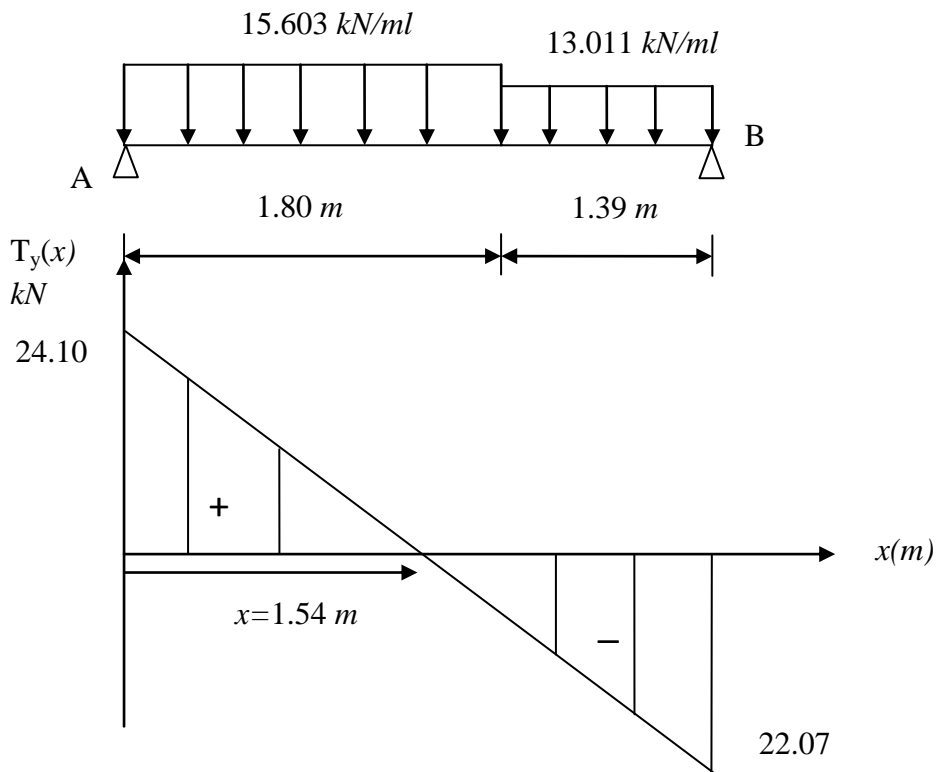


Figure III-25 Diagramme des efforts tranchants des volées 1 et 3 à l'ELU.

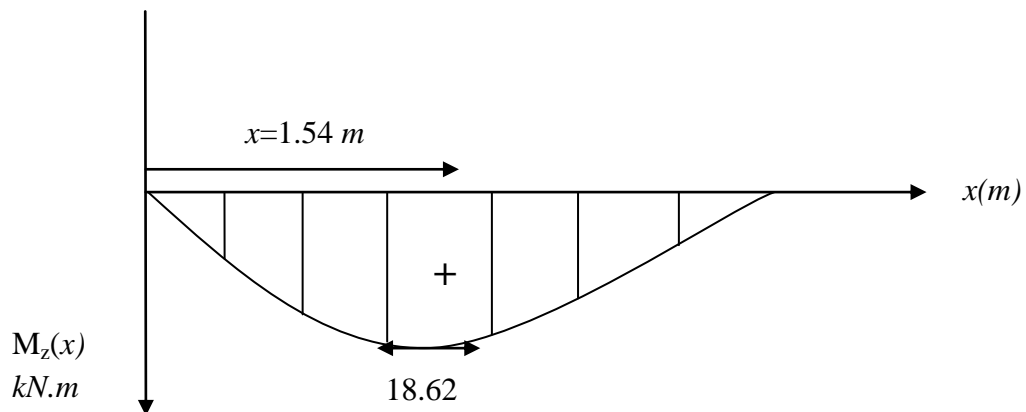


Figure III-26 Diagramme du moment isostatique des volées 1 et 3 à l'ELU.

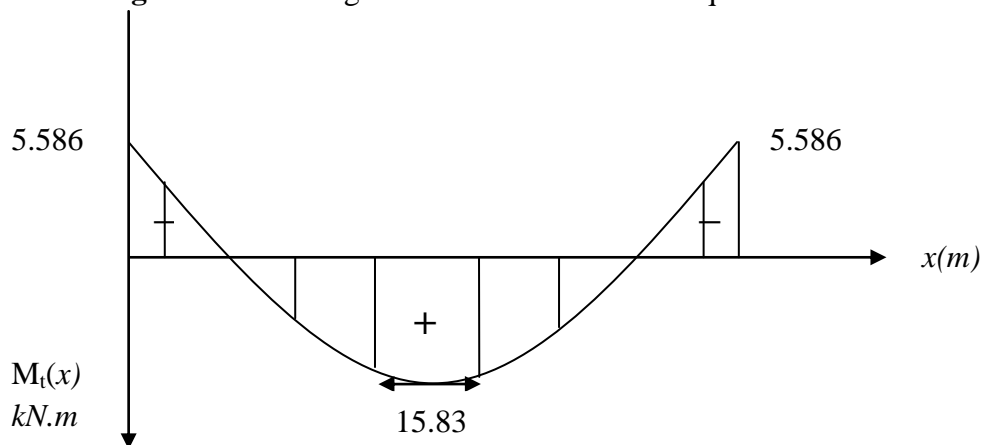


Figure III-27 Diagramme du moment fléchissant des volées 1 et 3 à l'ELU.

5. Calcul à l'ELS

a. Calcul des efforts internes

✓ Réactions d'appuis

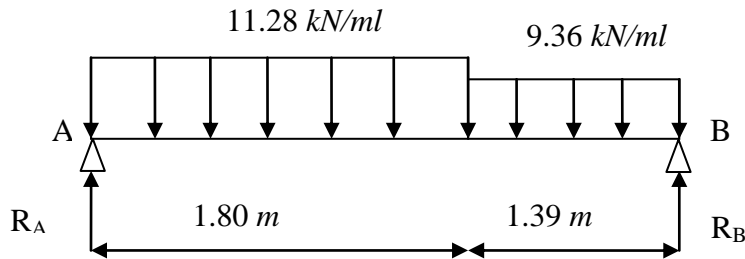


Figure III-28 Schéma statique des volées 1 et 3 à l'ELS.

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B - 11.28 \times 1.80 - 9.36 \times 1.39 = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 33.31$$

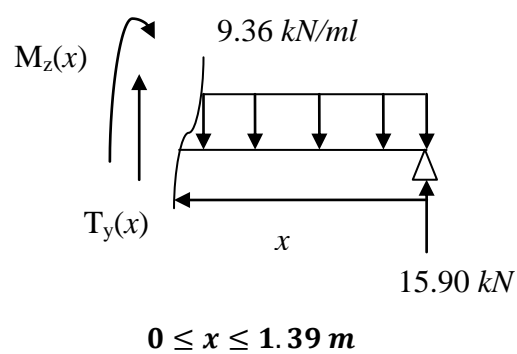
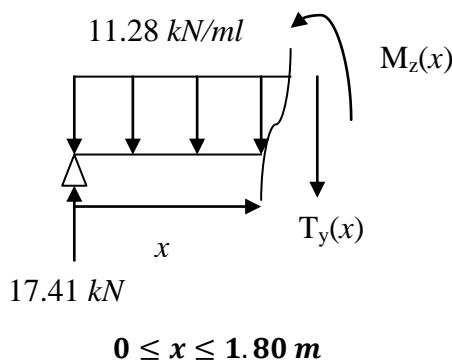
$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B(1.80 + 1.39) - 9.36 \times 1.39 \times \left(\frac{1.39}{2} + 1.80\right) - 11.28 \times 1.80 \times \frac{1.80}{2} = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_B = 15.90 \text{ kN.} \\ R_A = 17.41 \text{ kN.} \end{cases}$$

✓ Efforts internes

❖ Efforts tranchants

| Tronçon                              | Expression       | $x$ (m) | $T_y$ (kN) |
|--------------------------------------|------------------|---------|------------|
| $0 \leq x \leq 1.80m$<br>(de gauche) | $17.41 - 11.28x$ | 0       | 17.41      |
|                                      |                  | 1.80    | -2.89      |
| $0 \leq x \leq 1.39m$<br>(de droite) | $9.36x - 15.90$  | 0       | -15.90     |
|                                      |                  | 1.39    | -2.89      |



## ❖ Moments fléchissant

| Tronçon                              | Expression         | $x$ (m) | $M_z$ (kN.m) |
|--------------------------------------|--------------------|---------|--------------|
| $0 \leq x \leq 1.80m$<br>(de gauche) | $17.41x - 5.64x^2$ | 0       | 0            |
|                                      |                    | 1.80    | 13.06        |
| $0 \leq x \leq 1.39m$<br>(de droite) | $15.90x - 4.68x^2$ | 0       | 0            |
|                                      |                    | 1.39    | 13.06        |

Le moment  $M_z$  est maximal pour  $T_y = 0$  :

$$T_y = 0 \Rightarrow 17.41 - 11.28x = 0 \Rightarrow x = 1.54m$$

Donc :

$$M_z^{max} = 17.41(1.54) - 5.64(1.54)^2 = 13.44 \text{ kN.m}$$

$$M_z^{max} = 13.44 \text{ kN.m}$$

**Remarque :**

En tenant compte des semi-encastres :

$$\text{Soit : } M_t = 0.85M_0 \text{ et } M_a = -0.3M_0$$

$$\text{Donc : } M_t = 11.43 \text{ kN.m et } M_a = -4.032 \text{ kN.m}$$

✓ Diagrammes des efforts internes

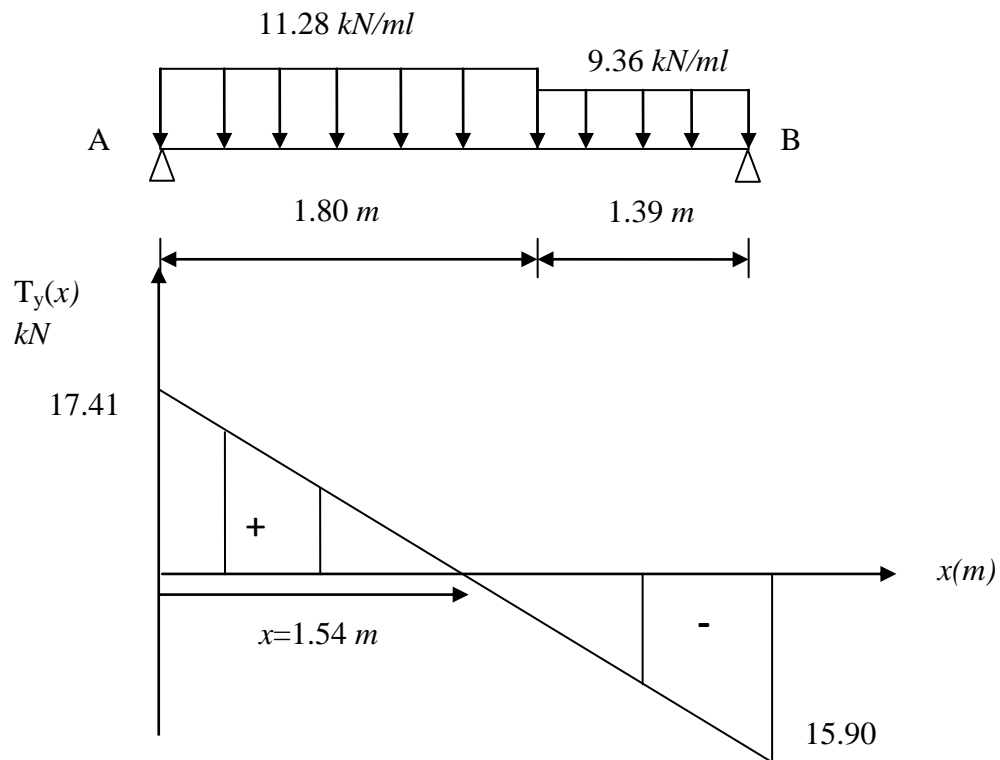


Figure III-29 Diagramme des efforts tranchants des volées 1 et 3 à l'ELS.

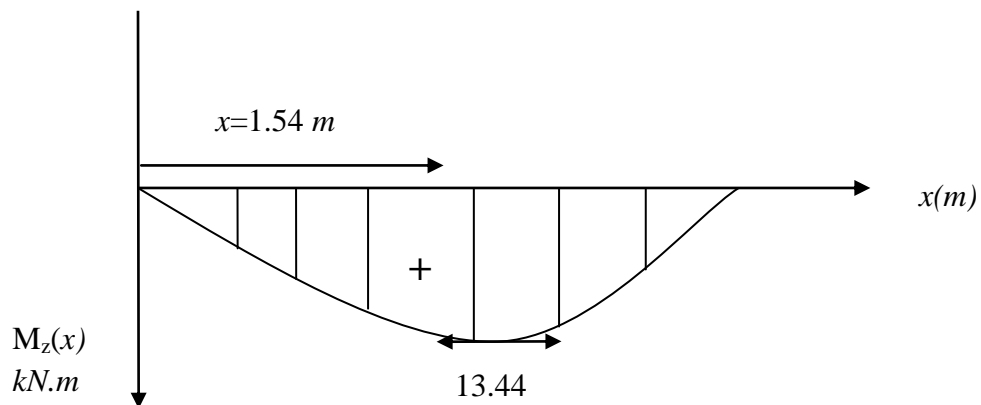


Figure III-30 Diagramme du moment isostatique des volées 1 et 3 à l'ELS.

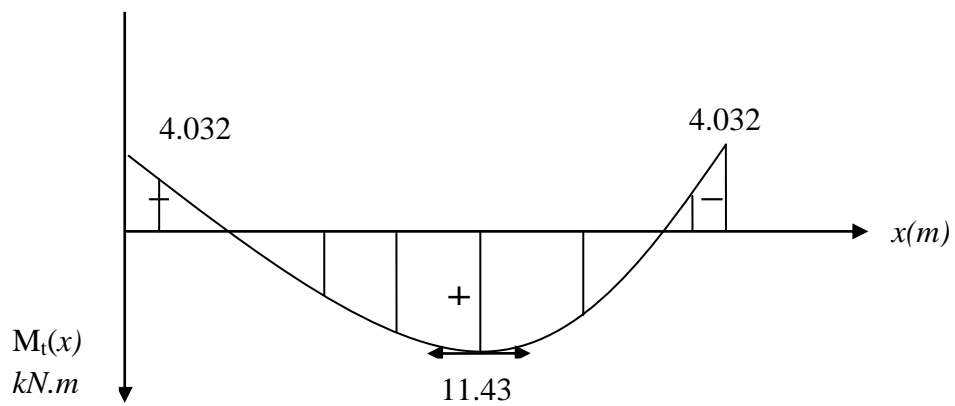


Figure III-31 Diagramme du moment fléchissant des volées 1 et 3 à l'ELS.

## III-4-3-2 Etude de la volée 2

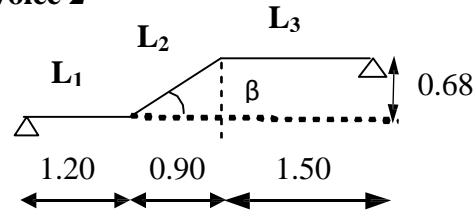


Figure III-32 Schéma statique de la volée 2.

## 1. Dimensionnement de la pailleasse

L'épaisseur doit vérifier :

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

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{H}{L} = \frac{68}{90} = 0.755 \Rightarrow \beta = 37.07^\circ$$

$$\cos \beta = \frac{L}{L_2} \rightarrow L_2 = \frac{L}{\cos \beta} = \frac{90}{\cos 37.07} = 112.79 \text{ cm}$$

Longueur réelle de la pailleasse :  $L' = L_1 + L_2 + L_3 = 120 + 112.79 + 150 = 382.79 \text{ cm}$

$$\text{D'où : } \frac{382.79}{30} \leq e_p \leq \frac{382.79}{20}$$

$12.76 \text{ cm} \leq e_p \leq 19.14 \text{ cm} \Rightarrow$  On adopte une épaisseur  $e_p = 16 \text{ cm}$

## 2. Détermination des charges et surcharges

## a) Charges permanentes

- Volée

$$G_{total} = 8.99 \text{ kN/ml.}$$

- Palier

$$G_{total} = 5.61 \text{ kN/ml.}$$

## b) Surcharges d'exploitation

$$Q = 2.5 \times 1 \text{ m} = 2.5 \text{ kN/ml.}$$

## 3. Combinaison des charges et surcharges

|               | ELU : $1.35G + 1.5Q$ (kN/ml) | ELS : $G+Q$ (kN/ml) |
|---------------|------------------------------|---------------------|
| <b>Volée</b>  | 16.136                       | 11.49               |
| <b>Palier</b> | 11.324                       | 8.11                |

## 4. Calcul à l'ELU

## a. Calcul des efforts internes

## ✓ Réactions d'appuis

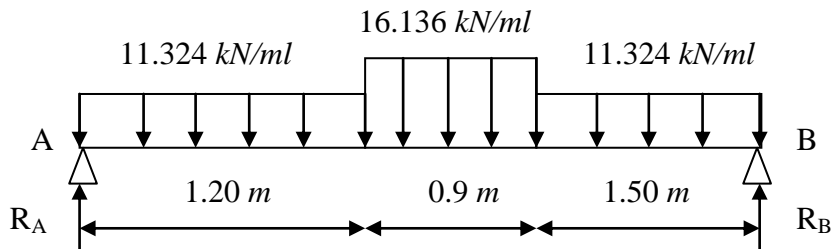


Figure III-33 Schéma statique de la volée 2 à l'ELU.

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B - 11.324 \times 1.20 - 16.136 \times 0.9 - 11.324 \times 1.50 = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 45.09 \text{ kN}$$

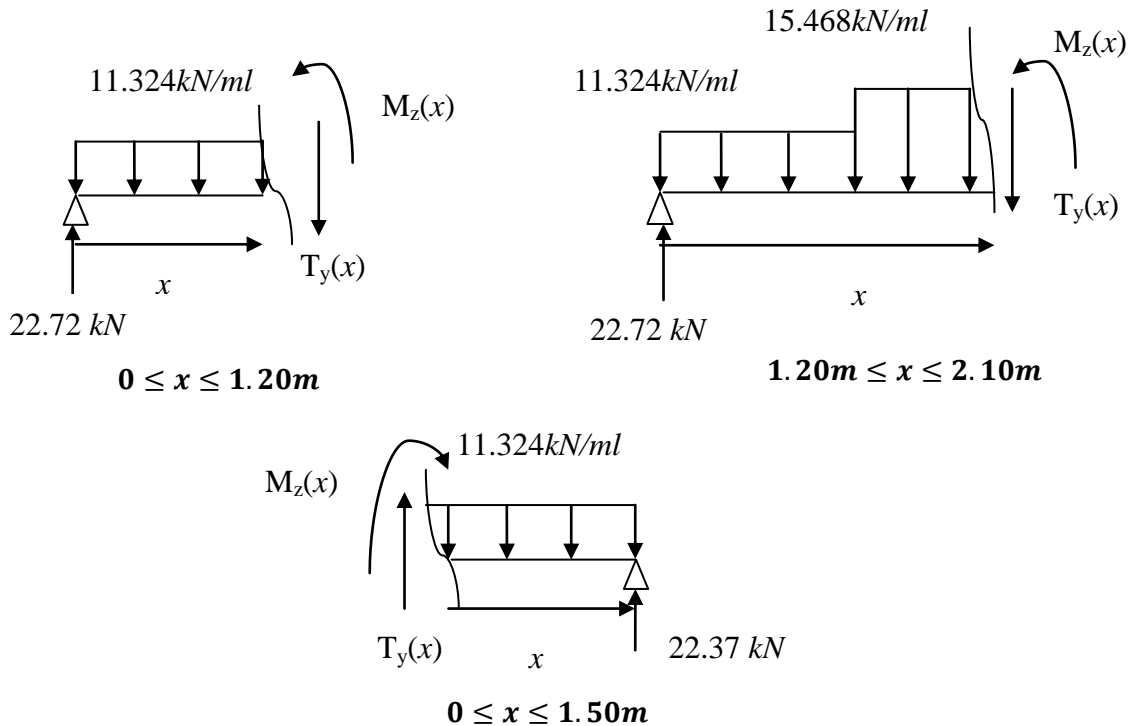
$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow R_B \times 3.6 - 11.324 \times 1.50 \times \left(\frac{1.50}{2} + 2.1\right) - 16.136 \times 0.9 \times \left(\frac{0.9}{2} + 1.2\right) - 11.324 \times 1.2 \times \frac{1.2}{2} = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_B = 22.37 \text{ kN.} \\ R_A = 22.72 \text{ kN} \end{cases}$$

## ✓ Efforts internes

## ❖ Efforts tranchants

| Tronçon                                 | Expression         | $x$ (m) | $T_y$ (kN) |
|---|--------------------|---------|------------|
| $0 \leq x \leq 1.20m$<br>(de gauche)    | $-11.324x + 22.72$ | 0       | 22.72      |
|   |                    | 1.20    | 8.82       |
| $1.20 \leq x \leq 2.10m$<br>(de droite) | $28.5 - 16.14x$    | 1.20    | 8.82       |
|   |                    | 2.10    | -5.39      |
| $0 \leq x \leq 1.50m$<br>(de droite)    | $11.324x - 22.09$  | 0       | -22.37     |
|   |                    | 1.50    | -5.39      |



❖ Moments fléchissant

| Tronçon                         | Expression                         | x (m) | M <sub>z</sub> (kN.m) |
|---------------------------------|------------------------------------|-------|-----------------------|
| 0 ≤ x ≤ 1.20m<br>(de gauche)    | 22.72x - 5.66x <sup>2</sup>        | 0     | 0                     |
|                                 |                                    | 1.20  | 19.11                 |
| 1.20 ≤ x ≤ 2.10m<br>(de droite) | -8.07x <sup>2</sup> + 28.5x - 3.47 | 1.20  | 19.11                 |
|                                 |                                    | 2.10  | 20.80                 |
| 0 ≤ x ≤ 1.50m<br>(de droite)    | 22.37x - 5.66x <sup>2</sup>        | 0     | 0                     |
|                                 |                                    | 1.50  | 20.80                 |

Le moment M<sub>z</sub> est maximal pour T<sub>y</sub> = 0 :

$$T_y = 0 \Rightarrow 28.5 - 16.14x = 0 \Rightarrow x = 1.77m$$

Donc :

$$M_z^{max} = -8.07(1.76)^2 + 28.5(1.76) - 3.47 = 16.41kN.m$$

$$M_z^{max} = 21.69kN.m$$

En tenant compte des semi-encastres :

$$\text{Soit : } M_t = 0.85M_0 \text{ et } M_a = -0.3M_0$$

$$\text{Donc : } M_t = 18.44kN.m \text{ et } M_a = -6.51 kN.m$$

✓ Diagrammes des efforts internes

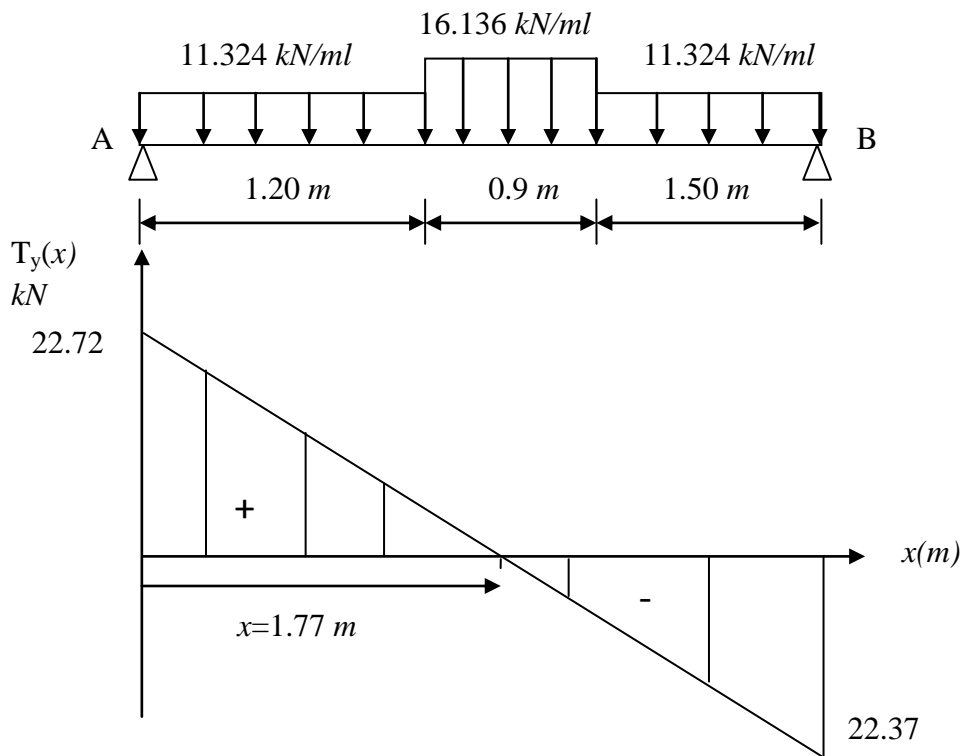


Figure III-34 Diagramme des efforts tranchants de la volée 2 à l'ELU.

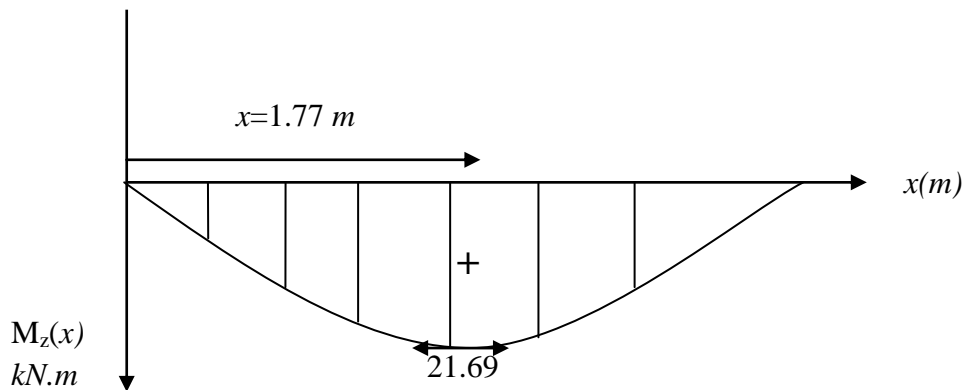


Figure III-35 Diagramme du moment isostatique de la volée 2 à l'ELU.

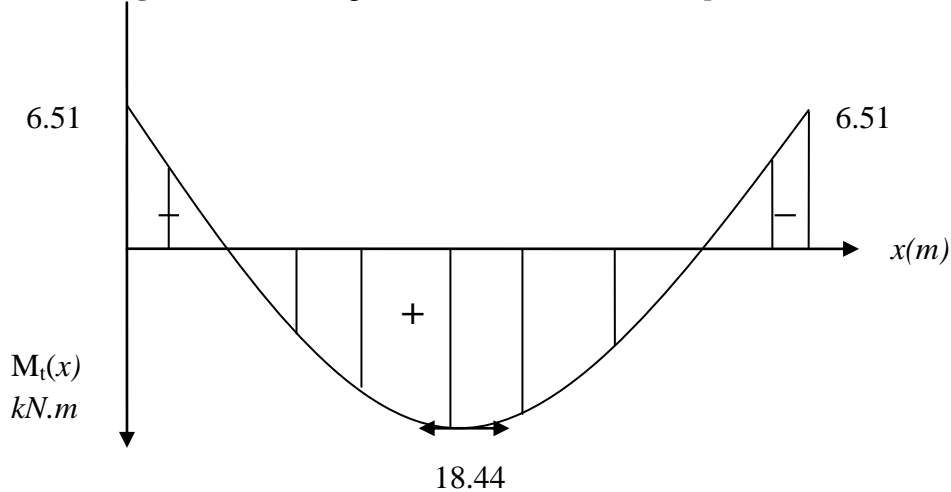


Figure III-36 Diagramme du moment fléchissant de la volée 2 à l'ELU.

## 5. Calcul à l'ELS

## a. Calcul des efforts internes

## ✓ Réactions d'appuis

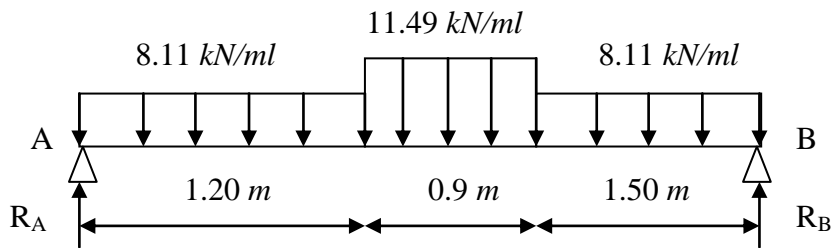


Figure III-37 Schéma statique de la volée 2 à l'ELS.

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B - 8.11 \times 1.20 - 11.49 \times 0.9 - 8.11 \times 1.50 = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 32.24 \text{ kN}$$

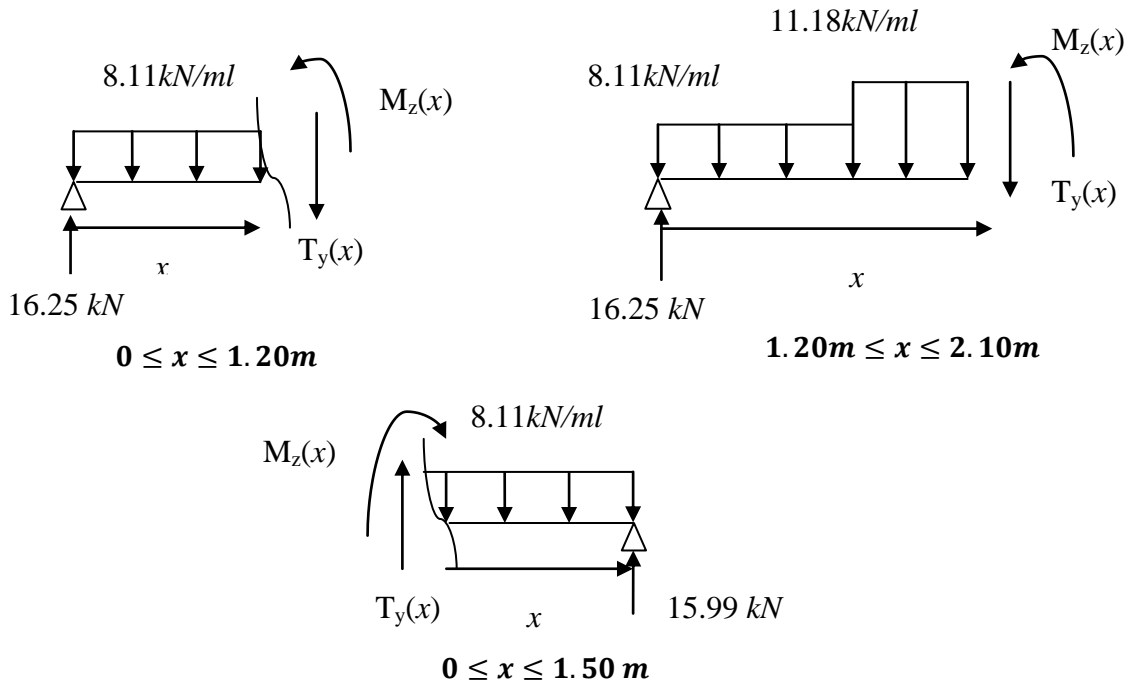
$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow R_B \times 3.60 - 8.11 \times 1.5 \times \left(\frac{1.5}{2} + 2.1\right) - 11.49 \times 0.9 \times \left(\frac{0.9}{2} + 1.2\right) - 8.11 \times 1.2 \times \frac{1.2}{2} = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_B = 15.99 \text{ kN.} \\ R_A = 16.25 \text{ kN.} \end{cases}$$

## ✓ Efforts internes

## ❖ Efforts tranchants

| Tronçon                                 | Expression       | $x$ (m) | $T_y$ (kN) |
|---|------------------|---------|------------|
| $0 \leq x \leq 1.20m$<br>(de gauche)    | $16.25 - 8.11x$  | 0       | 16.25      |
|   |                  | 1.20    | 6.52       |
| $1.20 \leq x \leq 2.10m$<br>(de droite) | $20.31 - 11.49x$ | 1.20    | 6.52       |
|   |                  | 2.10    | -3.82      |
| $0 \leq x \leq 1.50m$<br>(de droite)    | $8.11x - 15.99$  | 0       | -15.99     |
|   |                  | 1.50    | -3.82      |



❖ Moments fléchissant

| Tronçon                                 | Expression                  | $x$ (m) | $M_z$ (kN.m) |
|---|-----------------------------|---------|--------------|
| $0 \leq x \leq 1.20m$<br>(de gauche)    | $16.25x - 4.055x^2$         | 0       | 0            |
|   |                             | 1.20    | 13.66        |
| $1.20 \leq x \leq 2.10m$<br>(de droite) | $-5.745x^2 + 20.31x - 2.43$ | 1.20    | 13.66        |
|   |                             | 2.10    | 14.88        |
| $0 \leq x \leq 1.50m$<br>(de droite)    | $15.86x - 4.055x^2$         | 0       | 0            |
|   |                             | 1.50    | 14.88        |

Le moment  $M_z$  est maximal pour  $T_y = 0$  :

$$T_y = 0 \Rightarrow 20.31 - 11.49 x = 0 \Rightarrow x = 1.77m$$

Donc :

$$M_z^{max} = -5.745(1.77)^2 + 20.31(1.77) - 2.43 = 15.52kN.m$$

$$M_z^{max} = 15.52kN.m$$

En tenant compte des semi-encastres :

$$\text{Soit : } M_t = 0.85M_0 \text{ et } M_a = -0.3M_0$$

$$\text{Donc : } M_t = 13.19kN.m \text{ et } M_a = -4.65kN.m$$

✓ Diagrammes des efforts internes

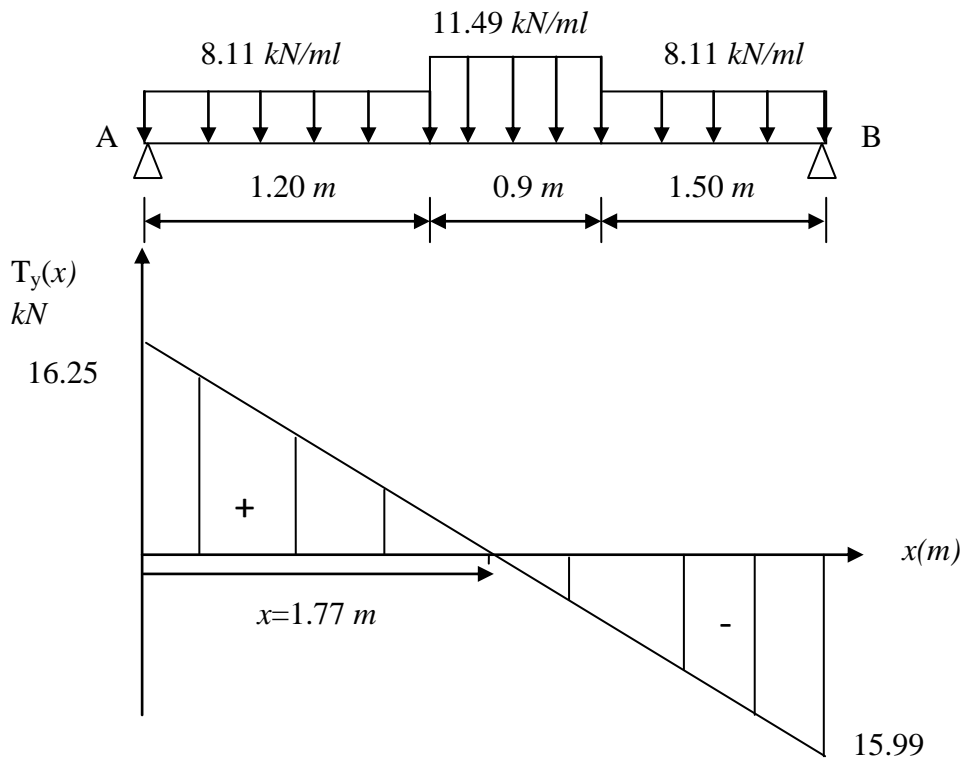


Figure III-38 Diagramme des efforts tranchants de la volée 2 à l'ELS.

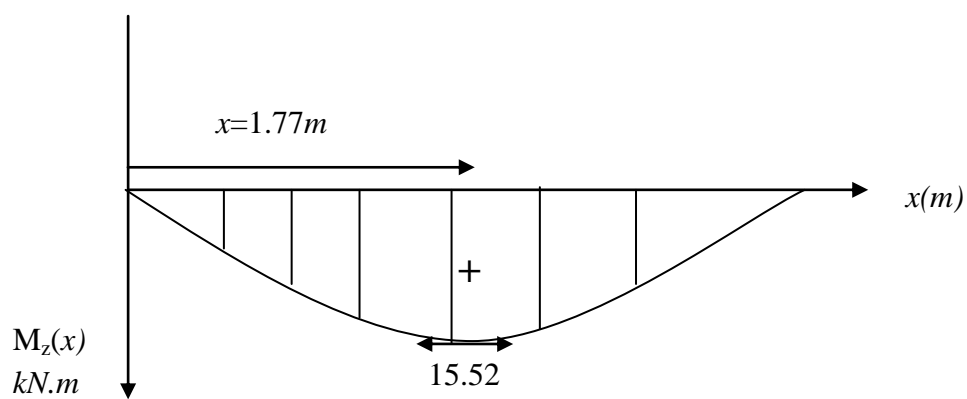


Figure III-39 Diagramme du moment isostatique de la volée 2 à l'ELS.

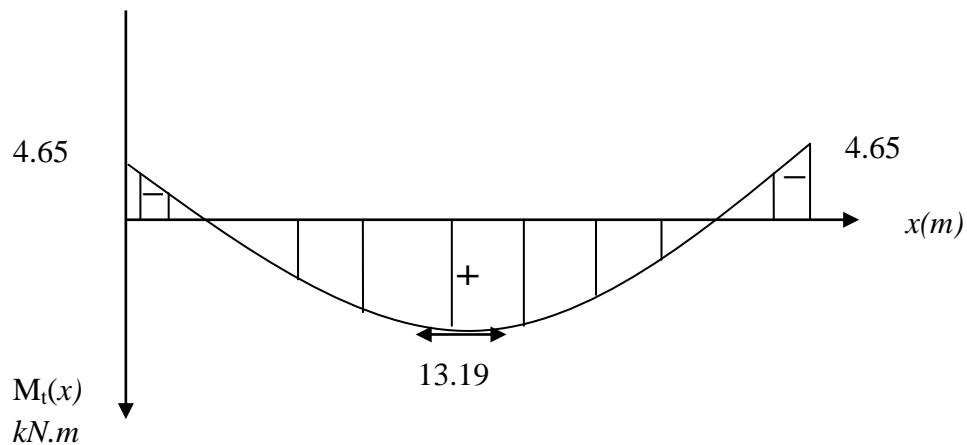


Figure III-40 Diagramme du moment fléchissant de la volée 2 à l'ELS.

**III-4-4 Ferrailage**

- Calcul des armatures

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur, avec :

- ✓ Volée 1 et 3 :  $h = 16 \text{ cm}$  ;  $c = 2 \text{ cm}$  ;  $d = 14 \text{ cm}$ .
- ✓ Volée 2 :  $h = 16 \text{ cm}$  ;  $c = 2 \text{ cm}$  ;  $d = 14 \text{ cm}$ .

|                                 |   | Volée 1 et 3 |            | Volée 2    |            |
|---------------------------------|---|--------------|------------|------------|------------|
|                                 |   | En travée    | Aux appuis | En travée  | Aux appuis |
| <b>ARMATURES PRINCIPALES</b>    | $M_u \text{ (kN.m)}$  | 15.83        | 5.586      | 18.44      | 6.51       |
|                                 | $\mu_b = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}}$                              | 0.057        | 0.020      | 0.066      | 0.017      |
|                                 | $\beta$   | 0.971        | 0.990      | 0.966      | 0.992      |
|                                 | $A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} \text{ (cm}^2\text{)}$ | 3.35         | 1.18       | 3.92       | 1.02       |
|                                 | $A_s \text{ adoptée (cm}^2\text{)}$                           | 5HA12=5.65   | 5HA10=3.93 | 5HA12=5.65 | 5HA10=3.93 |
|                                 | $s_t \text{ (cm)}$  | 20           | 20         | 20         | 20         |
| <b>ARMATURES DE REPARTITION</b> | $A_r = \frac{A_p}{4} \text{ (cm}^2\text{)}$                   | 1.41         | 0.98       | 1.41       | 0.98       |
|                                 | $A_s \text{ adoptée (cm}^2\text{)}$                           | 5HA10=3.93   | 5HA8=2.51  | 5HA10=3.93 | 5HA8=2.51  |
|                                 | $s_t \text{ (cm)}$  | 20           | 20         | 20         | 20         |

**III-4-5 Vérifications à l'ELU**

**1) Vérification de la non fragilité du béton (Art A.4.2,1/BAEL91)**

✓ Volée 1 et 3 :  $A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 14 \times \frac{2.1}{400} = 1.691 \text{ cm}^2$

▪En travée :  $A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.691 \text{ cm}^2$  }  
 ▪Aux appuis :  $A_a = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.691 \text{ cm}^2$  }  $\Rightarrow$  Condition vérifiée

✓ Volée 2 :  $A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 14 \times \frac{2.1}{400} = 1.690 \text{ cm}^2$

▪En travée :  $A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.690 \text{ cm}^2$  }  
 ▪Aux appuis :  $A_a = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.690 \text{ cm}^2$  }  $\Rightarrow$  Condition vérifiée

## 2) Répartition des barres (Art A.8.2,42/BAEL91)

a) Armatures principales :  $S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$ .

$$\left. \begin{array}{l} \text{▪ En travée : } S_t = 20\text{ cm} < S_t = 33\text{ cm.} \\ \text{▪ Aux appuis : } S_t = 20\text{ cm} < S_t = 33\text{ cm.} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Armatures de répartition :  $S_t \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$ .

$$\left. \begin{array}{l} \text{▪ En travée : } S_t = 20\text{ cm} < S_t = 33\text{ cm.} \\ \text{▪ Aux appuis : } S_t = 20\text{ cm} < S_t = 33\text{ cm.} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

## 3) Vérification de la contrainte tangentielle (Art A.5.1,2/BAEL91)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.20}{\gamma_b} \cdot f_{c28}; 5\text{ MPa}\right\} = 3.33\text{ MPa.}$$

Avec  $T_u$  : effort tranchant maximal.

$$\checkmark \text{ Volée 1 et 3 : } \tau_u = \frac{24.10 \times 10^3}{10^3 \times 140} = 0.172\text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33\text{ MPa}$$

$$\checkmark \text{ Volée 2 : } \tau_u = \frac{22.72 \times 10^3}{10^3 \times 140} = 0.148\text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33\text{ MPa}$$

## 4) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (Art A.6.1,3/BAEL91)

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 3.15\text{ MPa.}$$

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement pris à 1.5 pour les aciers HA.

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles des armatures d'appuis.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3.14 \times 10 = 125.6\text{ mm.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \checkmark \text{ Volée 1 et 3 : } \tau_{se} = \frac{24.10 \times 10^3}{0.9 \times 140 \times 125.6} = 1.52\text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15\text{ MPa} \\ \checkmark \text{ Volée 2 : } \tau_{se} = \frac{22.72 \times 10^3}{0.9 \times 140 \times 125.6} = 1.44\text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15\text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

## 5) Ancrage des barres aux appuis

❖ Longueur de scellement droit (Art A.6.1,22/BAEL91)

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s} \quad \text{Avec : } \tau_s = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2.84\text{ MPa.}$$

$$\checkmark \text{ Volée 1, 2 et } L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.84} = 35.21\text{ cm}$$

On prend :  $L_s = 35\text{ cm}$

Les règles du BAEL (Art A.6.1,253/BAEL 91) n'admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale  $0.4L_s$  pour les aciers HA  $\Rightarrow L_a = 0.4L_s = 0.4 \times 35 = 14 \text{ cm}$ .

### 6) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art A.5.1.313/BAEL91)

#### ❖ Influence sur le béton

##### ✓ Volée 1 et 3

$$T_u \leq 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times (0.9d) \times b = 0.4 \times \left( \frac{25 \times 10^{-1}}{1.5} \right) \times (0.9 \times 14) \times 100 = 840 \text{ kN}$$

$$T_u = 24.10 \text{ kN} < 840 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

##### ✓ Volée 2

$$T_u \leq 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times (0.9d) \times b = 0.4 \times \left( \frac{25 \times 10^{-1}}{1.5} \right) \times (0.9 \times 14) \times 100 = 840 \text{ kN}$$

$$T_u = 22.72 \text{ kN} < 840 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### ❖ Influence sur les armatures longitudinales

On doit vérifier que :  $A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left( T_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$

##### ✓ Volée 1 et 3

$$\frac{1.15}{f_e} \times \left( T_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right) = \frac{1.15}{400} \times \left( 24.10 + \frac{-5.586 \times 10^2}{0.9 \times 14} \right) \times 10 = -0.58 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3.93 \text{ cm}^2 > -0.58 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

##### ✓ Volée 2

$$\frac{1.15}{f_e} \times \left( T_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right) = \frac{1.15}{400} \times \left( 22.72 + \frac{-6.51 \times 10^2}{0.9 \times 14} \right) \times 10 = -0.82 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3.93 \text{ cm}^2 > -0.82 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### III-4-6 Vérifications à l'ELS

#### 1. Contrainte de compression dans le béton (Art A.4.5,2/BAEL91)

La fissuration étant peu nuisible, alors on doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec :  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$  et  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

#### ❖ Volée 3et1

- Aux appuis :  $M_s^a = 4.032 \text{ kN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 14} = 0.281 \rightarrow \beta_1 = 0.916 \text{ et } k_1 = 44.52$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^a}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{4.032 \times 10^6}{0.916 \times 140 \times 3.93 \times 10^2} = 80.00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{80.00}{44.52} = 1.79 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée :**  $M_s^t = 11.43 \text{ kN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 14} = 0.404 \rightarrow \beta_1 = 0.903 \text{ et } k_1 = 36.28$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^t}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{11.43 \times 10^6}{0.903 \times 140 \times 5.65 \times 10^2} = 160.02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{160.02}{36.28} = 4.41 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### ❖ Volée 2

- **Aux appuis :**  $M_s^a = 4.65 \text{ kN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 14} = 0.280 \rightarrow \beta_1 = 0.916 \text{ et } k_1 = 44.52$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^a}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{4.65 \times 10^6}{0.916 \times 140 \times 3.93 \times 10^2} = 92.26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{92.26}{44.52} = 2.07 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **En travée :**  $M_s^t = 13.19 \text{ kN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 14} = 0.403 \rightarrow \beta_1 = 0.903 \text{ et } k_1 = 36.55$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^t}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{13.19 \times 10^6}{0.903 \times 140 \times 5.65 \times 10^2} = 184.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{184.66}{36.55} = 5.05 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### 2) Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL91/Art A.4.5, 3)

La fissuration étant peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

### 3) Etat limite de déformation (Art B.6.5/BAEL91)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{A_{st}}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

❖ **Volée 1 et 3 :**  $\frac{h}{L} = \frac{16}{319} = 0.05 \leq \frac{1}{16} = 0.062 \Rightarrow$  Condition non vérifiée

❖ **Volée 2 :**  $\frac{h}{L} = \frac{16}{360} = 0.044 \leq \frac{1}{16} = 0.062 \Rightarrow$  Condition non vérifiée

**Conclusion partielle :** On doit vérifier la flèche.

- **Calcul de la flèche**

a)  $f_v = \frac{M_t^s L^2}{10E_v I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$

b)  $f_i = \frac{M_t^s L^2}{10E_i I_{fi}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$

**Avec :**

$\bar{f}$  : La flèche admissible ;

$L$  : La longueur de la poutre ;

$E_v$  : Module de déformation différé du béton ;

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10819 \text{ MPa}$$

$E_i$  : Module de déformation instantanée ;

$$E_i = 32164.2 \text{ MPa.}$$

$I_{fv}$  : Inertie fictive de la section pour la déformation de longue durée ;

$I_0$  : Moment d'inertie totale de la section homogène.

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

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

**Avec :**

$S_{xx'}$  : Moment statique de la section homogène.

$B_0$  : Surface de la section homogénéisée.

❖ **Volée 1et 3**

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 16) + (15 \times 5.65) = 1584.75 \text{ cm}^2.$$

$$S_{xx'} = \frac{bh^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times 16^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 14 = 12351.75 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{12351.75}{1584.75} = 7.79 \text{ cm};$$

$$V_2 = h - V_1 = 16 - 7.79 = 7.2 \text{ cm}$$

- **Le moment d'inertie de la section homogène**

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C)^2 = \frac{100}{3} \times (7.79^3 + 7.2^3) + 15 \times 5.65 \times (7.2 - 2)^2 = 30490.87 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des coefficients**

$$\rho = \frac{A_t}{b \times d} = \frac{5.65}{100 \times 14} = 0.0043$$

$$\lambda_i = \frac{0.05f_{c28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0043 \times 5} = 4.88$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 6.052 = 1.95$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0043 \times 160.02 + 2.1} = 0.243$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times 30490.87}{1 + 4.88 \times 0.243} = 15344.19 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 30490.87}{1 + 1.95 \times 0.243} = 22756.69 \text{ cm}^4$$

**D'où :**

$$f_i = \frac{11.43 \times 10^6 (3190)^2}{10 \times 32164.2 \times 15344.19 \times 10^4} = 2.36 \text{ mm} < \frac{L}{500} = 6.38 \text{ mm}$$

$$f_v = \frac{11.43 \times 10^6 (3190)^2}{10 \times 10819 \times 22756.69 \times 10^4} = 4.72 \text{ mm} < \frac{L}{500} = 6.38 \text{ mm}$$

## ❖ Volée 2

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 16) + (15 \times 5.65) = 1684.75 \text{ cm}^2.$$

$$S_{xx'} = \frac{bh^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times 16^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 14 = 13986.5 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{13986.5}{1684.75} = 8.3 \text{ cm};$$

$$V_2 = h - V_1 = 16 - 8.3 = 7.7 \text{ cm}$$

## • Le moment d'inertie de la section homogène

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C)^2 = \frac{100}{3} \times (8.3^3 + 7.7^3) + 15 \times 5.65 \times (7.7 - 2)^2 = 37030.86 \text{ cm}^4$$

## • Calcul des coefficients

$$\rho = \frac{A_t}{b \times d} = \frac{5.65}{100 \times 14} = 0.004$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{c28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.004 \times 5} = 5.25$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} 5.25 = 2.1$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.004 \times 184.66 + 2.1} = 0.272$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times 37030.86}{1 + 5.25 \times 0.272} = 16776.75 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 37030.86}{1 + 2.1 \times 0.272} = 25925.37 \text{ cm}^4$$

**D'où :**

$$f_i = \frac{13.19 \times 10^6 (3600)^2}{10 \times 32164.2 \times 16776.75 \times 10^4} = 3.16 \text{ mm} < \frac{L}{500} = 7.20 \text{ mm}$$

$$f_v = \frac{13.19 \times 10^6 (3600)^2}{10 \times 10819 \times 25925.37 \times 10^4} = 6.09 \text{ mm} < \frac{L}{500} = 7.20 \text{ mm}$$

⇒ La flèche est vérifiée.

**III-4-7 Pré dimensionnement de l'escalier du RDC:**

❖ **Calcul du nombre de marches et contre marches**

Avec une hauteur d'étage de 4.08 m, la hauteur des marches est :

$$4cm \leq h \leq 17cm \text{ et } 28cm \leq g \leq 36 \text{ cm}$$

On prend la hauteur des marches  $h=17cm$

Nombre de contre marches :  $n = \frac{H}{h} = \frac{408}{17} = 24$  contre marches.

Le nombre de marches :  $m = n - 1 = 24 - 1 = 23$  marches.

Les 24 contre marches seront réparties de la manière suivante :

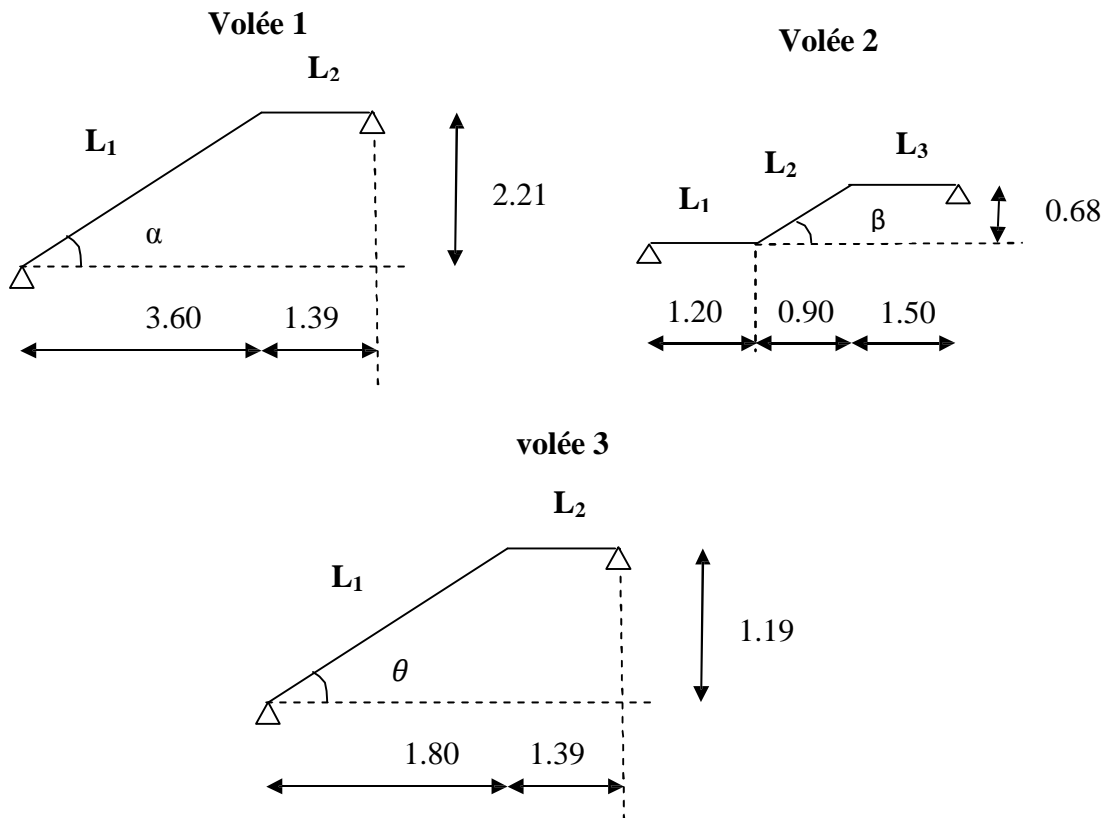
- **Volée 1** :  $n = 13$  contre marches ; donc :  $m = n-1 = 12$  marches.
- **Volée 2** :  $n = 4$  contre marches ; donc :  $m = n-1 = 3$  marches.
- **Volée 3** :  $n = 7$  contre marches ; donc :  $m = n-1 = 6$  marches.

✓ **Loi de BLONDEL**

$$60cm \leq g + 2h \leq 64cm$$

Pour  $h = 17cm$  ; on aura :  $26cm \leq g \leq 30cm$  donc on prend  $g = 30cm$ .

Nous allons étudier les trois paillasse comme représenté dans les schémas suivants :



## III-4-7-1 Etude de la volée 1

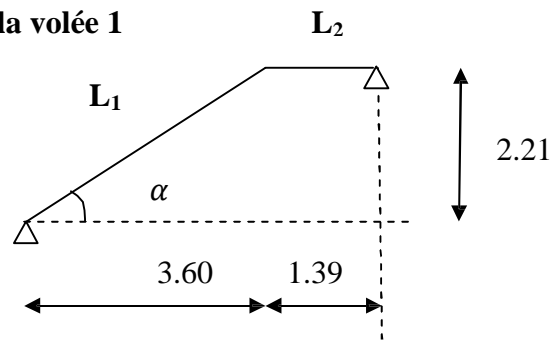


Figure III-41 Schéma statique de la volée 1.

## 1. Dimensionnement de la pailleasse

L'épaisseur doit vérifier :

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

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{221}{360} = 0.6138 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 31.54^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L}{L_1} \rightarrow L_1 = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{360}{\cos 31.54} = 422.42 \text{ cm}$$

Longueur réelle de la pailleasse :  $L' = L_1 + L_2 = 422.42 + 139 = 561.42 \text{ cm}$

$$\text{D'où : } \frac{561.42}{30} \leq e_p \leq \frac{561.42}{20}$$

$18.71 \text{ cm} \leq e_p \leq 28.07 \text{ cm} \Rightarrow$  On adopte une épaisseur  $e_p = 25 \text{ cm}$

## 2. Détermination des charges et surcharges

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la pailleasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément reparté sur la celle-ci, le calcul se fait pour une bande de 1m de projection horizontale en considérant une partie simplement appuyée en flexion simple.

## a) Charges permanentes

Tableau III-5 Les charges permanentes de la volée 1

| Désignation     | Epaisseur (m) | $\rho$ (kN/ml) | G (kN/ml)                                 |
|-----------------|---------------|----------------|---|
| Carrelage       | 0.02          | 20             | 0.40                                      |
| Mortier de pose | 0.03          | 20             | 0.60                                      |
| Lit de sable    | 0.03          | 22             | 0.66                                      |
| Enduit plâtre   | 0.02          | 10             | 0.20                                      |
| Marches         | /             | 25             | $25 \times \frac{0.17}{2} = 2.125$        |
| Paillasse       | 0.15          | 25             | $25 \times \frac{0.2}{\cos 31.54} = 5.87$ |
|                 |               |                | <b>G<sub>totale</sub> = 9.85 kN/ml</b>    |

Tableau III-6 Les charges permanentes du palier

| Désignation     | Epaisseur (m) | $\rho$ (kN/ml) | G (kN/ml)                              |
|-----------------|---------------|----------------|--|
| Carrelage       | 0.02          | 20             | 0.40                                   |
| Mortier de pose | 0.03          | 20             | 0.60                                   |
| Lit de sable    | 0.03          | 22             | 0.66                                   |
| Enduit plâtre   | 0.02          | 10             | 0.20                                   |
| Dalle en béton  | 0.20          | 25             | 5.00                                   |
|                 |               |                | <b>G<sub>totale</sub> = 6.86 kN/ml</b> |

## b) Surcharges d'exploitation

La surcharge d'exploitation des escaliers est donnée par la DTR B.C.2.2 :

$$Q = 2.5 \times 1 \text{ m} = 2.5 \text{ kN/ml}$$

## 3. Combinaison des charges et surcharges :

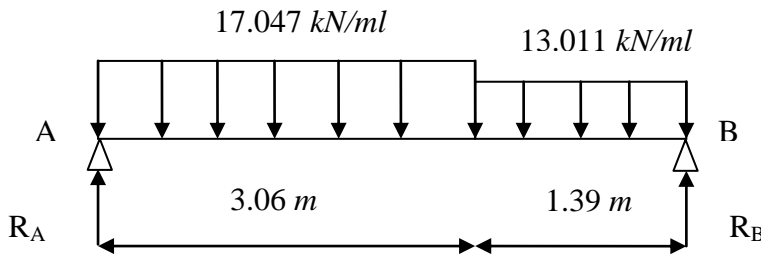
|               | ELU : $1.35G + 1.5Q$ (kN/ml) | ELS : $G+Q$ (kN/ml) |
|---------------|------------------------------|---------------------|
| <b>Volée</b>  | 17.047                       | 12.35               |
| <b>Palier</b> | 13.011                       | 9.36                |

**4. Calcul à l'ELU**

**a. Calcul des efforts internes**

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encadrée aux appuis.

✓ **Réactions d'appuis**



**Figure III-42** Schéma statique de la volée 1 à l'ELU.

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B - 17.047 \times 3.60 - 13.011 \times 1.39 = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 79.45$$

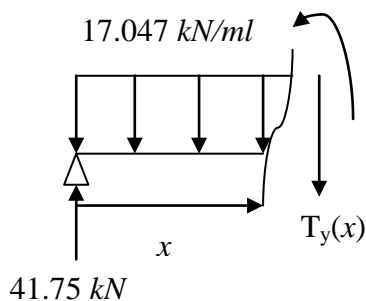
$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow R_B(3.60 + 1.39) - 13.011 \times 1.39 \times \left(\frac{1.39}{2} + 3.6\right) - 17.047 \times 3.60 \times \frac{3.60}{2} = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_B = 37.70 \text{ kN.} \\ R_A = 41.75 \text{ kN.} \end{cases}$$

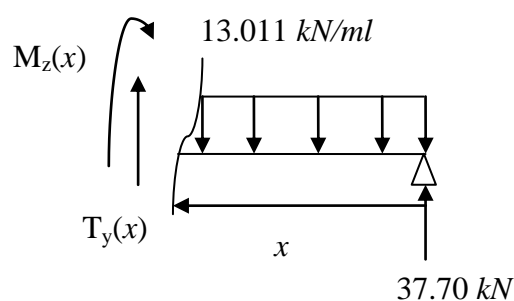
✓ **Efforts internes**

❖ **Efforts tranchants**

| Tronçon                              | Expression        | $x$ (m) | $T_y$ (kN) |
|--------------------------------------|-------------------|---------|------------|
| $0 \leq x \leq 3.60m$<br>(de gauche) | $41.75 - 17.047x$ | 0       | 41.75      |
|                                      |                   | 3.60    | -19.62     |
| $0 \leq x \leq 1.39m$<br>(de droite) | $13.011x - 37.70$ | 0       | -37.70     |
|                                      |                   | 1.39    | -19.62     |



$$0 \leq x \leq 3.6 \text{ m}$$



$$0 \leq x \leq 1.39 \text{ m}$$

## ❖ Moments fléchissant

| Tronçon                              | Expression          | $x$ (m) | $M_z$ (kN.m) |
|--------------------------------------|---------------------|---------|--------------|
| $0 \leq x \leq 3.60m$<br>(de gauche) | $41.75x - 8.523x^2$ | 0       | 0            |
|                                      |                     | 3.60    | 39.83        |
| $0 \leq x \leq 1.39m$<br>(de droite) | $37.70x - 6.50x^2$  | 0       | 0            |
|                                      |                     | 1.39    | 39.83        |

Le moment  $M_z$  est maximal pour  $T_y = 0$ :

$$T_y = 0 \Rightarrow 41.75 - 17.047x = 0 \Rightarrow x = 2.45 \text{ m}$$

Donc :  $M_z^{max} = 41.75(2.45) - 8.523(2.45)^2 = 51.13 \text{ kN.m}$   
 $M_z^{max} = 51.13 \text{ kN.m}$

**Remarque :**

Afin de tenir compte des semi-encastres, les moments en travées et aux appuis seront affectés par des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement.

Soit :  $M_t = 0.85M_0$  et  $M_a = -0.3M_0$

Donc :  $M_t = 43.46 \text{ kN.m}$  et  $M_a = -15.34 \text{ kN.m}$

❖ Diagrammes des efforts internes

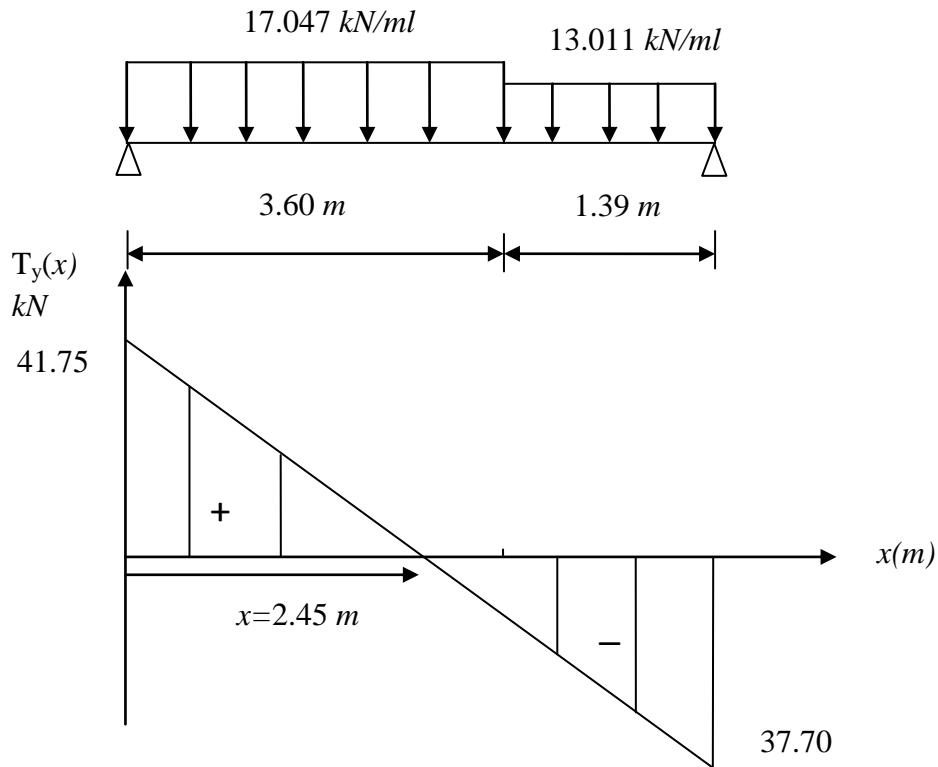


Figure III-43 Diagramme des efforts tranchants de la volée 1 à l'ELU.

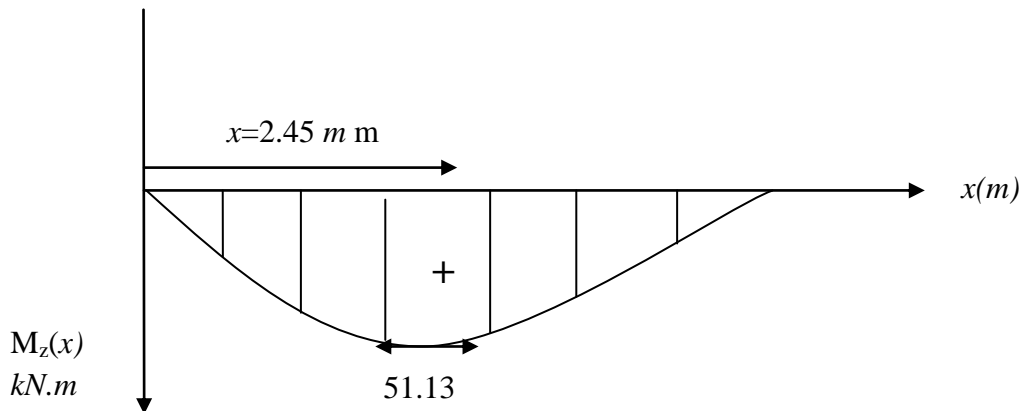


Figure III-44 Diagramme du moment isostatique de la volée 1 à l'ELU.

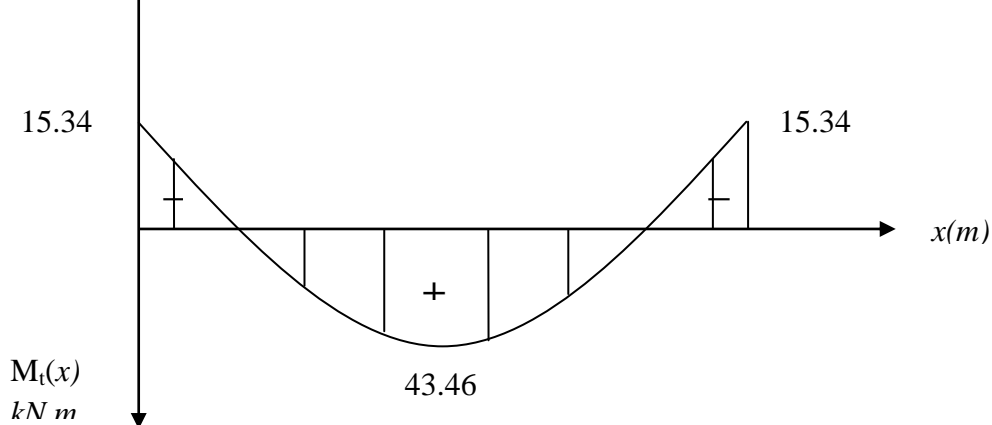


Figure II-45 Diagramme du moment fléchissant de la volée 1 à l'ELU.

5. Calcul à l'ELS

a. Calcul des efforts internes

✓ Réactions d'appuis

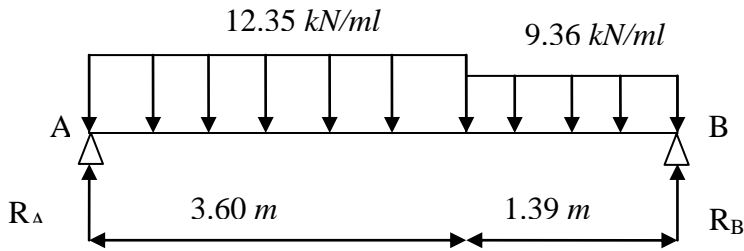


Figure III-46 Schéma statique des volées 1 à l'ELS.

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B - 12.35 \times 3.60 - 9.36 \times 1.39 = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 57.47$$

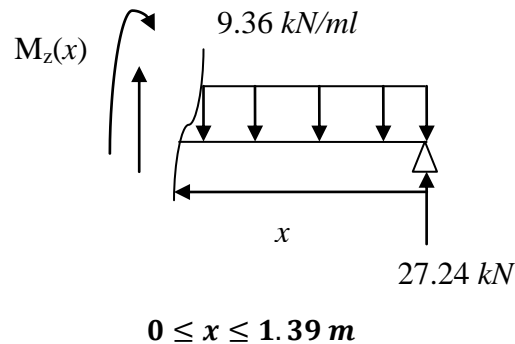
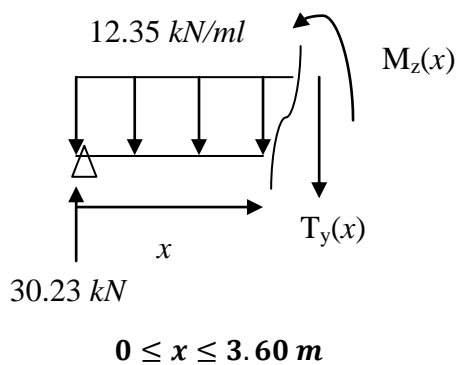
$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B(3.60 + 1.39) - 9.36 \times 1.39 \times \left(\frac{1.39}{2} + 3.60\right) - 12.35 \times 3.60 \times \frac{3.60}{2} = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_A = 30.23 \text{ kN.} \\ R_B = 27.24 \text{ kN.} \end{cases}$$

✓ Efforts internes

❖ Efforts tranchants :

| Tronçon                              | Expression       | $x$ (m) | $T_y$ (kN) |
|--------------------------------------|------------------|---------|------------|
| $0 \leq x \leq 3.60m$<br>(de gauche) | $30.23 - 12.35x$ | 0       | 30.23      |
|                                      |                  | 3.60    | -14.23     |
| $0 \leq x \leq 1.39m$<br>(de droite) | $9.36x - 27.24$  | 0       | -27.24     |
|                                      |                  | 1.39    | -14.23     |



❖ Moments fléchissant

| Tronçon                              | Expression          | $x$ (m) | $M_z$ (kN.m) |
|--------------------------------------|---------------------|---------|--------------|
| $0 \leq x \leq 3.60m$<br>(de gauche) | $30.23x - 6.175x^2$ | 0       | 0            |
|                                      |                     | 1.80    | 28.8         |
| $0 \leq x \leq 1.39m$<br>(de droite) | $27.24x - 4.68x^2$  | 0       | 0            |
|                                      |                     | 1.39    | 28.8         |

Le moment  $M_z$  est maximal pour  $T_y = 0$  :

$$T_y = 0 \Rightarrow 30.23 - 12.35x = 0 \Rightarrow x = 2.45m$$

Donc :

$$M_z^{max} = 30.23(2.45) - 6.175(2.45)^2 = 37.00 \text{ kN.m}$$

$$M_z^{max} = 37.00 \text{ kN.m}$$

**Remarque**

En tenant compte des semi-encastremets :

$$\text{Soit : } M_t = 0.85M_0 \text{ et } M_a = -0.3M_0$$

$$\text{Donc : } M_t = 31.45 \text{ kN.m et } M_a = -11.10 \text{ kN.m}$$

✓ Diagrammes des efforts internes

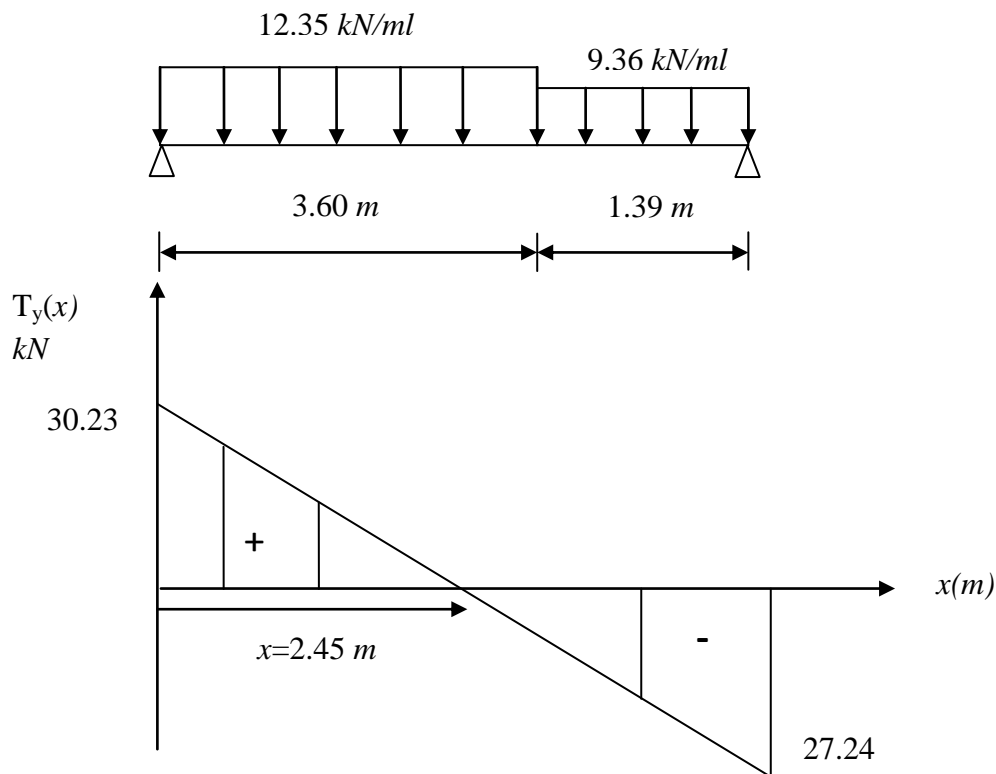
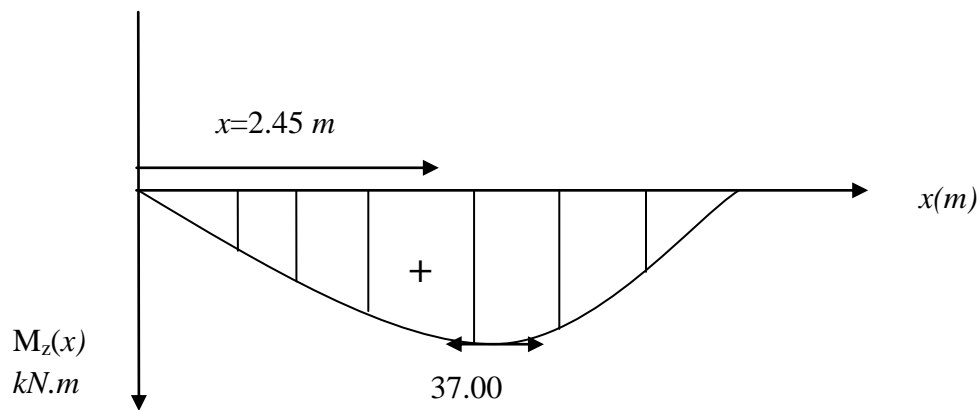
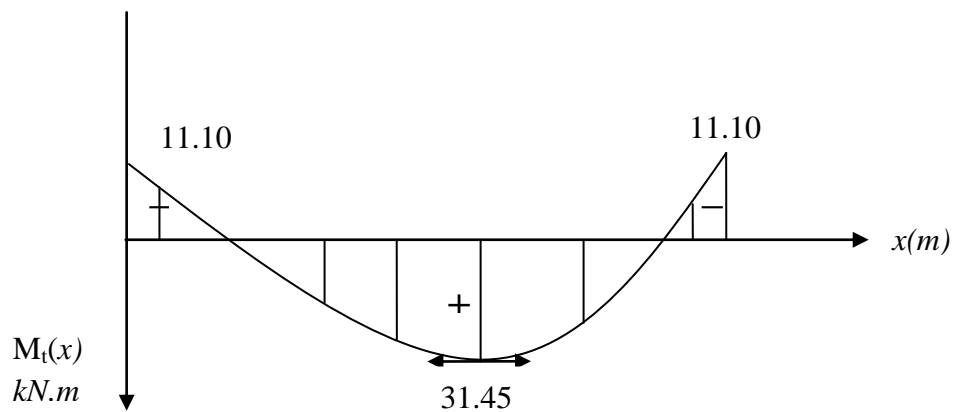


Figure III-47 Diagramme des efforts tranchants de la volée 1 à l'ELS.



**Figure III-48** Diagramme du moment isostatique de la volée 1 à l'ELS.



**Figure III-49** Diagramme du moment fléchissant de la volée 1 à l'ELS.

### III-4-8 Ferrailage

- **Calcul des armatures**

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur, avec :

- **Volée 1 et :**  $h = 25 \text{ cm}$  ;  $c = 2 \text{ cm}$  ;  $d = 23 \text{ cm}$ .

- ❖ **Armatures longitudinales :**

✓ **Aux appuis :**  $M_u^a = -15.34 \text{ kN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{15.34 \times 10^5}{100 \times 23^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.02 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}(A_{sup} = 0)$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu_b = 0.02 \Rightarrow \beta = 0.990$$

$$A_{app} = A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{15.34 \times 10^5}{0.990 \times 23 \times 348 \times 10^2} = 1.93 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_s(\text{adoptée}) = 5HA10 = 3.93 \text{ cm}^2$

✓ **En travée :**  $M_u^t = 43.46 \text{ kN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{43.46 \times 10^5}{100 \times 23^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.057 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}(A_{sup} = 0)$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu_b = 0.057 \Rightarrow \beta = 0.9705$$

$$A_{app} = A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{43.46 \times 10^5}{0.9705 \times 23 \times 348 \times 10^2} = 5.59 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_s(\text{adoptée}) = 5HA14 = 7.70 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

**Espacement adopté :** 20cm/ml

❖ **Armatures de répartition :**

$$A_r \leq \frac{A_p}{4} \Rightarrow \begin{cases} \text{En appui A : } A_{min} = 0.78 & \Rightarrow A_r(\text{adoptée}) : 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ \text{En travée A : } A_{min} = 1.925 & \Rightarrow A_r(\text{adoptée}) : 5HA10 = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

**Espacement adopté :** 20cm/ml

**a. Vérifications à l'ELU**

1) **Vérification de la non fragilité du béton (Art A.4.2,1/BAEL91)**

- **Volé**  $A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.173 \text{ cm}^2$

**b) Armatures principales :**

- En travée :  $A_t = 7.70 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.173 \text{ cm}^2$
- En appui :  $A_a = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.173 \text{ cm}^2$

} Condition vérifiée

**b) Armatures de répartition :**  $S_t \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ .

- En travée :  $S_t = 20 \text{ cm} < S_t = 33 \text{ cm}$ .
- Aux appuis :  $S_t = 20 \text{ cm} < S_t = 33 \text{ cm}$ .

} Condition vérifiée

2) **Vérification de la contrainte tangentielle (Art A.5.1,2/BAEL91)**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.20}{\gamma_b} \cdot f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\right\} = 3.33 \text{ MPa}.$$

**Avec :**  $T_u$ : effort tranchant maximal.

- **Volée 1 :**  $\tau_u = \frac{41.75 \times 10^3}{10^3 \times 180} = 0.231 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

### 3) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (Art A.6.1,3/BAEL91)

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 3.15 \text{ MPa.}$$

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement pris à 1.5 pour les aciers HA.

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles des armatures d'appuis.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times 3.14 \times 10 = 157 \text{ mm.}$$

▪ **Volée 1 :**  $\tau_{se} = \frac{41.75 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 157} = 1.64 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow$  Condition vérifiée

Donc pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

### 4) Ancrage des barres aux appuis

- **Longueur de scellement droit (Art A.6.1,22/BAEL91)**

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

Avec :  $\tau_s = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2.84 \text{ MPa}$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.84} = 35.21 \text{ cm}$$

On prend :  $L_s = 35 \text{ cm}$

Les règles du BAEL (Art A.6.1,253/BAEL 91) n'admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale  $0.4L_s$  pour les aciers HA  $\Rightarrow L_a = 0.4L_s = 0.4 \times 35 = 14 \text{ cm}$ .

### 5) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art A.5.1.313/BAEL91)

- **Influence sur le béton**

$$T_u \leq 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times (0.9d) \times b = 0.4 \times \left( \frac{25 \times 10^{-1}}{1.5} \right) \times (0.9 \times 18) \times 100 = 1080 \text{ kN}$$

$T_u = 41.75 \text{ kN} < 1080 \text{ kN} \Rightarrow$  Condition vérifiée

- **Influence sur les armatures longitudinales**

On doit vérifier que :  $A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left( T_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$

$$\frac{1.15}{f_e} \times \left( T_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right) = \frac{1.15}{400} \times \left( 41.75 + \frac{-15.34 \times 10^2}{0.9 \times 18} \right) \times 10 = -1.52 \text{ cm}^2$$

$A_a = 3.93 \text{ cm}^2 > -1.52 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  Condition vérifiée.

**b. Vérifications à l'ELS****1. Contrainte de compression dans le béton (Art A.4.5,2/BAEL91) :**

La fissuration étant peu nuisible, alors on doit vérifier que :

$$\text{➤ volée 1 : } \sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K_1} \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **Aux appuis :**  $M_s^a = 11.10 \text{ kN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 23} = 0.170 \rightarrow \beta_1 = 0.933 \text{ et } k_1 = 59.63$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^a}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{11.10 \times 10^6}{0.933 \times 230 \times 3.92 \times 10^2} = 131.95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{131.95}{59.63} = 2.21 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **En travée :**  $M_s^t = 31.45 \text{ kN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 7.70}{100 \times 23} = 0.33 \rightarrow \beta_1 = 0.910 \text{ et } k_1 = 40.56$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^t}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{31.45 \times 10^6}{0.910 \times 230 \times 7.70 \times 10^2} = 195.15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{195.15}{40.56} = 4.81 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**2. Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL91/Art A.4.5, 3)**

La fissuration étant peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

**3. Etat limite de déformation (Art B.6.5/BAEL91)**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{A_{st}}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

**Volée 1 :**  $\frac{h}{L} = \frac{20}{499} = 0.040 \leq \frac{1}{16} = 0.062 \Rightarrow$  Condition non vérifiée

**Conclusion partielle :** On doit vérifier la flèche.

- **Calcul de la flèche :**

$$a) \quad f_v = \frac{M_t^s L^2}{10E_v I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$b) \quad f_v = \frac{M_t^s L^2}{10E_i I_{fi}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

**Avec :**

$\bar{f}$  : La flèche admissible ;

$L$  : La longueur de la poutre ;

$E_v$  : Module de déformation différé du béton ;

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10819 \text{ MPa}$$

$E_i$  : Module de déformation instantanée ;

$$E_i = 32164.2 \text{ MPa.}$$

$I_{fv}$  : Inertie fictive de la section pour la déformation de longue durée.

$I_0$  : Moment d'inertie totale de la section homogène.

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

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

**Avec :**

$S_{xx'}$  : Moment statique de la section homogène.

$B_0$  : Surface de la section homogénéisée.

- **Volée 1**

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 25) + (15 \times 7.70) = 2615.5 \text{ cm}^2.$$

$$S_{xx'} = \frac{bh^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times 25^2}{2} + 15 \times 7.70 \times 23 = 33906.5 \text{ cm}^2.$$

$$V_1 = \frac{33906.5}{2615.5} = 12.96 \text{ cm};$$

$$V_2 = h - V_1 = 25 - 12.96 = 12.03 \text{ cm.}$$

- **Le moment d'inertie de la section homogène**

$$\begin{aligned} I_0 &= \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - C)^2 = \frac{100}{3} \times (12.96^3 + 12.03^3) + 15 \times 7.70 \times (12.03 - 2)^2 \\ &= 142211.89 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

- Calcul des coefficients

$$\rho = \frac{A_t}{b \times d} = \frac{7.70}{100 \times 23} = 0.0033$$

$$\lambda_i = \frac{0.05f_{c28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0033 \times 5} = 6.36$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 5 = 2.54$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0033 \times 195.15 + 2.1} = 0.214$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times 142211.89}{1 + 6.36 \times 0.214} = 66256.00 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 142211.89}{1 + 2.54 \times 0.214} = 101345.64 \text{ cm}^4$$

**D'où :**

$$\left. \begin{aligned} f_i &= \frac{31.45 \times 10^6 (4990)^2}{10 \times 32164.2 \times 66256.00 \times 10^4} = 3.67 \text{ mm} < \frac{L}{500} = 9.98 \text{ mm} \\ f_v &= \frac{31.45 \times 10^6 (4990)^2}{10 \times 10819 \times 101345.64 \times 10^4} = 7.14 \text{ mm} < \frac{L}{500} = 9.98 \text{ mm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{La flèche est vérifiée.}$$

**III-5 Calcul de la poutre palière de l'étage courant et du RDC:**

Etant donné que l'escalier à 02 paliers de repos, la poutre palière sera brisée, partiellement encastrée dans les poteaux.

**III-5-1 Pré dimensionnement de la poutre brisée****❖ Hauteur**

La hauteur de la poutre palière est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \quad \text{Avec : } L : \text{Longueur libre de la poutre entre nus d'appuis}$$

$$L = 3.60 \text{ m} \Rightarrow \frac{360}{15} \leq h_t \leq \frac{360}{10}$$

$$\text{Donc : } 24 \text{ cm} \leq h_t \leq 36 \text{ cm.}$$

On opte pour :  $h_t = 35 \text{ cm}$ .

**❖ Largeur**

La largeur de la poutre est donnée par la formule suivante :

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

$$\text{D'où : } 14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm.}$$

On prend :  $b = 20 \text{ cm}$ .

**• Vérifications aux exigences du RPA (Art .7.4.1/RPA 99)**

$$b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 20 \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$h_t \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots 35 > 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$h_t/b \leq 4 \dots\dots\dots 35/20 = 1.75 < 4 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la poutre brisée à pour dimensions :  $(b \times h) = (20 \times 35) \text{ cm}^2$ .

**III-5-2 Détermination des charges et surcharges revenant à la poutre**

Elle est soumise à son poids propre, et aux réactions du palier et au poids du mur extérieur.

**• Poids propre de la poutre**

$$\text{Partie A et C : } 25 \times 0.20 \times 0.35 = 1.75 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{Partie B : } 25 \times 0.20 \times 0.35 \times \frac{1}{\cos 37.07} = 2.19 \text{ kN/ml.}$$

**• Chargement du aux réactions du palier**

$$\text{Partie A : } R_{ELU} = 22.72 \text{ kN/ml, } R_{ELS} = 16.25 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{Partie C : } R_{ELU} = 22.37 \text{ kN/ml, } R_{ELS} = 15.99 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{Partie B : } R_{ELU} = 0 \text{ kN/ml, } R_{ELS} = 0 \text{ kN/ml.}$$

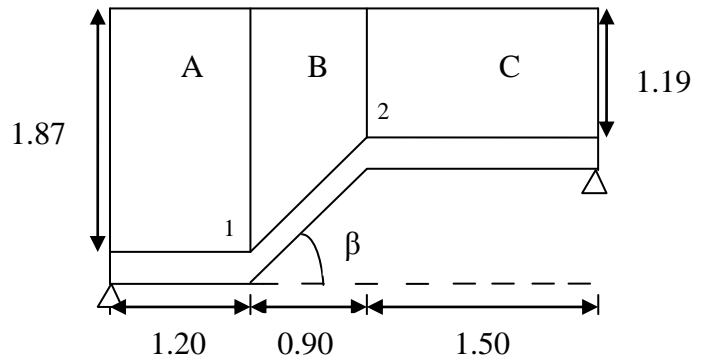
• **Chargement du au poids du mur extérieur**

Partie A :  $2.36 \times 1.87 = 4.41 \text{ kN/ml}$ .

Partie B : Chargement trapézoïdal.

- **Point 1** :  $2.36 \times 1.87 = 4.41 \text{ kN/ml}$ .
- **Point 2** :  $2.36 \times 1.19 = 2.81 \text{ kN/ml}$ .

Partie C :  $2.36 \times 1.19 = 2.81 \text{ kN/ml}$ .

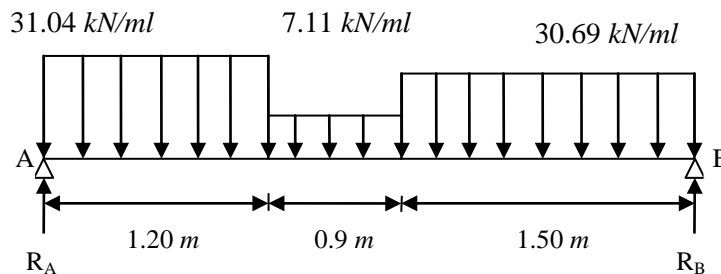


**III-5-3 Combinaison des charges et surcharges**

|                 | ELU : $1.35G + 1.5Q \text{ (kN/ml)}$   | ELS : $G+Q \text{ (kN/ml)}$       |
|-----------------|--|-----------------------------------|
| <b>Partie A</b> | $1.35 (1.75 + 4.41) + 22.72 = 31.04$   | $(1.75 + 4.41) + 16.25 = 22.41$   |
| <b>Partie B</b> | $1.35 (2.19 + 4.41) \cos 37.07 = 7.11$ | $(2.19 + 4.41) \cos 37.07 = 5.27$ |
| <b>Partie C</b> | $1.35 (1.75 + 4.41) + 22.37 = 30.69$   | $(1.75 + 4.41) + 15.99 = 22.15$   |

**III-5-4 Calcul à l'ELU**

a) **Calcul des efforts internes**



**Figure III-50** Schéma statique de la poutre brisée à l'ELU.

➤ **Réactions d'appuis**

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B - 31.04 \times 1.20 - 7.11 \times 0.9 - 30.69 \times 1.50 = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 89.68$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow 3.6 R_B - 30.69 \times 1.5 \times \left(\frac{1.5}{2} + 2.1\right) - 7.11 \times 0.9 \times \left(\frac{0.9}{2} + 1.2\right) - 31.04 \times 1.2 \times \frac{1.2}{2}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_B = 45.58 \text{ kN.} \\ R_A = 44.09 \text{ kN.} \end{cases}$$

## ➤ Efforts internes

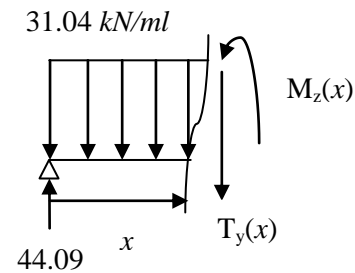
Le 1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.20 \text{ m}$ 

$$M(x) = 44.09x - 15.52x^2$$

- Pour  $x = 0 \text{ m}$   $\Rightarrow M(0) = 0 \text{ kN.m}$
- Pour  $x = 1.2 \text{ m}$   $\Rightarrow M(1.2) = 30.56 \text{ kN.m}$

$$T(x) = 44.09 - 31.04x$$

- Pour  $x = 0 \text{ m}$   $\Rightarrow T(0) = 44.09 \text{ kN}$
- Pour  $x = 1.2 \text{ m}$   $\Rightarrow T(1.2) = 6.84 \text{ kN}$

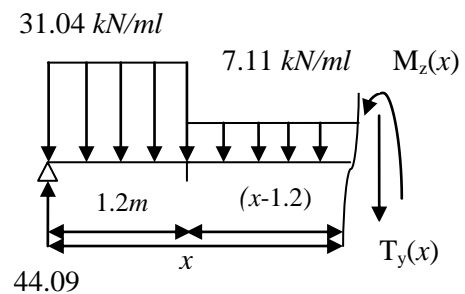
Le 2<sup>ème</sup> tronçon :  $1.2 \text{ m} \leq x \leq 2.1 \text{ m}$ 

$$M(x) = -3.555x^2 + 15.381x + 17.229$$

- Pour  $x = 1.2 \text{ m}$   $\Rightarrow M(1.2) = 30.56 \text{ kN.m}$
- Pour  $x = 2.1 \text{ m}$   $\Rightarrow M(2.1) = 33.85 \text{ kN.m}$

$$T(x) = -7.11x + 15.381$$

- Pour  $x = 1.2 \text{ m}$   $\Rightarrow T(1.2) = 6.84 \text{ kN}$
- Pour  $x = 2.1 \text{ m}$   $\Rightarrow T(2.1) = 0.45 \text{ kN}$

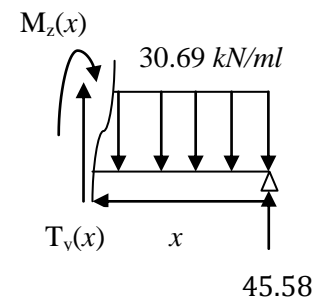
Le 3<sup>ème</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.5 \text{ m}$ 

$$M(x) = 45.58x - 15.345x^2$$

- Pour  $x = 0 \text{ m}$   $\Rightarrow M(0) = 0 \text{ kN.m}$
- Pour  $x = 1.5 \text{ m}$   $\Rightarrow M(1.5) = 33.85 \text{ kN.m}$

$$T(x) = -45.58 + 30.69x$$

- Pour  $x = 0 \text{ m}$   $\Rightarrow T(0) = -45.58 \text{ kN}$
- Pour  $x = 1.5 \text{ m}$   $\Rightarrow T(1.5) = 0.45 \text{ kN}$



Le moment  $M_z$  est maximal pour :  $T_y=0$

$$T(x) = 0 \Rightarrow -7.11x + 15.381 = 0 \Rightarrow x = 2.16 \text{ m}$$

$$M(x) = -3.555(2.16)^2 + 15.381(2.16) + 17.229 = 33.86 \text{ kN.m}$$

En tenant compte des semi-encastres :  $M_t = 0.85M_0$  et  $M_a = -0.3M_0$

$$M_t = 28.78 \text{ kN.m} \text{ et } M_a = -10.158 \text{ kN.m}$$

➤ Diagrammes des efforts internes

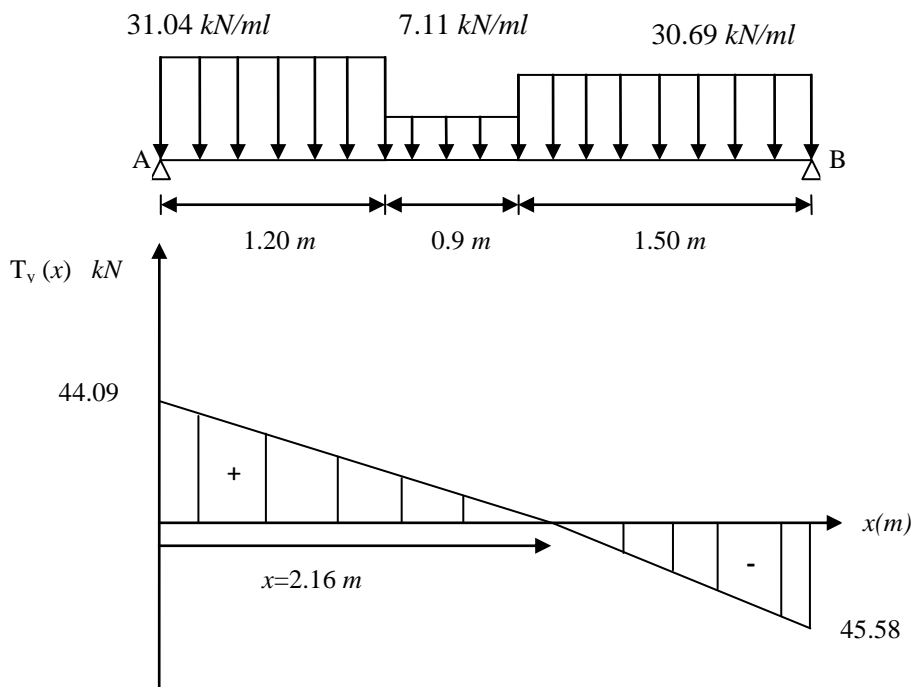


Figure III-51 Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.

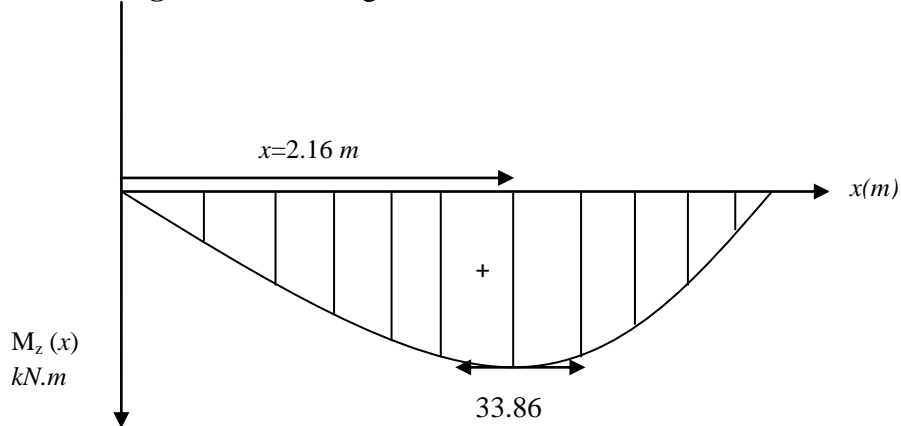


Figure III-52 Diagramme du moment isostatique à l'ELU.

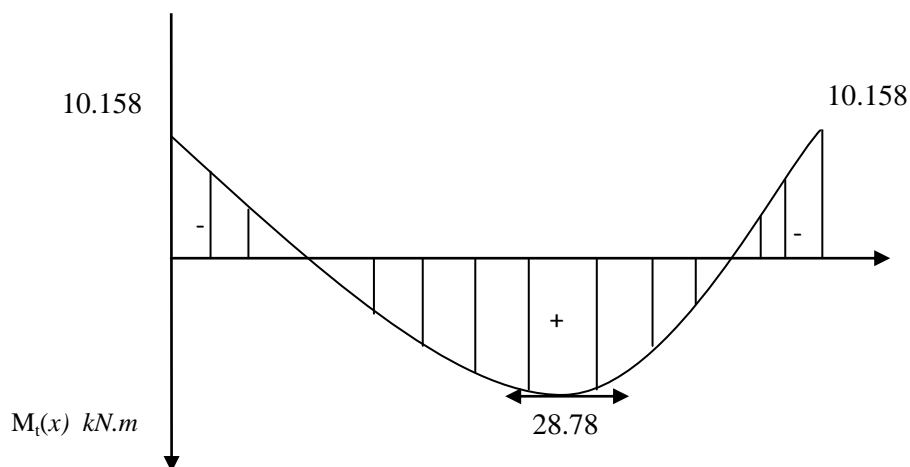


Figure III-53 Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.

**b) Calcul des armatures longitudinales à l'ELU**

- **Aux appuis :**  $M_a = 10.158 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times (d)^2 \times f_{bu}} = \frac{10.158 \times 10^6}{200 \times (330)^2 \times 14.2} = 0.032 < \mu_l = 0.392$$

$$\mu = 0.032 \Rightarrow \beta = 0.984$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} = \frac{10.158 \times 10^5}{0.984 \times 33 \times 348 \times 10^2} = 0.90 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_a = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$ .

- **En travée :**  $M_t = 28.78 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times (d)^2 \times f_{bu}} = \frac{28.78 \times 10^6}{200 \times (330)^2 \times 14.2} = 0.092 < \mu_l = 0.392$$

$$\mu = 0.092 \Rightarrow \beta = 0.952$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} = \frac{28.78 \times 10^5}{0.952 \times 33 \times 348 \times 10^2} = 2.63 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$ .

❖ **Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux (Art 7.5.2.1/RPA99V2003)**

$$A_s = 3\text{HA}8 + 3\text{HA}12 = 1.51 + 3.39 = 4.9 \text{ cm}^2 > 0.005 \times b \times h = 3.5 \text{ cm}^2.$$

**III-5-5 Vérifications à l'ELU****1. Vérification de la non fragilité du béton (Art A.4.2,1/BAEL91)**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 20 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 0.79 \text{ cm}^2$$

- **Aux Appuis :**  $A_a = 1.51 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.79 \text{ cm}^2$
  - **En travée :**  $A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.79 \text{ cm}^2$
- }  $\Rightarrow$  Condition vérifiée

**2. Vérification de la contrainte tangentielle (Art A.5.1,2/BAEL91)**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.20}{\gamma_b} \cdot f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{45.58 \times 10^3}{200 \times 330} = 0.69 < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### 3. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (Art A.6.1,3/BAEL91)

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3.14 \times 8 = 75.36 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{45.58 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 75.36} = 2.036 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

### 4. Encreage des barres aux appuis

➤ Longueur de scellement droit (Art A.6.1,22/BAEL91)

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s} \text{ avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2.84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi_{appuis} \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s} = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.84} = 28.17 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend : } L_s = 30 \text{ cm}$$

$$L_s = \frac{\phi_{travée} \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend : } L_s = 45 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratiques, il est nécessaire d'adopter un crochet normal.

D'après le BAEL 91, la longueur d'ancrage nécessaire pour les aciers HA est :

$$L_r = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

### 5. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art A.5.1.313/BAEL91)

➤ Influence sur le béton

$$T_u \leq 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times (0.9d) \times b = 0.4 \times \frac{25 \times 10^{-1}}{1.5} \times 0.9 \times 33 \times 20 = 396 \text{ kN}$$

$$T_u = 45.58 \text{ kN} \leq 396 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Influence sur les armatures longitudinales

$$\text{On doit vérifier que : } A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left( T_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$$

$$\frac{1.15}{f_e} \times \left( T_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right) = \frac{1.15}{400} \times \left( 45.58 + \frac{-10.158 \times 10^2}{0.9 \times 33} \right) \times 10 = 0.33 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1.51 \text{ cm}^2 > 0.33 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**d) Calcul des armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left\{\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right\} = \min\left\{14; \frac{350}{35}; \frac{200}{10}\right\} = 10 \text{ mm}$$

$$\phi_t = 8 \text{ mm}$$

Nous adopterons 1 cadre et 1 étrier en HA8, soit  $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$ .

**❖ Espacement des armatures transversales (Art A.5, 22/BAEL91)**

$$S_t \leq \min\{0.9d; 40 \text{ cm}\} = \min\{0.9 \times 33; 40 \text{ cm}\} = 29.7 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 29.7 \text{ cm}$$

**❖ Vérification selon le RPA (Art 7.5.2,2/RPA99V2003)****1) Zone nodale (appuis)**

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_l\right\} = \min\left\{\frac{35}{4}; 12 \times 0.8\right\} = \min\{8.75; 9.60\} = 8.75 \text{ cm}$$

$$S_t = 8 \text{ cm}$$

**2) Zone courante (travée)**

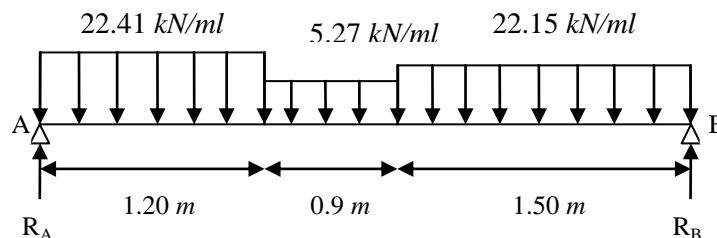
$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

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

Selon le RPA 99, la section d'armatures transversales doit vérifier :

$$A_{tr} \geq A_{trmin} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 20 = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$A_{tr} = 3.39 \text{ cm}^2 \geq A_{trmin} = 0.9 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**III-5-6 Calcul à l'ELS****a) Calcul des efforts internes**

**Figure III-54** Schéma statique de la poutre brisée à l'ELS.

➤ Réactions d'appuis

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B - 22.41 \times 1.20 - 5.27 \times 0.9 - 22.15 \times 1.50 = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 64.86$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow 3.6 R_B - 22.15 \times 1.5 \times \left(\frac{1.5}{2} + 2.1\right) - 5.27 \times 0.9 \times \left(\frac{0.9}{2} + 1.2\right) - 22.41 \times 1.2 \times \frac{1.2}{2}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_B = 32.96 \text{ kN.} \\ R_A = 31.90 \text{ kN.} \end{cases}$$

➤ Efforts internes

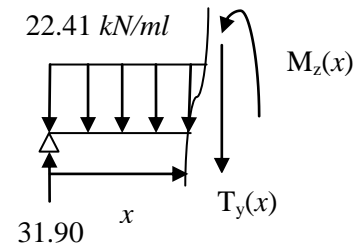
Le 1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.20 \text{ m}$

$$M(x) = 31.90x - 11.205x^2$$

- Pour  $x = 0 \text{ m}$   $\Rightarrow M(0) = 0 \text{ kN.m}$
- Pour  $x = 1.2 \text{ m}$   $\Rightarrow M(1.2) = 22.14 \text{ kN.m}$

$$T(x) = 31.90 - 22.41x$$

- Pour  $x = 0 \text{ m}$   $\Rightarrow T(0) = 31.90 \text{ kN}$
- Pour  $x = 1.2 \text{ m}$   $\Rightarrow T(1.2) = 5.01 \text{ kN}$



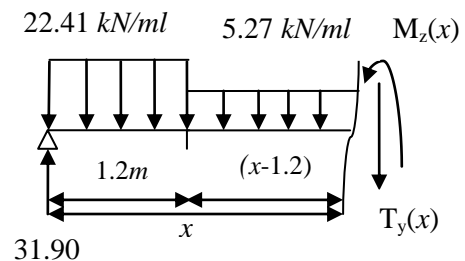
Le 2<sup>ème</sup> tronçon :  $1.2 \text{ m} \leq x \leq 2.1 \text{ m}$

$$M(x) = -2.635x^2 + 11.332x + 12.341$$

- Pour  $x = 1.2 \text{ m}$   $\Rightarrow M(1.2) = 22.14 \text{ kN.m}$
- Pour  $x = 2.1 \text{ m}$   $\Rightarrow M(2.1) = 24.52 \text{ kN.m}$

$$T(x) = -5.27x + 11.332$$

- Pour  $x = 1.2 \text{ m}$   $\Rightarrow T(1.2) = 5.01 \text{ kN}$
- Pour  $x = 2.1 \text{ m}$   $\Rightarrow T(2.1) = 0.27 \text{ kN}$



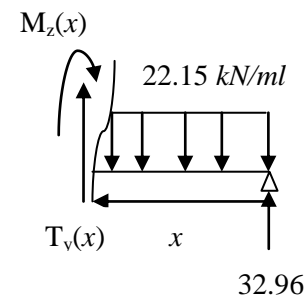
Le 3<sup>ème</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.5 \text{ m}$

$$M(x) = 32.96x - 11.075x^2$$

- Pour  $x = 0 \text{ m}$   $\Rightarrow M(0) = 0 \text{ kN.m}$
- Pour  $x = 1.5 \text{ m}$   $\Rightarrow M(1.5) = 24.52 \text{ kN.m}$

$$T(x) = -32.96 + 22.15x$$

- Pour  $x = 0 \text{ m}$   $\Rightarrow T(0) = -32.96 \text{ kN}$
- Pour  $x = 1.5 \text{ m}$   $\Rightarrow T(1.5) = 0.27 \text{ kN}$



Le moment  $M_z$  est maximal pour :  $T_y=0$

$$T(x) = 0 \Rightarrow -5.27x + 11.332 = 0 \Rightarrow x = 2.15m$$

$$M(x) = -2.635x^2 + 11.332x + 12.341 = 24.52kN.m$$

En tenant compte des semi-encastres :  $M_t = 0.85M_0$  et  $M_a = -0.3M_0$

$$M_t = 20.84 kN.m \text{ et } M_a = -7.356 kN.m$$

➤ Diagrammes des efforts internes

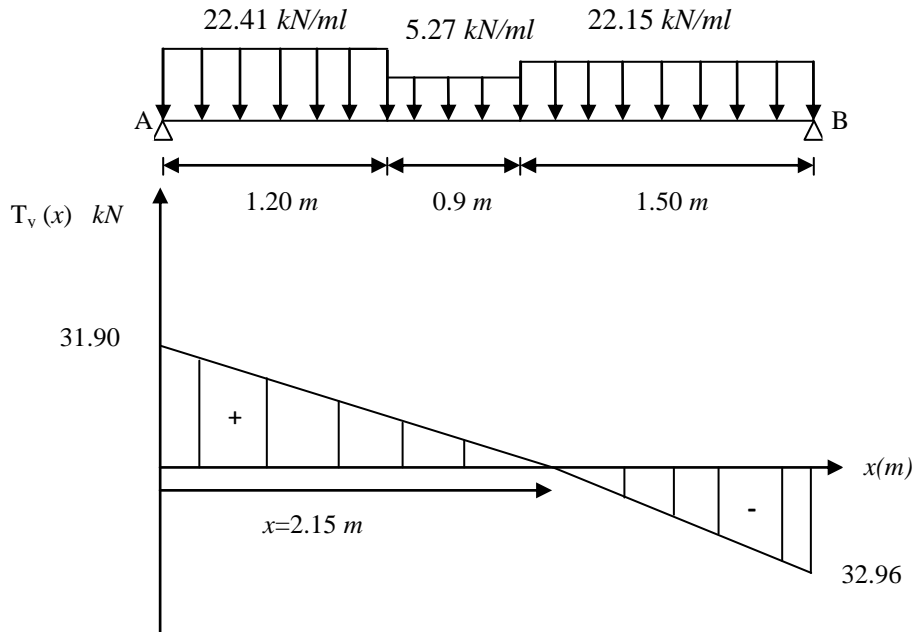


Figure III-55 Diagramme des efforts tranchant à l'ELS.

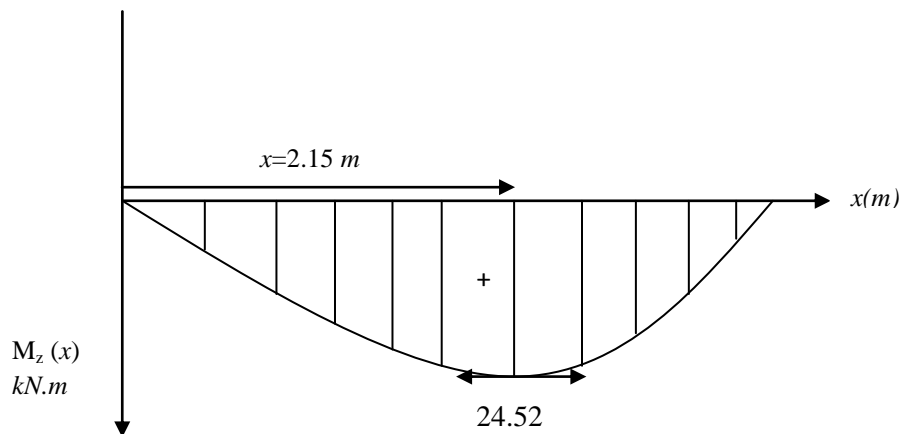
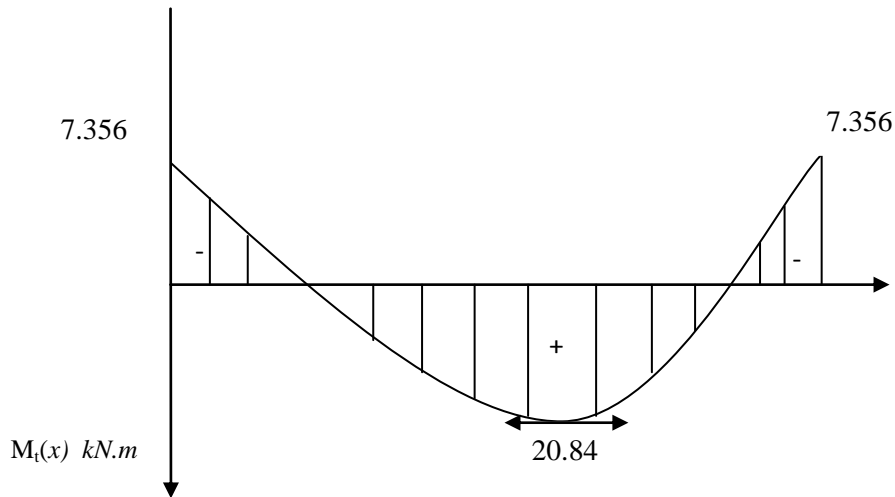


Figure III-56 Diagramme du moment isostatique à l'ELS.



**Figure III-57** Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.

### III-5-7 Vérifications à l'ELS

#### 1. Contrainte de compression dans le béton (Art A.4.5,2/BAEL91)

La fissuration étant peu nuisible, alors on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \leq \bar{\sigma}_{bs} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **Aux appuis :**  $M_s^a = 7.356 \text{ kN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 1.51}{20 \times 33} = 0.231$$

$$\rho_1 = 0.231 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.923 \\ k_1 = 49.93 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^a}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{7.356 \times 10^6}{0.923 \times 330 \times 1.51 \times 10^2} = 159.94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{159.94}{49.93} = 3.20 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bs} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée :**  $M_s^t = 20.84 \text{ MPa}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{20 \times 33} = 0.514$$

$$\rho_1 = 0.514 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.893 \\ k_1 = 31.52 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^t}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{20.84 \times 10^6}{0.893 \times 330 \times 3.39 \times 10^2} = 208.61 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{208.61}{31.52} = 6.62 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bs} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**2. Etat limite d'ouverture des fissures (Art B.6.3/BAEL91)**

La fissuration étant peu nuisible, donc aucune vérification n'est nécessaire.

**3. Etat limite de déformation (Art B.6.5/BAEL91)**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{360} = 0.097 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow \frac{35}{360} = 0.097 > \frac{20.84}{10 \times 24.52} = 0.085 \quad \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

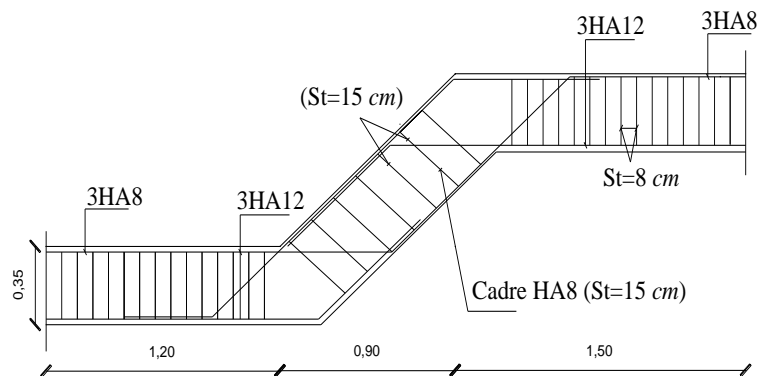
$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{20 \times 33} = 0.005 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Il n'y a donc pas lieu de vérifier la flèche.

**Conclusion :**

Le ferrailage de la poutre brisée sera comme suit :

- **Armatures longitudinales**  
3HA12 pour le lit inférieur.  
3HA8 pour le lit supérieur.
- **Armatures transversales**  
1 cadre et 1 étrier en HA8

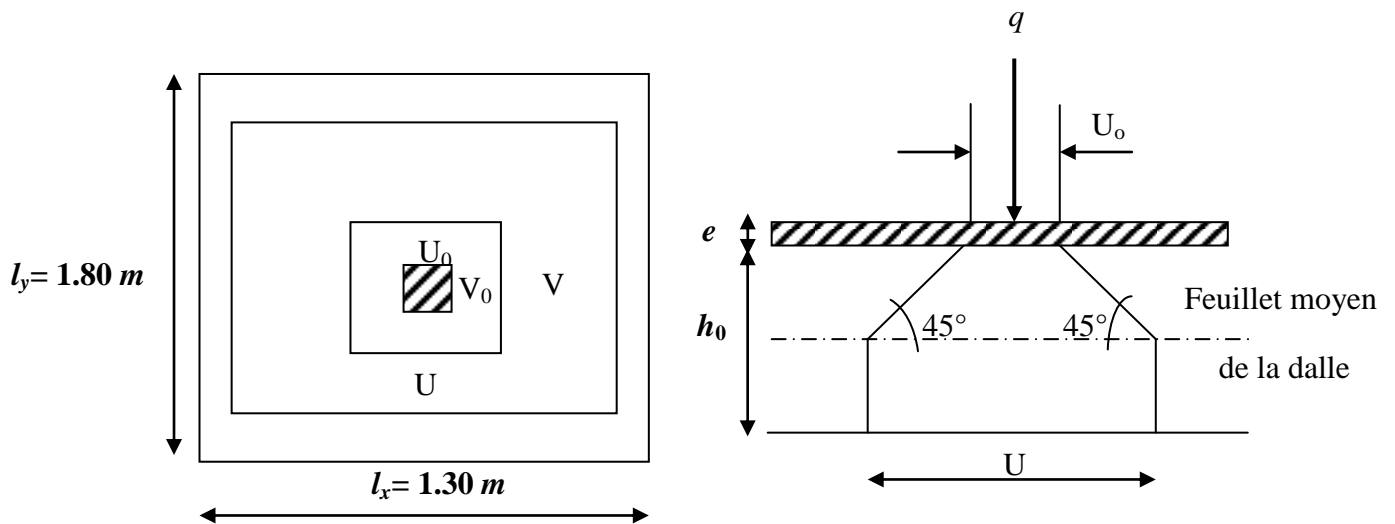


**Figure III-58** Ferrailage de la poutre brisée.

**III-6 Cage d'ascenseur:**

**III-6-1 Caractéristiques des ascenseurs**

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle. La vitesse d'entraînement  $v = (1m/s)$ , la surface de la cabine est de  $2.34 m^2 (1.30 \times 1.80)$  pouvant charger 8 personnes de  $6,3 kN$ , la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargé est de 9 tonnes.



**Figure III-59** Diffusion des charges dans le feuillet moyen.

**III-6-2 Calcul de la dalle plein de la salle machine**

La dalle repose sur quatre appuis, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui fournissent des coefficients qui permettent de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée.

Avec :  $l_x = 1.30 m$  et  $l_y = 1.80 m$ .

- **Dimensionnement**

$$h_0 \geq \frac{l_x}{30} = \frac{130}{30} = 4.33 \text{ cm.}$$

$h_0$  doit être au moins égale à  $12 \text{ cm}$  (RPA99 version 2003)

Soit :  $h_0 = 15 \text{ cm}$ .

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{1.30}{1.80} = 0.72 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens .}$$

$$\text{On a : } \begin{cases} U = U_0 + k \cdot e + h_0 \\ V = V_0 + k \cdot e + h_0 \end{cases}$$

**Avec :**

$e$  : Epaisseur du revêtement ( $e = 5 \text{ cm}$ ).

$h_0$  : Hauteur de la dalle ( $h_0 = 15 \text{ cm}$ ).

$k$  : Revêtement aussi solide que le béton ( $k = 2$ ).

$U_0 = V_0 = 80 \text{ cm}$  ( $U_0, V_0$  : cotés du rectangle dans le quel la charge est centrée).

$$\begin{cases} U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm} \\ V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm} \end{cases}$$

#### 1. Les moments $M_{x1}, M_{y1}$ du système de levage

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + v \cdot M_2) \times q \\ M_{y1} = (M_2 + v \cdot M_1) \times q \end{cases}$$

**Avec :**  $v$  : Coefficient de poisson  $\Rightarrow \begin{cases} v = 0 \text{ à l'ELU.} \\ v = 0.2 \text{ à l'ELS.} \end{cases}$

$M_1$  et  $M_2$  : Coefficients donnés en fonction de  $(\rho ; \frac{U}{l_x} ; \frac{V}{l_y})$  à partir des abaques de PIGEAUD.

$$\left. \begin{aligned} \rho &= \frac{l_x}{l_y} = \frac{130}{180} = 0.72 \\ \frac{U}{l_x} &= \frac{105}{130} = 0.80 \\ \frac{V}{l_y} &= \frac{105}{180} = 0.60 \end{aligned} \right\} M_1 = 0.08 \text{ et } M_2 = 0.043$$

#### • A L'ELU

$$M_{x1} = q_u \times M_1$$

$$M_{y1} = q_u \times M_2$$

$$\text{Avec : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 90 + 1.5 \times 0 = 121.5 \text{ kN.}$$

Donc :

$$M_{x1} = 121.5 \times 0.08 = 9.72 \text{ kN.m.}$$

$$M_{y1} = 121.5 \times 0.043 = 5.22 \text{ kN.m.}$$

**2. Les moments dus aux poids propre de la dalle pleine  $M_{x2}, M_{y2}$**

$\rho = 0.72 > 0.4 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.

$$\rho = 0.72 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0658 \\ \mu_y = 0.464 \end{cases}$$

Avec :  $\mu_x, \mu_y$  : Coefficients donnés en fonction de  $\rho$  et par v.

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2}$$

Poids de la dalle :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \quad \text{Avec : } Q = 1 \text{ kN/m}^2.$$

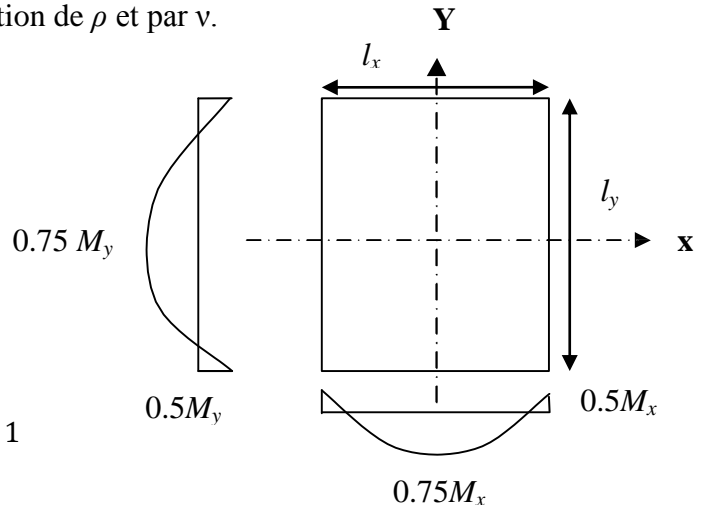
$$G = 25 \times 0.15 + 22 \times 0.05 = 4.85 \text{ kN/m}^2.$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1) \times 1$$

$$q_u = 8.048 \text{ kN/ml.}$$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0.0658 \times 8.048 \times (1.3)^2 = 0.89 \text{ kN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} = 0.464 \times 0.89 = 0.41 \text{ kN.m}$$



**3. Superposition des moments agissant au centre du panneau**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.72 + 0.89 = 10.61 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.22 + 0.41 = 5.63 \text{ kN.m}$$

**Remarque :**

Ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0,75) et en appuis le coefficient (0,5) pour tenir compte de la continuité des voiles.

- **Moments en travée :  $M_t=0.75M$**

$$M_{tx} = 0.75M_x = 0.75 \times 10.61 = 7.96 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75M_y = 0.75 \times 5.63 = 4.22 \text{ kN.m}$$

- **Moments aux appuis :  $M_a=0.5M$**

$$M_{ax} = 0.5M_x = 0.5 \times 10.61 = 5.305 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5M_y = 0.5 \times 5.63 = 2.815 \text{ kN.m}$$

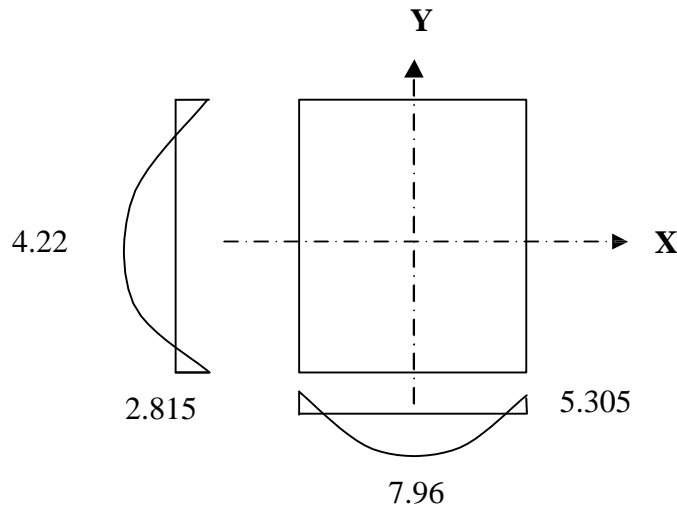


Figure III-60 Les moments dans les deux sens à l'ELU.

- **Ferraillage** : Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur.

❖ **Sens X-X**

**a- En travée**

Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \cdot (d)^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7.96 \times 10^3}{100 \times (12)^2 \times 14.2} = 0.038$$

$$\mu = 0.038 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0.038 \Rightarrow \beta = 0.981$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{7.96 \times 10^3}{0.981 \times 12 \times 348} = 1.94 \text{ cm}^2$$

On opte pour :  $A_{tx} = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Avec :  $S_t = 25 \text{ cm}$

**b- Aux appuis**

Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \cdot (d)^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5.305 \times 10^3}{100 \times (12)^2 \times 14.2} = 0.026$$

$$\mu = 0.026 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0.026 \Rightarrow \beta = 0.987$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{5.305 \times 10^3}{0.987 \times 12 \times 348} = 1.29 \text{ cm}^2$$

On opte pour :  $A_{ax} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/ml$

Avec :  $S_t = 25 \text{ cm}$

❖ **Sens Y-Y**  
**a- En travée**

Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \cdot (d)^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4.22 \times 10^3}{100 \times (12)^2 \times 14.2} = 0.020$$

$$\mu = 0.020 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0.020 \Rightarrow \beta = 0.990$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{4.22 \times 10^3}{0.990 \times 12 \times 348} = 1.02 \text{ cm}^2$$

On opte pour :  $A_{ty} = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2/ml$

Avec :  $S_t = 25 \text{ cm}$

**b- Aux appuis**

Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \cdot (d)^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2.815 \times 10^3}{100 \times (12)^2 \times 14.2} = 0.014$$

$$\mu = 0.014 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0.014 \Rightarrow \beta = 0.993$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{2.815 \times 10^3}{0.987 \times 12 \times 348} = 0.67 \text{ cm}^2$$

On opte pour :  $A_{ay} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/ml$

Avec :  $S_t = 25 \text{ cm}$

**III-6-3 Vérification à l'ELU :  $v=0$**

**a. Condition de non fragilité (Art B.7.4/BAEL91)**

$$A \geq A_{min} = \rho \times S = \rho_0 \times \frac{(3 - \frac{l_x}{l_y})}{2} \times b \times h = 0.0008 \times \frac{(3 - 0.72)}{2} \times 15 \times 100 = 1.37 \text{ cm}^2$$

**Avec :**

$A_{min}$  : Section minimale d'armatures.

$S$  : section totale du béton.

$\rho_0$  : taux d'acier = 0,0008 (acier HA FeE400).

• **Sens X-X**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée : } A = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.37 \text{ cm}^2 \\ \text{Aux appuis : } A = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.37 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

• **Sens Y-Y**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée : } A = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.37 \text{ cm}^2 \\ \text{Aux appuis : } A = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.37 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

**b. Diamètre minimal des barres**

On doit vérifier que :  $\phi_{max} \leq \frac{h_e}{10} \Rightarrow 1 < 1.5 \text{ cm} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

$\phi$ : Diamètre des armatures longitudinales.

**c. Ecartement des barres (Art A.8.2,42/BAEL91)**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

Direction la plus sollicitée :  $S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm})$ .

Direction perpendiculaire à la plus sollicitée :  $S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm})$ .

• **Sens X-X**

$$\left. \begin{array}{l} \text{En travée : } S_t = 25 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} . \\ \text{Aux appuis : } S_t = 25 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} . \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Sens Y-Y**

$$\left. \begin{array}{l} \text{En travée : } S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} . \\ \text{Aux appuis : } S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} . \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**e. Vérification de non poinçonnement (5.2.4.2/BAEL 91 modifié 99)**

Aucune armature transversale n'est nécessaire si cette formule est vérifiée

$$q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

**Avec :**

$q_u$  : La charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime.

$h$  : L'épaisseur totale de la dalle.

$U_c$  : Le périmètre du contour de l'air sur laquelle agit la charge dans le plan du feuillet moyen.

$$q_u = 1.35G = 121.5 \text{ kN.}$$

$$U_c = 2(U + V) = 2(105 + 105) = 420 \text{ cm} = 4.20 \text{ m.}$$

$$q_u = 121.5 \text{ kN} < 0.045 \times 4.20 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 472.5 \text{ kN.}$$

⇒ Condition vérifiée ⇒ Aucune armature transversale n'est nécessaire.

#### **f. Contrainte tangentielle**

Les efforts sont max au voisinage de la charge :  $\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

✓ Au milieu de U on a :

$$T_u = \frac{q_u}{2 \times l_y + l_x} = \frac{121.5}{2 \times 1.80 + 1.30} = 24.79 \text{ kN}$$

✓ Au milieu de V on a :

$$T_u = \frac{q_u}{3 \times l_y} = \frac{121.5}{3 \times 1.80} = 22.5 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow T_{u\max} = 24.79 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{24.79 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.21 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifiée

#### **III-6-4 Vérification à l'ELS : $v=0.2$**

##### **a. Moments engendrés par le système de levage**

$$q_s = G + Q = 90 + 0 = 90 \text{ kN}$$

$$M_{x1} = q(M_1 + 0.2M_2) = 90(0.08 + 0.2 \times 0.043) = 7.97 \text{ kN.m}$$

$$M_{y1} = q(M_2 + 0.2M_1) = 90(0.043 + 0.2 \times 0.08) = 5.31 \text{ kN.m}$$

**b. Moments engendrés par le poids propre de la dalle**

$$q_s = G + Q = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ kN/ml}$$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2}$$

$$\rho = 0.72 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0719 \\ \mu_y = 0.608 \end{cases}$$

$$M_{x2} = 0.0719 \times 5.85 \times (1.30)^2 = 0.71 \text{ kN.m}$$

$$M_{y2} = 0.608 \times 0.71 = 0.43 \text{ kN.m}$$

**c. Les moments globaux**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.97 + 0.71 = 8.68 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.31 + 0.43 = 5.74 \text{ kN.m}$$

**d. Correction des moments**

➤ **Moments en travée**

$$M_{tx} = 0.75M_x = 0.75 \times 8.68 = 6.51 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75M_y = 0.75 \times 5.74 = 4.31 \text{ kN.m}$$

➤ **Moments aux appuis**

$$M_{ax} = 0.5M_x = 0.5 \times 8.68 = 4.34 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5M_y = 0.5 \times 5.74 = 2.87 \text{ kN.m}$$

**e. Contrainte de compression dans le béton**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

• **Sens X-X**

**En travée :**  $M_t = 6.51 \text{ kN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 12} = 0.261 \Rightarrow \beta_1 = 0.919 \text{ et } k_1 = 46.73$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{6.51 \times 10^6}{0.919 \times 120 \times 314} = 188 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{188}{46.73} = 4.02 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifiée.

**Aux appuis :**  $M_a = 4.34 \text{ kN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12} = 0.168 \Rightarrow \beta_1 = 0.933 \text{ et } k_1 = 59.63$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{4.34 \times 10^6}{0.933 \times 120 \times 201} = 192.85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{192.85}{59.63} = 3.23 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifiée.

- **Sens Y-Y**

**En travée :**  $M_t = 4.31 \text{ kN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 12} = 0.261 \Rightarrow \beta_1 = 0.919 \text{ et } k_1 = 46.73$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{4.31 \times 10^6}{0.919 \times 120 \times 314} = 124.46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{124.46}{46.73} = 2.66 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifiée.

**Aux appuis :**  $M_a = 2.87 \text{ kN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12} = 0.168 \Rightarrow \beta_1 = 0.933 \text{ et } k_1 = 59.63$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{2.87 \times 10^6}{0.933 \times 120 \times 201} = 127.53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{127.53}{59.63} = 2.14 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifiée.

**f. Etat limite d'ouverture des fissures (Artc4.5, 32/BAEL91)**

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire

**g. Etat limite de déformation**

$$\begin{cases} \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20 \cdot M_x} \\ \frac{A_x}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases}$$

$$\frac{h}{l_x} = \frac{15}{130} = 0.11 > \frac{M_{tx}}{20 \cdot M_x} = \frac{6.51}{20 \times 8.68} = 0.0375$$

⇒ Condition vérifiée

$$\frac{A_x}{b \cdot d} = \frac{3.14}{100 \times 12} = 0.0026 < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005$$

⇒ Condition vérifiée.

**Aux appuis :**  $M_a = 4.34 \text{ kN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12} = 0.168 \Rightarrow \beta_1 = 0.933 \text{ et } k_1 = 59.63$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{4.34 \times 10^6}{0.933 \times 120 \times 201} = 192.85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{192.85}{59.63} = 3.23 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifiée

**Conclusion**

Le ferrailage de la dalle de la salle machine est :

- **Sens X-X**

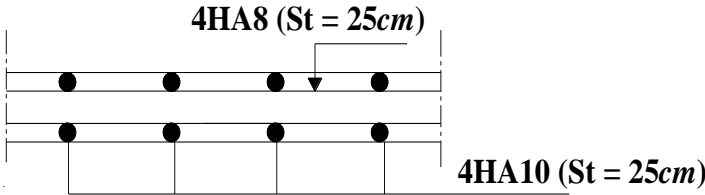
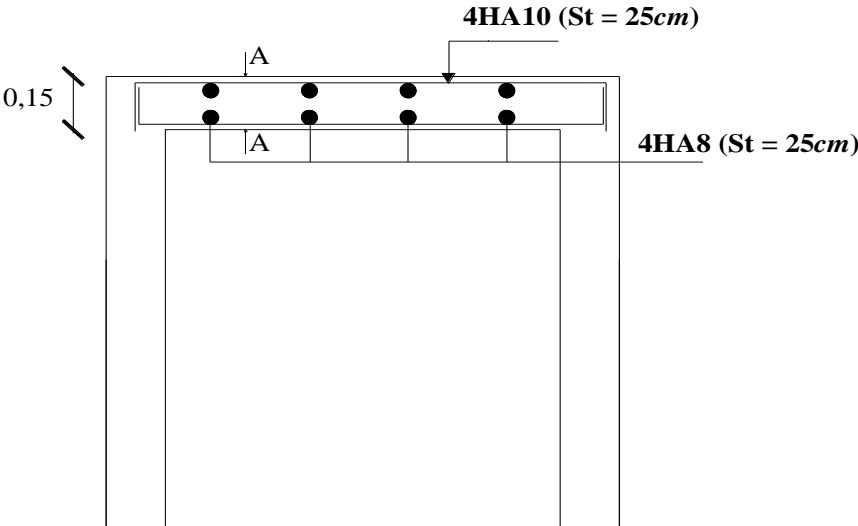
En travée : 4HA10 avec  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

Aux appuis : 4HA8 avec  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

- **Sens Y-Y**

En travée : 4HA10 avec  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

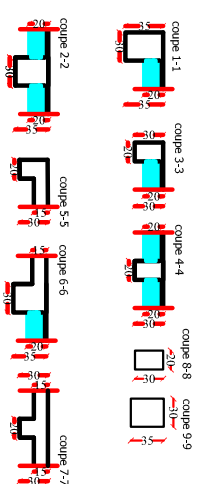
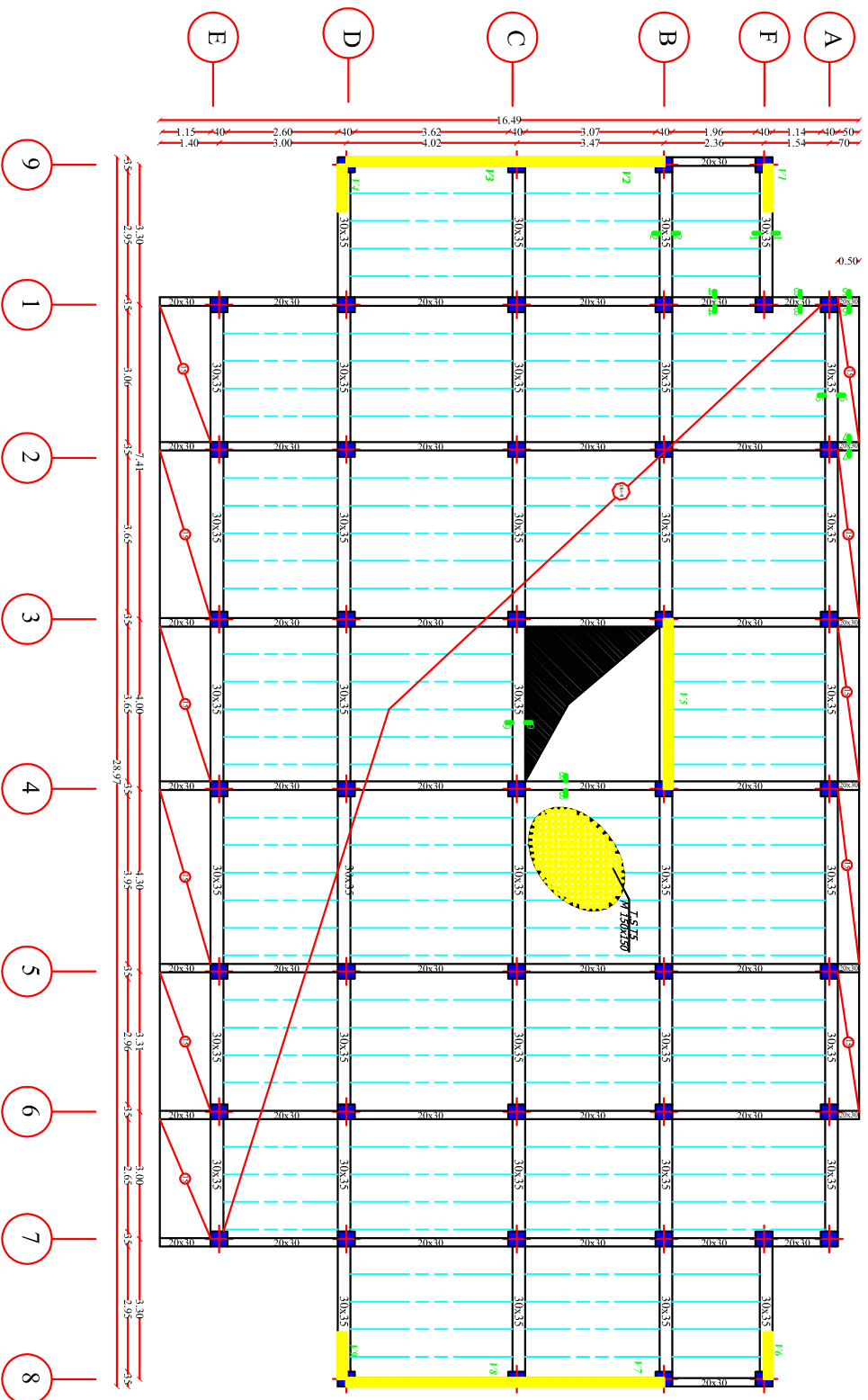
Aux appuis : 4HA8 avec  $S_t = 25 \text{ cm}$ .



Coupe A-A

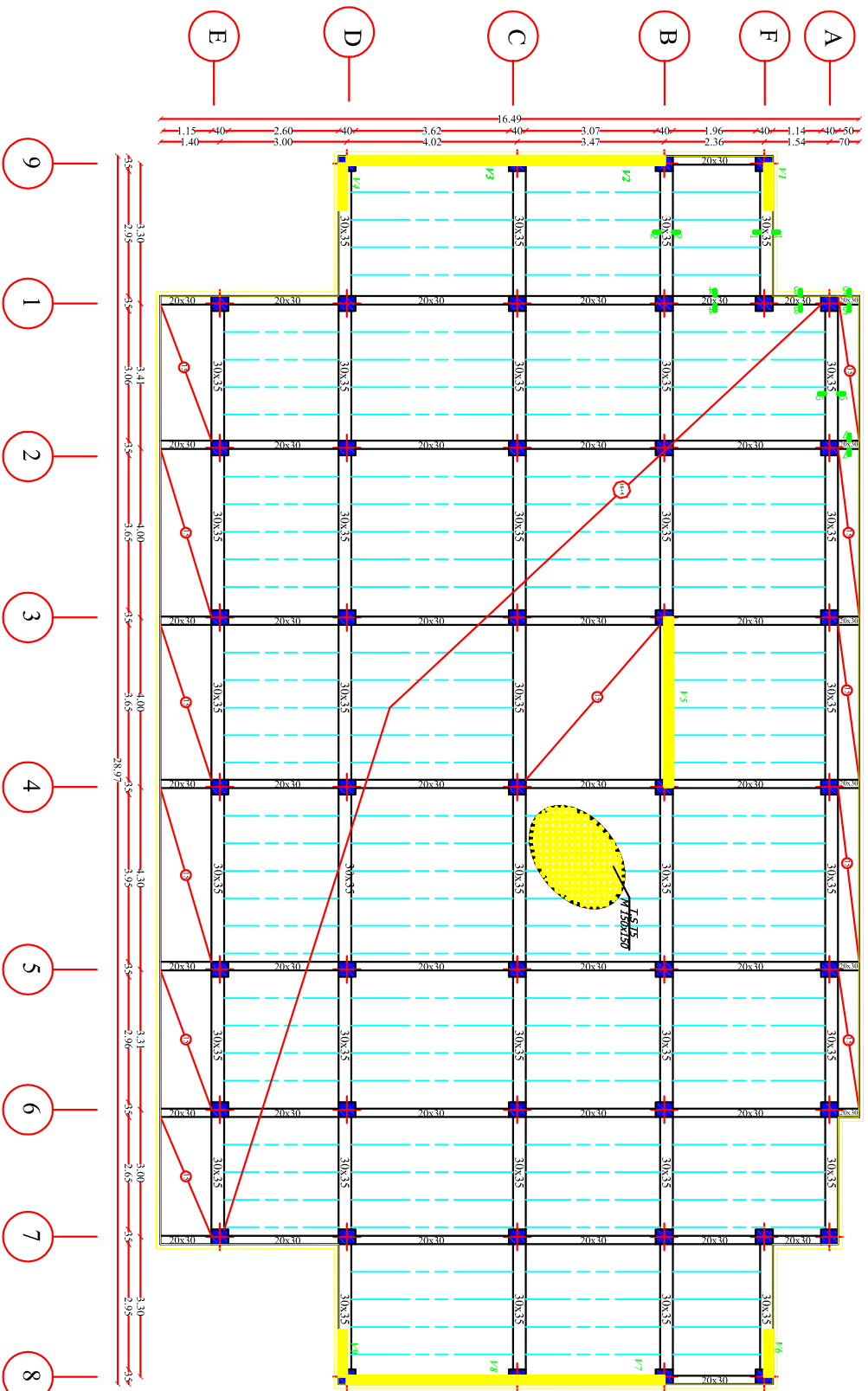
Figure III-61 Ferrailage de la salle machine.

PLANCHER NIV +4.08 ; +7.14 ; +10.20 ; +13.26 ; +16.32 ; +19.38 et +22.44



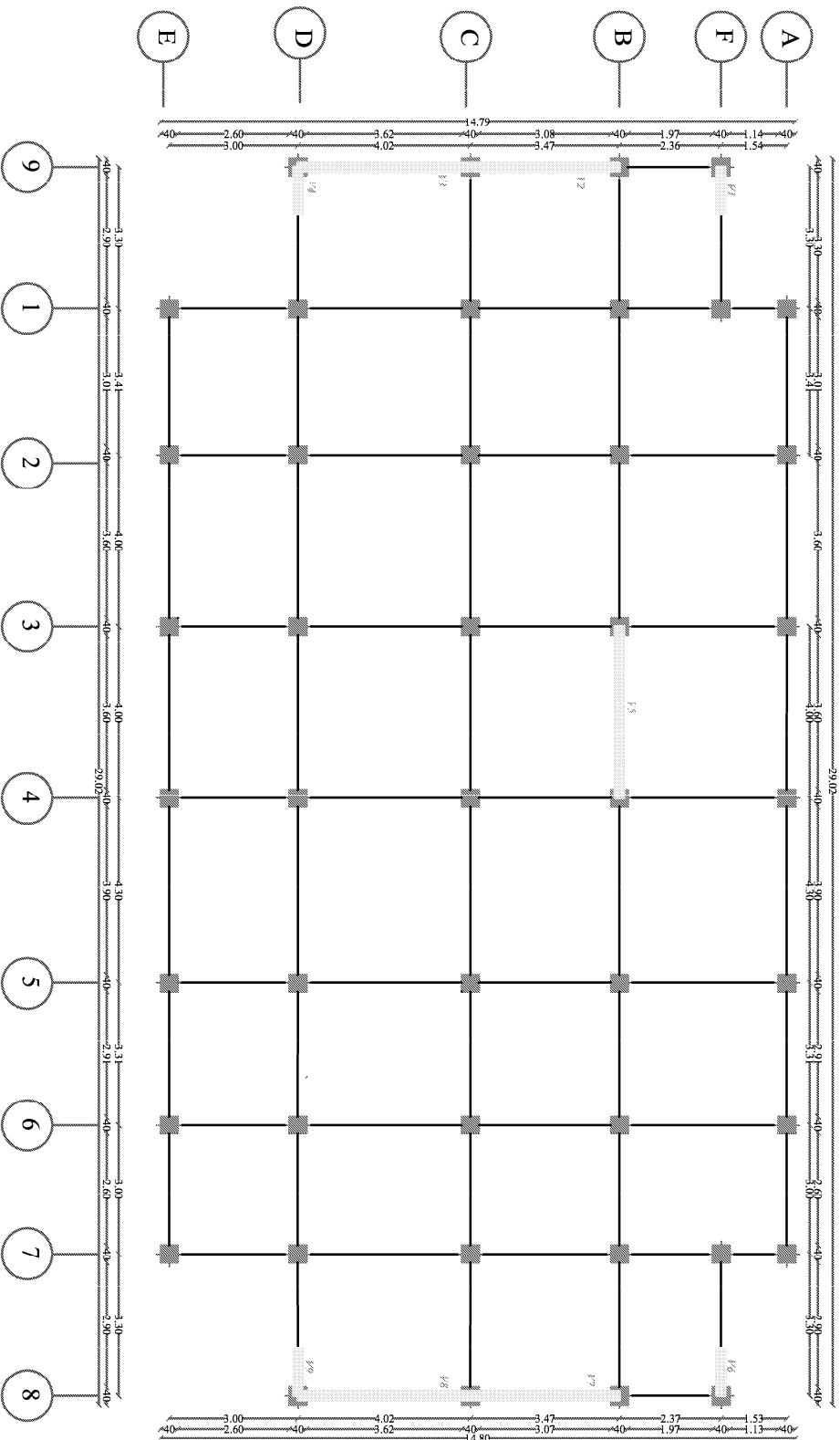
|   |   |
|---|---|
| REPERBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE<br>UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI ELIAJADI<br>FACULTE DE GENIE CIVIL ET CONSTRUCTION<br>DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL |   |
| Emplé par<br>D'après par  | Mlle MORISIA Noual<br>Mlle MOUCHENE Amel<br>M/ KACI Salih |
| DESIGNATION:<br>PLAN DE COFFRAGE DETACHE<br>COURANT   | ECHELLE 1/50<br>DATE Sep 2013<br>PLANCHE N°               |

# PLANCHER NIV +25.5



|   |                 |   |
|---|-----------------|---|
| Etudié par<br>MME MOUSSA Noual<br>MME MOUCHENE Aoud<br>Dirigé par<br>Mr KACI Saïd |                 | REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE<br>UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI TIZI OUZOU<br>FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION<br>DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL |
| DESIGNATION<br>PLAN DE COFFRAGE DE<br>LA TERRASSE                                 | ECHELLE<br>1/50 | DATE<br>Sep 2013  |
|   |                 | PLANCHER n°   |

# contreventement



# disposition des voiles

REPERICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOHAMED ELBAH DJENOUN  
 FACULTE D'ARCHITECTURE  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Établi par  
 Mlle MOUSTA Nourel

Dirigé par  
 Mr KACI Salah

DESIGNATION:  
 Disposition des voiles (contreventement)

ÉCHELLE 1/50

DATE Sep 2013

PLANCHER N°

# **Chapitre IV**

## **Etude de contreventement**

## IV- Caractéristiques géométriques de la structure :

### IV-1 Rigidités des portiques

La rigidité des portiques sera déterminée à l'aide de la méthode de MUTO, utilisé pour le calcul des portiques sous charges horizontales. Elle utilise des rigidités relatives de niveau. Ainsi la rigidité des poteaux est multipliée par un coefficient correcteur pour tenir compte de la flexibilité des poutres arrivant aux nœuds.

### IV-2 Etapes de calcul

#### a) Déterminations des longueurs de calcul des barres (poutres et poteaux)

- Poutres

$$L_c = L + \frac{1}{2} h_{\text{pout}} \leq L_0$$

$L_c$  : Longueur de calcul utilisée par MUTO.

$L$  : Longueur entre nus des appuis.

$L_0$  : Longueur entre axes des poteaux.

$h_{\text{pout}}$  : Hauteur des poutres.

- Poteaux

$$h_c = h + \frac{1}{2} e_{\text{pot}} \leq h_0$$

$h_c$  : Longueur de calcul utilisée par MUTO.

$h$  : Longueur entre nus des poteaux.

$h_0$  : Hauteur entre faces supérieures des planchers successifs.

$e_{\text{pot}}$  : Epaisseur des poteaux.

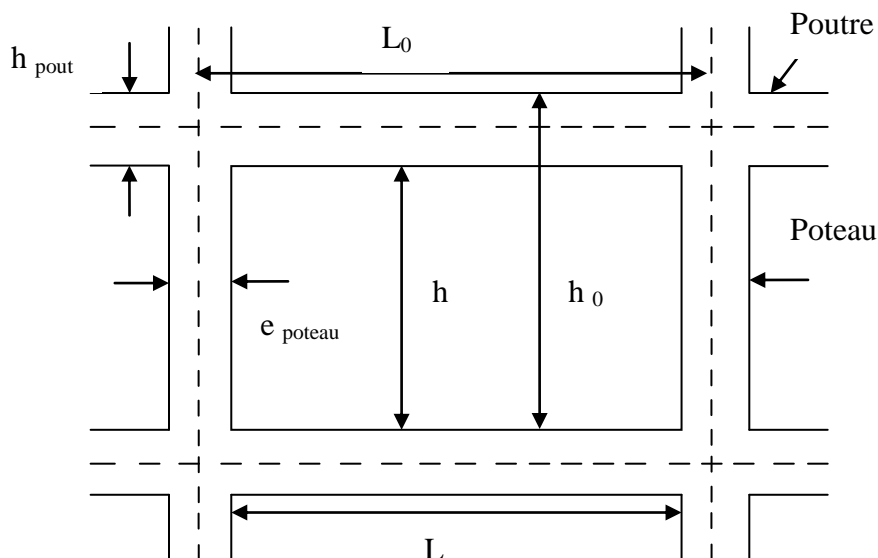


Figure IV-1 Identification des paramètres.

**Tableaux IV-1** Les données de calcul dans le sens transversal et longitudinal pour chaque niveau

• **Sens transversal**

| Niv           | Axe                            | Pot | h (cm) | e <sub>pot</sub> (cm) | h <sub>c</sub> (cm) | I <sub>pot</sub> ×10 <sup>4</sup> (cm <sup>4</sup> ) | K <sub>pot</sub> (cm <sup>3</sup> ) | Travée | L (cm) | h <sub>ptr</sub> (cm) | L <sub>c</sub> (cm) | I <sub>ptr</sub> ×10 <sup>4</sup> (cm <sup>4</sup> ) | K <sub>ptr</sub> (cm <sup>3</sup> ) |
|---------------|--------------------------------|-----|--------|-----------------------|---------------------|--|-------------------------------------|--------|--------|-----------------------|---------------------|--|-------------------------------------|
| Etage courant | 2 ;<br>3 ;<br>4 ;<br>5<br>et 6 | A   | 276    | 40                    | 296                 | 18.666   | 630.608                             | A-B    | 350    | 30                    | 365                 | 4.5  | 123.288                             |
|               |                                | B   | 276    | 40                    | 296                 | 18.666   | 630.608                             | B-C    | 307    | 30                    | 322                 | 4.5  | 139.752                             |
|               |                                | C   | 276    | 40                    | 296                 | 18.666   | 630.608                             | C-D    | 362    | 30                    | 377                 | 4.5  | 119.363                             |
|               |                                | D   | 276    | 40                    | 296                 | 18.666   | 630.608                             | D-E    | 260    | 30                    | 275                 | 4.5  | 163.363                             |
|               |                                | E   | 276    | 40                    | 296                 | 18.666   | 630.608                             |        |        |                       |                     |  |                                     |
| RDC           |                                | A   | 378    | 40                    | 398                 | 18.666   | 468.99                              | A-B    | 350    | 30                    | 365                 | 4.5  | 123.288                             |
|               |                                | B   | 378    | 40                    | 398                 | 18.666   | 468.99                              | B-C    | 307    | 30                    | 322                 | 4.5  | 139.752                             |
|               |                                | C   | 378    | 40                    | 398                 | 18.666   | 468.99                              | C-D    | 362    | 30                    | 377                 | 4.5  | 119.363                             |
|               |                                | D   | 378    | 40                    | 398                 | 18.666   | 468.99                              | D-E    | 260    | 30                    | 275                 | 4.5  | 163.363                             |
|               |                                | E   | 378    | 40                    | 398                 | 18.666   | 468.99                              |        |        |                       |                     |  |                                     |

| Niv           | Axe   | Pot | h (cm) | e <sub>pot</sub> (cm) | h <sub>c</sub> (cm) | I <sub>pot</sub> ×10 <sup>4</sup> (cm <sup>4</sup> ) | K <sub>pot</sub> (cm <sup>3</sup> ) | Travée | L (cm) | h <sub>ptr</sub> (cm) | L <sub>c</sub> (cm) | I <sub>ptr</sub> ×10 <sup>4</sup> (cm <sup>4</sup> ) | K <sub>ptr</sub> (cm <sup>3</sup> ) |
|---------------|-------|-----|--------|-----------------------|---------------------|--|-------------------------------------|--------|--------|-----------------------|---------------------|--|-------------------------------------|
| Etage courant | 8et 9 | F   | 276    | 40                    | 296                 | 18.666   | 630.608                             | F-B    | 196    | 30                    | 211                 | 4.5  | 213.270                             |
|               |       | B   | 276    | 40                    | 296                 | 18.666   | 630.608                             | B-C    | 307    | 30                    | 322                 | 4.5  | 139.752                             |
|               |       | C   | 276    | 40                    | 296                 | 18.666   | 630.608                             | C-D    | 362    | 30                    | 377                 | 4.5  | 119.363                             |
|               |       | D   | 276    | 40                    | 296                 | 18.666   | 630.608                             |        |        |                       |                     |  |                                     |
| RDC           |       | F   | 378    | 40                    | 398                 | 18.666   | 468.99                              | F-B    | 196    | 30                    | 211                 | 4.5  | 213.270                             |
|               |       | B   | 378    | 40                    | 398                 | 18.666   | 468.99                              | B-C    | 307    | 30                    | 322                 | 4.5  | 139.752                             |
|               |       | C   | 378    | 40                    | 398                 | 18.666   | 468.99                              | C-D    | 362    | 30                    | 377                 | 4.5  | 119.363                             |
|               |       | D   | 378    | 40                    | 398                 | 18.666   | 468.99                              |        |        |                       |                     |  |                                     |
|               |       | F   | 378    | 40                    | 398                 | 18.666   | 468.99                              |        |        |                       |                     |  |                                     |

| Niv           | Axe   | Pot | h (cm) | e <sub>pot</sub> (cm) | h <sub>c</sub> (cm) | I <sub>pot</sub> ×10 <sup>4</sup> (cm <sup>4</sup> ) | K <sub>pot</sub> (cm <sup>3</sup> ) | Travée | L (cm) | h <sub>ptr</sub> (cm) | L <sub>c</sub> (cm) | I <sub>ptr</sub> ×10 <sup>4</sup> (cm <sup>4</sup> ) | K <sub>ptr</sub> (cm <sup>3</sup> ) |
|---------------|-------|-----|--------|-----------------------|---------------------|--|-------------------------------------|--------|--------|-----------------------|---------------------|--|-------------------------------------|
| Etage courant | 1et 7 | A   | 276    | 40                    | 296                 | 18.666   | 630.608                             | A-F    | 114    | 30                    | 129                 | 4.5  | 348.837                             |
|               |       | F   | 276    | 40                    | 296                 | 18.666   | 630.608                             | F-B    | 196    | 30                    | 211                 | 4.5  | 213.270                             |
|               |       | B   | 276    | 40                    | 296                 | 18.666   | 630.608                             | B-C    | 307    | 30                    | 322                 | 4.5  | 139.752                             |
|               |       | C   | 276    | 40                    | 296                 | 18.666   | 630.608                             | C-D    | 362    | 30                    | 377                 | 4.5  | 119.363                             |
|               |       | D   | 276    | 40                    | 296                 | 18.666   | 630.608                             | D-E    | 260    | 30                    | 275                 | 4.5  | 163.64                              |
| RDC           |       | A   | 378    | 40                    | 398                 | 18.666   | 468.99                              | A-F    | 114    | 30                    | 129                 | 4.5  | 348.837                             |
|               |       | F   | 378    | 40                    | 398                 | 18.666   | 468.99                              | F-B    | 196    | 30                    | 211                 | 4.5  | 213.270                             |
|               |       | B   | 378    | 40                    | 398                 | 18.666   | 468.99                              | B-C    | 307    | 30                    | 322                 | 4.5  | 139.752                             |
|               |       | C   | 378    | 40                    | 398                 | 18.666   | 468.99                              | C-D    | 362    | 30                    | 377                 | 4.5  | 119.363                             |
|               |       | D   | 378    | 40                    | 398                 | 18.666   | 468.99                              | D-E    | 260    | 30                    | 275                 | 4.5  | 163.64                              |
| E             | 378   | 40  | 398    | 18.666                | 468.99              |  |                                     |        |        |                       |                     |  |                                     |

• Sens longitudinal

| Niveau        | Axe                 | Pot | h (cm) | e <sub>pot</sub> (cm) | h <sub>c</sub> (cm) | I <sub>pot</sub> ×10 <sup>4</sup> (cm <sup>4</sup> ) | K <sub>pot</sub> (cm <sup>3</sup> ) | Travée | L (cm) | h <sub>ptr</sub> (cm) | L <sub>c</sub> (cm) | I <sub>ptr</sub> ×10 <sup>4</sup> (cm <sup>4</sup> ) | K <sub>ptr</sub> (cm <sup>3</sup> ) |
|---------------|---------------------|-----|--------|-----------------------|---------------------|--|-------------------------------------|--------|--------|-----------------------|---------------------|--|-------------------------------------|
| Etage courant | B ;<br>C<br>et<br>D | 1   | 271    | 35                    | 288.5               | 14.292   | 495.38                              | 1-2    | 301    | 35                    | 318.5               | 10.718   | 336.51                              |
|               |                     | 2   | 271    | 35                    | 288.5               | 14.292   | 495.38                              | 2-3    | 360    | 35                    | 377.5               | 10.718   | 317.57                              |
|               |                     | 3   | 271    | 35                    | 288.5               | 14.292   | 495.38                              | 3-4    | 360    | 35                    | 377.5               | 10.718   | 317.57                              |
|               |                     | 4   | 271    | 35                    | 288.5               | 14.292   | 495.38                              | 4-5    | 390    | 35                    | 407.5               | 10.718   | 263.02                              |
|               |                     | 5   | 271    | 35                    | 288.5               | 14.292   | 495.38                              | 5-6    | 291    | 35                    | 308.5               | 10.718   | 347.42                              |
|               |                     | 6   | 271    | 35                    | 288.5               | 14.292   | 495.38                              | 6-7    | 260    | 35                    | 277.5               | 10.718   | 386.23                              |
|               |                     | 7   | 271    | 35                    | 288.5               | 14.292   | 495.38                              | 7-8    | 290    | 35                    | 307.5               | 10.718   | 348.55                              |
|               |                     | 8   | 271    | 35                    | 288.5               | 14.292   | 495.38                              | 9-1    | 290    | 35                    | 307.5               | 10.718   | 348.55                              |
|               |                     | 9   | 271    | 35                    | 288.5               | 14.292   | 495.38                              |        |        |                       |                     |  |                                     |
| RDC           |                     | 1   | 373    | 35                    | 390.5               | 14.292   | 365.99                              | 1-2    | 301    | 35                    | 318.5               | 10.718   | 336.51                              |
|               |                     | 2   | 373    | 35                    | 390.5               | 14.292   | 365.99                              | 2-3    | 360    | 35                    | 377.5               | 10.718   | 317.57                              |
|               |                     | 3   | 373    | 35                    | 390.5               | 14.292   | 365.99                              | 3-4    | 360    | 35                    | 377.5               | 10.718   | 317.57                              |
|               |                     | 4   | 373    | 35                    | 390.5               | 14.292   | 365.99                              | 4-5    | 390    | 35                    | 407.5               | 10.718   | 263.02                              |
|               |                     | 5   | 373    | 35                    | 390.5               | 14.292   | 365.99                              | 5-6    | 291    | 35                    | 308.5               | 10.718   | 347.42                              |
|               |                     | 6   | 373    | 35                    | 390.5               | 14.292   | 365.99                              | 6-7    | 260    | 35                    | 277.5               | 10.718   | 386.23                              |
|               |                     | 7   | 373    | 35                    | 390.5               | 14.292   | 365.99                              | 7-8    | 290    | 35                    | 307.5               | 10.718   | 348.55                              |
|               |                     | 8   | 373    | 35                    | 390.5               | 14.292   | 365.99                              | 9-1    | 290    | 35                    | 307.5               | 10.718   | 348.55                              |
|               |                     | 9   | 373    | 35                    | 390.5               | 14.292   | 365.99                              |        |        |                       |                     |  |                                     |
| Niveau        | Axe                 | Pot | h (cm) | e <sub>pot</sub> (cm) | h <sub>c</sub> (cm) | I <sub>pot</sub> ×10 <sup>4</sup> (cm <sup>4</sup> ) | K <sub>pot</sub> (cm <sup>3</sup> ) | Travée | L (cm) | h <sub>ptr</sub> (cm) | L <sub>c</sub> (cm) | I <sub>ptr</sub> ×10 <sup>4</sup> (cm <sup>4</sup> ) | K <sub>ptr</sub> (cm <sup>3</sup> ) |
| Etage courant | A<br>et<br>E        | 1   | 271    | 35                    | 288.5               | 14.292   | 495.38                              | 1-2    | 301    | 35                    | 318.5               | 10.718   | 336.51                              |
|               |                     | 2   | 271    | 35                    | 288.5               | 14.292   | 495.38                              | 2-3    | 360    | 35                    | 377.5               | 10.718   | 317.57                              |
|               |                     | 3   | 271    | 35                    | 288.5               | 14.292   | 495.38                              | 3-4    | 360    | 35                    | 377.5               | 10.718   | 317.57                              |
|               |                     | 4   | 271    | 35                    | 288.5               | 14.292   | 495.38                              | 4-5    | 390    | 35                    | 407.5               | 10.718   | 263.02                              |
|               |                     | 5   | 271    | 35                    | 288.5               | 14.292   | 495.38                              | 5-6    | 291    | 35                    | 308.5               | 10.718   | 347.42                              |
|               |                     | 6   | 271    | 35                    | 288.5               | 14.292   | 495.38                              | 6-7    | 260    | 35                    | 277.5               | 10.718   | 386.23                              |
|               |                     | 7   | 271    | 35                    | 288.5               | 14.292   | 495.38                              |        |        |                       |                     |  |                                     |
| RDC           |                     | 1   | 373    | 35                    | 390.5               | 14.292   | 365.99                              | 1-2    | 301    | 35                    | 318.5               | 10.718   | 336.51                              |
|               |                     | 2   | 373    | 35                    | 390.5               | 14.292   | 365.99                              | 2-3    | 360    | 35                    | 377.5               | 10.718   | 317.57                              |
|               |                     | 3   | 373    | 35                    | 390.5               | 14.292   | 365.99                              | 3-4    | 360    | 35                    | 377.5               | 10.718   | 317.57                              |
|               |                     | 4   | 373    | 35                    | 390.5               | 14.292   | 365.99                              | 4-5    | 390    | 35                    | 407.5               | 10.718   | 263.02                              |
|               |                     | 5   | 373    | 35                    | 390.5               | 14.292   | 365.99                              | 5-6    | 291    | 35                    | 308.5               | 10.718   | 347.42                              |
|               |                     | 6   | 373    | 35                    | 390.5               | 14.292   | 365.99                              | 6-7    | 260    | 35                    | 277.5               | 10.718   | 386.23                              |
|               |                     | 7   | 373    | 35                    | 390.5               | 14.292   | 365.99                              |        |        |                       |                     |  |                                     |
| Niveau        | Axe                 | Pot | h (cm) | e <sub>pot</sub> (cm) | h <sub>c</sub> (cm) | I <sub>pot</sub> ×10 <sup>4</sup> (cm <sup>4</sup> ) | K <sub>pot</sub> (cm <sup>3</sup> ) | Travée | L (cm) | h <sub>ptr</sub> (cm) | L <sub>c</sub> (cm) | I <sub>ptr</sub> ×10 <sup>4</sup> (cm <sup>4</sup> ) | K <sub>ptr</sub> (cm <sup>3</sup> ) |
| Etage courant | F                   | 9   | 271    | 35                    | 288.5               | 14.292   | 495.38                              | 9-1    | 290    | 35                    | 307.5               | 10.718   | 348.55                              |
|               |                     | 1   | 271    | 35                    | 288.5               | 14.292   | 495.38                              | 7-8    | 290    | 35                    | 307.5               | 10.718   | 348.55                              |
|               |                     | 7   | 271    | 35                    | 288.5               | 14.292   | 495.38                              |        |        |                       |                     |  |                                     |
|               |                     | 8   | 271    | 35                    | 288.5               | 14.292   | 495.38                              |        |        |                       |                     |  |                                     |
| RDC           |                     | 9   | 373    | 35                    | 390.5               | 14.292   | 365.99                              | 9-1    | 290    | 35                    | 307.5               | 10.718   | 348.55                              |
|               |                     | 1   | 373    | 35                    | 390.5               | 14.292   | 365.99                              | 7-8    | 290    | 35                    | 307.5               | 10.718   | 348.55                              |
|               |                     | 7   | 373    | 35                    | 390.5               | 14.292   | 365.99                              |        |        |                       |                     |  |                                     |
|               |                     | 8   | 373    | 35                    | 390.5               | 14.292   | 365.99                              |        |        |                       |                     |  |                                     |

**b) Calcul des rigidités linéaires**

- Rigidité linéaire d'un pote:  $K_{pot} = \frac{I_{pot}}{h_c}$   
poteau.

**Avec :**  $I_{pot}$  : Moment d'inertie du

- Rigidité linéaire d'une pout  $K_{ptr} = \frac{I_{ptr}}{L_c}$   
poutre.

**Avec :**  $I_{ptr}$  : Moment d'inertie de la

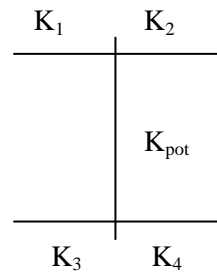
**c) Calcul des coefficients K (rigidités moyennes)**

- **Cas d'étage courant**

$$\bar{K} = \frac{\sum K_{ptr}(\text{poutres sup} + \text{poutres inf})}{2 \cdot K_{pot}} = \frac{\sum K_i}{2 \cdot K_{pot}}$$

- **Cas du RDC**

$$\bar{K} = \frac{\sum K_{ptr}(\text{poutres sup} + \text{poutres inf})}{K_{pot}} = \frac{\sum K_i}{K_{pot}}$$



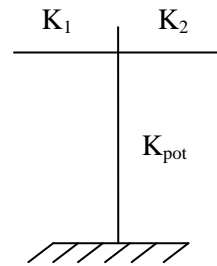
**d) Calcul des coefficients de rigidités des poteaux "a"**

- **Cas d'étage courant**

$$a_j^i = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$$

- **Cas du RDC**

$$a_j^i = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}} \quad (\text{Poteau encastré})$$



**e) Calcul des rigidités des poteaux "i" au niveau "j"**

$$r_j^i = \frac{12 \cdot E}{h_{ci}^2} \cdot a_j^i \cdot K_{pot}^i \quad \text{Avec : } E : \text{Module de déformation instantanée du béton.}$$

$$E = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.195 \text{ MPa}$$

**f) calcul de la rigidité d'un portique au niveau "j"**

$$R_{jx} = \sum r_{jx}^{(i)} \quad \text{Pour chaque niveau dans le sens longitudinal.}$$

$$R_{jy} = \sum r_{jy}^{(i)} \quad \text{Pour chaque niveau dans le sens transversal.}$$

Les rigidités des portiques par niveaux dans les deux sens sont dans les tableaux suivants :

**Remarque :**

Les poteaux de notre structure présente les mêmes conditions aux appuis ils auront donc la même rigidité dans le sens considéré.

Le calcul des rigidités des poteaux des différents niveaux dans les deux sens considérés est résumé dans les deux tableaux qui suivent :

Tableaux IV-2 Rigidités des poteaux aux différents niveaux dans les deux sens

| Rigidité des portiques transversaux  |     |               |   |                                 |           |         |                         |            |            |
|--------------------------------------|-----|---------------|---|---------------------------------|-----------|---------|-------------------------|------------|------------|
| Niveau                               | Pot | $h_c$<br>(cm) | $I_{pot} \times 10^4$<br>(cm <sup>4</sup> ) | $K_{pot}$<br>(cm <sup>3</sup> ) | $\bar{K}$ | $a_j^i$ | $a_j^i \cdot K_{pot}^i$ | $r_j^i$    | $R_j^Y$    |
| Etage courant                        | A   | 296           | 18.666                                      | 630.608                         | 0.195     | 0.088   | 55.493                  | 2444.605   | 23696.1454 |
|                                      | B   | 296           | 18.666                                      | 630.608                         | 0.417     | 0.172   | 108.464                 | 4778.109   |            |
|                                      | C   | 296           | 18.666                                      | 630.608                         | 0.410     | 0.170   | 107.203                 | 4722.559   |            |
|                                      | D   | 296           | 18.666                                      | 630.608                         | 0.896     | 0.309   | 194.858                 | 8583.981   |            |
|                                      | E   | 296           | 18.666                                      | 630.608                         | 0.259     | 0.114   | 71.889                  | 3166.889   |            |
| RDC                                  | A   | 398           | 18.666                                      | 468.99                          | 0.262     | 0.336   | 157.58                  | 1528171.01 | 8850678.11 |
|                                      | B   | 398           | 18.666                                      | 468.99                          | 0.560     | 0.414   | 194.162                 | 1882934    |            |
|                                      | C   | 398           | 18.666                                      | 468.99                          | 0.552     | 0.412   | 193.223                 | 1873827.81 |            |
|                                      | D   | 398           | 18.666                                      | 468.99                          | 0.603     | 0.423   | 198.383                 | 1923868.19 |            |
|                                      | E   | 398           | 18.666                                      | 468.99                          | 0.348     | 0.361   | 169.305                 | 1641877.1  |            |
| Rigidité des portiques longitudinaux |     |               |   |                                 |           |         |                         |            |            |
| Niv                                  | Pot | $h_c$<br>(cm) | $I_{pot} \times 10^4$<br>(cm <sup>4</sup> ) | $K_{pot}$<br>(cm <sup>3</sup> ) | $\bar{K}$ | $a_j^i$ | $a_j^i \cdot K_{pot}^i$ | $r_j^i$    | $R_j^x$    |
| Etage courant                        | 1   | 288.5         | 14.292                                      | 495.378                         | 0.692     | 0.257   | 127.312                 | 5903.807   | 68479.5644 |
|                                      | 2   | 288.5         | 14.292                                      | 495.378                         | 1.361     | 0.404   | 200.132                 | 9280.692   |            |
|                                      | 3   | 288.5         | 14.292                                      | 495.378                         | 1.234     | 0.381   | 188.739                 | 8752.336   |            |
|                                      | 4   | 288.5         | 14.292                                      | 495.378                         | 1.131     | 0.361   | 178.831                 | 8292.895   |            |
|                                      | 5   | 288.5         | 14.292                                      | 495.378                         | 1.090     | 0.352   | 174.373                 | 8086.148   |            |
|                                      | 6   | 288.5         | 14.292                                      | 495.378                         | 1.215     | 0.377   | 186.757                 | 8660.448   |            |
|                                      | 7   | 288.5         | 14.292                                      | 495.378                         | 0.842     | 0.296   | 146.632                 | 6799.715   |            |
|                                      | 8   | 288.5         | 14.292                                      | 495.378                         | 0.843     | 0.296   | 146.632                 | 6799.715   |            |
|                                      | 9   | 288.5         | 14.292                                      | 495.378                         | 0.692     | 0.257   | 127.312                 | 5903.8067  |            |
| RDC                                  | 1   | 390.5         | 14.292                                      | 365.992                         | 0.937     | 0.489   | 178.970                 | 4529.938   | 47735.732  |
|                                      | 2   | 390.5         | 14.292                                      | 365.992                         | 1.842     | 0.609   | 222.889                 | 5641.579   |            |
|                                      | 3   | 390.5         | 14.292                                      | 365.992                         | 1.671     | 0.591   | 216.301                 | 5474.834   |            |
|                                      | 4   | 390.5         | 14.292                                      | 365.992                         | 1.531     | 0.575   | 210.445                 | 5326.615   |            |
|                                      | 5   | 390.5         | 14.292                                      | 365.992                         | 1.475     | 0.568   | 207.883                 | 5261.769   |            |
|                                      | 6   | 390.5         | 14.292                                      | 365.992                         | 1.644     | 0.588   | 215.203                 | 5447.042   |            |
|                                      | 7   | 390.5         | 14.292                                      | 365.992                         | 1.971     | 0.622   | 227.647                 | 5762.008   |            |
|                                      | 8   | 390.5         | 14.292                                      | 365.992                         | 1.974     | 0.622   | 227.647                 | 5762.008   |            |
|                                      | 9   | 390.5         | 14.292                                      | 365.992                         | 0.937     | 0.489   | 178.970                 | 4529.938   |            |

**IV-3 Calcul du centre de torsion**

**Tableau IV-3** Calcul du centre de torsion des portiques transversaux

| Portiques transversaux |           |                     |                          |           |                 |                        |           |
|------------------------|-----------|---------------------|--------------------------|-----------|-----------------|------------------------|-----------|
| Niveaux                | portiques | $R_j Y$<br>(daN/cm) | $\sum R_j Y$<br>(daN/cm) | $Y_j (m)$ | $R_j Y \cdot Y$ | $\sum R_j Y \cdot Y_j$ | $Y_C (m)$ |
| Etage courant          | A-A       | 23696.1454          | 118480.727               | 0         | 0               | 877942.187             | 7.41      |
|                        | B-B       | 23696.1454          |                          | 3.9       | 92414.967       |                        |           |
|                        | C-C       | 23696.1454          |                          | 7.37      | 174640.592      |                        |           |
|                        | D-D       | 23696.1454          |                          | 11.39     | 269899.096      |                        |           |
|                        | E-E       | 23696.1454          |                          | 14.39     | 340987.532      |                        |           |
| RDC                    | A-A       | 8850678.11          | 44253390.6               | 0         | 0               | 327917624              | 7.41      |
|                        | B-B       | 8850678.11          |                          | 3.9       | 34517644.6      |                        |           |
|                        | C-C       | 8850678.11          |                          | 7.37      | 65229497.7      |                        |           |
|                        | D-D       | 8850678.11          |                          | 11.39     | 100809224       |                        |           |
|                        | E-E       | 8850678.11          |                          | 14.39     | 127361258       |                        |           |

**Tableau IV-4** Calcul du centre de torsion des portiques longitudinaux

| portiques longitudinaux |           |                     |                          |           |                   |                        |           |
|-------------------------|-----------|---------------------|--------------------------|-----------|-------------------|------------------------|-----------|
| Niveaux                 | portiques | $R_j X$<br>(daN/cm) | $\sum R_j X$<br>(daN/cm) | $X_j (m)$ | $R_j X \cdot X_j$ | $\sum R_j X \cdot X_j$ | $X_C (m)$ |
| Etage courant           | 1         | 68479.5644          | 616316.08                | 0         | 0                 | 8950279.07             | 14.522    |
|                         | 2         | 68479.5644          |                          | 3.30      | 225982.563        |                        |           |
|                         | 3         | 68479.5644          |                          | 6.71      | 459497.877        |                        |           |
|                         | 4         | 68479.5644          |                          | 10.71     | 733416.135        |                        |           |
|                         | 5         | 68479.5644          |                          | 14.71     | 1007334.39        |                        |           |
|                         | 6         | 68479.5644          |                          | 19.01     | 1301796.52        |                        |           |
|                         | 7         | 68479.5644          |                          | 22.32     | 1528463.88        |                        |           |
|                         | 8         | 68479.5644          |                          | 25.32     | 1733902.57        |                        |           |
|                         | 9         | 68479.5644          |                          | 28.62     | 1959885.13        |                        |           |
| RDC                     | 1         | 47735.732           | 429621.588               | 0         | 0                 | 6239060.17             | 14.522    |
|                         | 2         | 47735.732           |                          | 3.30      | 157527.916        |                        |           |
|                         | 3         | 47735.732           |                          | 6.71      | 320306.762        |                        |           |
|                         | 4         | 47735.732           |                          | 10.71     | 511249.69         |                        |           |
|                         | 5         | 47735.732           |                          | 14.71     | 702192.618        |                        |           |
|                         | 6         | 47735.732           |                          | 19.01     | 907456.265        |                        |           |
|                         | 7         | 47735.732           |                          | 22.32     | 1065461.54        |                        |           |
|                         | 8         | 47735.732           |                          | 25.32     | 1208668.73        |                        |           |
|                         | 9         | 47735.732           |                          | 28.62     | 1366196.65        |                        |           |

## IV-4 Caractéristiques géométriques des voiles

### IV- 4-1 Introduction

L'étude du contreventement est une étape très importante et décisive dans l'étude du bâtiment ; elle mérite le plus grand soin. Elle consiste à parer la structure contre les deux types de sollicitations horizontales (vent et séisme).

### IV-4-2 Notion d'inertie équivalente

La notion d'inertie équivalente permet, par un artifice de calcul, d'assimiler les refends avec ouvertures aux refends linéaires pleins.

Pour la distribution des efforts horizontaux, il suffit de remplacer chaque refend avec ouverture par un refend fictif dont son inertie équivalente est évaluée comme suit.

Par définition, nous appellerons inertie équivalente  $I_e$  du refend considéré, l'inertie d'un refend linéaire plein fictif qui est soumis aux mêmes efforts horizontaux, uniformément réparti sur la hauteur du bâtiment, présenterait à son sommet une flèche égale à celle du refend avec ouvertures.

La flèche de ce refend plein fictif est : 
$$f = \frac{11}{60} \times \frac{H_0 Z^3}{EI_e}$$

Avec :

$I_e$  : Inertie équivalente.

$H_0$  : Effort tranchant à la base du refend.

$Z$  : Hauteur du bâtiment.

**Remarque :**

Certains auteurs recommandent de considérer comme étant pratiquement monolithique si les deux conditions suivantes sont respectées :

- La hauteur des linteaux au moins égale à 20% de la hauteur de l'étage.
- La largeur de l'ouverture (ou somme des largeurs des ouvertures) en plan horizontal au plus égale à 15% de la largeur du refend dans le même plan.

## IV-5 Etude des refends

### a) Calcul des inerties

- **Inerties des refends pleins**

Les refends longitudinaux

$$I_y = \frac{e \cdot L^3}{12}$$

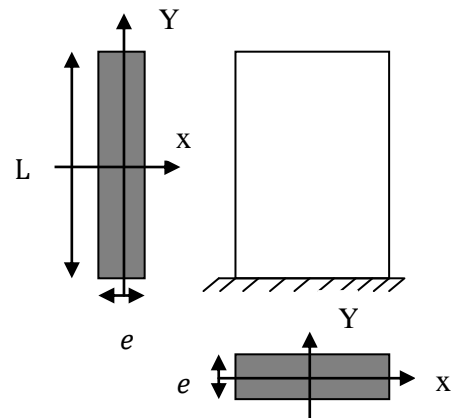
$$I_x = \frac{L \cdot e^3}{12} \lll I_y$$

On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe X.

Les refends transversaux

$$I = I_x = \frac{e \cdot L^3}{12}$$

On néglige l'inertie des refends transversaux par rapport à l'axe Y.



**Figure IV-2** Coupe sur des voiles pleins.

**Remarque**

La négligence due à la faible rigidité du refend suivant son épaisseur.

**b) Calcul des rigidités des voiles**

- Dans le sens (x-x) :  $R_{vx} = \frac{12EI_y}{h_e^3}$

- Dans le sens (y-y) :  $R_{vy} = \frac{12EI_x}{h_e^3}$

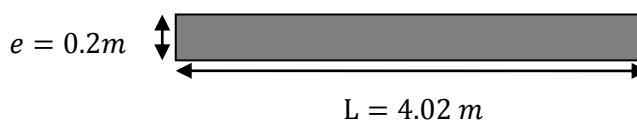
**Avec :**

$I_y, I_x$ : Inerties des voiles longitudinaux et transversaux respectivement.

$h_e$ : Hauteur d'étage.

❖ **Exemples de calcul :**

- Refend plein (VT):**



$e_p = 20cm.$

$$I_e = \frac{e \cdot L^3}{12} = \frac{4.02^3 \times 0.2}{12} = 1.0827m^2.$$

**Figure IV-3** Coupe sur le voile VT3.

Les autres refends se calculent de la même manière et les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux suivants :

- Sens transversal**

| R.D.C         |        |       |        |       |
|---------------|--------|-------|--------|-------|
| VOILE         | VT1    | VT2   | VT3    | VT4   |
| $I_{ex}(m^4)$ | 1.0827 | 0.696 | 1.0827 | 0.696 |

| Etage courant |        |       |        |       |
|---------------|--------|-------|--------|-------|
| VOILE         | VT1    | VT2   | VT3    | VT4   |
| $I_{ex}(m^4)$ | 1.0827 | 0.696 | 1.0827 | 0.696 |

- Sens longitudinal**

| R.D.C         |       |       |       |       |       |
|---------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| VOILE         | VL1   | VL2   | VL3   | VL4   | VL5   |
| $I_{ey}(m^4)$ | 0.022 | 0.022 | 0.022 | 0.022 | 1.066 |

| Etage courant |       |       |       |       |       |
|---------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| VOILE         | VL1   | VL2   | VL3   | VL4   | VL5   |
| $I_{ey}(m^4)$ | 0.022 | 0.022 | 0.022 | 0.022 | 1.066 |

- RDC

| Sens transversal |         |             |               |                  |                         |
|------------------|---------|-------------|---------------|------------------|-------------------------|
| Voiles           | $h(cm)$ | $I_x(cm^4)$ | $E(daN/cm^2)$ | $R_{vy}(daN/cm)$ | $\Sigma R_{vy}(daN/cm)$ |
| VL1              | 408     | 108270000   | 321641,95     | 6152924.41       | 20216508.1              |
| VL2              | 408     | 69600000    | 321641,95     | 3955329.63       |                         |
| VL3              | 408     | 108270000   | 321641,95     | 6152924.41       |                         |
| VL4              | 408     | 69600000    | 321641,95     | 3955329.63       |                         |

| Sens longitudinal |         |             |               |                  |                         |
|-------------------|---------|-------------|---------------|------------------|-------------------------|
| Voiles            | $h(cm)$ | $I_y(cm^4)$ | $E(daN/cm^2)$ | $R_{vx}(daN/cm)$ | $\Sigma R_{vx}(daN/cm)$ |
| VL1               | 408     | 2200000     | 321641,95     | 125024.78        | 6558118.35              |
| VL2               | 408     | 2200000     | 321641,95     | 125024.78        |                         |
| VL3               | 408     | 2200000     | 321641,95     | 125024.78        |                         |
| VL4               | 408     | 2200000     | 321641,95     | 125024.78        |                         |
| VL5               | 408     | 106600000   | 321641,95     | 6058019.23       |                         |

- Etage courant

| Sens transversal |         |             |               |                  |                         |
|------------------|---------|-------------|---------------|------------------|-------------------------|
| Voiles           | $h(cm)$ | $I_x(cm^4)$ | $E(daN/cm^2)$ | $R_{vy}(daN/cm)$ | $\Sigma R_{vy}(daN/cm)$ |
| VL1              | 306     | 108270000   | 321641,95     | 14584709.72      | 47920611.8              |
| VL2              | 306     | 69600000    | 321641,95     | 9375596.16       |                         |
| VL3              | 306     | 108270000   | 321641,95     | 14584709.72      |                         |
| VL4              | 306     | 69600000    | 321641,95     | 9375596.16       |                         |

| Sens longitudinal |         |             |               |                  |                         |
|-------------------|---------|-------------|---------------|------------------|-------------------------|
| Voiles            | $h(cm)$ | $I_y(cm^4)$ | $E(daN/cm^2)$ | $R_{vx}(daN/cm)$ | $\Sigma R_{vx}(daN/cm)$ |
| VL1               | 306     | 2200000     | 321641,95     | 296355.05        | 15545169.5              |
| VL2               | 306     | 2200000     | 321641,95     | 296355.05        |                         |
| VL3               | 306     | 2200000     | 321641,95     | 296355.05        |                         |
| VL4               | 306     | 2200000     | 321641,95     | 296355.05        |                         |
| VL5               | 306     | 106600000   | 321641,95     | 14359749.3       |                         |

**IV-6 Calcul de centre du torsion des voiles (centre élastique)**

Le centre de torsion d'un groupe de refends est le point caractérisé par les propriétés suivantes :

- Une force dans la ligne d'action passe par le centre de torsion, engendre uniquement une translation des refends. La direction de la translation est parallèle à la direction de la force.
- Un moment dont l'axe vertical passe par le centre de torsion, engendre uniquement une rotation des refends .le sens de la rotation est le même que le sens du moment.
- Les coordonnées du centre de torsion des éléments (*n* éléments) sont données par les formules suivantes :

**Refends longitudinaux :**  $Y_c = \frac{\sum_1^n R_{vx} Y_i}{\sum R_i}$

**Refends transversaux :**  $X_c = \frac{\sum_1^n R_{vy} X_i}{\sum R_{vy}}$

*X<sub>i</sub> ; Y<sub>i</sub>*: Représente les coordonnées du centre de gravité du voile « *i* » par rapport aux axes (OX) et (OY) déjà choisis.

*R<sub>i</sub>*: Rigidité de l'élément.

**Remarque**

- On néglige la rigidité des voiles transversaux par rapport à l'axe Y, et la rigidité Des voiles longitudinaux par rapport à l'axe X.
- La longueur L des voiles est mesurée entre nus d'appuis des poteaux

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux suivants :

**Tableau IV-5** Calcul du centre de torsion des voiles (RDC)

| Voiles transversaux |        |                                |                        |                      |                                       |                         |                          |
|---------------------|--------|--------------------------------|------------------------|----------------------|---------------------------------------|-------------------------|--------------------------|
| Niveau              | voiles | <i>R<sub>vy</sub></i> (daN/cm) | $\sum R_{vy}$ (daN/cm) | <i>X<sub>j</sub></i> | <i>R<sub>vy</sub> · X<sub>j</sub></i> | $\sum R_{vy} \cdot X_j$ | <i>X<sub>c</sub></i> (m) |
| RDC                 | VL1    | 6152924.41                     | 20216508.1             | 0                    | 0                                     | 289298231               | 14.31                    |
|                     | VL2    | 3955329.63                     |                        | 0                    | 0                                     |                         |                          |
|                     | VL3    | 6152924.41                     |                        | 28.62                | 176096696.6                           |                         |                          |
|                     | VL4    | 3955329.63                     |                        | 28.62                | 113201534                             |                         |                          |

| Voiles longitudinaux |        |                                |                        |                      |                                       |                         |                          |
|----------------------|--------|--------------------------------|------------------------|----------------------|---------------------------------------|-------------------------|--------------------------|
| Niveau               | voiles | <i>R<sub>vx</sub></i> (daN/cm) | $\sum R_{vx}$ (daN/cm) | <i>X<sub>j</sub></i> | <i>R<sub>vx</sub> · Y<sub>j</sub></i> | $\sum R_{vx} \cdot Y_j$ | <i>y<sub>c</sub></i> (m) |
| RDC                  | VL1    | 125024.78                      | 6558118.35             | 4.4                  | 550109.032                            | 76695773.4              | 11.695                   |
|                      | VL2    | 125024.78                      |                        | 14.26                | 1782853.36                            |                         |                          |
|                      | VL3    | 125024.78                      |                        | 4.4                  | 550109.032                            |                         |                          |
|                      | VL4    | 125024.78                      |                        | 14.26                | 1782853.36                            |                         |                          |
|                      | VL5    | 6058019.23                     |                        | 11.89                | 72029848.6                            |                         |                          |

**Tableau IV-6** Calcul du centre de torsion des voiles (Etage courant)

| Voiles transversaux    |        |                  |                       |       |                    |                         |          |
|------------------------|--------|------------------|-----------------------|-------|--------------------|-------------------------|----------|
| Niveau                 | voiles | $R_{vy}(daN/cm)$ | $\sum R_{vy}(daN/cm)$ | $X_j$ | $R_{vy} \cdot X_j$ | $\sum R_{vy} \cdot X_j$ | $X_c(m)$ |
| <b>Etages courants</b> | VL1    | 14584709.72      | 47920611.8            | 0     | 0                  | 685743954               | 14.31    |
|                        | VL2    | 9375596.16       |                       | 0     | 0                  |                         |          |
|                        | VL3    | 14584709.72      |                       | 28.62 | 417414392          |                         |          |
|                        | VL4    | 9375596.16       |                       | 28.62 | 268329562          |                         |          |

| Voiles longitudinaux   |        |                  |                       |       |                    |                         |          |
|------------------------|--------|------------------|-----------------------|-------|--------------------|-------------------------|----------|
| Niveau                 | voiles | $R_{vx}(daN/cm)$ | $\sum R_{vx}(daN/cm)$ | $X_j$ | $R_{vx} \cdot Y_j$ | $\sum R_{vx} \cdot Y_j$ | $y_c(m)$ |
| <b>Etages courants</b> | VL1    | 296355.05        | 15545169.5            | 4.4   | 1303962.22         | 181797390               | 11.695   |
|                        | VL2    | 296355.05        |                       | 14.26 | 4226023.01         |                         |          |
|                        | VL3    | 296355.05        |                       | 4.4   | 1303962.22         |                         |          |
|                        | VL4    | 296355.05        |                       | 14.26 | 4226023.01         |                         |          |
|                        | VL5    | 14359749.3       |                       | 11.89 | 170737419          |                         |          |

**Tableau IV-7** Calcul de rigidité d'ensemble

| Niveau                 | Portiques                |                          | Voiles                    |                           | Portiques + Voiles     |                        |
|------------------------|--------------------------|--------------------------|---------------------------|---------------------------|------------------------|------------------------|
|                        | $\sum R_j X$<br>(daN/cm) | $\sum R_j Y$<br>(daN/cm) | $\sum R_{vx}$<br>(daN/cm) | $\sum R_{vy}$<br>(daN/cm) | $\sum R_x$<br>(daN/cm) | $\sum R_y$<br>(daN/cm) |
| <b>Etages courants</b> | 616316.08                | 118480.727               | 15545169.5                | 47920611.8                | 16161485.6             | 48039092.5             |
| <b>RDC</b>             | 429621.588               | 44253390.6               | 6558118.35                | 20216508.1                | 6987739.94             | 64469898.7             |

**Tableau IV-8** Calcul du centre de torsion des portiques et des voiles

| Niveau   | RDC    | Etages courants |
|----------|--------|-----------------|
| $X_c(m)$ | 14.522 | 14.522          |
| $Y_c(m)$ | 7.41   | 7.41            |

| Niveau   | RDC    | Etages courants |
|----------|--------|-----------------|
| $X_c(m)$ | 14.31  | 14.31           |
| $Y_c(m)$ | 11.695 | 11.695          |

| Niveau          | Elément   | $\sum R_j X$<br>(daN/cm) | $Y_c$<br>(m) | $\sum R_j X \cdot y_c$ | $\sum R_j Y$<br>(daN/cm) | $X_c$<br>(m) | $\sum R_j Y \cdot X_c$ | Portiques + voiles |              |
|-----------------|-----------|--------------------------|--------------|------------------------|--------------------------|--------------|------------------------|--------------------|--------------|
|                 |           |                          |              |                        |                          |              |                        | $X_c$<br>(m)       | $Y_c$<br>(m) |
| Etages courants | voiles    | 15545169.5               | 11.69        | 181723031.5            | 47920611.8               | 14.31        | 685743955              | 14.415             | 9.55         |
|                 | portiques | 616316.08                | 7.41         | 4566902.15             | 118480.727               | 14.52        | 1720340.16             |                    |              |
| RDC             | voiles    | 6558118.35               | 11.69        | 76664403.51            | 20216508.1               | 14.31        | 289298231              | 14.415             | 9.55         |
|                 | portiques | 429621.588               | 7.41         | 3183495.97             | 44253390.6               | 14.52        | 642559232              |                    |              |

$$X_c = 14.415m ; Y_c = 9.55m$$

#### IV-7 Calcul du centre de masse de la structure

La distribution des charges et surcharges verticales des planchers est uniforme pour tout les niveaux, donc nous pouvons coïncider le centre de gravité des planchers avec celui de la masse.

- **Calcul des excentricités (RPA/4.2.7)**

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragme horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment (excentricité accidentelle) dans le sens considéré.
- Excentricité théorique résultant des plans.

$$e = \max(e_{th} ; e_{acc})$$

$$e_{x(acc)} = 0.05L_x = 0.05 \times 29.02 = 1.451m.$$

$$e_{y(acc)} = 0.05L_y = 0.05 \times 16.48 = 0.824m.$$

$$e_x = |X_G - X_c|$$

$$e_y = |Y_G - Y_c|$$

**Tableau IV-9** Calcul de l'excentricité

|                        | Centre de masse |          | Centre de torsion |          | Excentricité calculée |       |          |          |
|------------------------|-----------------|----------|-------------------|----------|-----------------------|-------|----------|----------|
|                        | $X_g(m)$        | $Y_g(m)$ | $X_c(m)$          | $Y_c(m)$ | $e_x$                 | $e_y$ | 5% $L_x$ | 5% $L_y$ |
| <b>RDC</b>             | 14.352          | 8.509    | 14.415            | 9.55     | 0.063                 | 1.041 | 1.451    | 8.24     |
| <b>Etages courants</b> | 14.352          | 8.492    | 14.415            | 9.55     | 0.063                 | 1.058 | 1.451    | 8.24     |
| <b>Terrasse</b>        | 14.267          | 8.478    | 14.415            | 9.55     | 0.148                 | 1.072 | 1.451    | 8.24     |

**IV-8 Interaction voiles-portiques**

- **Justification de l'interaction portiques voiles**

- a) **Calcul des inerties fictives des portiques**

Afin de répartir les efforts horizontaux entre portiques et voiles, on utilise la méthode des approximations successives.

- b) **Exposé de la méthode**

C'est une méthode approchée qui consiste à calculer l'inertie fictive d'un portique donné en calculant le déplacement de ce dernier (portique) au droit de chaque niveau, sous l'effet d'une force horizontale égale à 1 tonne par niveau et comparer ces déplacements avec les flèches que prendraient un refend d'inertie  $I = 1m^2$ , sous l'effet du même système de forces horizontales.

Dans l'hypothèse que les planchers sont infiniment rigides dans leur plan horizontale. En égalisant la valeur de la flèche du refend avec le déplacement du portique dans chaque niveau et connaissant l'inertie du refend, on peut donc attribuer une inertie fictive pour chaque niveau de chaque portique

**IV-9 Calcul de l'inertie fictive des portiques :**

Le calcul se fera avec la méthode itérative (méthode des approximations successives) ; elle consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques en calculant leurs déplacement au droit de chaque plancher sous l'effet d'une série de forces latérales égales à une tonne chacune, en suite on compare ces déplacements aux flèches que produira un refend bien déterminé de l'ouvrage. L'inertie égale à  $1 m^4$  sous l'effet d'un même système de forces horizontales. Inertie fictive des portiques est donnée par la formule suivante :

$$I_{ei} = \frac{f_i}{\sum_{i+1}^n \Delta_i}$$

Avec :

$I_{ei}$  : Inertie équivalente du portique au niveau «  $i$  ».

$f_i$  : Flèche du refend au niveau «  $i$  ».

$\sum \Delta_i$  : Déplacement du portique au niveau «  $i$  ».

- a) **Calcul des déplacements des portiques**

- **Rotation d'étage**

- 1. **Niveau d'étage courant**

$$E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{tn}}$$

- 2. **Niveau de R.D.C**

- Pour un poteau encasté à la base :

$$E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{tn} + 2 \sum K_{p1}}$$

- Pour un poteau articulé à la base

$$E\theta_1 = \frac{2M_1 + M_2}{24 \sum K_{r1}}$$

Avec :

$M_{n+1}$  : Moment d'étage.

$\sum K_{tn}$  : Somme des raideurs de toutes les poutres de l'étage considéré.

$\sum K_{pn}$  : Somme des raideurs de tous les poteaux de l'étage considéré.

### b) Calcul du déplacement

$$E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \sum K_{pt}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n+1}}{2}$$

$$\Delta_n = E\Psi_n \cdot h$$

$\Psi_n$  : Rapport du déplacement relatif du niveau «  $n$  » à la hauteur «  $h$  » qui sépare ces deux niveaux.

### c) Calcul des flèches dans les refends

Le calcul des flèches dans les refends sollicités par des forces horizontales quelconques appliquées au droit de chaque plancher, sera effectué par la méthode des « Moments des Aires ».

$$f_i = \frac{\sum S_i d_i}{EI}$$

$f_i$  : Flèche du refend au niveau ( $i$ ) ;

$S_i$  : Elément de surface du niveau ( $i$ ) ;

$d_i$  : Distance entre le CDG de  $S$  et le niveau considéré.

Pour rappel, la surface d'un trapèze est :

$$S_i = \frac{(b_{i+1} + b_i)}{2} \times h$$

La distance ( $d_i$ ) entre le CDG du trapèze et son petit coté est donnée par :

$$d_i = \frac{(2 \times b_i) + b_{i+1}}{3 \times (b_i + b_{i+1})} \times h$$

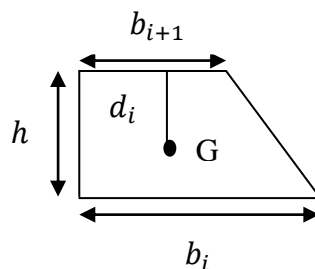


Figure IV-4 Schéma représentatif de la distance  $d_i$ .

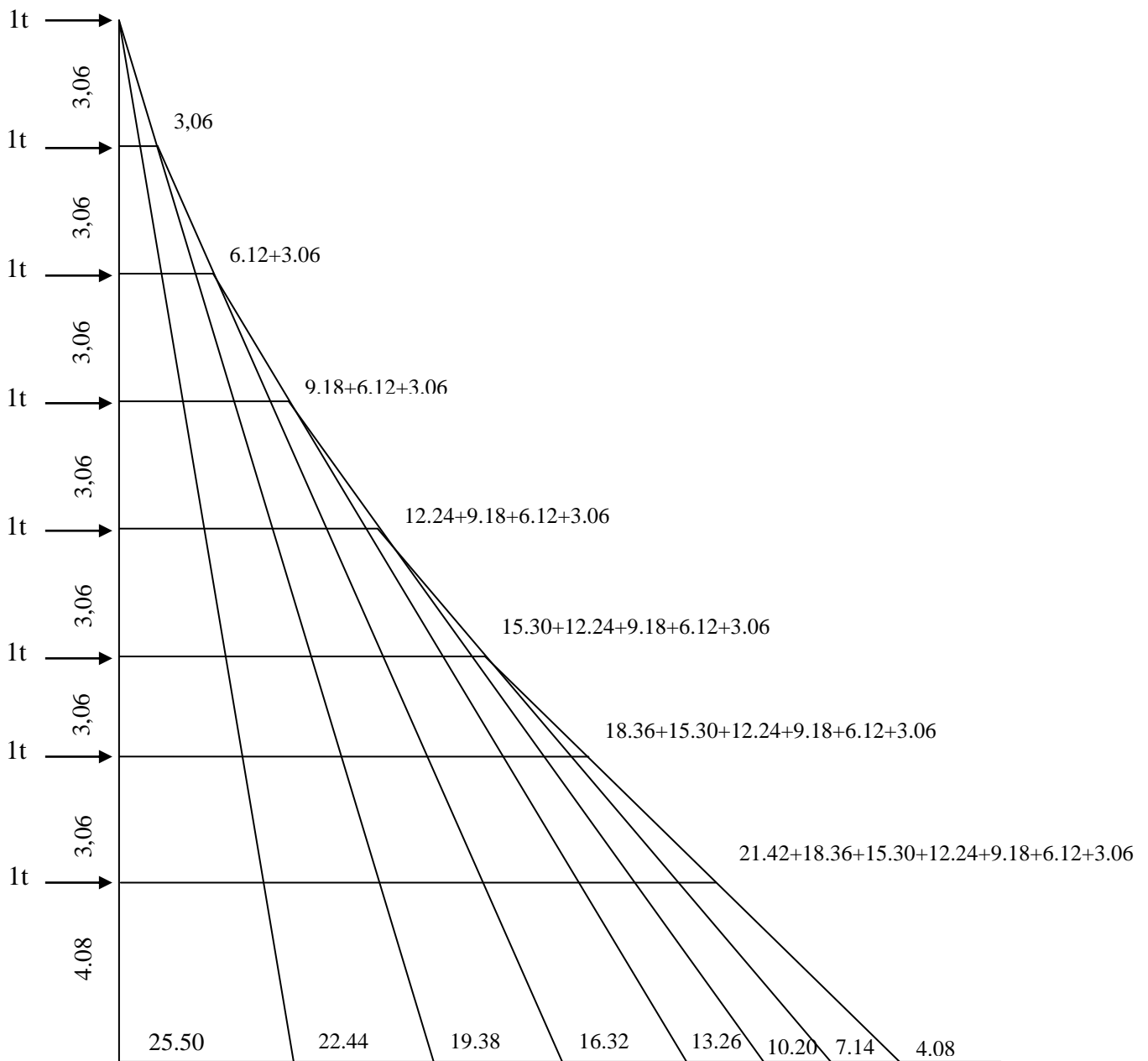


Figure IV-5 Diagramme des moments dans le refend considéré.

**Tableau IV-10** Résultats des aires (( $S_i$ )) et la position du centre de gravité (( $d_i$ )) par Diagramme des moments

| Niveau | $h$<br>(m) | $b_i$<br>(m) | $b_{i+1}$<br>(m) | $S_i$<br>(m <sup>2</sup> ) | $d_i$<br>(m) | $S_i \times d_i$ | $\sum S_i d_i = EIf_i$ |
|--------|------------|--------------|------------------|----------------------------|--------------|------------------|------------------------|
| 7      | 3.06       | 3.06         | 0                | 4.681                      | 2.040        | 9.551            | 20101.938              |
| 6      | 3.06       | 9.18         | 3.06             | 18.727                     | 1.785        | 33.428           | 16827.908              |
| 5      | 3.06       | 18.36        | 9.18             | 42.136                     | 1.700        | 71.632           | 13587.236              |
| 4      | 3.06       | 30.60        | 18.36            | 74.908                     | 1.658        | 124.197          | 10437.266              |
| 3      | 3.06       | 45.90        | 30.60            | 117.045                    | 1.632        | 191.017          | 7463.990               |
| 2      | 3.06       | 64.26        | 45.90            | 168.544                    | 1.615        | 272.199          | 4782.061               |
| 1      | 3.06       | 85.68        | 64.26            | 229.408                    | 1.603        | 367.741          | 2534.675               |
| RDC    | 4.08       | 118.28       | 85.68            | 416.078                    | 2.148        | 893.735          | 893.735                |

Nous aurons donc :

$$f_{RDC} = \frac{416.078 \times 2.148}{EI}$$

$$f_1 = \frac{416.078 \times 5.208 + 229.408 \times 1.603}{EI}$$

$$f_2 = \frac{416.078 \times 8.268 + 229.408 \times 4.663 + 168.544 \times 1.615}{EI}$$

$$f_3 = \frac{416.078 \times 11.328 + 229.408 \times 7.723 + 168.544 \times 4.675 + 117.045 \times 1.632}{EI}$$

$$f_4 = \frac{416.078 \times 14.388 + 229.408 \times 10.783 + 168.544 \times 7.735 + 117.045 \times 4.692 + 74.908 \times 1.658}{EI}$$

$$f_5 = \frac{416.078 \times 17.448 + 229.408 \times 13.843 + 168.544 \times 10.795 + 117.045 \times 7.752 + 74.908 \times 4.718 + 42.136 \times 1.7}{EI}$$

·  
·  
·  
·

$$f_7 = \dots\dots\dots$$

Tableaux IV-11 Inerties fictives des portiques dans les deux sens

- Sens longitudinal

| Niveau | $\Sigma K_n$ | $\Sigma K_p$ | $M_n$ | $M_{n+1}$ | $E\theta$ | $E\Psi$ | $\Delta_i$ | $\Sigma\Delta_i$ | $EIf_i$   | $I_f(m^4)$ |
|--------|--------------|--------------|-------|-----------|-----------|---------|------------|------------------|-----------|------------|
| 7      | 0.0013       | 0.022        | 3.06  | 0         | 98.08     | 60.63   | 185.528    | 18350.76         | 20101.938 | 1.095      |
| 6      | 0.0013       | 0.022        | 6.12  | 3.06      | 294.23    | 219.34  | 671.180    | 18165.23         | 16827.908 | 0.926      |
| 5      | 0.0013       | 0.022        | 9.18  | 6.12      | 490.38    | 427.08  | 1306.864   | 17494.06         | 13587.236 | 0.777      |
| 4      | 0.0013       | 0.022        | 12.24 | 9.18      | 686.54    | 634.82  | 1942.55    | 16187.19         | 10437.266 | 0.645      |
| 3      | 0.0013       | 0.022        | 15.30 | 12.24     | 882.69    | 842.57  | 2578.264   | 14244.64         | 7463.990  | 0.524      |
| 2      | 0.0013       | 0.022        | 18.36 | 15.30     | 1078.8    | 1050.3  | 3213.948   | 11666.38         | 4782.061  | 0.409      |
| 1      | 0.0013       | 0.022        | 21.42 | 18.36     | 1275      | 1258.06 | 3849.663   | 8452.433         | 2534.675  | 0.299      |
| RDC    | 0.0013       | 0.016        | 24.48 | 21.42     | 726.26    | 1128.13 | 4602.770   | 4602.770         | 893.735   | 0.194      |

- Sens transversal

| Niveau | $\Sigma K_n$ | $\Sigma K_p$ | $M_n$ | $M_{n+1}$ | $E\theta$ | $E\Psi$ | $\Delta_i$ | $\Sigma\Delta_i$ | $EIf_i$   | $I_f(m^4)$ |
|--------|--------------|--------------|-------|-----------|-----------|---------|------------|------------------|-----------|------------|
| 7      | 0.0048       | 0.03         | 3.06  | 0         | 26.56     | 21.78   | 66.646     | 5977.397         | 20101.938 | 3.363      |
| 6      | 0.0048       | 0.03         | 6.12  | 3.06      | 79.69     | 70.125  | 214.583    | 5910.751         | 16827.908 | 2.847      |
| 5      | 0.0048       | 0.03         | 9.18  | 6.12      | 132.81    | 131.75  | 403.155    | 5696.168         | 13587.236 | 2.385      |
| 4      | 0.0048       | 0.03         | 12.24 | 9.18      | 185.94    | 193.37  | 591.712    | 5293.013         | 10437.266 | 1.972      |
| 3      | 0.0048       | 0.03         | 15.30 | 12.24     | 239.06    | 255.00  | 780.300    | 4701.301         | 7463.990  | 1.587      |
| 2      | 0.0048       | 0.03         | 18.36 | 15.30     | 292.19    | 316.63  | 968.887    | 3921.001         | 4782.061  | 1.219      |
| 1      | 0.0048       | 0.03         | 21.42 | 18.36     | 345.31    | 378.25  | 1157.44    | 2952.114         | 2534.675  | 0.858      |
| RDC    | 0.0048       | 0.022        | 24.48 | 21.42     | 398.44    | 464.60  | 1794.67    | 1794.669         | 893.735   | 0.498      |

- Inerties moyennes des portiques

- Sens longitudinal

| Niveau        | RDC   | 1     | 2     | 3     | 4     | 5     | 6     | 7     |
|---------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| $I_{fy}(m^4)$ | 0.194 | 0.299 | 0.409 | 0.524 | 0.645 | 0.777 | 0.926 | 1.095 |

$$I_{moy} = 0.609 m^4$$

- Sens transversal

| niveau        | RDC   | 1     | 2     | 3     | 4     | 5     | 6     | 7     |
|---------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| $I_{fx}(m^4)$ | 0.498 | 0.858 | 1.219 | 1.587 | 1.972 | 2.385 | 2.847 | 3.363 |

$$I_{moy} = 2.284 m^4$$

- Interprétation des résultats :

- Sens longitudinal

La moyenne des inerties des voiles :  $1.154m^4$ .

La moyenne des inerties des portiques :  $0.609m^4$ .

Inertie totale (voiles + portiques) :  $1.763m^4$ .

Portiques → 34.54%.

Voiles → 65.46 %.

**➤ Sens transversal**

La moyenne des inerties des voiles :  $3.557m^4$ .

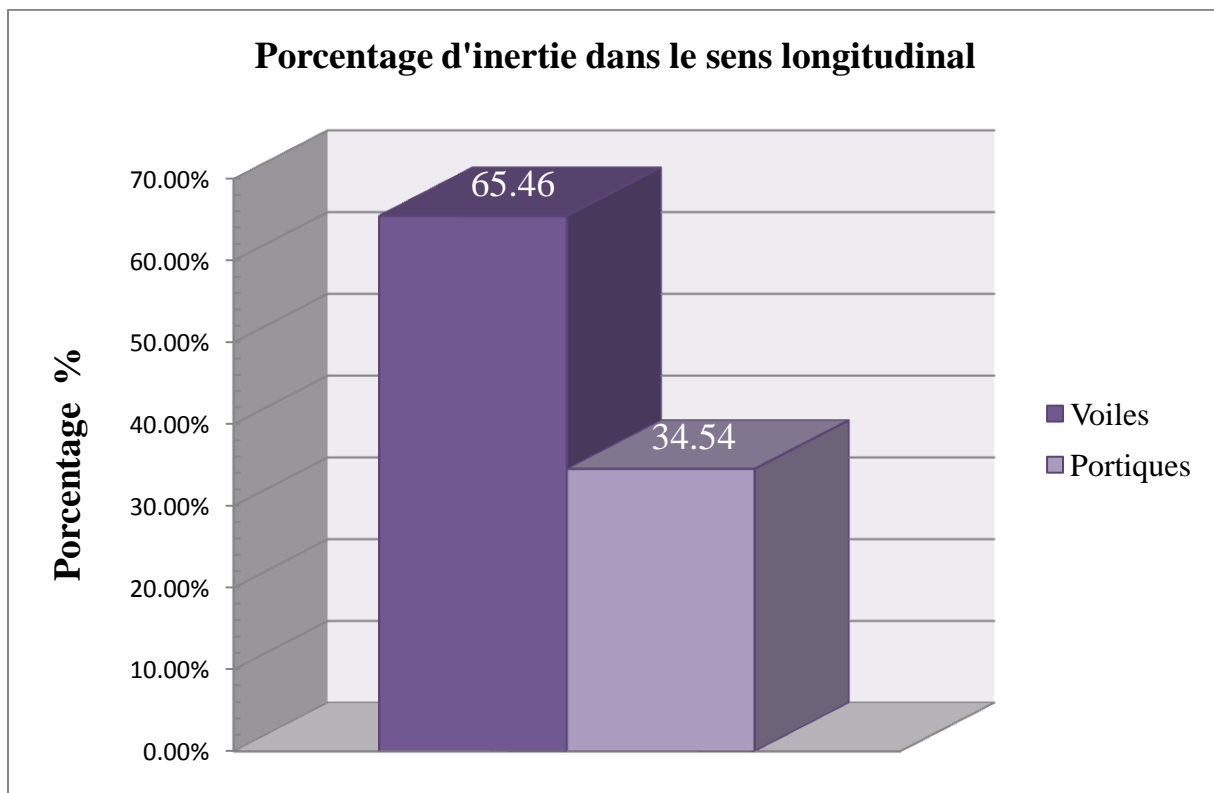
La moyenne des inerties des portiques :  $2.284m^4$ .

Inertie totale (voiles + portiques) :  $5.841m^4$ .

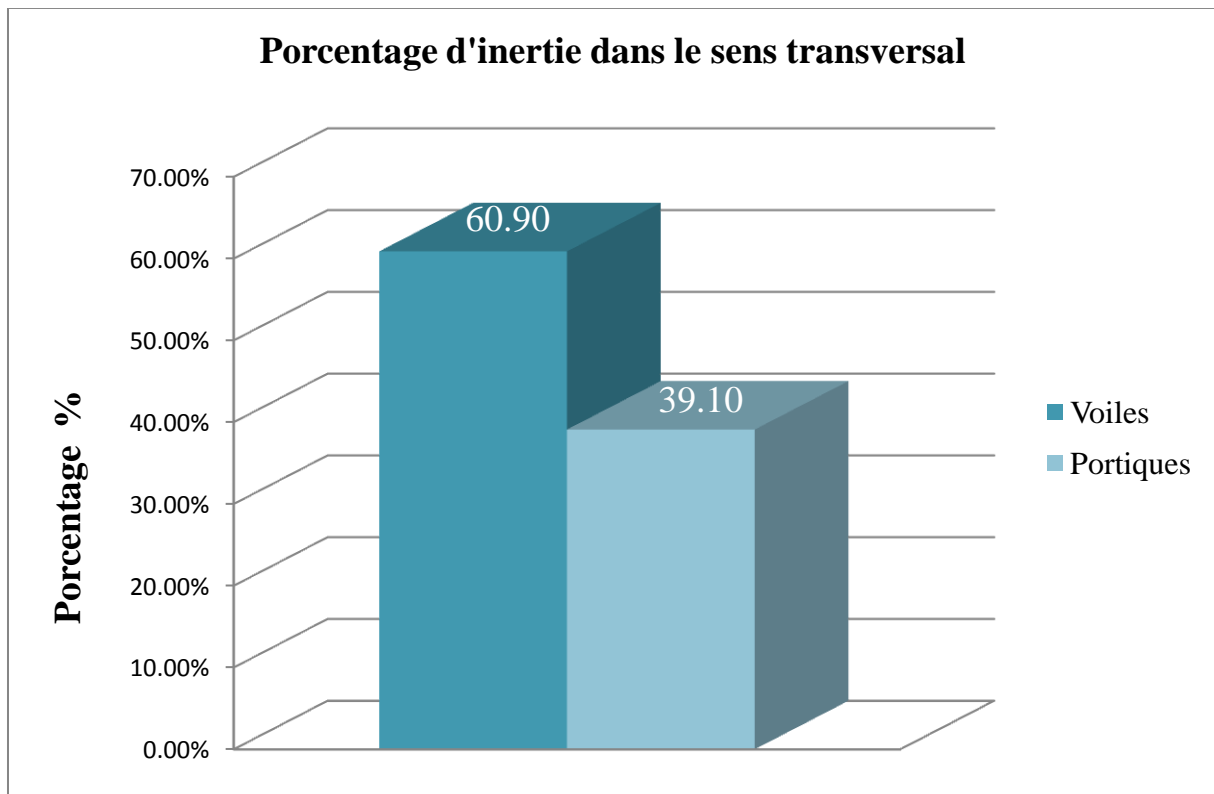
**Portiques → 39.10%.**

**Voiles → 60.90 %.**

**Figure IV-6** Représentation graphique des pourcentages d'inertie

**➤ Sens longitudinal**

## ➤ Sens transversal

**Conclusion**

On remarque que les forces sismiques sont reprises conjointement par les voiles et les portiques. Avec des pourcentages relatifs à leurs rigidités suivant les 02 directions de calculs Les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations verticales,

**Le système de contreventement est mixte, assuré par des voiles et des portiques (4a) ⇒ R=5.**

# **Chapitre V**

## **Etude dynamique**

**Introduction**

En plus des sollicitations statiques (charges et surcharges), la structure d'un bâtiment est soumise à des sollicitations dynamiques dues essentiellement aux actions sismiques. De ce fait, la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception de cette dernière.

Le calcul des forces sismiques est mené suivant trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

**V-1 Méthode statique équivalente (RPA99/Art 4.2)****1. 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.

**2. Conditions d'application (RPA99/Art 4.1.2)**

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment étudié doit être régulier en plan et en élévation ; avec en plus :

$$H \geq 65m \text{ Pour les zones I ; II}_a \text{ ; II}_b \text{ .}$$

$$H \geq 30m \text{ Pour la zone III .}$$

b) Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires exigées par le **RPA (ART 4.1.2)**.

**Remarque**

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans notre cas.

**V-2 Méthode d'analyse modale spectrale (RPA99/Art 4.3)****1. Principe**

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

**2. Modélisation de la structure**

Le calcul dynamique est réalisé à l'aide du logiciel **ETABS** :

**2.1 DESCRIPTION DE L'ETABS (EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSES BUILDING SYSTEMS)**

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures particulièrement adapté aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil.

L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures ; il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration...etc.

## 2.2 ETAPES DE MODELISATION

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- 1- Introduction de la géométrie du modèle.
- 2- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
- 3- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile...).
- 4- Définition des charges (G, Q)
- 5- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- 6- Définition du séisme.
- 7- Introduction des combinaisons d'actions.
- 8- Affectation des masses sismiques et des inerties massiques.
- 9- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- 10- Exécution de l'analyse et visualisation des résultats.

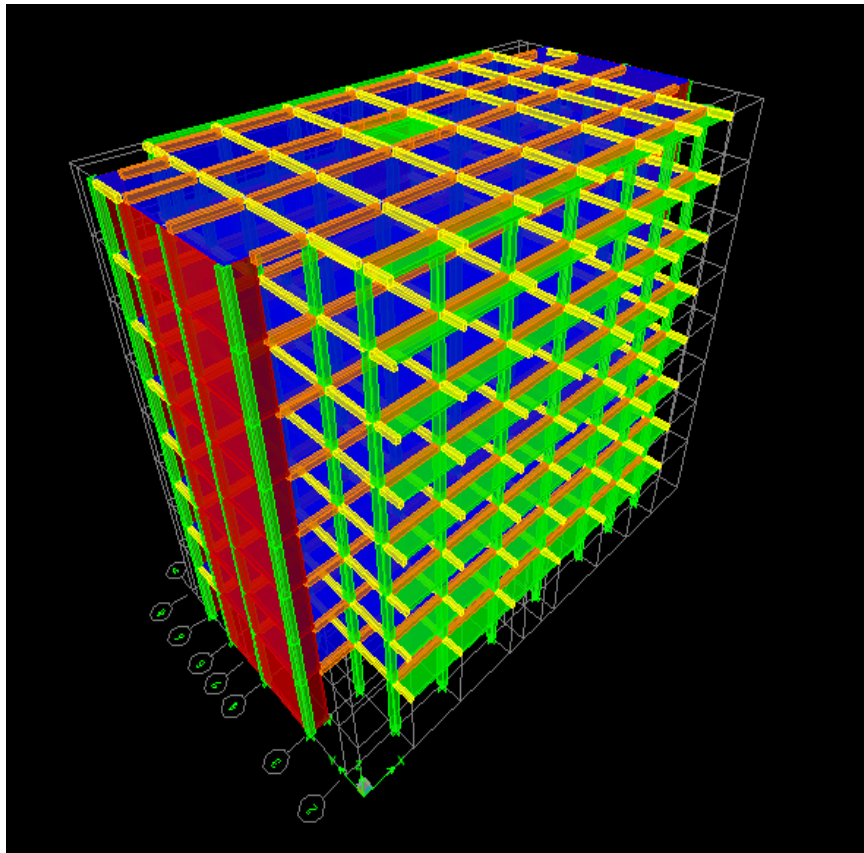


Figure V-1 Vue en 3D de la structure.

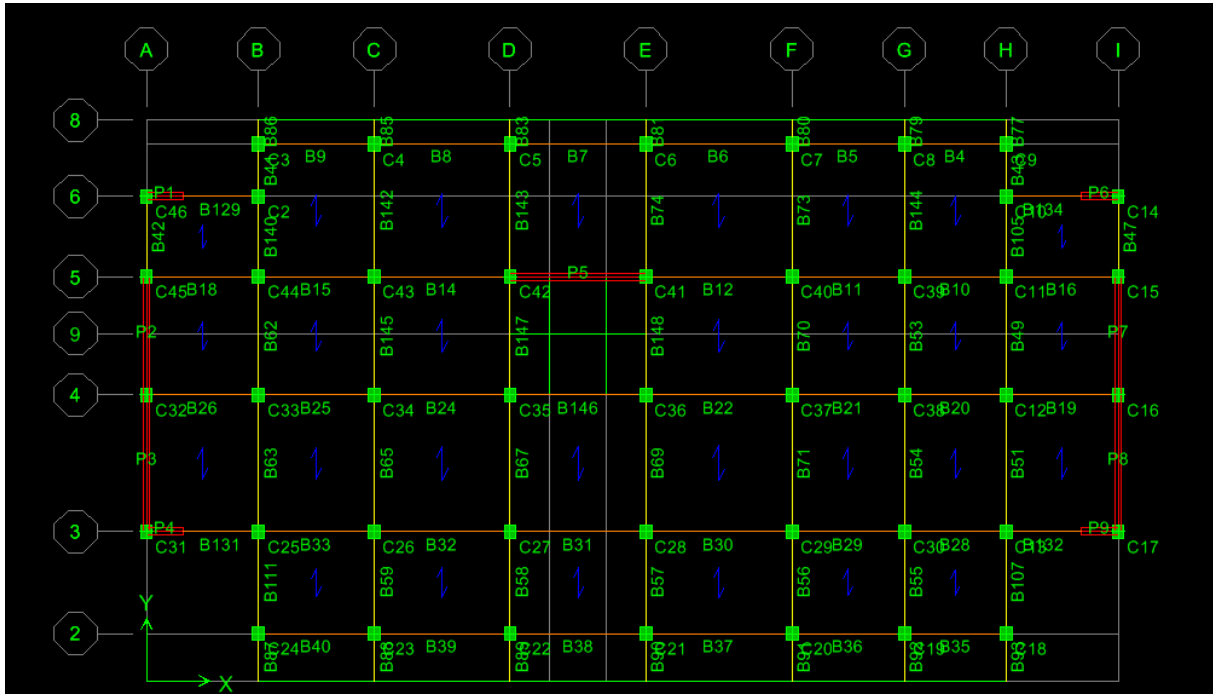


Figure V-2 Vue en plan de la structure.

### 3. Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (RPA art 4.13) :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left( \frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

**A**: Coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 (RPA99) suivant la zone sismique et le groupe d'usage.

**A = 0.15** (Zonell<sub>a</sub>, groupe d'usage 2).

**η**: Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

**ξ**: Pourcentage d'amortissements critique (Tableau 4.2/RPA99).

$$\xi (\%) = 8.5\% \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 8.5}} = 0.82 > 0.7$$

**R** : Coefficient de comportement de la structure (Tableau 4.3/RPA99)

Mixte avec interaction Voiles-Portiques  $\Rightarrow R = 5$ .

**T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub>** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site (Tableau 4.7/RPA99). Site meuble (site S3)  $\Rightarrow T_1 = 0.15s$  ;  $T_2 = 0.50s$ .

**Q** : Facteur de qualité.

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

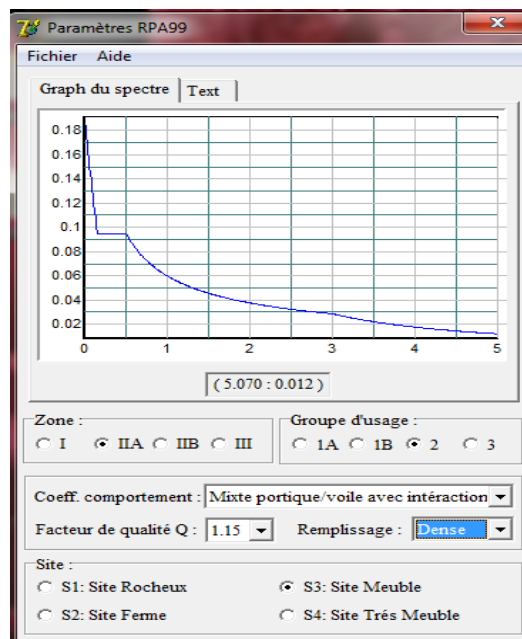
**P<sub>q</sub>** : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non ; sa valeur est donnée par le tableau (4.4/RPA99).

**Tableau V-1** Valeurs des pénalités dans les deux sens

|  | Sens longitudinal |          | Sens transversal |          |
|--|-------------------|----------|------------------|----------|
|  | P <sub>q</sub>    |          | P <sub>q</sub>   |          |
|  | Obs.              | Non obs. | Obs.             | Non obs. |
| 1-Conditions minimales sur les files de contreventement. | 0                 | /        | 0                | /        |
| 2-Redondance en plan                                     | 0                 | /        | 0                | /        |
| 3-Régularité en plan                                     | 0                 | /        | /                | 0.05     |
| 4-Régularité en élévation                                | 0                 | /        | 0                | /        |
| 5-contrôle de la qualité des matériaux                   | /                 | 0.05     | /                | 0.05     |
| 6-Contrôle de la qualité de l'exécution                  | /                 | 0.1      | /                | 0.1      |

**Donc :**  $Q_x = 1.15$  et  $Q_y = 1.2$

**4. Les valeurs du spectre de réponse**



**Figure V-3** Spectre de réponse selon *x*.

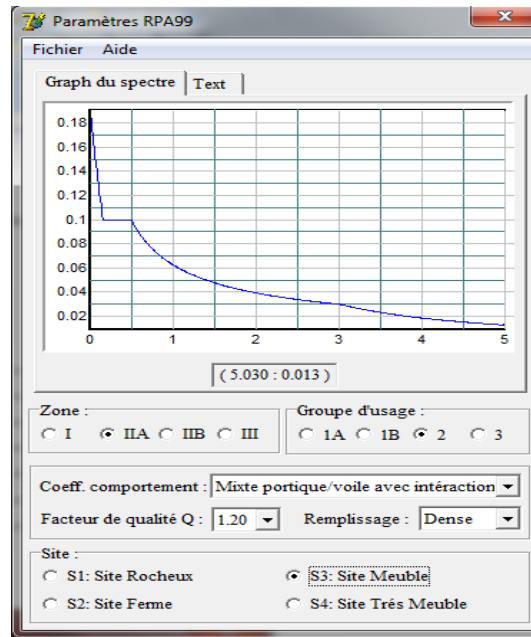


Figure V-4 Spectre de réponse selon y.

### 5. Nombre de modes à considérer

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

| Mode | Period   | UX      | UY      | UZ     | SumUX   | SumUY   | SumUZ  | RX      |
|------|----------|---------|---------|--------|---------|---------|--------|---------|
| 1    | 0.761726 | 74.7828 | 0.0000  | 0.0000 | 74.7828 | 0.0000  | 0.0000 | 0.0000  |
| 2    | 0.429187 | 0.0000  | 70.8515 | 0.0000 | 74.7828 | 70.8516 | 0.0000 | 98.3240 |
| 3    | 0.292087 | 0.0058  | 0.0002  | 0.0000 | 74.7886 | 70.8518 | 0.0000 | 0.0001  |
| 4    | 0.200315 | 15.3055 | 0.0000  | 0.0000 | 90.0941 | 70.8518 | 0.0000 | 0.0000  |
| 5    | 0.093973 | 0.0000  | 20.9060 | 0.0000 | 90.0941 | 91.7578 | 0.0000 | 1.4982  |
| 6    | 0.090284 | 5.5752  | 0.0000  | 0.0000 | 95.6693 | 91.7578 | 0.0000 | 0.0000  |
| 7    | 0.064366 | 0.0003  | 0.0000  | 0.0000 | 95.6696 | 91.7578 | 0.0000 | 0.0000  |
| 8    | 0.053306 | 2.3797  | 0.0000  | 0.0000 | 98.0493 | 91.7578 | 0.0000 | 0.0000  |
| 9    | 0.042882 | 0.0000  | 5.4728  | 0.0000 | 98.0493 | 97.2305 | 0.0000 | 0.1535  |
| 10   | 0.036562 | 1.0729  | 0.0000  | 0.0000 | 99.1222 | 97.2305 | 0.0000 | 0.0000  |
| 11   | 0.029488 | 0.0000  | 0.0000  | 0.0000 | 99.1222 | 97.2306 | 0.0000 | 0.0000  |
| 12   | 0.027643 | 0.0000  | 1.8091  | 0.0000 | 99.1223 | 99.0397 | 0.0000 | 0.0181  |

### Constatations

- Le premier mode est un mode de translation.
- Le deuxième mode est un mode de translation.
- Le troisième mode est un mode de rotation.
- Le facteur de la participation massique modale atteint les 90% à partir du 5<sup>ème</sup> mode suivant Les deux directions (x-x) et (y-y).

### 6. Vérification de l'effort tranchant à la base

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

• Si  $V_t < 0.8V$  il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport  $0.8V/V_t$ .

#### ❖ Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente

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

#### • Facteur d'amplification dynamique de la structure « D »

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$$T_2 \leq T = 0.7617 s \leq 3.0s \Rightarrow D = 2.5 \times 0.82 \left(\frac{0.5}{0.7617}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.55.$$

#### • Poids total de la structure « W »

| STORY  | Poids (kN) |
|--------|------------|
| STORY8 | 3603.63    |
| STORY7 | 3436.40    |
| STORY6 | 3436.40    |
| STORY5 | 3436.39    |
| STORY4 | 3436.40    |
| STORY3 | 3436.40    |
| STORY2 | 3436.39    |
| STORY1 | 3716.29    |
| Total  | 27938.30   |

$$V_x = \frac{0.15 \times 1.15 \times 1.55}{5} \times 27982.58 = 1496.368 \text{ kN}.$$

$$V_y = \frac{0.15 \times 1.2 \times 1.55}{5} \times 27982.58 = 1561.427 \text{ kN}.$$

- Comparaison entre les efforts de la méthode statique équivalente et de la méthode dynamique

| Sens         | $V_{Etabs}$ | $V_{MSE}$ | $V_{Etabs}/V_{MSE}$ | Observation |
|--------------|-------------|-----------|---------------------|-------------|
| Longitudinal | 1526.68     | 1496.368  | 1.02 > 0.8          | Vérifiée    |
| Transversal  | 1984.86     | 1561.427  | 1.27 > 0.8          | Vérifiée    |

**7. Effets de la torsion accidentelle (Art 4.3.7/RPA99)**

Quand il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à  $\pm 0.05L$ , (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliqué au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

❖ Excentricité accidentelle

$$\begin{cases} e_x = \pm 0.05L_y = \pm 0.824m. \\ e_y = \pm 0.05L_x = \pm 1.451m. \end{cases}$$

❖ Excentricité théorique

$$\begin{cases} e_x = CMX - CRX. \\ e_y = CMY - CRY. \end{cases}$$

Avec : CM : Centre de masse.

CR : Centre de torsion.

**Tableau V-2** Excentricités théorique et accidentelle

| STORY  | Centre de masse |       | Centre de torsion |       | Excentricité théorique |        | Excentricité accidentelle |           |
|--------|-----------------|-------|-------------------|-------|------------------------|--------|---------------------------|-----------|
|        | CMX             | CMY   | CRX               | CRY   | $e_x$                  | $e_y$  | $0.05L_y$                 | $0.05L_x$ |
| STORY1 | 14.356          | 8.500 | 14.316            | 9.774 | 0.040                  | -1.274 | 0.824                     | 1.451     |
| STORY2 | 14.358          | 8.482 | 14.319            | 8.956 | 0.039                  | -0.474 |                           |           |
| STORY3 | 14.358          | 8.482 | 14.323            | 8.53  | 0.035                  | -0.048 |                           |           |
| STORY4 | 14.358          | 8.482 | 14.327            | 8.326 | 0.031                  | 0.156  |                           |           |
| STORY5 | 14.358          | 8.482 | 14.331            | 8.24  | 0.027                  | 0.242  |                           |           |
| STORY6 | 14.358          | 8.482 | 14.334            | 8.207 | 0.024                  | 0.275  |                           |           |
| STORY7 | 14.358          | 8.482 | 14.336            | 8.194 | 0.022                  | 0.288  |                           |           |
| STORY8 | 14.272          | 8.468 | 14.338            | 8.176 | -0.066                 | 0.292  |                           |           |

**8. Justification de la sécurité****a. Justification vis-à-vis des déformations**• **Calcul des déplacements (Art 4.43/RPA99)**

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement (R = 5).

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après le RPA99 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$\Delta_k \leq \overline{\Delta_k} = 1\%h_e$$

**Tableau V-3** Vérification des déplacements

| STORY  | $\delta_{ek}(x)$ | $\delta_{ek}(y)$ | $\delta_k(x)$ | $\delta_k(y)$ | $\Delta_k(x)$ | $\Delta_k(y)$ | $1\%h_e$ | Vérification |
|--------|------------------|------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|----------|--------------|
| STORY8 | 0.0147           | 0.0071           | 0.074         | 0.036         | 0.008         | 0.006         | 0.0306   | Ok           |
| STORY7 | 0.0130           | 0.006            | 0.066         | 0.030         | 0.010         | 0.005         | 0.0306   | Ok           |
| STORY6 | 0.0112           | 0.0049           | 0.056         | 0.025         | 0.010         | 0.005         | 0.0306   | Ok           |
| STORY5 | 0.0091           | 0.0040           | 0.046         | 0.020         | 0.011         | 0.005         | 0.0306   | Ok           |
| STORY4 | 0.0070           | 0.0028           | 0.035         | 0.014         | 0.010         | 0.006         | 0.0306   | Ok           |
| STORY3 | 0.0048           | 0.0019           | 0.025         | 0.0095        | 0.010         | 0.005         | 0.0306   | Ok           |
| STORY2 | 0.0028           | 0.0011           | 0.015         | 0.0055        | 0.010         | 0.004         | 0.0306   | Ok           |
| STORY1 | 0.0011           | 0.0004           | 0.0055        | 0.002         | 0.0055        | 0.002         | 0.0408   | Ok           |

**b. Justification vis-à-vis de l'effet P-D (Art 5.9/RPA99)**

Les effets du 2° ordre (ou effet **P-D**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10$$

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au dessus du niveau « k ».

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$h_k$  : Hauteur de l'étage « k ».

Tableau V-4 Vérification de l'effet P –  $\Delta$ 

| STORY  | $P_k$ (kN) | Sens X-X      |                     |            | Sens Y-Y      |                     |            |
|--------|------------|---------------|---------------------|------------|---------------|---------------------|------------|
|        |            | $\Delta_k(x)$ | $V_k(x) \times h_k$ | $\theta_x$ | $\Delta_k(y)$ | $V_k(y) \times h_k$ | $\theta_y$ |
| STORY1 | 3716.29    | 0.0055        | 6228.8544           | 0.00328144 | 0.002         | 8098.2288           | 0.0009178  |
| STORY2 | 3436.39    | 0.010         | 4494.4362           | 0.00764588 | 0.004         | 5801.9436           | 0.00236913 |
| STORY3 | 3436.40    | 0.010         | 4226.319            | 0.00813095 | 0.005         | 5417.2098           | 0.00317174 |
| STORY4 | 3436.40    | 0.010         | 3852.234            | 0.00892054 | 0.006         | 4932.7812           | 0.00417987 |
| STORY5 | 3436.39    | 0.011         | 3372.1506           | 0.01120955 | 0.005         | 4354.6554           | 0.00394565 |
| STORY6 | 3436.40    | 0.010         | 2778.2658           | 0.01236887 | 0.005         | 3662.973            | 0.00469073 |
| STORY7 | 3436.40    | 0.010         | 2061.8586           | 0.01666652 | 0.005         | 2793.474            | 0.00615076 |
| STORY8 | 3603.63    | 0.008         | 1181.0682           | 0.02440929 | 0.006         | 1600.8696           | 0.01350627 |

**Remarque :** Les effets du second ordre peuvent être négligés

Les exigences du RPA ont été observées, nous allons passer au ferrailage de la structure. Avant cela nous donnons un récapitulatif des efforts internes dans les différents éléments sous forme de tableaux.

Tableaux V-5 Efforts internes dans les poutres principales à l'ELU

➤ **En travée**

| Niveau | Beam | Load | Portique | $M_{max}$<br>kN.m | $V_{cor}$<br>kN |
|--------|------|------|----------|-------------------|-----------------|
| STORY1 | B12  | ELU  | 5        | -48.836           | -73.03          |
| STORY2 | B12  | ELU  | 5        | -52.711           | -74.85          |
| STORY3 | B12  | ELU  | 5        | -56.309           | -76.64          |
| STORY4 | B12  | ELU  | 5        | -59.210           | -78.06          |
| STORY5 | B12  | ELU  | 5        | -61.503           | -79.19          |
| STORY6 | B12  | ELU  | 5        | -63.166           | -80.01          |
| STORY7 | B12  | ELU  | 5        | -64.305           | -80.57          |
| STORY8 | B12  | ELU  | 5        | -62.791           | -77.82          |

➤ **Aux appuis**

| Niveau | Beam | Load               | Portique | $M_{max}$<br>kN.m | $V_{cor}$<br>kN |
|--------|------|--------------------|----------|-------------------|-----------------|
| STORY1 | B12  | G+Q+E <sub>x</sub> | 3        | -58.797           | -63.81          |
| STORY2 | B131 | G+Q+E <sub>x</sub> | 3        | -75.411           | -72.39          |
| STORY3 | B131 | G+Q+E <sub>x</sub> | 3        | -85.589           | -80.38          |
| STORY4 | B131 | G+Q+E <sub>x</sub> | 3        | -88.865           | -83.02          |
| STORY5 | B131 | G+Q+E <sub>x</sub> | 3        | -87.760           | -82.02          |
| STORY6 | B131 | G+Q+E <sub>x</sub> | 3        | -83.564           | -78.43          |
| STORY7 | B131 | G+Q+E <sub>x</sub> | 3        | -79.446           | -75.63          |
| STORY8 | B12  | G+Q+E <sub>x</sub> | 5        | -73.985           | -69.18          |

Tableau V-6 Efforts internes dans les poutres principales à l'ELS

| Niveau | Beam | Load | Portique | Aux appuis        |                 | En travée         |                 |
|--------|------|------|----------|-------------------|-----------------|-------------------|-----------------|
|        |      |      |          | $M_{max}$<br>kN.m | $V_{cor}$<br>kN | $M_{max}$<br>kN.m | $V_{cor}$<br>kN |
| STORY1 | B12  | ELS  | 5        | -35.322           | -52.81          | 21.365            | -0.16           |
| STORY2 | B12  | ELS  | 5        | -38.130           | -54.13          | 20.959            | -0.55           |
| STORY3 | B12  | ELS  | 5        | -40.738           | -55.43          | 21.076            | -0.79           |
| STORY4 | B12  | ELS  | 5        | -42.840           | -56.46          | 21.091            | -1.00           |
| STORY5 | B12  | ELS  | 5        | -44.503           | -57.27          | 21.107            | -1.17           |
| STORY6 | B12  | ELS  | 5        | -45.710           | -57.87          | 21.169            | -1.29           |
| STORY7 | B12  | ELS  | 5        | -46.536           | -58.28          | 20.913            | -1.47           |
| STORY8 | B12  | ELS  | 5        | -45.666           | -56.65          | 21.751            | -0.98           |

Tableaux V-7 Efforts internes dans les poutres secondaires à l'ELU

## ➤ En travée

| Niveau | Beam | Load | Portique | $M_{max}$<br>kN.m | $V_{cor}$<br>kN |
|--------|------|------|----------|-------------------|-----------------|
| STORY1 | B90  | ELU  | E        | -11.955           | 10.53           |
| STORY2 | B90  | ELU  | E        | -11.960           | 10.54           |
| STORY3 | B90  | ELU  | E        | -11.951           | 10.53           |
| STORY4 | B140 | ELU  | B        | -13.133           | 14.54           |
| STORY5 | B140 | ELU  | B        | -14.738           | 16.13           |
| STORY6 | B140 | ELU  | B        | -15.854           | 17.23           |
| STORY7 | B140 | ELU  | B        | -16.910           | 18.36           |
| STORY8 | B140 | ELU  | B        | -15.683           | 16.73           |

## ➤ Aux appuis

| Niveau | Beam | Load               | Portique | $M_{max}$<br>kN.m | $V_{cor}$<br>kN |
|--------|------|--------------------|----------|-------------------|-----------------|
| STORY1 | B42  | G+Q+E <sub>Y</sub> | A        | -10.883           | -11.99          |
| STORY2 | B42  | G+Q+E <sub>Y</sub> | A        | -16.293           | -17.34          |
| STORY3 | B42  | G+Q+E <sub>Y</sub> | A        | -20.224           | -21.22          |
| STORY4 | B42  | G+Q+E <sub>Y</sub> | A        | -22.897           | -23.84          |
| STORY5 | B42  | G+Q+E <sub>Y</sub> | A        | -24.508           | -25.43          |
| STORY6 | B42  | G+Q+E <sub>Y</sub> | A        | -25.160           | -26.01          |
| STORY7 | B42  | G+Q+E <sub>Y</sub> | A        | -25.542           | -26.57          |
| STORY8 | B42  | G+Q+E <sub>Y</sub> | A        | -23.865           | -23.90          |

**Tableau V-8** Efforts internes dans les poutres secondaires à l'ELS

| Niveau | Beam | Load | Portique | Aux appuis        |                 | En travée         |                 |
|--------|------|------|----------|-------------------|-----------------|-------------------|-----------------|
|        |      |      |          | $M_{max}$<br>kN.m | $V_{cor}$<br>kN | $M_{max}$<br>kN.m | $V_{cor}$<br>kN |
| STORY1 | B90  | ELS  | E        | -8.491            | 7.51            | 2.915             | 1.96            |
| STORY2 | B90  | ELS  | E        | -8.494            | 7.51            | 5.187             | 4.30            |
| STORY3 | B90  | ELS  | E        | -8.487            | 7.51            | 6.948             | 6.13            |
| STORY4 | B140 | ELS  | B        | -9.526            | 10.57           | 8.380             | 7.61            |
| STORY5 | B140 | ELS  | B        | -10.691           | 11.73           | 9.503             | 8.77            |
| STORY6 | B140 | ELS  | B        | -11.501           | 12.52           | 10.262            | 9.57            |
| STORY7 | B140 | ELS  | B        | -12.271           | 13.35           | 11.112            | 10.39           |
| STORY8 | B140 | ELS  | B        | -11.376           | 12.16           | 9.664             | 9.20            |

**Tableau V-9** Efforts internes dans les poteaux

(Combinaison accidentelle)

| Niveau | Column | Load               | Portique | $M_{max}$<br>kN.m | $V_{cor}$<br>kN | $P$<br>kN |
|--------|--------|--------------------|----------|-------------------|-----------------|-----------|
| STORY1 | C25    | G+Q+E <sub>x</sub> | (B-3)    | -18.126           | -8.94           | -663.27   |
| STORY2 | C25    | G+Q+E <sub>x</sub> | (B-3)    | -45.846           | -28.96          | -566.41   |
| STORY3 | C25    | G+Q+E <sub>x</sub> | (B-3)    | -49.421           | -32.38          | -472.89   |
| STORY4 | C25    | G+Q+E <sub>x</sub> | (B-3)    | -54.174           | -35.49          | -380.98   |
| STORY5 | C25    | G+Q+E <sub>x</sub> | (B-3)    | -54.934           | -36.12          | -293.50   |
| STORY6 | C25    | G+Q+E <sub>x</sub> | (B-3)    | -53.944           | -35.57          | -211.69   |
| STORY7 | C25    | G+Q+E <sub>x</sub> | (B-3)    | -50.767           | -33.07          | -135.73   |
| STORY8 | C25    | G+Q+E <sub>x</sub> | (B-3)    | -54.462           | -38.81          | -65.80    |

**Tableau V-10** Efforts internes dans les poteaux à l'ELS

| Niveau | Column | Load | Portique | $M_{max}$<br>kN.m | $V_{cor}$<br>kN | $P$<br>kN |
|--------|--------|------|----------|-------------------|-----------------|-----------|
| STORY1 | C21    | ELS  | (E-2)    | -10.13            | -0.23           | -907.42   |
| STORY2 | C21    | ELS  | (E-2)    | -13.177           | -0.66           | -791.08   |
| STORY3 | C25    | ELS  | (B-3)    | -14.501           | -9.81           | -348.03   |
| STORY4 | C25    | ELS  | (B-3)    | -17.266           | -11.54          | -286.21   |
| STORY5 | C25    | ELS  | (B-3)    | -19.373           | -12.86          | -226.55   |
| STORY6 | C25    | ELS  | (B-3)    | -21.081           | -13.95          | -168.56   |
| STORY7 | C25    | ELS  | (B-3)    | -21.86            | -14.21          | -111.69   |
| STORY8 | C25    | ELS  | (B-3)    | -25.854           | -18.44          | -56.00    |

V-3 Diagrammes des efforts internes

- Sens longitudinal

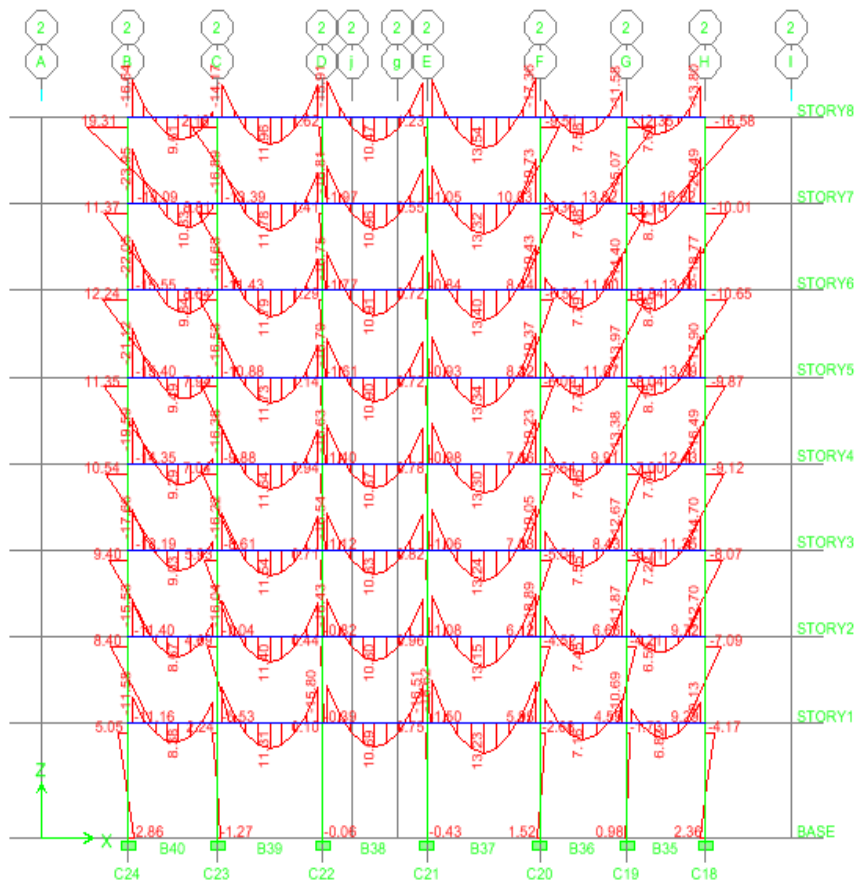


Figure V-5 Diagramme des moments fléchissant (mode 3) du portique 2(sens longitudinal).

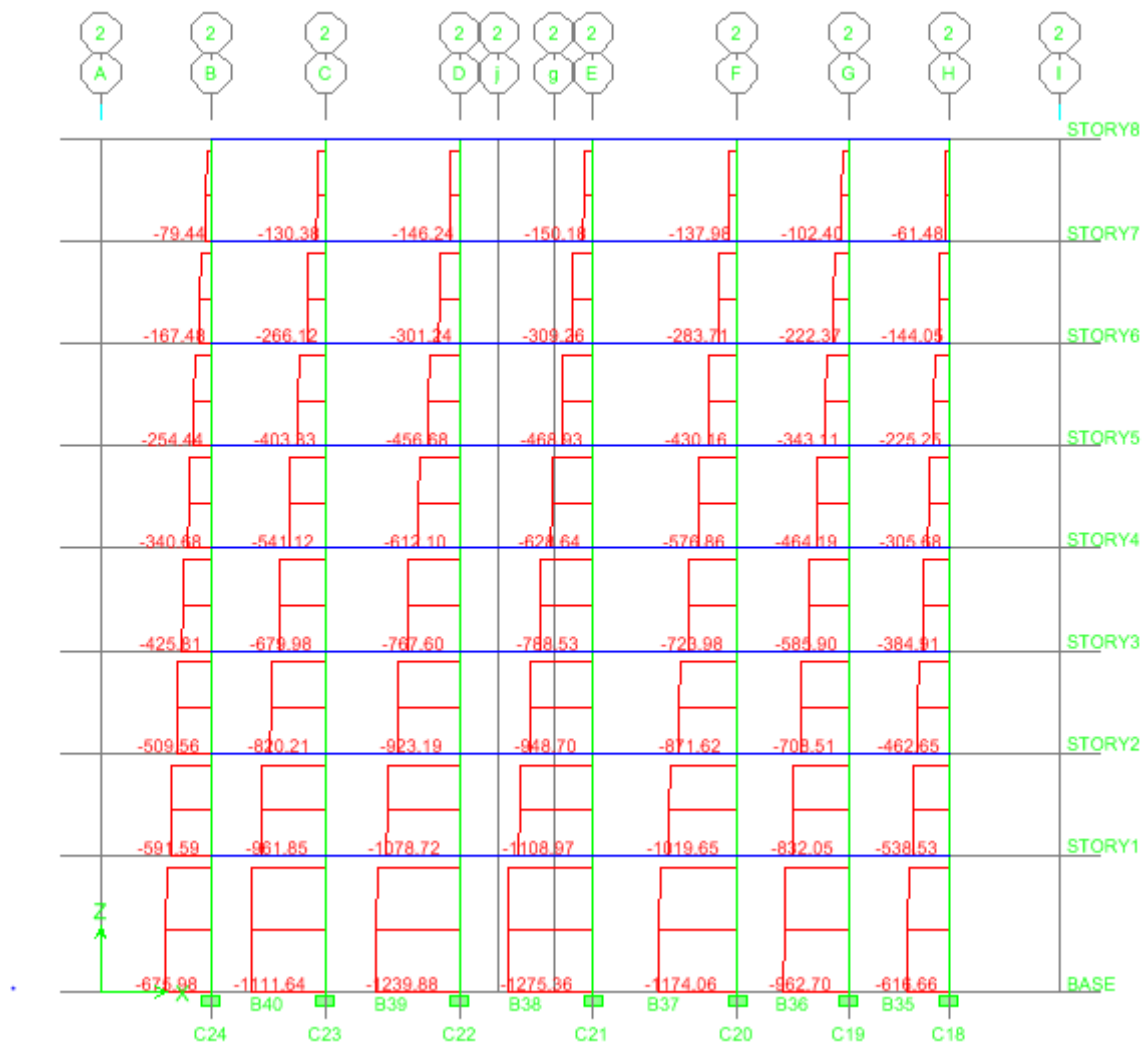


Figure V-6 Diagramme des efforts normaux du portique 2(sens longitudinal).

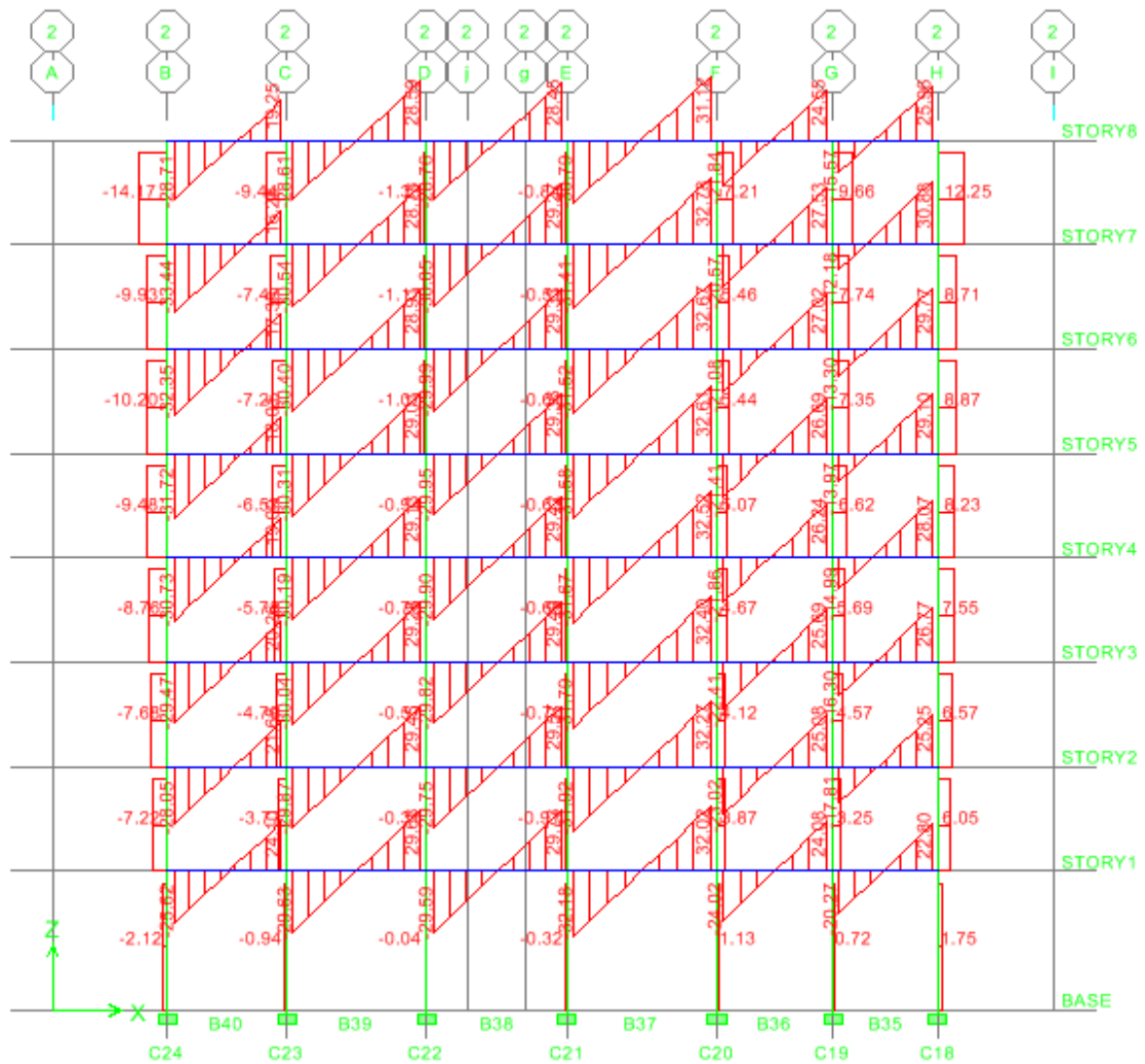


Figure V-7 Diagramme des efforts tranchants du portique 2(sens longitudinal).

• Sens transversal

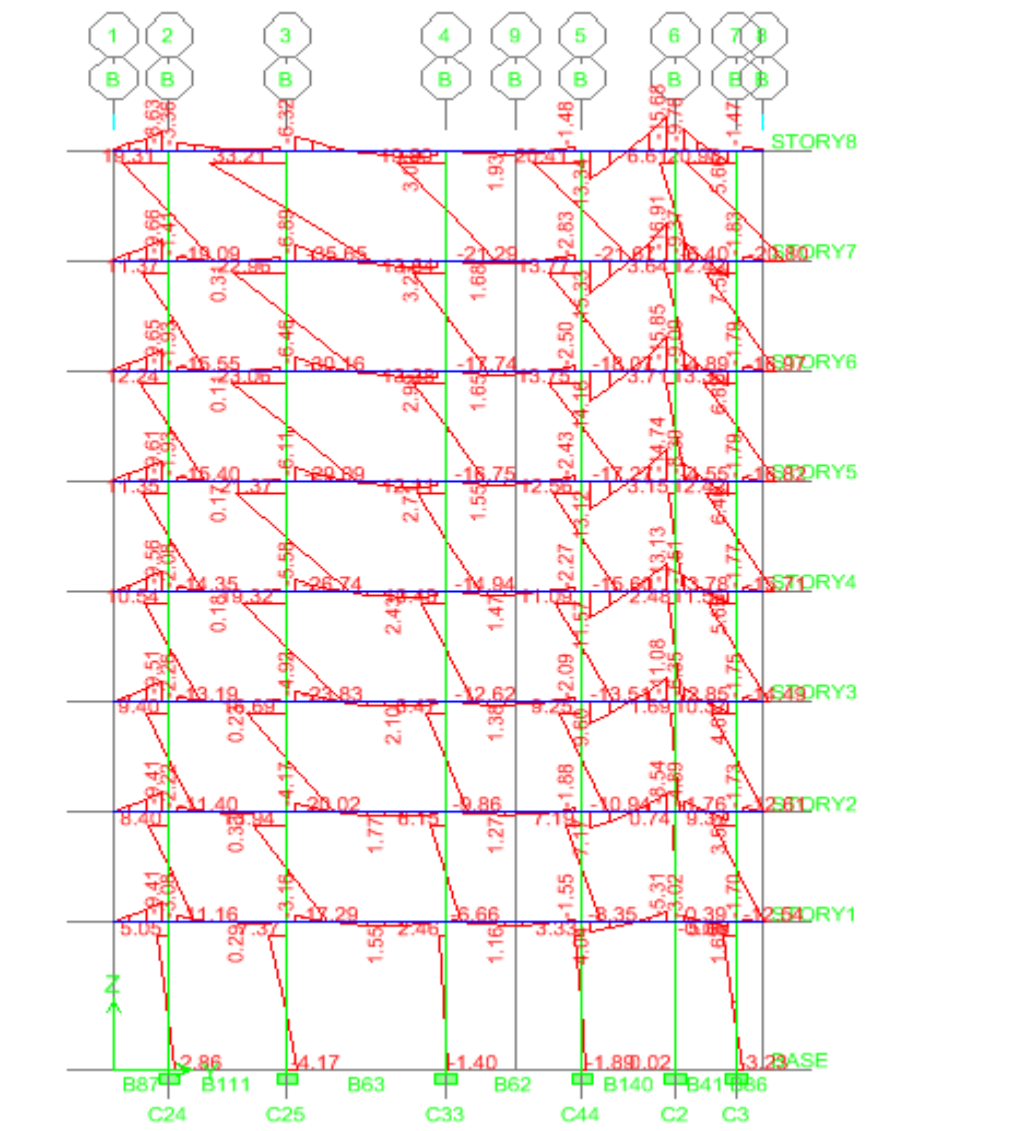


Figure V-8 Diagramme des moments fléchissant (3-3) du portique B (sens transversal).

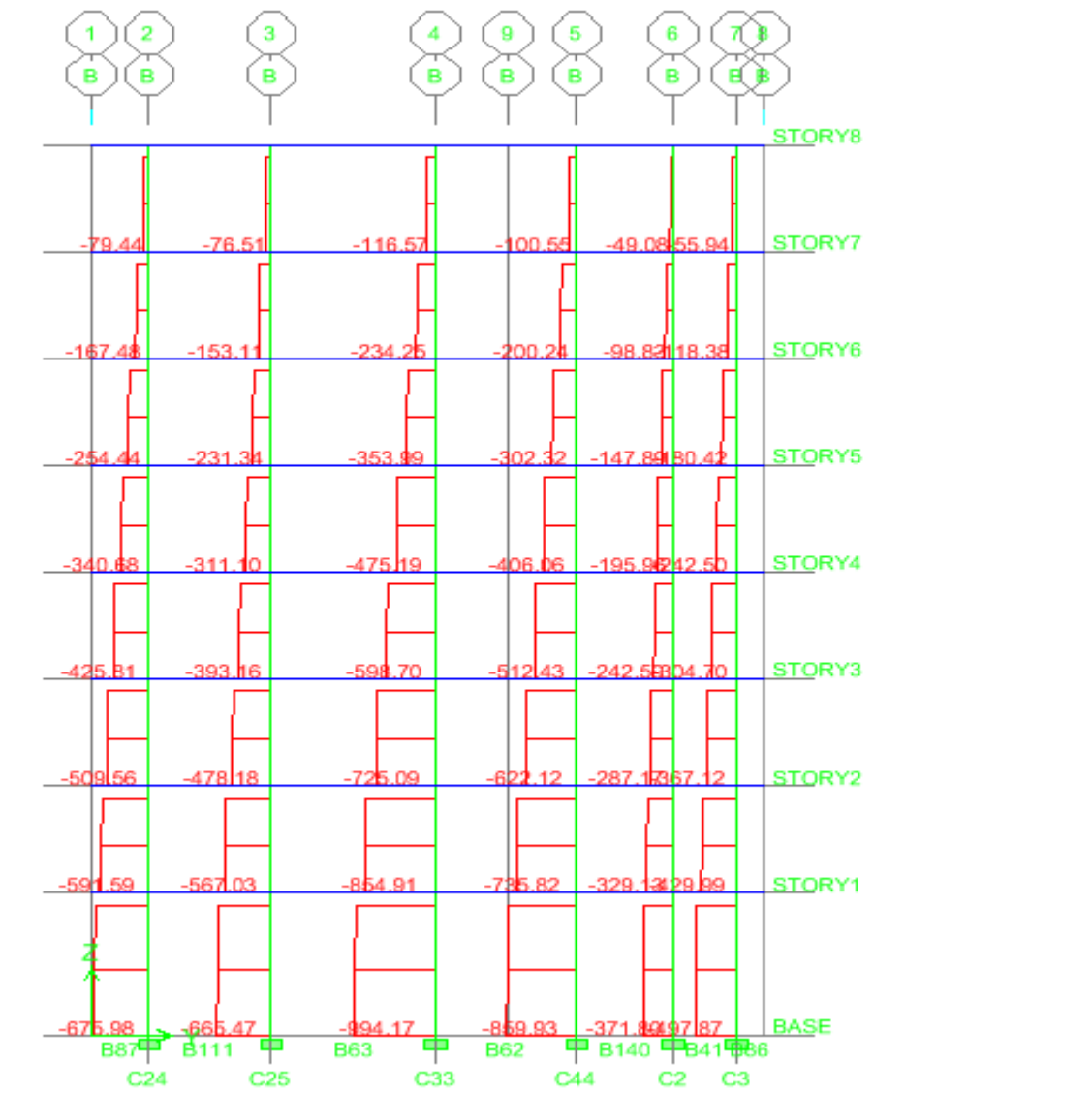


Figure V-9 Diagramme des efforts normaux du portique B (sens transversal).

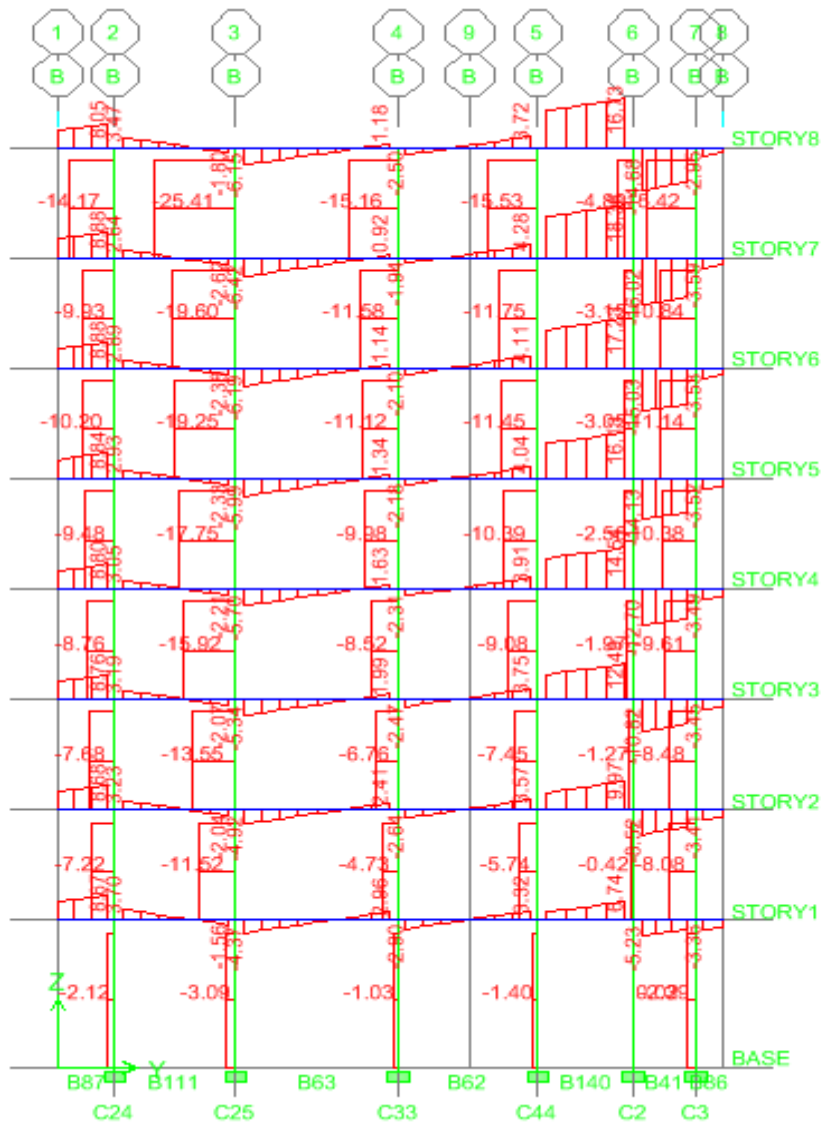


Figure V-10 Diagramme des efforts tranchants du portique B (sens transversal).

# **Chapitre VI**

## **Ferrailage des poutres**

**Introduction**

Les poutres seront calculées en flexion simple sous les combinaisons de charges les plus défavorables, et seront ensuite vérifiées à l'ELS.

**VI-1 Recommandations du RPA99 version 2003****1. Armatures longitudinales**

- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

- Poutre principales  $(30 \times 35)cm^2$  :

$$A_{min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25cm^2$$

- Poutre secondaires  $(20 \times 30)cm^2$  :

$$A_{min} = 0.005 \times 20 \times 30 = 3cm^2$$

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de 4% en zone courante et 6% en zone de recouvrement.

- Poutre principales  $(30 \times 35)cm^2$  :

$$A_{max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42cm^2 \quad \text{En zone courante.}$$

$$A_{max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63cm^2 \quad \text{En zone de recouvrement.}$$

- Poutre secondaires  $(20 \times 30)cm^2$  :

$$A_{max} = 0.04 \times 20 \times 30 = 24cm^2 \quad \text{En zone courante.}$$

$$A_{max} = 0.06 \times 20 \times 30 = 36cm^2 \quad \text{En zone de recouvrement.}$$

- La longueur minimale de recouvrement est de  $40\phi$  en zone  $II_a$ .
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .
- On doit avoir un espacement maximum de  $10cm$  entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

**2. Armatures transversales**

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- En zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S_t^{max} = \min \left\{ \frac{h}{2}; 12\phi \right\}$$

- En dehors de la zone nodale :

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

- La valeur du diamètre  $\varnothing$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

**VI-2 Etapes de calcul des armatures longitudinales**

**1. Calcul du moment réduit «  $\mu$  »**

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$$

**2. Calcul du moment réduit limite «  $\mu_l$  »**

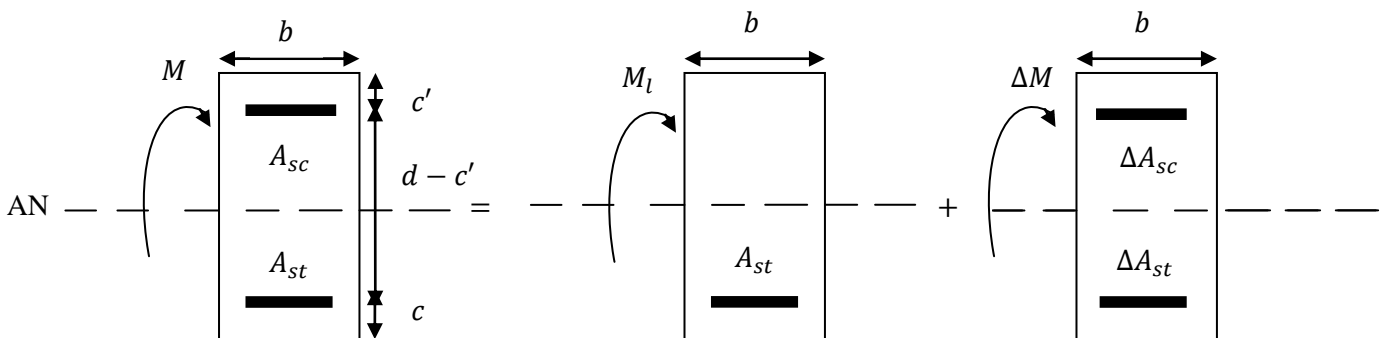
$$\left. \begin{array}{l} \text{FE400} \\ \gamma_s = 1.15 \end{array} \right\} \Rightarrow \mu_l = 0.392$$

➤ En comparant les deux moments réduits «  $\mu$  » et «  $\mu_l$  » deux cas se présentent :

- $\mu \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$  La section est simplement armée (SSA)  $\Rightarrow$  Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires :  $A_{sc} = 0$ .

$$A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \quad \text{Tel que : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

- $\mu \geq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$  La section est doublement armée (SDA)  $\Rightarrow$  La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



**Figure VI-1** Schéma de calcul en flexion simple.

$$M = M_l + \Delta M$$

$$M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

**Et :**

$$\Delta M = M - M_l$$

Finalement :

$$A_{st} = A_{stl} + \Delta A_{st} = \frac{M_l}{\beta_l \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \Delta A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$M_l$  : Moment ultime pour une section simplement armée et  $M$  moment sollicitant.

**Tableaux VI-1** Calcul des sections d'acier pour les poutres principales

| Ferrailage des poutres principales |                     |             |       |             |         |                            |                         |             |                        |
|------------------------------------|---------------------|-------------|-------|-------------|---------|----------------------------|-------------------------|-------------|------------------------|
| Armatures en travée                |                     |             |       |             |         |                            |                         |             |                        |
| Niveau                             | $M_{max}$<br>(kN.m) | Combinaison | $\mu$ | Observation | $\beta$ | $A_{st}(cm^2)$<br>Calculée | $A_{min}$<br>( $cm^2$ ) | Ferrailage  | $A_t(cm^2)$<br>Adoptée |
| 1                                  | 48.836              | ELU         | 0.112 | SSA         | 0.940   | 4.66                       | 5.25                    | 3HA12+3HA12 | 6.78                   |
| 2                                  | 52.711              | ELU         | 0.120 | SSA         | 0.936   | 5.06                       | 5.25                    | 3HA12+3HA12 | 6.78                   |
| 3                                  | 56.309              | ELU         | 0.130 | SSA         | 0.930   | 5.44                       | 5.25                    | 3HA12+3HA12 | 6.78                   |
| 4                                  | 59.210              | ELU         | 0.136 | SSA         | 0.927   | 5.74                       | 5.25                    | 3HA12+3HA12 | 6.78                   |
| 5                                  | 61.503              | ELU         | 0.140 | SSA         | 0.924   | 5.98                       | 5.25                    | 3HA12+3HA12 | 6.78                   |
| 6                                  | 63.166              | ELU         | 0.144 | SSA         | 0.922   | 6.15                       | 5.25                    | 3HA12+3HA12 | 6.78                   |
| 7                                  | 64.305              | ELU         | 0.150 | SSA         | 0.918   | 6.29                       | 5.25                    | 3HA12+3HA12 | 6.78                   |
| 8                                  | 62.791              | ELU         | 0.144 | SSA         | 0.922   | 6.12                       | 5.25                    | 3HA12+3HA12 | 6.78                   |

| Ferrailage des poutres principales |                     |             |       |             |         |                            |                         |             |                        |
|------------------------------------|---------------------|-------------|-------|-------------|---------|----------------------------|-------------------------|-------------|------------------------|
| Armatures aux appuis               |                     |             |       |             |         |                            |                         |             |                        |
| Niveau                             | $M_{max}$<br>(kN.m) | Combinaison | $\mu$ | Observation | $\beta$ | $A_{st}(cm^2)$<br>Calculée | $A_{min}$<br>( $cm^2$ ) | Ferrailage  | $A_a(cm^2)$<br>Adoptée |
| 1                                  | 58.797              | G+Q+Ex      | 0.134 | SSA         | 0.928   | 5.68                       | 5.25                    | 3HA14+3HA14 | 9,24                   |
| 2                                  | 75.411              | G+Q+Ex      | 0.172 | SSA         | 0.905   | 7.48                       | 5.25                    | 3HA14+3HA14 | 9,24                   |
| 3                                  | 85.589              | G+Q+Ex      | 0.196 | SSA         | 0.890   | 8.64                       | 5.25                    | 3HA14+3HA14 | 9,24                   |
| 4                                  | 88.865              | G+Q+Ex      | 0.204 | SSA         | 0.885   | 9.02                       | 5.25                    | 3HA14+3HA14 | 9,24                   |
| 5                                  | 87.760              | G+Q+Ex      | 0.201 | SSA         | 0.887   | 8.88                       | 5.25                    | 3HA14+3HA14 | 9,24                   |
| 6                                  | 83.564              | G+Q+Ex      | 0.192 | SSA         | 0.892   | 8.41                       | 5.25                    | 3HA14+3HA14 | 9,24                   |
| 7                                  | 79.446              | G+Q+Ex      | 0.182 | SSA         | 0.899   | 7.94                       | 5.25                    | 3HA14+3HA14 | 9,24                   |
| 8                                  | 73.985              | G+Q+Ex      | 0.170 | SSA         | 0.906   | 7.33                       | 5.25                    | 3HA14+3HA14 | 9,24                   |

Tableaux VI-2 Calcul des sections d'acier pour les poutres secondaires

| Ferrailage des poutres secondaires |                     |             |       |             |         |                            |                         |            |                        |
|------------------------------------|---------------------|-------------|-------|-------------|---------|----------------------------|-------------------------|------------|------------------------|
| Armatures en travée                |                     |             |       |             |         |                            |                         |            |                        |
| Niveau                             | $M_{max}$<br>(kN.m) | Combinaison | $\mu$ | Observation | $\beta$ | $A_{st}(cm^2)$<br>Calculée | $A_{min}$<br>( $cm^2$ ) | Ferrailage | $A_t(cm^2)$<br>Adoptée |
| 1                                  | 11.955              | ELU         | 0.058 | SSA         | 0.970   | 1.31                       | 3                       | 3HA12      | 3.39                   |
| 2                                  | 11.960              | ELU         | 0.058 | SSA         | 0.970   | 1.31                       | 3                       | 3HA12      | 3.39                   |
| 3                                  | 11.951              | ELU         | 0.058 | SSA         | 0.970   | 1.31                       | 3                       | 3HA12      | 3.39                   |
| 4                                  | 13.133              | ELU         | 0.063 | SSA         | 0.968   | 1.44                       | 3                       | 3HA12      | 3.39                   |
| 5                                  | 14.738              | ELU         | 0.071 | SSA         | 0.964   | 1.64                       | 3                       | 3HA12      | 3.39                   |
| 6                                  | 15.854              | ELU         | 0.076 | SSA         | 0.960   | 1.76                       | 3                       | 3HA12      | 3.39                   |
| 7                                  | 16.910              | ELU         | 0.082 | SSA         | 0.957   | 1.88                       | 3                       | 3HA12      | 3.39                   |
| 8                                  | 15.683              | ELU         | 0.076 | SSA         | 0.960   | 1.74                       | 3                       | 3HA12      | 3.39                   |

| Ferrailage des poutres secondaires |                     |             |       |             |         |                            |                         |            |                        |
|------------------------------------|---------------------|-------------|-------|-------------|---------|----------------------------|-------------------------|------------|------------------------|
| Armatures aux appuis               |                     |             |       |             |         |                            |                         |            |                        |
| Niveau                             | $M_{max}$<br>(kN.m) | Combinaison | $\mu$ | Observation | $\beta$ | $A_{st}(cm^2)$<br>Calculée | $A_{min}$<br>( $cm^2$ ) | Ferrailage | $A_a(cm^2)$<br>Adoptée |
| 1                                  | 10.883              | G+Q+E       | 0.052 | SSA         | 0.973   | 1.19                       | 3                       | 3HA12      | 3.39                   |
| 2                                  | 16.293              | G+Q+E       | 0.078 | SSA         | 0.959   | 1.81                       | 3                       | 3HA12      | 3.39                   |
| 3                                  | 20.224              | G+Q+E       | 0.098 | SSA         | 0.948   | 2.27                       | 3                       | 3HA12      | 3.39                   |
| 4                                  | 22.897              | G+Q+E       | 0.110 | SSA         | 0.942   | 2.58                       | 3                       | 3HA12      | 3.39                   |
| 5                                  | 24.508              | G+Q+E       | 0.118 | SSA         | 0.937   | 2.78                       | 3                       | 3HA12      | 3.39                   |
| 6                                  | 25.160              | G+Q+E       | 0.122 | SSA         | 0.935   | 2.86                       | 3                       | 3HA12      | 3.39                   |
| 7                                  | 25.542              | G+Q+E       | 0.123 | SSA         | 0.934   | 2.91                       | 3                       | 3HA12      | 3.39                   |
| 8                                  | 23.865              | G+Q+E       | 0.115 | SSA         | 0.933   | 2.72                       | 3                       | 3HA12      | 3.39                   |

## VI-3 Vérifications à l'ELU

## 1. Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{st} \geq A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- Poutres principales :  $(30 \times 35)cm^2$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 1.16cm^2$$

- Poutres secondaires :  $(20 \times 30)cm^2$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 20 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.65cm^2$$

⇒ La condition de non fragilité est vérifiée.

## 2. Justification sous sollicitation d'effort tranchant (Art A.5.1/BAEL91)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente «  $\tau_u$  » prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \quad \text{Avec : } T_u^{max} : \text{Effort tranchant max à l'ELU.}$$

- Poutres principales :  $\tau_u = \frac{80.57 \times 10^3}{300 \times 320} = 0.84 \text{ MPa.}$
- Poutres secondaires  $\tau_u = \frac{18.36 \times 10^3}{200 \times 270} = 0.34 \text{ MPa.}$

### a) Etat limite ultime du béton de l'âme (Art A.5.1,21/BAEL91)

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u \leq \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_s} ; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa.}$$

- Poutres principales :  $\tau_u = 0.84 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$  ..... Condition vérifiée.
- Poutres secondaires  $\tau_u = 0.34 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$  ..... Condition vérifiée.

### b) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales (Art A.5.1,32/BAEL91)

Lorsqu'au droit d'un appui :  $T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} > 0$  , on doit prolonger au-delà de

l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à :  $T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}$

$$\text{D'où : } A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left( T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right)$$

Si :  $T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} < 0$  ⇒ La vérification n'est pas nécessaire.

**Tableaux VI-3** Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales.

| Poutres principales |                       |               |                                    |             |
|---------------------|-----------------------|---------------|------------------------------------|-------------|
| Niveau              | $M_u^{max}$<br>(kN.m) | $T_u$<br>(kN) | $(T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d})$ | Observation |
| 1                   | -58.797               | -63.81        | -267.96625                         | Vérifiée    |
| 2                   | -75.411               | -72.39        | -334.23375                         | Vérifiée    |
| 3                   | -85.589               | -80.38        | -377.564028                        | Vérifiée    |
| 4                   | -88.865               | -83.02        | -391.579028                        | Vérifiée    |
| 5                   | -87.760               | -82.02        | -386.742222                        | Vérifiée    |
| 6                   | -83.564               | -78.43        | -368.582778                        | Vérifiée    |
| 7                   | -79.446               | -75.63        | -351.484167                        | Vérifiée    |
| 8                   | -73.985               | -69.18        | -326.072361                        | Vérifiée    |

| Poutres secondaires |                       |               |                                    |             |
|---------------------|-----------------------|---------------|------------------------------------|-------------|
| Niveau              | $M_u^{max}$<br>(kN.m) | $T_u$<br>(kN) | $(T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d})$ | Observation |
| 1                   | -10.883               | -11.99        | -56.7760082                        | Vérifiée    |
| 2                   | -16.293               | -17.34        | -84.3893827                        | Vérifiée    |
| 3                   | -20.224               | -21.22        | -104.446337                        | Vérifiée    |
| 4                   | -22.897               | -23.84        | -118.066337                        | Vérifiée    |
| 5                   | -24.508               | -25.43        | -126.285967                        | Vérifiée    |
| 6                   | -25.160               | -26.01        | -129.549095                        | Vérifiée    |
| 7                   | -25.542               | -26.57        | -131.681111                        | Vérifiée    |
| 8                   | -23.865               | -23.90        | -122.109877                        | Vérifiée    |

**Conclusion :** Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

**c) Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis (ArtA.5.1,32/BAEL91)**

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.40 \times \frac{0.9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_s}$$

- **Poutres principales :**

$$T_u = 80.57 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0.40 \times \frac{0.9 \times 0.30 \times 0.32 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 576 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Poutres secondaires :**

$$T_u = 18.36 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0.40 \times \frac{0.9 \times 0.20 \times 0.27 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 324 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**d) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres**

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28} = 2.1 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa}$$

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

$\sum U_i$  : Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.

- **Poutres principales** : 3HA14+3HA14  $\Rightarrow \sum U_i = 26.38 \text{cm}$ .

$$\tau_{se} = \frac{80.57 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 263.8} = 1.06 \text{MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Poutres secondaires** : 3HA12  $\Rightarrow \sum U_i = 11.304 \text{cm}$ .

$$\tau_{se} = \frac{18.36 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 113.04} = 0.67 \text{MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**e) Calcul de la longueur de scellement droit des barres**

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \overline{\tau_u}}$$

Avec :  $\overline{\tau_u} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{MPa}$

Pour les barres de  $\phi 12$  :  $l_s = 42.33 \text{cm}$ .

Pour les barres de  $\phi 14$  :  $l_s = 49.38 \text{cm}$ .

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à «  $0.4 l_s$  » pour les barres à haute adhérence.

Pour les barres de  $\phi 12$  :  $l_s = 16.93 \text{cm}$ .

Pour les barres de  $\phi 14$  :  $l_s = 19.75 \text{cm}$ .

**VI-4 Diamètre des armatures transversales**

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

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

- **Poutres principales** :  $\phi_t \leq \min\left(\frac{350}{35}; 12; \frac{300}{10}\right) = \min(10; 12; 30) = 10 \text{mm}$ .

- **Poutres secondaires :**  $\phi_t \leq \min\left(\frac{300}{35}; 12; \frac{200}{10}\right) = \min(8.57; 12; 20) = 8.57\text{mm}.$

Soit :  $\phi_t = 8\text{mm}.$

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit :  $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2.$

## VI-5 Vérifications à l'RPA 99/Version 2003

### 1. Espacements des armatures

#### ➤ Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l; 30\text{cm}\right)$$

- **Poutres principales**  $(30 \times 35)\text{cm}^2$  :

$$S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}; 14.4; 30\text{cm}\right) = \min(8.75; 14.4; 30\text{cm}) = 8.75\text{mm}.$$

- **Poutres secondaires**  $(20 \times 30)\text{cm}^2$  :

$$S_t \leq \min\left(\frac{30}{4}; 14.4; 30\text{cm}\right) = \min(7.5; 14.4; 30\text{cm}) = 7.5\text{mm}.$$

Soit :  $S_t = 7\text{cm}.$

#### ➤ Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

- **Poutres principales**  $(30 \times 35)\text{cm}$   $S_t = 17.5\text{cm}.$

- **Poutres secondaires**  $(20 \times 30)\text{cm}$   $S_t = 15\text{cm}.$

Soit :  $S_t = 15\text{cm}.$

### 2. Délimitation de la zone nodale

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max\left\{\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right\}$$

**Avec :**

$h$  : Hauteur de la poutre.

$(b_1, h_1)$  : Dimensions du poteau.

$h_e$  : Hauteur entre nus des poutres.

On aura :

$$h' = 60\text{cm}$$

$$L' = 2 \times 35 = 70\text{cm} : \text{Poutres principales de } (30 \times 35) \text{ cm}^2.$$

$$L' = 2 \times 30 = 60\text{cm} : \text{Poutres secondaires de } (20 \times 30) \text{ cm}^2.$$

**Remarque :**

Le cadre d'armatures transversales doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

**3. Armatures transversales minimales**

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2$$

$$A_t = 2.01\text{cm}^2 > A_t^{min} = 1.35\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**VI-6 Vérifications à l'ELS**

**1. Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

**2. Etat limite de compression du béton**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_s \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

**Avec :**

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A}$$

( A : Armatures adoptées à l'ELU)

**On calcule :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d}$$

$$k = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)}$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

**Tableau VI- 4 Vérification de l'état limite de compression du béton en travée des poutres principales**

| Niveau | $M_s$<br>(kN.m) | $A_t$ (cm <sup>2</sup> )<br>Adoptée | $\rho_1$ | $\beta_1$ | $k_1$ | $k$   | $\sigma_s$<br>(MPa) | $\sigma_{bc}$<br>(MPa) | $\overline{\sigma}_{bc}$<br>(MPa) | Observations |
|--------|-----------------|-------------------------------------|----------|-----------|-------|-------|---------------------|------------------------|-----------------------------------|--------------|
| 1      | 21.365          | 6.78                                | 0.706    | 0.878     | 26.02 | 0.038 | 112.158             | 4.262                  | 15                                | Vérifiée     |
| 2      | 20.959          | 6.78                                | 0.706    | 0.878     | 26.02 | 0.038 | 110.026             | 4.181                  | 15                                | Vérifiée     |
| 3      | 21.076          | 6.78                                | 0.706    | 0.878     | 26.02 | 0.038 | 110.640             | 4.204                  | 15                                | Vérifiée     |
| 4      | 21.091          | 6.78                                | 0.706    | 0.878     | 26.02 | 0.038 | 110.719             | 4.207                  | 15                                | Vérifiée     |
| 5      | 21.107          | 6.78                                | 0.706    | 0.878     | 26.02 | 0.038 | 110.803             | 4.211                  | 15                                | Vérifiée     |
| 6      | 21.169          | 6.78                                | 0.706    | 0.878     | 26.02 | 0.038 | 111.129             | 4.223                  | 15                                | Vérifiée     |
| 7      | 20.913          | 6.78                                | 0.706    | 0.878     | 26.02 | 0.038 | 109.785             | 4.172                  | 15                                | Vérifiée     |
| 8      | 21.751          | 6.78                                | 0.706    | 0.878     | 26.02 | 0.038 | 114.184             | 4.338                  | 15                                | Vérifiée     |

**Tableau VI-5 Vérification de l'état limite de compression du béton aux appuis des poutres principales**

| Niveau | $M_s$<br>(kN.m) | $A_t$ (cm <sup>2</sup> )<br>Adoptée | $\rho_1$ | $\beta_1$ | $k_1$ | $k$   | $\sigma_s$<br>(MPa) | $\sigma_{bc}$<br>(MPa) | $\overline{\sigma}_{bc}$<br>(MPa) | Observations |
|--------|-----------------|-------------------------------------|----------|-----------|-------|-------|---------------------|------------------------|-----------------------------------|--------------|
| 1      | 35.322          | 9,24                                | 0.963    | 0.863     | 21.59 | 0.047 | 124.050             | 5.830                  | 15                                | Vérifiée     |
| 2      | 38.130          | 9,24                                | 0.963    | 0.863     | 21.59 | 0.047 | 133.912             | 6.294                  | 15                                | Vérifiée     |
| 3      | 40.738          | 9,24                                | 0.963    | 0.863     | 21.59 | 0.047 | 143.071             | 6.724                  | 15                                | Vérifiée     |
| 4      | 42.840          | 9,24                                | 0.963    | 0.863     | 21.59 | 0.047 | 150.453             | 7.071                  | 15                                | Vérifiée     |
| 5      | 44.503          | 9,24                                | 0.963    | 0.863     | 21.59 | 0.047 | 156.294             | 7.346                  | 15                                | Vérifiée     |
| 6      | 45.710          | 9,24                                | 0.963    | 0.863     | 21.59 | 0.047 | 160.533             | 7.545                  | 15                                | Vérifiée     |
| 7      | 46.536          | 9,24                                | 0.963    | 0.863     | 21.59 | 0.047 | 163.433             | 7.681                  | 15                                | Vérifiée     |
| 8      | 45.666          | 9,24                                | 0.963    | 0.863     | 21.59 | 0.047 | 160.378             | 7.538                  | 15                                | Vérifiée     |

Tableau VI-6 Vérification de l'état limite de compression du béton en travée des poutres secondaires

| Niveau | $M_s$<br>(kN.m) | $A_t$ (cm <sup>2</sup> )<br>Adoptée | $\rho_1$ | $\beta_1$ | $k_1$ | $k$   | $\sigma_s$<br>(MPa) | $\sigma_{bc}$<br>(MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$<br>(MPa) | Observations |
|--------|-----------------|-------------------------------------|----------|-----------|-------|-------|---------------------|------------------------|------------------------------|--------------|
| 1      | 2.915           | 3.39                                | 0.627    | 0.883     | 27.89 | 0.036 | 36.067              | 1.298                  | 15                           | Vérifiée     |
| 2      | 5.187           | 3.39                                | 0.627    | 0.883     | 27.89 | 0.036 | 64.178              | 2.310                  | 15                           | Vérifiée     |
| 3      | 6.948           | 3.39                                | 0.627    | 0.883     | 27.89 | 0.036 | 85.968              | 3.095                  | 15                           | Vérifiée     |
| 4      | 8.380           | 3.39                                | 0.627    | 0.883     | 27.89 | 0.036 | 103.686             | 3.733                  | 15                           | Vérifiée     |
| 5      | 9.503           | 3.39                                | 0.627    | 0.883     | 27.89 | 0.036 | 117.581             | 4.233                  | 15                           | Vérifiée     |
| 6      | 10.262          | 3.39                                | 0.627    | 0.883     | 27.89 | 0.036 | 126.959             | 4.571                  | 15                           | Vérifiée     |
| 7      | 11.112          | 3.39                                | 0.627    | 0.883     | 27.89 | 0.036 | 137.489             | 4.949                  | 15                           | Vérifiée     |
| 8      | 9.664           | 3.39                                | 0.627    | 0.883     | 27.89 | 0.036 | 119.573             | 4.305                  | 15                           | Vérifiée     |

Tableau VI-7 Vérification de l'état limite de compression du béton aux appuis des poutres secondaires

| Niveau | $M_s$<br>(kN.m) | $A_t$ (cm <sup>2</sup> )<br>Adoptée | $\rho_1$ | $\beta_1$ | $k_1$ | $k$   | $\sigma_s$<br>(MPa) | $\sigma_{bc}$<br>(MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$<br>(MPa) | Observations |
|--------|-----------------|-------------------------------------|----------|-----------|-------|-------|---------------------|------------------------|------------------------------|--------------|
| 1      | 8.491           | 3.39                                | 0.627    | 0.883     | 27.89 | 0.036 | 105.059             | 3.782                  | 15                           | Vérifiée     |
| 2      | 8.494           | 3.39                                | 0.627    | 0.883     | 27.89 | 0.036 | 105.096             | 3.783                  | 15                           | Vérifiée     |
| 3      | 8.487           | 3.39                                | 0.627    | 0.883     | 27.89 | 0.036 | 105.009             | 3.780                  | 15                           | Vérifiée     |
| 4      | 9.526           | 3.39                                | 0.627    | 0.883     | 27.89 | 0.036 | 117.865             | 4.243                  | 15                           | Vérifiée     |
| 5      | 10.691          | 3.39                                | 0.627    | 0.883     | 27.89 | 0.036 | 132.279             | 4.762                  | 15                           | Vérifiée     |
| 6      | 11.501          | 3.39                                | 0.627    | 0.883     | 27.89 | 0.036 | 142.302             | 5.123                  | 15                           | Vérifiée     |
| 7      | 12.271          | 3.39                                | 0.627    | 0.883     | 27.89 | 0.036 | 151.829             | 5.466                  | 15                           | Vérifiée     |
| 8      | 11.376          | 3.39                                | 0.627    | 0.883     | 27.89 | 0.036 | 140.756             | 5.067                  | 15                           | Vérifiée     |

**3. Etat limite de déformation**

On doit justifier l'état limite de déformation par le calcul de la flèche «  $f$  » qui ne doit pas dépasser la valeur limite «  $\bar{f}$  ».

➤ **Valeurs limites de la flèche**

$$\text{Pour : } L = 5m \Rightarrow \bar{f} \leq \frac{L}{500}$$

$L$  : La portée mesurée entre nus d'appuis.

➤ **Evaluation de la flèche (BAEL91/B.6.5,3)**

$$f = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}$$

**Avec :**

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{5 \times \rho}$$

$L$  : Portée libre de la poutre.

$M_s$  : Moments de service maximal.

$I_{fv}$  : Moment d'inertie fictif.

$E_v$  : Module de déformation longitudinale différée du béton.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.866 \text{ MPa}$$

$I_0$  : Moment d'inertie de la section total rendue homogène, calculé avec  $n = 15$

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \left[ A_s \left( \frac{h}{2} - c' \right)^2 + A_s \left( \frac{h}{2} - c \right)^2 \right] = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \left[ A_s \left( \frac{h}{2} - c' \right)^2 \right]$$

$\rho$  : Rapport des aciers tendus à celui de la section utile.

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d}$$

$\sigma_s$  : Contraintes dans les aciers tendus.

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} \quad (\text{Calculée dans l'état limite de compression du béton}).$$

Tableaux VI-8 Vérification de la flèche pour les poutres principales et secondaires

| Vérification de la flèche dans les poutres principales |                 |             |                |             |                             |         |             |           |                     |        |                             |                                |             |                   |              |
|--|-----------------|-------------|----------------|-------------|-----------------------------|---------|-------------|-----------|---------------------|--------|-----------------------------|--------------------------------|-------------|-------------------|--------------|
| Niv  | $M_s$<br>(kN.m) | $L$<br>(mm) | $E_v$<br>(MPa) | $h$<br>(cm) | $A_s$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $\rho$  | $\lambda_v$ | $\beta_1$ | $\sigma_s$<br>(MPa) | $\mu$  | $I_0$<br>(cm <sup>4</sup> ) | $I_{fv}$<br>(cm <sup>4</sup> ) | $f$<br>(mm) | $\bar{f}$<br>(mm) | Observations |
| 1  | 21.365          | 3900        | 10818.866      | 35          | 6.78                        | 0.00706 | 1.189       | 0.878     | 112.158             | 0.3023 | 128569.925                  | 104033.623                     | 2.88        | 7.8               | Vérifiée     |
| 2  | 20.959          | 3900        | 10818.866      | 35          | 6.78                        | 0.00706 | 1.189       | 0.878     | 110.026             | 0.2942 | 128569.925                  | 104775.907                     | 2.81        | 7.8               | Vérifiée     |
| 3  | 21.076          | 3900        | 10818.866      | 35          | 6.78                        | 0.00706 | 1.189       | 0.878     | 110.640             | 0.2966 | 128569.925                  | 104554.869                     | 2.83        | 7.8               | Vérifiée     |
| 4  | 21.091          | 3900        | 10818.866      | 35          | 6.78                        | 0.00706 | 1.189       | 0.878     | 110.719             | 0.2968 | 128569.925                  | 104536.491                     | 2.84        | 7.8               | Vérifiée     |
| 5  | 21.107          | 3900        | 10818.866      | 35          | 6.78                        | 0.00706 | 1.189       | 0.878     | 110.803             | 0.2972 | 128569.925                  | 104499.755                     | 2.84        | 7.8               | Vérifiée     |
| 6  | 21.169          | 3900        | 10818.866      | 35          | 6.78                        | 0.00706 | 1.189       | 0.878     | 111.129             | 0.2984 | 128569.925                  | 104389.702                     | 2.85        | 7.8               | Vérifiée     |
| 7  | 20.913          | 3900        | 10818.866      | 35          | 6.78                        | 0.00706 | 1.189       | 0.878     | 109.785             | 0.2933 | 128569.925                  | 104859.037                     | 2.80        | 7.8               | Vérifiée     |
| 8  | 21.751          | 3900        | 10818.866      | 35          | 6.78                        | 0.00706 | 1.189       | 0.878     | 114.184             | 0.3098 | 128569.925                  | 103355.640                     | 2.96        | 7.8               | Vérifiée     |

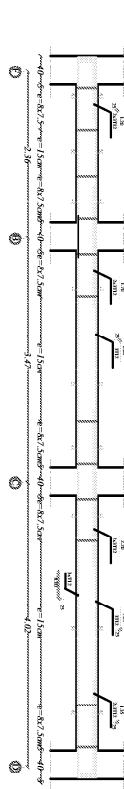
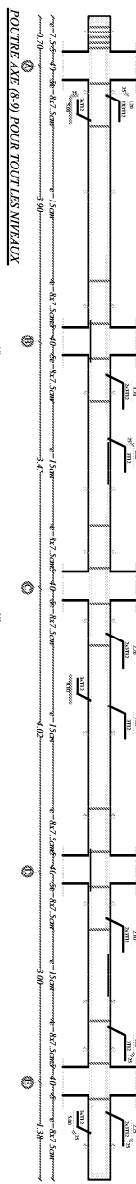
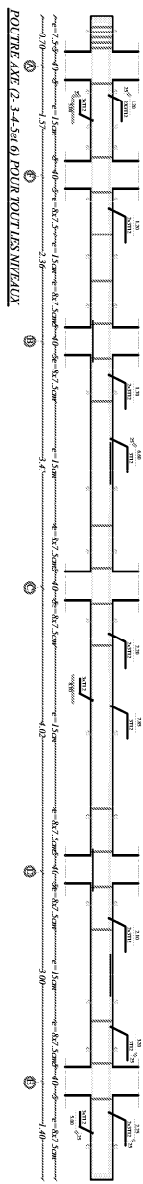
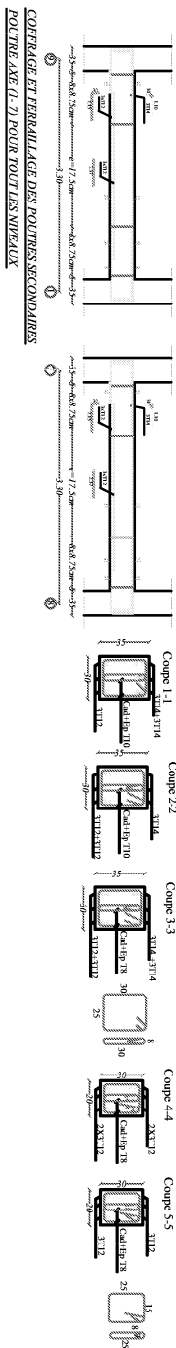
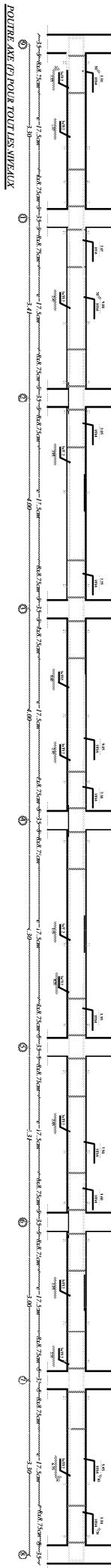
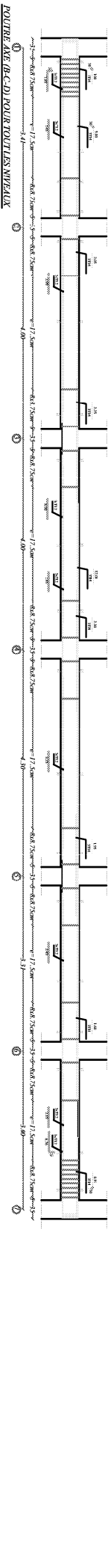
| Vérification de la flèche dans les poutres secondaires |                 |             |                |             |                             |         |             |           |                     |        |                             |                                |             |                   |              |
|--|-----------------|-------------|----------------|-------------|-----------------------------|---------|-------------|-----------|---------------------|--------|-----------------------------|--------------------------------|-------------|-------------------|--------------|
| Niv  | $M_s$<br>(kN.m) | $L$<br>(mm) | $E_v$<br>(MPa) | $h$<br>(cm) | $A_s$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $\rho$  | $\lambda_v$ | $\beta_1$ | $\sigma_s$<br>(MPa) | $\mu$  | $I_0$<br>(cm <sup>4</sup> ) | $I_{fv}$<br>(cm <sup>4</sup> ) | $f$<br>(mm) | $\bar{f}$<br>(mm) | Observations |
| 1  | 2.915           | 3620        | 10818.866      | 30          | 3.39                        | 0.00627 | 1.339       | 0.883     | 36.067              | 0.0000 | 52322.4                     | 57554.750                      | 0.61        | 7.8               | Vérifiée     |
| 2  | 5.187           | 3620        | 10818.866      | 30          | 3.39                        | 0.00627 | 1.339       | 0.883     | 64.178              | 0.0093 | 52322.4                     | 56846.853                      | 1.11        | 7.8               | Vérifiée     |
| 3  | 6.948           | 3620        | 10818.866      | 30          | 3.39                        | 0.00627 | 1.339       | 0.883     | 85.968              | 0.1365 | 52322.4                     | 48660.838                      | 1.73        | 7.8               | Vérifiée     |
| 4  | 8.380           | 3620        | 10818.866      | 30          | 3.39                        | 0.00627 | 1.339       | 0.883     | 103.686             | 0.2182 | 52322.4                     | 44541.166                      | 2.28        | 7.8               | Vérifiée     |
| 5  | 9.503           | 3620        | 10818.866      | 30          | 3.39                        | 0.00627 | 1.339       | 0.883     | 117.581             | 0.2721 | 52322.4                     | 42184.990                      | 2.73        | 7.8               | Vérifiée     |
| 6  | 10.262          | 3620        | 10818.866      | 30          | 3.39                        | 0.00627 | 1.339       | 0.883     | 126.959             | 0.3045 | 52322.4                     | 40884.924                      | 3.04        | 7.8               | Vérifiée     |
| 7  | 11.112          | 3620        | 10818.866      | 30          | 3.39                        | 0.00627 | 1.339       | 0.883     | 137.489             | 0.3376 | 52322.4                     | 39636.990                      | 3.39        | 7.8               | Vérifiée     |
| 8  | 9.664           | 3620        | 10818.866      | 30          | 3.39                        | 0.00627 | 1.339       | 0.883     | 119.573             | 0.2793 | 52322.4                     | 41888.992                      | 2.79        | 7.8               | Vérifiée     |

**VI-7 Dispositions constructives**

➤ Conformément au CBA 93 (annexe E3), concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

- La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :
  - À  $\frac{1}{5}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
  - À  $\frac{1}{4}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
  - La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à  $\frac{1}{10}$  de la portée.

**COTRAGE ET FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES**  
**POUTRE AXC (A-E) POUR TOUTES NIVEAUX**



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI BILAL DE TIZ OUZOU  
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

|             |                     |
|-------------|---------------------|
| Fuille sur  | Mlle MEREST Nourad  |
| Dessiné par | Mlle MOUCHEMME Aoud |
|             | M. KACI Saliha      |

|  |             |
|--|-------------|
| DENOMINATION                                       | ECHELLE     |
| Ferraillage des poutres principales et secondaires | 1/25        |
|  | DATE        |
|  | Sep 2013    |
|  | PLANCHER n° |

# **Chapitre VII**

## **Ferrailage des poteaux**

**Introduction**

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) sous les combinaisons les plus défavorables, en procédant à des vérifications à l'ELS et en tenant compte des trois types de sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

**VII-1 Recommandations du RPA 99 modifié 2003**❖ **Armatures longitudinales**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal est supérieur ou égal à 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40\phi$  (Zone IIa).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm.

- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

- Le pourcentage **minimal** d'aciers est de **0.8%** de la section du béton (Zone IIa).

Poteau (35x40)  $cm^2$  :

$$A_{min} = 0.008 \times 35 \times 40 = 11.2 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage **maximal** en zone courante sera de **4 %** (Zone IIa).

Poteau (35x40)  $cm^2$  :

$$A_{min} = 0.04 \times 35 \times 40 = 56 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage **maximal** en zone de recouvrement sera de **6 %**(Zone IIa)

Poteau (35x40)  $cm^2$  :  $A_{min} = 0.06 \times 35 \times 40 = 84 \text{ cm}^2$

- Les jonctions par recouvrements doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critiques).

❖ **Armatures transversales**

- Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales.
- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante:

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e}$$

**Avec :**

$V_u$  : Effort tranchant de calcul.

$h_t$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

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

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Pour } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Pour } \lambda_g < 5$$

$\lambda_g$  : L'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{Ou} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$a$  et  $b$  sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

$l_f$  : La longueur de flambement des poteaux.

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

$$S_t \leq \min\{10\phi_l^{min}; 15 \text{ cm}\} \quad \text{En zone nodale.}$$

$$S_t \leq 15\phi_l^{min} \quad \text{En zone courante.}$$

$\phi_l^{min}$  : Le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimal  $\frac{A_t}{b \times S_t}$  en % est donnée comme suit :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_{min} = 0.3\%$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \Rightarrow A_{min} = 0.8\%$$

Si  $3 < \lambda_g < 5$  Interpolation entre les valeurs limites précédentes.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\phi$  minimum.
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants ( $\phi > 12\text{mm}$ ) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

**VII.2 Calcul du ferraillage**

**VII-2-1 Etapes de calcul**

Pour la détermination des armatures longitudinales ; deux cas peuvent se présenter :

❖ **Calcul du centre de pression :**  $e_u = \frac{M_u}{N_u}$

Deux cas peuvent se présenter :

**1-Section partiellement comprimée (SPC)**

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivante est satisfaite :

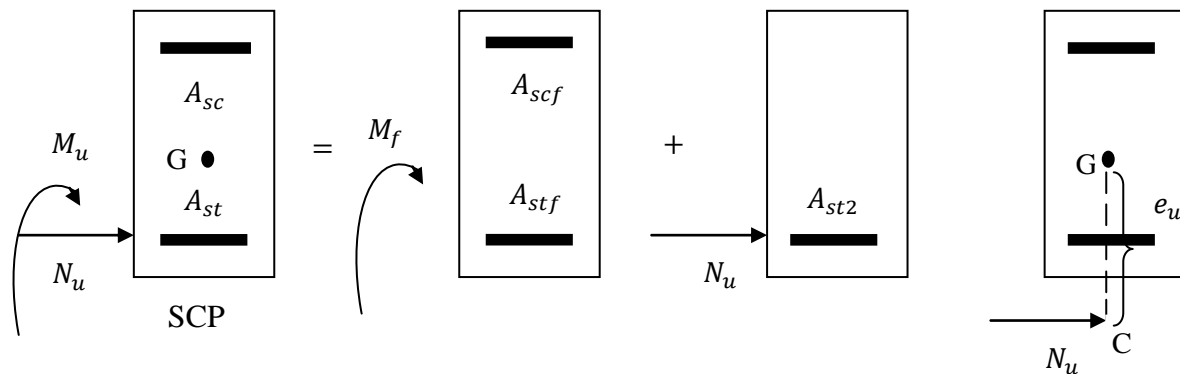
$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$$

$$N_u(d - c') - M_f \leq (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h})b \times h^2 \times f_{bc}$$

**Avec :**

$M_f$  : Moment fictif.

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right)$$



**Figure VII-1** Schéma de calcul en flexion composée.

➤ **Calcul des armatures**

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

Si  $\mu_f \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$  La section est simplement armée (SSA)

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

D'où la section réelle est :  $A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_s}$  si l'effort est négatif.

$$A_{sc} = A_{scf}$$

Si  $\mu_f \geq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$  La section est doublement armée (SDA) :

On calcule :

$$M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_l$$

**Avec :**

$M_l$  : Moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_{stl} = \frac{M_l}{\beta_1 \times d \times \sigma_s}$$

$$\Delta A_{st} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

$$A_{st} = A_{stl} + \Delta A_{sc}$$

$$\Delta A_{sc} = \Delta A_{st} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

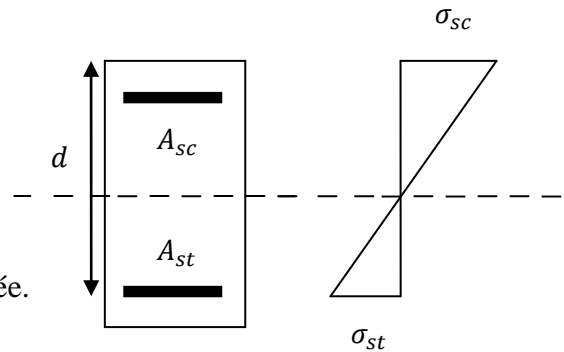


Figure VII-2 Distribution des contraintes.

La section réelle d'armatures est :

$$A_{sc} = \Delta A_{sc}$$

$$A_{st} = A_{st} - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

**2) Section entièrement comprimée (SEC)**

La section est entièrement comprimée si la condition suivante est satisfaite :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \frac{h}{2} - c$$

$$N_u(d - c') - M_f > (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) b \times h^2 \times f_{bc}$$

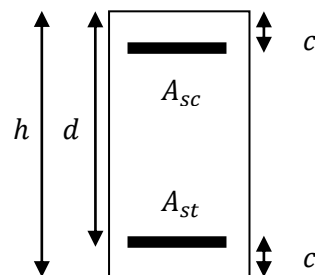
Deux cas peuvent se présenter :

a) Si :  $(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) \times b \times h^2 \times f_{bc} \leq N_u(d - c') - M_f \leq (0.5 - \frac{c'}{h}) \times b \times h^2 \times f_{bc}$

Les sections d'armatures sont :

$$A_{sc} = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bu}}{\sigma_s}$$

$$A_{sc} = 0$$



Avec :

$$\psi = \frac{0.3571 + \frac{N_u \times (d - c') - M_f}{b \times h^2 \times f_{bu}}}{\left(0.8571 - \frac{c'}{h}\right)}$$

b) Si :  $N_u(d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bc}$

Les sections d'armatures sont :

$$A_{sc} = \frac{M_u - (d - 0.5 \times h) \times b \times h \times f_{bu}}{(d - c') \times \sigma_s}$$

$$A_{st} = \frac{N_u - b \times h \times f_{bu}}{\sigma_s} - A_{sc}$$

**Remarque :**

Si :  $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$  (Excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite

de stabilité de forme et la section d'armature sera :  $A = \frac{N_u - B \times f_{bu}}{\sigma_s}$

**Avec :**

$B$  : Aire de la section du béton seul.

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier.

### VII-3 Calcul du ferrailage

#### VII-3-1 Les situations à considérer

|                        | $\gamma_b$ | $\gamma_s$ | $\theta$ | $f_{c28}(MPa)$ | $f_{bu}(MPa)$ | $f_e(MPa)$ | $\sigma_s(MPa)$ |
|------------------------|------------|------------|----------|----------------|---------------|------------|-----------------|
| Situation courante     | 1.5        | 1.15       | 1        | 25             | 14.2          | 400        | 348             |
| Situation accidentelle | 1.15       | 1          | 1        | 25             | 18.48         | 400        | 400             |

#### VII-3-2 Exemple du calcul manuel

- $N_{max} = -1275.36 \text{ kN} \Rightarrow M_{corr} = 7.991 \text{ kN.m}$  Situation courante (**ELU**).

$N_u$  : Effort de compression.

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{7.991}{1275.36} = 0.0062m < \frac{h}{2} - c = \frac{0.4}{2} - 0.03 = 0.17m$$

➤ **Calcul de moment fictif**

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right) = 7.991 + 1275.36 \left( \frac{0.4}{2} - 0.03 \right) = 224.80 \text{ kN.m}$$

$$N_u(d - c') - M_f = 1275.36(0.37 - 0.03) - 224.80 = 208.82 \text{ kN.m}$$

$$\left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b \times h^2 \times f_{bc} = \left(0.337 - 0.81 \frac{0.03}{0.4}\right) \times 0.35 \times (0.4)^2 \times 14.2 \times 10^3 = 219.67 \text{ kN.m}$$

$$\left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bc} = \left(0.5 - \frac{0.03}{0.4}\right) \times 0.35 \times (0.4)^2 \times 14.2 \times 10^3 = 337.96 \text{ kN.m}$$

$$N_u(d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bc} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Donc la section est entièrement comprimée (**SEC**)  $\Rightarrow A_{sc} = 0$

➤ **Calcul de  $A_{st}$**

$$A_{sc} = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bu}}{\sigma_s}$$

Avec :

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N_u \times (d - c') - M_f}{b \times h^2 \times f_{bu}}}{\left(0.8571 - \frac{c'}{h}\right)} = \frac{0.3571 + \frac{1275.36 \times 10^3 \times (37 - 3) - 224.80 \times 10^5}{35 \times (40)^2 \times 14.2 \times 10^2}}{\left(0.8571 - \frac{3}{40}\right)} = 0.792$$

$$A_{sc} = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bu}}{\sigma_s} = \frac{1275.36 \times 10^3 - 0.792 \times 35 \times 40 \times 14.2 \times 10^2}{348 \times 10^2} = 0 \text{ cm}^2$$

- $N_{min} = -0.2 \text{ kN} \Rightarrow M_{corr} = 2.221 \text{ kN.m}$  Situation accidentelle (**0.8G -E<sub>x</sub>**).

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2.221}{0.2} = 11.11 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = \frac{0.4}{2} - 0.03 = 0.17 \text{ m}$$

➤ **Calcul de moment fictif**

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right) = 2.221 + 0.2 \left(\frac{0.4}{2} - 0.03\right) = 2.255 \text{ kN.m}$$

$$N_u(d - c') - M_f = 0.2(0.37 - 0.03) - 2.255 = -2.187 \text{ kN.m}$$

$$\left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b \times h^2 \times f_{bc} = \left(0.337 - 0.81 \frac{0.03}{0.4}\right) \times 0.35 \times (0.4)^2 \times 14.2 \times 10^3 = 219.67 \text{ kN.m}$$

$$N_u(d - c') - M_f < \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b \times h^2 \times f_{bc} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Donc la section est partiellement comprimée (**SPC**).

➤ **Calcul des armatures**

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.255 \times 10^6}{350 \times (370)^2 \times 18.48} = 0.003 \Rightarrow \mu_f < \mu_l = 0.392$$

$\Rightarrow$  La section est simplement armée (**SSA**)  $\Rightarrow \beta = 0.999$

➤ **Les armatures fictives**

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2.255 \times 10^5}{0.999 \times 37 \times 400 \times 10^2} = 0.15 \text{ cm}^2$$

➤ **Les armatures réelles**

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.15 - \frac{0.2 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 0.15 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = A_{scf} = 0 \text{ cm}^2$$

- $N_{corr} = -293.50 \text{ kN} \Rightarrow M_{max} = -54.934 \text{ kN.m}$  Situation accidentelle (**G+Q+E<sub>x</sub>**).

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{54.934}{293.50} = 0.19 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = \frac{0.4}{2} - 0.03 = 0.17 \text{ m}$$

➤ **Calcul de moment fictif**

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right) = 54.934 + 293.50 \left( \frac{0.4}{2} - 0.03 \right) = 104.83 \text{ kN.m}$$

$$N_u(d - c') - M_f = 293.50(0.37 - 0.03) - 104.83 = 204.62 \text{ kN.m}$$

$$\left( 0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) b \times h^2 \times f_{bc} = \left( 0.337 - 0.81 \frac{0.03}{0.4} \right) \times 0.35 \times (0.4)^2 \times 14.2 \times 10^3 = 219.67 \text{ kN.m}$$

$$N_u(d - c') - M_f < \left( 0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) b \times h^2 \times f_{bc} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Donc la section est partiellement comprimée (**SPC**).

➤ **Calcul des armatures**

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{104.83 \times 10^6}{350 \times (370)^2 \times 18.48} = 0.118 \Rightarrow \mu_f < \mu_l = 0.392$$

⇒ La section est simplement armée (**SSA**) ⇒  $\beta = 0.937$

➤ **Les armatures fictives**

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{104.83 \times 10^5}{0.937 \times 37 \times 400 \times 10^2} = 7.56 \text{ cm}^2$$

➤ **Les armatures réelles**

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 7.56 - \frac{293.50 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 0.22 \text{ cm}^2 \text{ et } A_{sc} = A_{scf} = 0 \text{ cm}^2$$

Les résultats du ferraillage sont donnés sous forme de tableau.

**Tableau VII-1** Ferraillage des poteaux

| Ni          | Section | N<br>(kN)                   | M<br>(kN.m)                | Nature | A <sub>sc</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | A <sub>st</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | A <sub>min</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | Ferraillage         | A <sub>adoptée</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) |
|-------------|---------|-----------------------------|----------------------------|--------|---------------------------------------|---------------------------------------|--|---------------------|--|
| 1<br>à<br>8 | 35×40   | N <sub>max</sub> = -1275.36 | M <sub>corr</sub> = 7.991  | SEC    | 0.00                                  | 0.00                                  | 11.2                                   | 4AH14<br>+<br>4AH16 | 14.19                                      |
|             |         | N <sub>min</sub> = -0.2     | M <sub>corr</sub> = 2.221  | SPC    | 0.00                                  | 0.15                                  |  |                     | 14.19                                      |
|             |         | N <sub>corr</sub> = -293.50 | M <sub>max</sub> = -54.934 | SPC    | 0.00                                  | 0.22                                  |  |                     | 14.19                                      |

❖ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \times b \times d$$

**Tableau VII-2** Vérification de la condition de non fragilité

| Ni          | Section       | N<br>(kN)                  | M<br>(kN.m)                | e <sub>s</sub><br>(m) | d<br>(cm) | b<br>(cm) | A <sub>min</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | A <sub>s</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) |
|-------------|---------------|----------------------------|----------------------------|-----------------------|-----------|-----------|--|--------------------------------------|
| 1<br>à<br>8 | 35<br>×<br>40 | N <sub>max</sub> = -920.47 | M <sub>corr</sub> = 5.664  | 0.006                 | 37        | 35        | 4.07                                   | 14.19                                |
|             |               | N <sub>min</sub> = -6.38   | M <sub>corr</sub> = -0.746 | 0.116                 | 37        | 35        | -1.72                                  | 14.19                                |
|             |               | N <sub>corr</sub> = -56.00 | M <sub>max</sub> = -25.854 | 0.462                 | 37        | 35        | 1.17                                   | 14.19                                |

**VII-4 Vérifications à l'ELS**

Dans le cas des poteaux, il y' a lieu de vérifier :

**1. Etat limite d'ouvertures des fissures**

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

**2. Contrainte dans le béton**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

Deux cas peuvent se présenter ; en flexion composée et à l'ELS :

$$\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow \text{La section est entièrement comprimée.}$$

$$\frac{M_s}{N_s} \geq \frac{h}{6} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

➤ **Vérification d'une Section partiellement comprimée**

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + l_c$$

**Avec :**

$y_1$  : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimé ;

$y_2$  : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression  $C_p$  ;

$l_c$  : La distance entre le centre de pression  $C_p$  et la fibre la plus comprimée.

$y_2$  est obtenu avec la résolution de l'équation suivante :  $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

**Avec :**

$$l_c = \frac{h}{2} - e_s$$

$$p = -3 \times l_c^2 - 6 \times n \times \overline{A_u} \times \frac{l_c - c'}{b} + 6 \times n \times A_u \times \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 6 \times n \times \overline{A_u} \times \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6 \times n \times A_u \times \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul  $\Delta$  :

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \times p^3}{27}$$

- Si  $\Delta \geq 0$  :  $t = 0.5 \times (\sqrt{\Delta} - q)$  ;  $u = \sqrt[3]{t}$  ;  $p = u - \frac{p}{3 \times u}$
- Si  $\Delta < 0 \Rightarrow$  L'équation admet trois racines :

$$\left\{ \begin{array}{l} y_2^1 = a \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right) \\ y_2^2 = a \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) \\ y_2^3 = a \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right) \end{array} \right.$$

**Avec :**

$$\alpha = \arccos\left(\frac{3 \times q}{2 \times p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) ; a = 2 \times \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour  $y_2$  la valeur positive ayant un sens physique tel que :  $0 < y_1 = y_2 + l_c < h$

Donc :  $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y_1)^2 + A'_s \times (y_1 - d)^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton vaut :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \times y_1 \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

➤ **Vérification d'une section entièrement comprimée**

- La section homogène est :

$$S = b \times h + \eta(A_s + A'_s)$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[ \frac{b \times h^2}{2} + 15(A_s \times c' + A'_s \times d) \right] \Rightarrow V_2 = h - V_1$$

- Le moment d'inertie de la section total homogène :

$$I = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times [A_s \times (V_1 - c)^2 + A'_s \times (V_2 - c)^2]$$

$$\sigma_{b1} = \left( \frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s^{V1}}{I_G} \right) \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{b2} = \left( \frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s^{V2}}{I_G} \right) \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

Puisque :  $\sigma_{b1} > \sigma_{b2}$

$N_s$ : Effort de compression à l'ELS.

$M_s$ : Moment fléchissant à l'ELS.

$B_0$ : Section homogénéisée ( $B_0 = b \times h + 15 \times A_s$ ).

**Tableau VII-3** Vérification des contraintes

| Ni          | Sect          | $N$<br>(kN)         | $M$<br>(kN.m)       | Obs | $\sigma_{bsup}$<br>(MPa) | $\sigma_{binf}$<br>(MPa) | $\overline{\sigma}_b$<br>(MPa) | $\sigma_{ssup}$<br>(MPa) | $\sigma_{sinf}$<br>(MPa) | $\overline{\sigma}_s$<br>(MPa) | Obs      |
|-------------|---------------|---------------------|---------------------|-----|--------------------------|--------------------------|--------------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------------|----------|
| 1<br>à<br>8 | 35<br>×<br>40 | $N_{max} = -920.47$ | $M_{corr} = 5.664$  | SEC | 0.1                      | 0.0                      | 15                             | 1.2                      | -0.1                     | 400                            | vérifiée |
|             |               | $N_{min} = -6.38$   | $M_{corr} = -0.746$ | SPC | 0.1                      | 0.0                      |                                | 1.2                      | -0.1                     |                                | vérifiée |
|             |               | $N_{corr} = -56.00$ | $M_{max} = -25.854$ | SPC | 0.1                      | 0.0                      |                                | 1.2                      | -0.1                     |                                | vérifiée |

**VII-5 Armatures transversales**

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3} = \frac{16}{3} = 5.33mm.$$

Soit :  $\phi_t = 10mm$ .

**VII-4-1 Recommandations du RPA 99/Version 2003**➤ **Espacement des armatures**

- En zone nodale :

$$S_t \leq \min(10 \times \phi_l^{min} ; 15cm) = \min(10 \times 1.4 ; 15cm) = 14cm \Rightarrow S_t = 10cm.$$

- En zone courante :

$$S_t \leq 15 \times \phi_l^{min} = 15 \times 1.4 = 21cm \Rightarrow S_t = 15cm.$$

➤ **Longueurs de recouvrement**

$$L_r = 40 \times \phi_l = 40 \times 1.6 = 64cm.$$

➤ **Calcul des armatures transversales**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule (art 7.4.2.2)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e}$$

**Avec :**

$V_u$ : Effort tranchant de calcul  $V_u = 38.81kN$ .

$h_t$ : Hauteur total de la section brute.

$f_e$ : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

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

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Pour } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Pour } \lambda_g < 5 \quad \text{Avec: } \lambda_g : L'élancement géométrique du poteau.$$

$$\lambda_g = \left( \frac{I_f}{a} ; \frac{I_f}{b} \right)$$

$a$  et  $b$  sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

$$I_f = 0.7l_0 \quad \text{Avec: } l_0 : \text{Longueur libre du poteau.}$$

- Pour le RDC, poteaux  $(35 \times 40)cm^2$  :  $l_0 = 3.73m$ ,  $I_f = 2.61m$ ,  $\lambda_g = 7.46$ .
- Pour l'étage courant, poteaux  $(35 \times 40)cm^2$  :  $l_0 = 2.71m$ ,  $I_f = 1.89m$ ,  $\lambda_g = 5.4$ .

On remarque que :  $\lambda_g > 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$ .

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e} \Rightarrow A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 38.81 \times 10^3 \times 15}{40 \times 400 \times 10^2} = 0.91 \text{ cm}^2.$$

➤ **Vérification de la quantité d'armatures**

La quantité d'armatures transversales minimale  $\frac{A_t}{b \times S_t}$  en % est donnée comme suit :

- Si  $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_{min} = 0.3\%$ .
- Si  $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow A_{min} = 0.8\%$ .
- Si  $3 < \lambda_g < 5$  Interpolation entre les valeurs limites précédentes.

On a :  $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_{min} = 0.3\%$ .

Alors les quantités minimales d'armatures sont :  $A_{min} = 0.3\%$ .

- En zone nodale ( $S_t = 10 \text{ cm}$ ):

$$A_t^{min} = A_{min} \times b \times S_t = \frac{0.3}{100} \times 35 \times 10 = 1.05 \text{ cm}^2.$$

- En zone courante ( $S_t = 15 \text{ cm}$ ):

$$A_t^{min} = A_{min} \times b \times S_t = \frac{0.3}{100} \times 35 \times 15 = 1.58 \text{ cm}^2.$$

**Conclusion :**

On prend  $A_t = 3.14 \text{ cm}^2 = 2$  cadres de  $\emptyset 10 > 1.58 \text{ cm}^2$ .

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_b = 0.075 \text{ Si : } \lambda_g \geq 5. \\ \rho_b = 0.04 \text{ Si : } \lambda_g < 5. \end{array} \right.$$

On a :  $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow \rho_b = 0.075 \Rightarrow \tau_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.88 \text{ MPa}$ .

$$\tau_b = \frac{38.81 \times 10^3}{350 \times 370} = 0.30 \text{ MPa} < \tau_b = 1.88 \text{ MPa}.$$

⇒ L'effort tranchant est vérifié.

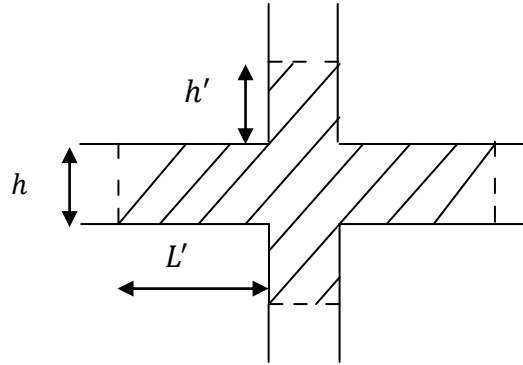
➤ **Délimitation de la zone nodale**

La zone nodale est constituée par le nœud poutre poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont :

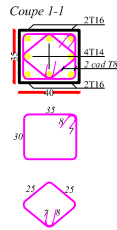
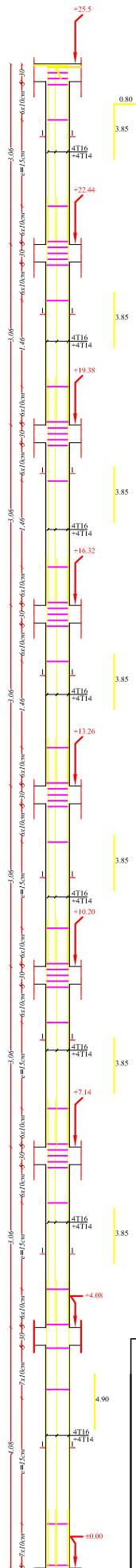
$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm} \right\}$$

$h_e$ :Hauteur libre du poteau.

$$h' = \max \left\{ \frac{373}{6} ; 35 ; 40 ; 60 \text{ cm} \right\} = 62.17 \text{ cm}.$$



# Ferrailage des poteaux



|  |   |
|--|---|
| REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE<br>UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU<br>FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION<br>DEPARTMENT DE GENIE CIVIL |   |
| Etudié par   | Mlle MORSLI Naval<br>Mlle MOUCHENE Amel |
| Dirigé par   | Mr KACI Salah                           |
| DESIGNATION:   | Ferrailage des poteaux                  |
| ECHELLE  | 1/50                                    |
| DATE   | Sep 2013                                |
| PLANCHE N°   |   |

# **Chapitre VIII**

## **Ferraillage des voiles**

### Introduction

Le voile est un élément structurel de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Pour réduire le calcul on a décomposées la structure en trois zones de calcul :

- Zone I : Niveaux RDC, 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> étages
- Zone II : Niveaux 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup>, et 5<sup>ème</sup> étages
- Zone III : Niveaux 6<sup>ème</sup> et 7<sup>ème</sup>

#### ➤ Combinaison d'action

Les combinaisons d'action sismiques et d'action dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\begin{array}{l} \text{Selon le BAEL 91} \longrightarrow \text{ELU : } 1.35G+1.5Q \\ \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \text{ELS : } G+Q \\ \text{Selon le RPA 2003} \longrightarrow G+Q \pm E \\ \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad 0.8G \pm Q \end{array}$$

### VIII-1 Ferrailage des voiles

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

#### VIII-2 Exposé de la méthode

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I}$$

Avec :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{MV'}{I}$$

**B** : section du béton

**I** : moment d'inertie du Voile

**V** et **V'** : bras de levier :

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultat d'étude aux chargements

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donné par :

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec :

$h_e$ : Hauteur entre nus du plancher du voile considéré.

$L_c$ : La longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

Avec :  $L_t = L - L_c$

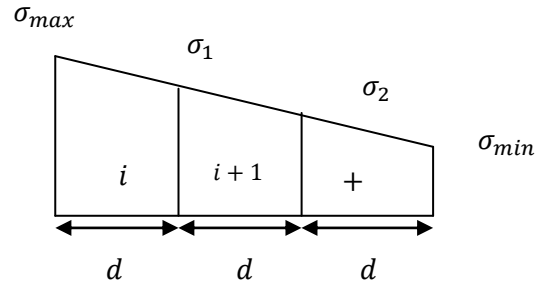
$L_t$ : Longueur tendue.

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenus

**a) Section entièrement comprimée**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

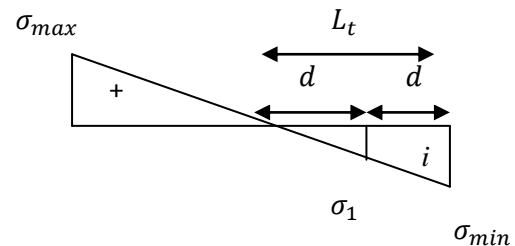


Avec :  $e$  : épaisseur du voile.

**b) Section partiellement comprimée**

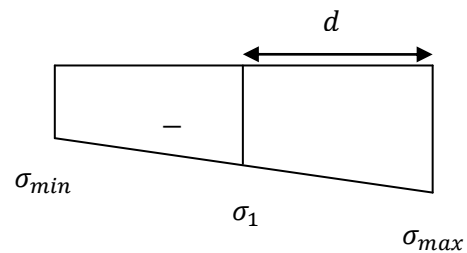
$$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



**c) Section entièrement tendue**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



**VIII-3 Armatures verticales**

**a) Section entièrement comprimée**

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_{s2}}$$

Avec :

$B$  : Section du voile ;

$\sigma_{s2}$ : Contrainte de l'acier à 2 ‰ = 348 MPa.

**b) Section partiellement comprimée**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

Avec :

$\sigma_{s10}$ : Contrainte de l'acier à 10 ‰ = 400 MPa.

**c) Section entièrement tendue**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

Avec :

$\sigma_{s2}$ : Contrainte de l'acier à 2 ‰ = 348 MPa.

➤ **Armatures minimales**

- **compression simple (Art A.8.1, 2 /BAEL91)**

$$A_{min} \geq 4cm^2 \text{ Par mètre de parement perpendiculaire à ces armatures : } 0.2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 5\%$$

**Avec :** **B** : la section du béton comprimée.

- **Traction simple (BAEL)**

$$A_{min} \geq \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}$$

**B** : Section du béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu.

- **Section partiellement comprimée**

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{0.23\beta f_{t28}}{f_e}; 0.002\beta \right\}$$

**Avec :**

**B** : Section du béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à **0.2 %** de la section horizontale du béton tendu.

➤ **Exigences de RPA2003 (Art A.7.7.4.3)**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%.
- En zone courantes 0,10 %.

**VIII-4 Armatures horizontales**

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Ø et disposées de manière à servir de cadre armatures aux armatures verticales.

D'après le BAEL91 :  $A_h \geq \frac{A_v}{4}$

D'après le RPA :  $A_h \geq 15\%B$  globalement dans la section du voile.

$A_n \geq 0.1\%$  **B** : En zone courante.

**Avec :**

**B** : Section du béton.

$A_v$  : Section d'armatures verticales.

**VIII-5 Armatures de couture**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{T}}{f_e} \text{ avec } \bar{T} = 1.4T$$

**Avec :**

T : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

Mais dans ce cas, les voiles sont coulés niveau par niveau et les armatures d'attentes sont suffisantes.

**VIII-6 Armatures transversales**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA 2003. Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

**VIII-7 Armatures pour les potelets**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$ .

**VIII-8 Dispositions constructives****➤Espacement**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min (1.5e, 30cm) \dots\dots\dots \text{ Art 7.7.4.3/RPA99 (version 2003).}$$

**Avec :**

*e* = épaisseur du voile.

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

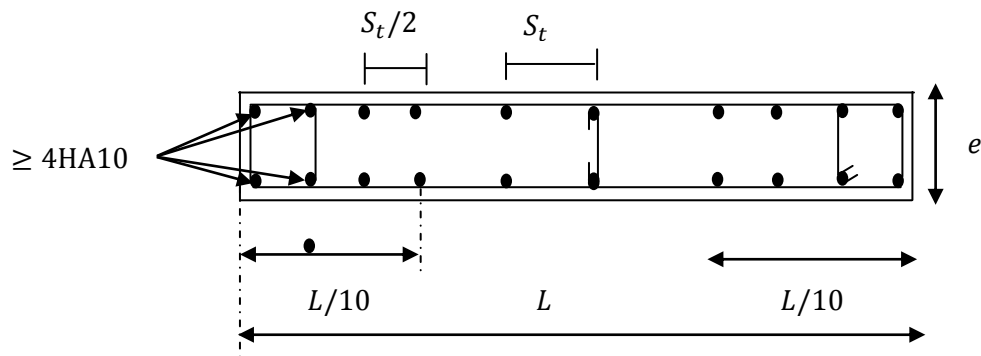


Figure VIII-1 Disposition des armatures verticales dans les voiles.

➤ **Longueur de recouvrement (Art 7.7.4,3/RPA99)**

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 les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ **Diamètre maximal**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser  $1/10$  de l'épaisseur du voile.

$$\phi_{max} = \frac{e}{10} = 20 \text{ min}$$

### VIII-9 Les vérifications

• **Vérification à L'ELS**

Pour cet état, il considère :

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

**N<sub>s</sub>** : Effort normal appliqué

**B** : Section du béton

**A** : Section d'armatures adoptée

• **Vérification de la contrainte de cisaillement**

➤ **Selon le RPA99 (version 2003)**

$$\tau_b = \frac{1.4T}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec : **d** : Hauteur utile ( $d = 0,9 h$ ) et **h** : Hauteur totale de la section brute.

➤ **Selon le BAEL 91**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right)$$

Avec :  $\tau_u$  : contrainte de cisaillement.

• **Exemple de calcul**

Soit à calculer le ferrailage des voiles (VL1, VL4, VL6 et VL9) (zone I)

1) **Caractéristiques géométriques**

$$L = 1.50m \quad e = 0.20m \quad V = L/2 = 0.75m \quad I = 5.625 \times 10^{-2} m^4 \quad B = 0.3m^2.$$

Sollicitation de calcul :

$$\sigma_{max} = 3049 KN/m^2$$

$$\sigma_{min} = -5019.92 KN/m^2$$

Dans ce cas la section est partiellement comprimée.

• **Largeur de la zone comprimée**

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} L = \frac{3049}{3049 + 5019.92} \times 0.925 = 0.35m.$$

• **Largeur de la zone tendue**

$$L_t = L - L_c = 0.925 - 0.35 = 0.57m.$$

• **Calcul de la longueur (d)**

$$d = \min \left( \frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) = 0.23m$$

$$\text{soit: } d_1 = 0.23 m \text{ et } d_2 = L_t - d_1 = 0.34m$$

➤ **Détermination des armatures**

• **1<sup>ère</sup> bande :**

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d_1) \sigma_{min}}{L_t} = 2994.34 KN/m^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e = \frac{5019.92 + 2994.34}{2} \times 0.23 \times 0.2 = 184.33 KN.$$

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = \frac{184.33}{400} \times 10 = 4.61 cm^2$$

• **2<sup>ème</sup> bande :**

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d_2 \cdot e = \frac{2994.34}{2} \times 0.34 \times 0.2 = 101.87 KN.$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = \frac{101.87}{400} \times 10 = 2.54 cm^2$$

➤ **Armatures verticales**

• **Section minimale**

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{0.23\beta f_{t28}}{f_e}; 0.002\beta \right\}$$

Avec :

$$\beta = d \times e; \beta_1 = d_1 \times e = 460\text{cm}^2$$

$$\beta_2 = d_2 \times e = 680\text{cm}^2$$

$$A_{1min} \geq \max(0.55, 0.92) = 0.92\text{cm}^2$$

$$A_{2min} \geq \max(0.82, 1.36) = 1.36\text{cm}^2$$

• **Ferrailage adopté**

$$A_{v1} = 4.61\text{cm}^2 > A_{1min} = 0.92\text{cm}^2 \text{ nous adoptons la section de } A_{v1} = 4.61\text{cm}^2.$$

$$A_{v2} = 2.54\text{cm}^2 > A_{1min} = 1.36\text{cm}^2 \text{ nous adoptons la section de } A_{v2} = 1.36\text{cm}^2.$$

➤ **Armatures transversales**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8.

• **Armatures de coutures**

$$A_{vj} = \frac{1.1 \times 1.4 \times V}{f_e} = \frac{1.1 \times 1.4 \times 119.83 \times 10}{400} = 4.61\text{cm}^2.$$

$$A_{v1} = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 5.76\text{cm}^2.$$

$$A_{v2} = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 3.70\text{cm}^2.$$

• **Le ferrailage adopté pour les armatures verticales**

Le voile est ferrailé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique :

**1<sup>ere</sup> bande** : 8HA14 = 12.31 cm<sup>2</sup>/d<sub>1</sub> **soit**: 4HA14 /nappe avec espacement de **10cm**.

**2<sup>ieme</sup> bande** : 6HA12 = 6.78 cm<sup>2</sup>/d<sub>2</sub> **soit**: 6HA12/nappe avec espacement de **20cm**.

➤ **Armatures horizontales**

**D'après le BAEL 91**

$$A_h = \frac{A_v}{4} = \frac{19.09}{4} = 4.77\text{cm}^2$$

$$A_h \geq \max \left\{ \frac{A_v}{4}; 0.15\%B \right\} = 4.77\text{cm}^2.$$

Soit  $2 \times 5\text{HA}10 = 7.85\text{cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement  $S_t = 20\text{cm}$ .

## 2) Vérification des contraintes de cisaillement

- Selon le RPA 99(Art 7.2.2/RPAA99 version 2003)

$$\tau_b = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 119.83 \times 10}{20 \times 0.9 \times 92.5} = 1.01\text{MPa}$$

$$\tau_b = 1.01\text{MPa} < \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 5\text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- D'après le BAEL91 (Art 5.1.1/BAEL modifié 99)

$$\tau_u = \min\left\{0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right\} = 2.5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{119.83 \times 10}{20 \times 0.9 \times 92.5} = 0.71\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.71\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

## 3) Vérification a l'ELS

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A_v} = \frac{274.96 \times 10^3}{0.185 \times 10^6 + 15 \times 19.09 \times 10^2} = 1.28\text{MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = 1.28\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

## VIII-10 Ferrailage des voiles

## 1. Ferrailage des voiles transversaux

Les ferrailages sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VIII-1 Ferrailage des voiles longitudinaux (VL1, VL4, VL6 et VL9)

|                                      | Zone  |                     | Zone I        | Zone II          | Zone III     |
|--------------------------------------|---|---------------------|---------------|------------------|--------------|
| Caractéristiques géométriques        | L (m)   |                     | 0.925         | 0.925            | 0.925        |
|                                      | B(m <sup>2</sup> )                                    |                     | 0.185         | 0.185            | 0.185        |
|                                      | e (m)   |                     | 0.2           | 0.2              | 0.2          |
| Sollicitations de calcul             | $\sigma_{max} = (kN/m^2)$                             |                     | 3049          | 1132.45          | 611.04       |
|                                      | $\sigma_{min} = (kN/m^2)$                             |                     | -5019.92      | -2378.45         | -990.41      |
|                                      | $\sigma_1 = (kN/m^2)$                                 |                     | 2994.34       | 1623.38          | 585.72       |
|                                      | V(kN)   |                     | 119.83        | 67.86            | 67.86        |
|                                      | Nature de la section                                  |                     | SPC           | SPC              | SPC          |
|                                      | L <sub>t</sub> (m)                                    |                     | 0.57          | 0.63             | 0.93         |
|                                      | L <sub>c</sub> (m)                                    |                     | 0.35          | 0.30             | 0.57         |
|                                      | d <sub>1</sub> (m)                                    |                     | 0.25          | 0.2              | 0.38         |
|                                      | d <sub>2</sub> (m)                                    |                     | 0.32          | 0.43             | 0.55         |
|                                      | N(kN)   | N <sub>1</sub>      | 184.33        | 80.04            | 59.89        |
|                                      |   | N <sub>2</sub>      | 101.87        | 69.80            | 32.21        |
|                                      | A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )                     | A <sub>1</sub>      | 4.61          | 2.00             | 1.5          |
|                                      |   | A <sub>2</sub>      | 2.54          | 1.74             | 0.8          |
| Ferrailage                           | A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )                    |                     | 4.61          | 2.61             | 2.61         |
|                                      | A <sub>1</sub> min (cm <sup>2</sup> )                 |                     | 0.52          | 0.8              | 1.52         |
|                                      | A <sub>2</sub> min (cm <sup>2</sup> )                 |                     | 1.36          | 1.72             | 2.2          |
|                                      | A <sub>1</sub> = A <sub>v1</sub> + A <sub>vj</sub> /4 |                     | 5.76          | 2.65             | 2.15         |
|                                      | A <sub>2</sub> = A <sub>v2</sub> + A <sub>vj</sub> /4 |                     | 3.70          | 2.39             | 1.45         |
|                                      | A <sub>1adoptée</sub> /bande                          |                     | 2x4HA14=12.31 | 2X3HA10=4.7      | 2X3HA10=4.7  |
|                                      | S <sub>t</sub> (cm)                                   |                     | 10            | 10               | 10           |
|                                      | A <sub>2adoptée</sub> /bande                          |                     | 2x3HA12=6.78  | 2X3HA10=4.7      | 2X3HA10=4.7  |
|                                      | S <sub>t</sub> (cm)                                   |                     | 20            | 20               | 20           |
|                                      | A <sub>h</sub> (cm <sup>2</sup> )                     |                     | 4.77          | 1.26             | 1.26         |
|                                      | A <sub>h adoptée</sub> /bande                         |                     | 2x5HA10=7.85  | 2x5HA10=7.8<br>5 | 2x5HA10=7.85 |
|                                      | S <sub>t</sub> (cm)                                   |                     | 20            | 20               | 20           |
| A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )    |   | 4 épingles HA8      |               |                  |              |
| Vérification des contraintes à l'ELS | contrainte  | $\tau_u$ (MPa)      | 0.71          | 0.4              | 0.4          |
|                                      |   | $\tau_b$ (MPa)      | 1.01          | 0.57             | 0.35         |
|                                      | ELS   | N <sub>s</sub> (kN) | 274.96        | 169.17           | 65.15        |
|                                      |   | $\sigma_b$ (MPa)    | 1.28          | 0.85             | 0.32         |

Tableau VIII-2 Ferrailage du voile longitudinal (VL5)

|                                     | Zone  | Zone I              | Zone II        | Zone III      |        |
|-------------------------------------|---|---------------------|----------------|---------------|--------|
| Caractéristiques géométriques       | L (m)   | 3.65                | 3.65           | 3.65          |        |
|                                     | B(m <sup>2</sup> )                                    | 0.73                | 0.73           | 0.73          |        |
|                                     | e (m)   | 0.2                 | 0.2            | 0.2           |        |
| Sollicitations de calcul            | $\sigma_{max} = (kN/m^2)$                             | 5075.76             | 611.98         | 837.22        |        |
|                                     | $\sigma_{min} = (kN/m^2)$                             | -8605.4             | -2350.72       | -1731.86      |        |
|                                     | $\sigma_1 = (kN/m^2)$                                 | 5238.07             | 1945.42        | 1166.35       |        |
|                                     | V(kN)   | 963.55              | 488.3          | 299.12        |        |
|                                     | Nature de la section                                  | SPC                 | SPC            | SPC           |        |
|                                     | L <sub>t</sub> (m)                                    | 2.3                 | 2.9            | 2.45          |        |
|                                     | L <sub>c</sub> (m)                                    | 1.35                | 0.75           | 1.2           |        |
|                                     | d <sub>1</sub> (m)                                    | 0.9                 | 0.5            | 0.8           |        |
|                                     | d <sub>2</sub> (m)                                    | 1.4                 | 2.4            | 1.65          |        |
|                                     | N(kN)   | N <sub>1</sub>      | 1245.91        | 214.80        | 231.85 |
|                                     |   | N <sub>2</sub>      | 785.71         | 466.95        | 192.45 |
|                                     | A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )                     | A <sub>1</sub>      | 31.15          | 5.37          | 5.79   |
|                                     |   | A <sub>2</sub>      | 19.64          | 11.67         | 6.6    |
| Ferrailage                          | A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )                    | 37.10               | 18.80          | 11.52         |        |
|                                     | A <sub>1</sub> min (cm <sup>2</sup> )                 | 3.6                 | 2.00           | 3.2           |        |
|                                     | A <sub>2</sub> min (cm <sup>2</sup> )                 | 5.6                 | 9.6            | 6.6           |        |
|                                     | A <sub>1</sub> = A <sub>v1</sub> + A <sub>vj</sub> /4 | 40.15               | 10.07          | 8.67          |        |
|                                     | A <sub>2</sub> = A <sub>v2</sub> + A <sub>vj</sub> /4 | 28.91               | 16.337         | 9.48          |        |
|                                     | A <sub>1</sub> adoptée/bande                          | 2x7HA20=43.98       | 2X6HA12=13.56  | 2X6HA10=9.42  |        |
|                                     | S <sub>t</sub> (cm)                                   | 15                  | 10             | 10            |        |
|                                     | A <sub>2</sub> adoptée/bande                          | 2x5HA16=20.10       | 2X10HA12=22.62 | 2X4HA10=15.17 |        |
|                                     | S <sub>t</sub> (cm)                                   | 30                  | 20             | 20            |        |
|                                     | A <sub>h</sub> (cm <sup>2</sup> )                     | 16.02               | 10.95          | 10.95         |        |
|                                     | A <sub>h</sub> adoptée/bande                          | 2x6HA16=24.12       | 2x6HA12=13.56  | 2x6HA10=13.56 |        |
|                                     | S <sub>t</sub> (cm)                                   | 16                  | 16             | 16            |        |
|                                     | A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )                     | 4 épingles HA8      |                |               |        |
| Vérification des contraintes à PELS | contrainte  | $\tau_u$ (MPa)      | 1.46           | 0.75          | 0.45   |
|                                     |   | $\tau_b$ (MPa)      | 2.05           | 1.38          | 0.63   |
|                                     | ELS   | N <sub>s</sub> (kN) | 1716.28        | 1086.43       | 445.35 |
|                                     |   | $\sigma_b$ (MPa)    | 2.07           | 1.04          | 0.58   |

Tableau VIII-3 Ferrailage des voiles transversaux (VT3 et VT8)

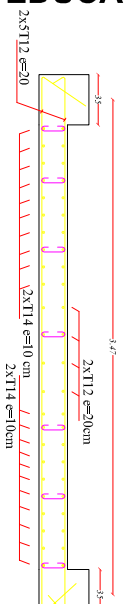
|                                     | Zone  | Zone I              | Zone II       | Zone III      |        |
|-------------------------------------|---|---------------------|---------------|---------------|--------|
| Caractéristiques géométriques       | L (m)   | 3.67                | 3.67          | 3.67          |        |
|                                     | B(m <sup>2</sup> )                                    | 0.734               | 0.734         | 0.734         |        |
|                                     | e (m)   | 0.2                 | 0.2           | 0.2           |        |
| Sollicitations de calcul            | $\sigma_{max} = (kN/m^2)$                             | 6516.87             | 1520.52       | 1555.88       |        |
|                                     | $\sigma_{min} = (kN/m^2)$                             | -8605.4             | -2350.72      | -1799.95      |        |
|                                     | $\sigma_1 = (kN/m^2)$                                 | 4507.59             | 1338.75       | 767.49        |        |
|                                     | V(kN)   | 631.88              | 496.85        | 253.61        |        |
|                                     | Nature de la section                                  | SPC                 | SPC           | SPC           |        |
|                                     | L <sub>t</sub> (m)                                    | 2.1                 | 2.23          | 1.97          |        |
|                                     | L <sub>c</sub> (m)                                    | 1.58                | 1.44          | 1.7           |        |
|                                     | d <sub>1</sub> (m)                                    | 1.05                | 0.96          | 1.13          |        |
|                                     | d <sub>2</sub> (m)                                    | 1.10                | 1.27          | 0.84          |        |
|                                     | N(kN)   | N <sub>1</sub>      | 1311.3        | 354.19        | 290.12 |
|                                     |   | N <sub>2</sub>      | 495.83        | 170.02        | 64.47  |
|                                     | A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )                     | A <sub>1</sub>      | 32.78         | 8.85          | 7.25   |
|                                     |   | A <sub>2</sub>      | 12.39         | 4.25          | 1.61   |
| Ferrailage                          | A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )                    | 24.33               | 19.13         | 9.76          |        |
|                                     | A <sub>1</sub> min (cm <sup>2</sup> )                 | 4.2                 | 3.84          | 4.52          |        |
|                                     | A <sub>2</sub> min (cm <sup>2</sup> )                 | 4.4                 | 5.08          | 3.36          |        |
|                                     | A <sub>1</sub> = A <sub>v1</sub> + A <sub>vj</sub> /4 | 38.86               | 13.63         | 9.69          |        |
|                                     | A <sub>2</sub> = A <sub>v2</sub> + A <sub>vj</sub> /4 | 18.47               | 9.03          | 4.05          |        |
|                                     | A <sub>1</sub> adoptée/bande                          | 2x10HA16=40.2       | 2X7HA12=15.84 | 2X8HA10=12.56 |        |
|                                     | S <sub>t</sub> (cm)                                   | 10                  | 15            | 15            |        |
|                                     | A <sub>2</sub> adoptée/bande                          | 2x6HA16=24.12       | 2X5HA12=11.30 | 2X4HA10=6.28  |        |
|                                     | S <sub>t</sub> (cm)                                   | 20                  | 30            | 30            |        |
|                                     | A <sub>h</sub> (cm <sup>2</sup> )                     | 16.08               | 11.01         | 11.01         |        |
|                                     | A <sub>h</sub> adoptée /bande                         | 2x5HA16=20.1        | 2x5HA12=11.30 | 2x5HA12=11.3  |        |
|                                     | S <sub>t</sub> (cm)                                   | 20                  | 20            | 20            |        |
| A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )   | 4 épingles HA8  |                     |               |               |        |
| Vérification des contraintes à PELS | contrainte  | $\tau_u$ (MPa)      | 0.96          | 0.75          | 0.38   |
|                                     |   | $\tau_b$ (MPa)      | 1.34          | 0.77          | 0.53   |
|                                     | ELS   | N <sub>s</sub> (kN) | 950.95        | 601.13        | 243.86 |
|                                     |   | $\sigma_b$ (MPa)    | 1.14          | 1.05          | 0.32   |

Tableau VIII-4 Ferraillage des voiles transversaux (VT2 et VT7)

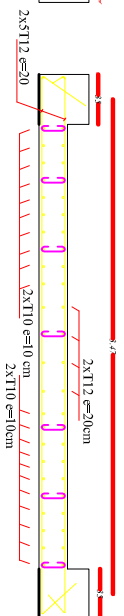
|   | Zone                              | Zone I                             | Zone II       | Zone III      |        |
|---|-----------------------------------|------------------------------------|---------------|---------------|--------|
| Caractéristiques géométriques                         | L (m)                             | 3.12                               | 3.12          | 3.12          |        |
|   | B(m <sup>2</sup> )                | 0.624                              | 0.624         | 0.624         |        |
|   | e (m)                             | 0.2                                | 0.2           | 0.2           |        |
| Sollicitations de calcul                              | $\sigma_{max} = (kN/m^2)$         | 3850.26                            | 2044.95       | 1758.28       |        |
|   | $\sigma_{min} = (kN/m^2)$         | -5628.33                           | -2620.96      | -2014.12      |        |
|   | $\sigma_1 = (kN/m^2)$             | 1865.91                            | 1168.20       | 849.33        |        |
|   | V(kN)                             | 494.75                             | 372.92        | 208.35        |        |
|   | Nature de la section              | SPC                                | SPC           | SPC           |        |
|   | L <sub>t</sub> (m)                | 1.84                               | 1.75          | 1.66          |        |
|   | L <sub>c</sub> (m)                | 1.28                               | 1.37          | 1.45          |        |
|   | d <sub>1</sub> (m)                | 1.23                               | 1.17          | 0.96          |        |
|   | d <sub>2</sub> (m)                | 0.61                               | 0.78          | 0.70          |        |
|   | N(kN)                             | N <sub>1</sub>                     | 921.79        | 443.33        | 274.89 |
|   |                                   | N <sub>2</sub>                     | 113.82        | 91.12         | 59.45  |
|   | A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>1</sub>                     | 23.04         | 11.2          | 6.87   |
|   |                                   | A <sub>2</sub>                     | 2.84          | 3.12          | 2.8    |
|   | Ferraillage                       | A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> ) | 19.04         | 14.35         | 8.02   |
| A <sub>1</sub> min (cm <sup>2</sup> )                 |                                   | 4.92                               | 4.68          | 3.84          |        |
| A <sub>2</sub> min (cm <sup>2</sup> )                 |                                   | 2.44                               | 3.12          | 2.8           |        |
| A <sub>1</sub> = A <sub>v1</sub> + A <sub>vj</sub> /4 |                                   | 27.8                               | 14.78         | 8.875         |        |
| A <sub>2</sub> = A <sub>v2</sub> + A <sub>vj</sub> /4 |                                   | 7.60                               | 6.70          | 4.805         |        |
| A <sub>1</sub> adoptée/bande                          |                                   | 2x10HA14=30.78                     | 2X10HA10=15.7 | 2X6HA10=9.42  |        |
| S <sub>t</sub> (cm)                                   |                                   | 10                                 | 10            | 15            |        |
| A <sub>2</sub> adoptée/bande                          |                                   | 2x4HA12=9.04                       | 2X4HA12=9.04  | 2X4HA10=6.28  |        |
| S <sub>t</sub> (cm)                                   |                                   | 20                                 | 20            | 30            |        |
| A <sub>h</sub> (cm <sup>2</sup> )                     |                                   | 9.95                               | 9.36          | 9.36          |        |
| A <sub>h</sub> adoptée /bande                         |                                   | 2x5HA12=11.3                       | 2x5HA12=11.30 | 2x5HA12=11.30 |        |
| S <sub>t</sub> (cm)                                   |                                   | 20                                 | 20            | 20            |        |
| A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )                     |                                   | 4 épingles HA8                     |               |               |        |
| Vérification des contraintes à PELS                   | contrainte                        | $\tau_u(MPa)$                      | 0.88          | 0.66          | 0.37   |
|   |                                   | $\tau_b(MPa)$                      | 1.23          | 0.92          | 0.52   |
|   | ELS                               | N <sub>s</sub> (kN)                | 794.65        | 494.65        | 196.61 |
|   |                                   | $\sigma_b(MPa)$                    | 1.16          | 0.29          | 0.30   |

*ferailage des voiles*

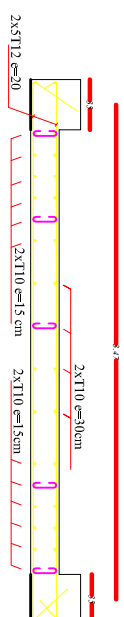
zone I



zone II

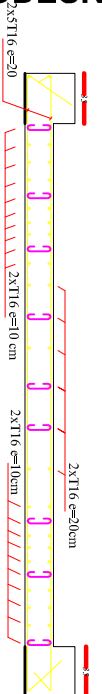


zone III

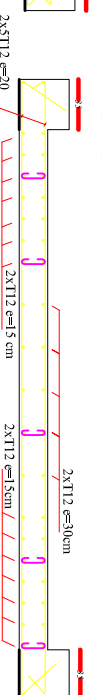


*ferailage des voiles VT3 et VT8*

zone I



zone II



zone III

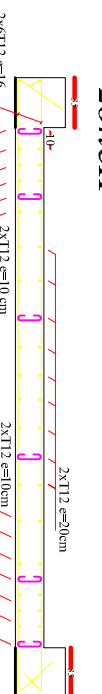


*ferailage des voiles VL5*

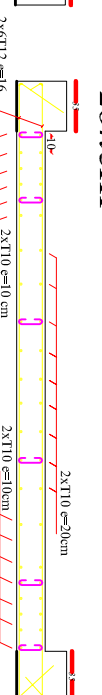
zone I



zone II

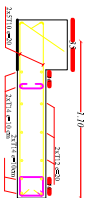


zone III

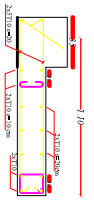


*ferailage des voiles VL1; VL4; VL6 et VL9*

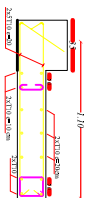
zone I



zone II



zone III



|   |   |
|---|---|
| REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE<br>UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI BILALIA DE TIZ OUDOU<br>FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION<br>DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL |   |
| Etudie par :<br>Mlle MOHSEN Noual<br>Mlle MOUCHENE Ined   | Dirigé par :<br>Mr KICCI Saïd                   |
| DIRECTION :<br>Ferrailage des voiles  | ECHELLE : 1/25<br>DATE : Sep 2013<br>PLANCHE N° |

# **Chapitre IX**

## **Etude de l'infrastructure**

## Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure. Les fondations concernent toutes les catégories de structures (béton, béton armé, charpente en bois, charpente métallique) et tous les ouvrages (bâtiments, ouvrages d'arts, murs de soutènement...).

Les principaux rôles de la fondation sont :

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage (le terrain d'assise ne doit pas tasser, et la structure ne doit pas se déplacer).

Les fondations doivent être en équilibre sous :

- Les sollicitations dues à la superstructure ( $N$  et  $M$ ) ; ces actions sont de différentes origines (permanentes, d'exploitation, climatiques, accidentelles, séismes...).
- Les sollicitations dues au sol ; ces sollicitations sont en fonction de la nature du sol et donc de sa capacité portante, de la contrainte admissible du sol, de la présence de la nappe phréatique (nappe d'eau).

On distingue deux principaux types de fondations selon la profondeur à laquelle elles se situent :

- **Les fondations superficielles** : Appelées aussi fondations ordinaires, elles sont utilisées quand le bon sol est proche de la surface. Ce type de fondation comprend les semelles et les longrines.
- **Les fondations profondes** : systèmes de fondations par puits ou par pieux employés quand le bon sol est situé en profondeur.

### IX-1 Choix du type de fondation :

Le choix de tel ou tel type de fondation dépend :

- De la nature du terrain, profondeur de la couche résistante.
- Du type d'ouvrage à fonder : c'est-à-dire de l'intensité des forces à transmettre et de la façon dont ces forces sont transmises aux massifs de fondation.
- Du matériau utilisé.
- Du site.
- Coût.

### IX-2 Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Une étude préalable du sol nous a donné les résultats suivants :

- La contrainte admissible du sol est  $\overline{\sigma}_{sol} = 2bars$ .
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles filantes et un radier général. En fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

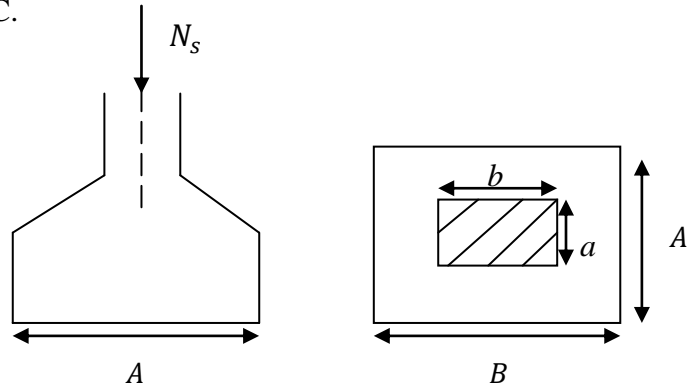
**IX-3 Dimensionnement :****a) Semelles isolée**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal  $N_s$  qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma}_{sol}}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = \frac{35}{40} = 0.875 \Rightarrow A = 0.875 \times B$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{0.875 \times \overline{\sigma}_{sol}}}$$



**Avec :**

$B$  : Largeur de la semelle ;

$A$  : Longueur de la semelle ;

$\overline{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible de sol ;

$N_s$  : Effort normal à l'ELS.

**On a :**

$$\overline{\sigma}_{sol} = 2bars = 0.2MPa = 200kN/m^2.$$

$$N_s = 1140.24kN.$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{0.875 \times \overline{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{920.47}{0.875 \times 200}} = 2.29m \Rightarrow B = 2.50m.$$

$$A = 0.875 \times B = 0.875 \times 2.50 = 2.18m.$$

**Remarque :**

Les dimensions des semelles sont très importantes, donc le chevauchement est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

**b) Semelles filantes sous voiles**

$$\overline{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G + Q}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N_s}{L \times \overline{\sigma}_{sol}}$$

Avec :

$B$  : Largeur de la semelle ;

$L$  : Longueur de la semelle sous voile ;

$G$  : Charge permanente à la base du voile;

$Q$  : Surcharge d'exploitation à la base du voile;

$\overline{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau IX-1** Surface des semelles filantes sous voiles longitudinaux

| Voiles       | $N_s(kN)$ | $L(m)$ | $B(m)$ | $S = B \times L(m^2)$ |
|--------------|-----------|--------|--------|-----------------------|
| VL(5)        | 1688.67   | 3.65   | 2.31   | 8.43                  |
| VL(1)        | 274.96    | 0.925  | 1.48   | 1.37                  |
| VL(4)        | 267.84    | 0.925  | 1.45   | 1.34                  |
| VL(6)        | 272.38    | 0.925  | 1.47   | 1.36                  |
| VL(9)        | 266.05    | 0.925  | 1.44   | 1.33                  |
| <b>Somme</b> |           |        |        | 13.83                 |

**Tableau IX-2** Surface des semelles filantes sous voiles transversaux

| Voiles       | $N_s(kN)$ | $L(m)$ | $B(m)$ | $S = B \times L(m^2)$ |
|--------------|-----------|--------|--------|-----------------------|
| VT(3)        | 950.96    | 3.67   | 1.30   | 4.77                  |
| VT(2)        | 794.85    | 3.12   | 1.27   | 3.96                  |
| VT(8)        | 944.77    | 3.67   | 1.30   | 4.77                  |
| VT(7)        | 791.75    | 3.12   | 1.27   | 3.96                  |
| <b>Somme</b> |           |        |        | 17.46                 |

$$S_V = \sum S_t = 13.83 + 17.46 = 31.29m^2$$

Avec :

$S_V$  : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

**c) Semelles filantes sous poteaux**

- **Hypothèse de calcul**

Une semelle est infiniment rigide et engendre une répartition linéaire de contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

• **Etapes de calcul**

Détermination de la résultante des charges :  $R = \sum N_s$ .

Détermination des coordonnées de la résultante  $R$  :  $e = \frac{\sum N_s \times e_i + \sum M_i}{\sum N_s}$ .

Détermination de la distribution par ( $ml$ ) de la semelle :

Si :  $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$  Répartition triangulaire.

Si :  $e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow$  Répartition trapézoïdale.

$$\sigma_{max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$\sigma_{min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

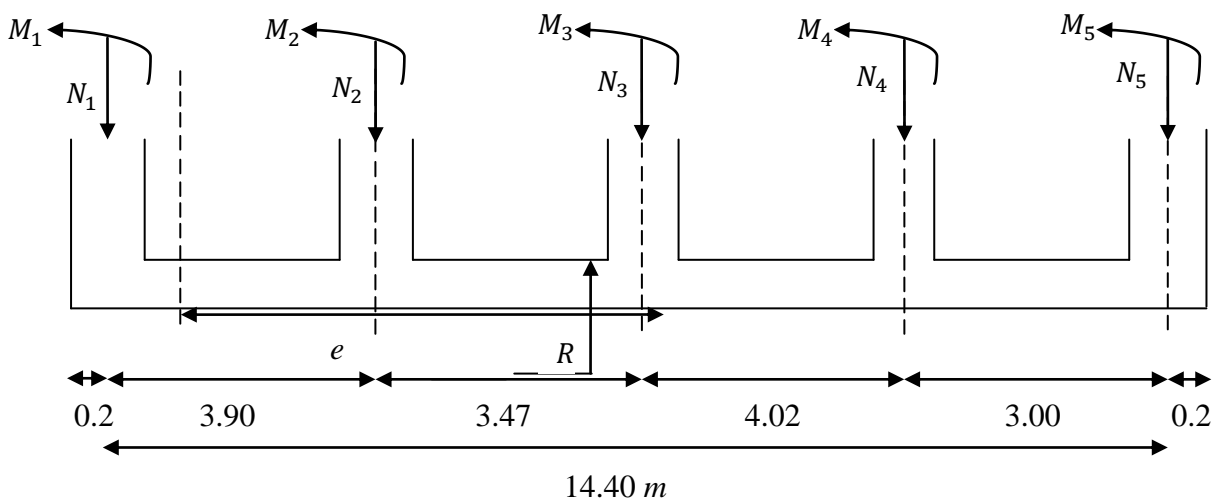
$$\sigma \left( \frac{L}{4} \right) = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

Détermination de la largeur de la semelle :  $B \geq \frac{\sigma \left( \frac{L}{4} \right)}{\sigma_{sol}}$

❖ **Détermination de la résultante des charges  $R$**

**Tableau IX-3** Détermination de la résultante des charges

| Poteaux | $N_s(kN)$ | $e_i(m)$ | $N_s \times e_i(kN \cdot m)$ | $M_i(kN \cdot m)$ |
|---------|-----------|----------|------------------------------|-------------------|
| 1       | 778.42    | 7.20     | 5604.62                      | 1.559             |
| 2       | 1139.46   | 3.30     | 3760.22                      | 7.012             |
| 3       | 786.30    | -7.20    | -5661.36                     | 2.676             |
| 4       | 910.84    | -4.20    | -3825.53                     | 0.730             |
| 5       | 920.47    | -0.18    | -165.68                      | 5.664             |
| Somme   | 4535.49   | /        | -287.73                      | 17.641            |



**Figure IX-1** Répartition des efforts dans la semelle.

❖ **Détermination des coordonnées de la résultante R**

$$e = \frac{\sum N_s \times e_i + \sum M_i}{\sum N_s} = -1.12m.$$

❖ **Détermination de la distribution par (ml) de la semelle**

$$e = -1.12m > \frac{L}{6} = \frac{14.40}{6} = 2.4m \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$\sigma_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6.e}{L}\right) = \frac{4535.49}{14.40} \left(1 + \frac{6 \times (-1.12)}{14.40}\right) = 167.98kN/ml.$$

$$\sigma_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6.e}{L}\right) = \frac{4535.49}{14.40} \left(1 - \frac{6 \times (-1.12)}{14.40}\right) = 461.95kN/ml.$$

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3.e}{L}\right) = \frac{4535.49}{14.40} \left(1 + \frac{3 \times (-1.12)}{14.40}\right) = 241.47kN/ml.$$

❖ **Détermination de la largeur de la semelle**

$$B \geq \frac{\sigma\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{241.47}{200} = 1.20m.$$

**Soit :**  $B = 1.90m.$

**On aura :**  $S = 1.90 \times 14.40 = 27.36m^2.$

La surface totale des semelles sous poteaux :  $S_p = S \times n = 27.36 \times 9 = 246.24m^2.$

**Avec :**  $n$  : Nombre de portiques dans le sens transversal.

La surface totale des semelles filantes :  $S_t = S_p + S_v = 246.24 + 31.29 = 277.53m^2.$

La surface totale du bâtiment :  $S_{bat} = 16.48 \times 29.02 = 478.25m^2.$

• **Calcul du rapport**

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{277.53}{478.25} = 0.58 \Rightarrow S_t > 50\%S_{bat}.$$

Donc la surface des semelles représente 58%.

**Conclusion :**

La surface totale des semelles filantes supérieure à 50% de la surface du sol d'assise  $S_t > 50\% S_{bat}$ , alors on opte pour des radier général.

**IX-4 Etude du radier général**

Un radier est une dalle en béton armé épaisse nervurée ou non, située sous tout ou une partie d'un bâtiment qui prend appui sur le sol. Les charges sont ainsi réparties sur une très grande surface de façon à réduire les pressions sur le sol de fondation.

Le radier se comporte comme un plancher renversé qui est soumis :

- A des charges verticales ponctuelles (poteaux) ou linéiques (murs) descendantes provenant des porteurs verticaux.
- Et à une action verticale ascendante du sol supposée uniformément répartie sur toute la surface.

#### IX-4-1 Pré dimensionnement du radier

- **Condition d'épaisseur minimale**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ( $h_{min} = 25cm$ ).

- **Condition forfaitaire**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$$

$$L_{max} = 4.02m \Rightarrow \frac{402}{8} \leq h \leq \frac{402}{5} \Rightarrow 50.25cm \leq h \leq 80.4cm.$$

On prend :  $h = 80cm$ .

- **Condition de vérification de la longueur élastique**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol.  
Le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{max} \leq \frac{2}{\pi} L_e \Rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{max}\right)^4 \cdot \frac{3 \times K}{E}}$$

**Avec :**

$L_e$  : Longueur élastique ;

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface  $K = 40MPa$  pour un sol moyen ;

$I$  : L'inertie de la section du radier (bande de 1m) ;

$E$  : Module de déformation longitudinale déferée ( $E = 10818,86MPa$ ) ;

$L_{max}$  : Distance maximale entre deux nervures successives.

$$\text{D'ou : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{max}\right)^4 \cdot \frac{3 \times K}{E}} = \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.02\right)^4 \cdot \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0.78m \Rightarrow h = 80cm.$$

❖ **La dalle** : La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} \text{ avec un minimum de } 25cm.$$

$$h_d \geq \frac{402}{20} = 20.1cm$$

On prend :  $h_d = 40cm$ .

❖ **La nervure** : La nervure du radier doit avoir une hauteur :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{402}{10} = 40.2cm$$

On prend :  $h_n = 80cm$ .

Et une largeur :

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n \Rightarrow 32cm \leq b_n \leq 56cm \Rightarrow b_n = 45cm.$$

### Conclusion

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 80cm$  .....Hauteur de la nervure.

$h_d = 40cm$  .....Hauteur de la dalle.

$b_n = 45cm$  .....Largeur de la nervure.

### IX-4-2 Détermination des efforts

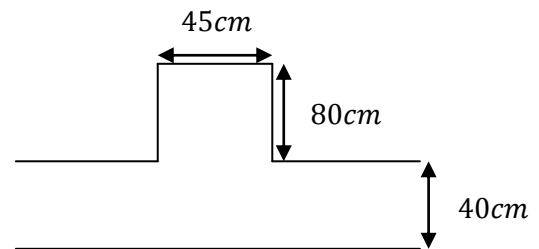
#### a) Charges revenant à la superstructure

Pour le calcul des charges revenant à la superstructure, on fait la somme des masses des planchers.

- Charge permanente :  $G = 26854.62kN$ .
- Charge d'exploitation :  $Q = 5418.39kN$ .

#### b) Combinaison d'actions

- ELU :  $N_u = 1.35G + 1.5Q = 44381.322kN$ .
- ELS :  $N_s = G + Q = 32273.01kN$ .



#### c) Détermination de la surface nécessaire du radier

- ELU :  $S_{radier} \geq \frac{N_u}{1.33 \times \bar{\sigma}_{sol}} = \frac{44381.322}{1.33 \times 200} = 166.85 m^2$ .
- ELS :  $S_{radier} \geq \frac{N_s}{1.33 \times \bar{\sigma}_{sol}} = \frac{32273.01}{1.33 \times 200} = 121.33 m^2$ .

D'où :

$$S_{radier} = \max(S_{rad}^{ELU} ; S_{rad}^{ELS}) = 166.85m^2.$$

$$S_{bat} = 478.25m^2 > S_{radier} = 166.85m^2.$$

### Remarque

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles de BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2} ; 30cm\right) = \max\left(\frac{80}{2} ; 30cm\right) = 40cm.$$

Soit un débord de :  $L_{déb} = 50cm$ .

Donc on aura une surface totale du radier :  $S_{radier} = S_{bat} + S_{déb}$

$$S_{rad} = (16.48 + 29.02) \times 0.5 \times 2 + 478.25 = 523.75m^2.$$

#### d) Détermination des efforts à la base du radier

##### 1. Poids du radier

$P_{rad}$  = Poids de la dalle + Poids de la nervure + Poids du(T.V.O) + Poids de la dalle flottante

- Poids de la dalle :  $P_{dalle} = (S_{rad} \times h_d \times \varphi) = (523.75 \times 0.4 \times 25) = 5237.5kN$ .
- Poids de la nervure:  $P_{nervure} = b_n \times (h_n - h_d) \times \varphi \times L \times m$

$m$  : Nombre de portiques dans le sens considéré.

$$P_{nervure} = [0.45 \times (0.80 - 0.40) \times 25 \times 14.40 \times 7 + 0.45 \times (0.80 - 0.40) \times 25 \times 9.86 \times 2]$$

$$P_{nervure} = 542.34kN.$$

- Poids du TVO :  $P_{T.V.O} = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_n - h_d) \times \varphi$

**Avec :**  $S_{ner} = 0.45 \times 14.40 \times 7 + 0.45 \times 9.86 \times 2 = 54.234m^2$ .

$$P_{T.V.O} = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_n - h_d) \times \varphi = (523.75 - 54.234) \times (0.80 - 0.40) \times 25 = 4695.16kN.$$

- Poids de la dalle flottante :  $P_{flot} = S_{rad} \times e_p \times \varphi = 523.75 \times 0.1 \times 25 = 1309.38kN$ .

**Avec :**  $e_p = 10cm$ .

$$P_{rad} = P_{dalle} + P_{nervure} + P_{T.V.O} + P_{flot} = 5237.5 + 542.34 + 4695.16 + 1309.38 = 11784.38kN.$$

##### 2. Charge permanente apportée sur le radier $G_T$

$$G_T = P(\text{superstructure}) + P(\text{infrastructure}) = 26854.62 + 11784.38 = 38639kN.$$

##### 3. Charge d'exploitation apportée sur le radier $Q_T$

- Surcharge du bâtiment :  $Q_{bat} = 5418.39kN$ .
- Surcharge du radier :  $Q_{rad} = 3.5 \times 523.75 = 1833.125kN$ .
- Surcharge totale :  $Q_T = 5418.39 + 1833.125 = 7251.52kN$ .

##### 4. Combinaison d'actions

- **ELU :**  $N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 38639 + 1.5 \times 7251.52 = 63039.93kN$ .
- **ELS :**  $N_s = G + Q = 45890.52kN$ .

#### IX-4-3 Vérifications

##### 1. Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL91/Art A.5.1.211)

Il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} \right\} = 2.5MPa.$$

$$b = 100\text{cm} ; d = 0.9 \times h_d = 0.9 \times 40 = 36\text{cm}.$$

$$T_u^{max} = q_u \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{63039.93 \times 1}{523.75} \times \frac{4.02}{2} = 241.93\text{kN}.$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{241.93 \times 10^3}{1000 \times 360} = 0.67\text{MPa}.$$

$$\tau_u = 0.67\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

## 2. Vérification de la stabilité du radier

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux dus aux charges verticales.
- Effort de renversement du au séisme.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

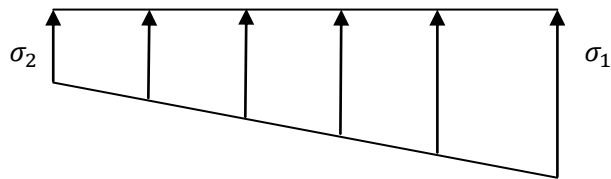
$M_0$  : Moment sismique à la base de la structure.

$T_0$  : Effort tranchant à la base de la structure.

$h$  : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$



On doit vérifier que :

- **ELU** :  $\sigma_m \leq 1.33\bar{\sigma}_{sol}$
- **ELS** :  $\sigma_m \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Figure IX-2 Diagramme des contraintes.

$$\bar{\sigma}_{sol} = 200\text{ kN/m}^2 ; 1.33\bar{\sigma}_{sol} = 266\text{ kN/m}^2. :$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M.V}{I}$$

### ❖ Calcul du CDG et des moments d'inertie

$$X_G = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 9.73\text{m}.$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 8.56\text{m}.$$

Avec :

$S_i$  : Aire du panneau considéré ;

$X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.

❖ **Moment d'inertie du radier**

$$I_{xx} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{29.02 \times (16.48)^3}{12} = 10824.00 \text{ m}^4.$$

$$I_{yy} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{16.48 \times (29.02)^3}{12} = 33563.57 \text{ m}^4.$$

❖ **Calcul des moments**

$$M_x = 27141.423 + (1526.68 \times 0.8) = 28362.52 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 34893.23 + (1984.86 \times 0.8) = 36481.12 \text{ kN.m}$$

➤ **Sens longitudinal**

- **ELU** :  $M_x = 28362.52 \text{ kN.m}$  ;  $N_u = 63039.93 \text{ kN}$ .

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x \cdot V_x}{I_{yy}} = \frac{63039.93}{523.75} + \frac{28362.52 \times 14.51}{33563.57} = 132.62 \text{ kN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x \cdot V_x}{I_{yy}} = \frac{63039.93}{523.75} - \frac{28362.52 \times 14.51}{33563.57} = 108.10 \text{ kN/m}^2.$$

$$\text{D'où: } \sigma_m = \frac{(3 \times 132.62) + 108.10}{4} = 126.49 \text{ kN/m}^2.$$

$$\sigma_m = 126.49 \text{ kN/m}^2 < 1.33 \overline{\sigma_{sol}} = 266 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **ELS** :  $M_x = 28362.52 \text{ kN.m}$  ;  $N_s = 45890.52 \text{ kN}$ .

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x \cdot V_x}{I_{yy}} = \frac{45890.52}{523.75} + \frac{28362.52 \times 14.51}{33563.57} = 100 \text{ kN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x \cdot V_x}{I_{yy}} = \frac{45890.52}{523.75} - \frac{28362.52 \times 14.51}{33563.57} = 75.36 \text{ kN/m}^2.$$

$$\text{D'où: } \sigma_m = \frac{(3 \times 100) + 75.36}{4} = 93.84 \text{ kN/m}^2.$$

$$\sigma_m = 93.84 \text{ kN/m}^2 < 1.33 \overline{\sigma_{sol}} = 266 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens transversal**

- **ELU** :  $M_y = 36481.12 \text{ kN.m}$  ;  $N_u = 63039.93 \text{ kN}$ .

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y \cdot V_y}{I_{xx}} = \frac{63039.93}{523.75} + \frac{36481.12 \times 8.24}{33563.57} = 129.32 \text{ kN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y \cdot V_y}{I_{xx}} = \frac{63039.93}{523.75} - \frac{36481.12 \times 8.24}{33563.57} = 111.41 \text{ kN/m}^2.$$

$$\text{D'où: } \sigma_m = \frac{(3 \times 129.32) + 111.41}{4} = 124.84 \text{ kN/m}^2.$$

$$\sigma_m = 124.84 \text{ kN/m}^2 < 1.33 \overline{\sigma_{sol}} = 266 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **ELS** :  $M_y = 36481.12 \text{ kN.m}$  ;  $N_s = 45890.52 \text{ kN}$ .

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x \cdot V_x}{I_{yy}} = \frac{45890.52}{523.75} + \frac{36481.12 \times 8.24}{33563.57} = 96.58 \text{ kN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x \cdot V_x}{I_{yy}} = \frac{45890.52}{523.75} - \frac{36481.12 \times 8.24}{33563.57} = 78.66 \text{ kN/m}^2.$$

**D'où :**  $\sigma_m = \frac{(3 \times 96.58) + 78.66}{4} = 92.10 \text{ kN/m}^2.$

$$\sigma_m = 92.10 \text{ kN/m}^2 < 1.33 \overline{\sigma_{sol}} = 266 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Conclusion** : Toutes les contraintes sont vérifiées.

### IX-5 Ferrailage du radier :

Pour le ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 91(modifié 99). Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

#### IX-5-1 Les contraintes prises en compte dans les calculs

Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte maximale  $\sigma_m^{max}$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

- **ELU** :  $\sigma_m^{max} = \max(126.49 ; 124.89) = 126.49 \text{ kN/m}^2.$
- **ELS** :  $\sigma_m^{max} = \max(93.84 ; 92.10) = 93.84 \text{ kN/m}^2.$

**D'où :**

- **ELU** :

$$q_u = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 126.49 - 1.35 \times \frac{11784.38}{523.75} = 96.11 \text{ kN/m}^2.$$

- **ELS** :

$$q_s = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 93.84 - \frac{11784.38}{523.75} = 71.34 \text{ kN/m}^2.$$

#### IX-5-2 Ferrailage de la dalle

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

##### 1) Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 appuis

On distingue deux cas ; selon :  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$  **Avec** :  $L_x < L_y$

- **1<sup>er</sup> cas** :  $\rho \leq 0.4 \Rightarrow$  Flexion longitudinale négligeable (le panneau travaille dans un seul sens).

$$M_{0x} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} ; M_{0y} = 0$$

- **2<sup>ème</sup> cas** :  $0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$  Les deux flexions interviennent (le panneau travaille dans les deux sens).

Les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent

- Dans le sens de la petite portée  $L_x$  :

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

- Dans le sens de la grande portée  $L_y$  :

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

Les coefficients  $\mu_x$  ;  $\mu_y$  sont donnés par les tables de PIGEAUD.

### 2) Identification du panneau le plus sollicité

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes :  $L_x = 3.30m$  ;  $L_y = 4.02m$ .

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.30}{4.02} = 0.82 \Rightarrow 0.4 \leq \rho = 0.82 \leq 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

| Panneau | $L_x(m)$ | $L_y(m)$ | $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ | ELU( $\nu = 0$ ) |         | ELS( $\nu = 0.2$ ) |         |
|---------|----------|----------|--------------------------|------------------|---------|--------------------|---------|
|         |          |          |                          | $\mu_x$          | $\mu_y$ | $\mu_x$            | $\mu_y$ |
| 1       | 3.30     | 4.02     | 0.82                     | 0.0542           | 0.631   | 0.0610             | 0.737   |

### 3) Calcul des moments isostatiques

Les moments isostatiques dans les directions sont donnés par les formules suivantes :

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

| Panneau | $L_x(m)$ | $L_y(m)$ | ELU : $q_u = 96.11kN/ml$ |          | ELS : $q_s = 71.34kN/ml$ |          |
|---------|----------|----------|--------------------------|----------|--------------------------|----------|
|         |          |          | $M_{0x}$                 | $M_{0y}$ | $M_{0x}$                 | $M_{0y}$ |
| 1       | 3.30     | 4.02     | 56.73                    | 35.80    | 47.39                    | 34.93    |

### Remarque

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :

- Moment en travée :  $0.75M_{0x}$  ou  $0.75M_{0y}$ .
- Moment sur appuis :  $0.5M_{0x}$  ou  $0.5M_{0y}$ .

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assuré un encastrement partiel alors :

- Moment en travée :  $0.85M_{0x}$  ou  $0.85M_{0y}$ .
- Moment sur appui de rive :  $0.3M_{0x}$  ou  $0.3M_{0y}$ .
- Moment sur appui intermédiaire :  $0.5M_{0x}$  ou  $0.5M_{0y}$ .

### 4) Ferrailage du panneau

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml.

Avec :  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $h = 40 \text{ cm}$ .

$$\mu = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} \quad ; \quad \mu = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \quad ; \quad A_a = \frac{M_u^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

## ❖ Sections minimales

- Sens de la petite portée ( $L_x$ )

$$\omega_x = \frac{A_x^{min}}{b \times h} \geq \omega_0 \left( \frac{3 - \rho_x}{2} \right)$$

$\omega_0 = 0.8\%$  Pour HA FeE400.

$$A_x^{min} \geq \omega_0 \left( \frac{3 - \rho_x}{2} \right) \times b \times h$$

$$A_x^{min} = 0.0008 \times 100 \times 40 \times \left( \frac{3 - 0.82}{2} \right) = 3.48 \text{ cm}^2$$

- Sens de la grande portée ( $L_y$ )

$$\omega_y = \frac{A_y^{min}}{b \times h} \geq \omega_0 \Rightarrow A_y^{min} \geq \omega_0 \times b \times h$$

$$A_y^{min} \geq \omega_0 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 40 = 3.20 \text{ cm}^2$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

| SENS  | Zone   | $M_u$<br>kN.m | $\mu$ | $\mu_l$ | Obs | $\beta$ | $A_{cal}$<br>( $\text{cm}^2$ ) | $A_{min}$<br>( $\text{cm}^2$ ) | Choix | $A_s$<br>( $\text{cm}^2$ ) | $S_t$<br>( $\text{cm}$ ) |
|-------|--------|---------------|-------|---------|-----|---------|--------------------------------|--------------------------------|-------|----------------------------|--------------------------|
| (X-X) | Appuis | 28.37         | 0.014 | 0.392   | SSA | 0.993   | 2.16                           | 3.48                           | 4HA14 | 6.15                       | 25                       |
|       | Travée | 42.55         | 0.020 |         | SSA | 0.990   | 3.25                           | 3.48                           | 4HA14 | 6.15                       | 25                       |
| (Y-Y) | Appuis | 17.90         | 0.010 |         | SSA | 0.995   | 1.36                           | 3.20                           | 4HA14 | 6.15                       | 25                       |
|       | Travée | 26.85         | 0.013 |         | SSA | 0.994   | 2.04                           | 3.20                           | 4HA14 | 6.15                       | 25                       |

## 5) Vérifications à L'ELU

- Vérification de la condition de non fragilité

Il faut vérifier que :  $A_s > A_{min}$

| SENS  | Zone   | $A_s$<br>( $\text{cm}^2$ ) | $A_{min}$<br>( $\text{cm}^2$ ) | Observation |
|-------|--------|----------------------------|--------------------------------|-------------|
| (X-X) | Appuis | 6.15                       | 3.48                           | Ok          |
|       | Travée | 6.15                       | 3.48                           | Ok          |
| (Y-Y) | Appuis | 6.15                       | 3.20                           | Ok          |
|       | Travée | 6.15                       | 3.20                           | Ok          |

- Espacement des armatures

$$S_t^{max} = 25\text{cm} \leq \min\{2h; 25\text{cm}\} = 25\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \times d} \leq \min\left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\} = 2.5\text{MPa.}$$

Avec :

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2}$$

$$\tau_u = \frac{q_u \times l}{2 \times b \times d} = \frac{96.11 \times 10^3 \times 3.30}{2 \times 1000 \times 380} = 0.42 \text{MPa} \leq 2.5 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**6) Vérifications à l'ELS**

- **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier**

On doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2 \times f_e}{3} ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$$

**Avec :**  $\eta = 1.6$  (HA) Fissuration préjudiciable

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2 \times f_e}{3} ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\} = 201.63 \text{MPa}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \quad \text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 6.15}{100 \times 38} = 0.163 \Rightarrow \beta_1 = 0.934$$

$$\alpha_1 = 0.198, k_1 = 60.76$$

Les résultats sont donnés sur le tableau ci dessous :

| SENS  | Zone   | $M_s$<br>(kN.m) | $\sigma_s$<br>(MPa) | $\bar{\sigma}_s$<br>(MPa) | $\sigma_{bc}$<br>(MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$<br>(MPa) | Observation |
|-------|--------|-----------------|---------------------|---------------------------|------------------------|------------------------------|-------------|
| (X-X) | Appuis | 23.70           | 108.58              | 201.63                    | 1.80                   | 15                           | Ok          |
|       | Travée | 35.54           | 162.82              | 201.63                    | 2.68                   | 15                           | Ok          |
| (Y-Y) | Appuis | 17.47           | 80.04               | 201.63                    | 1.32                   | 15                           | Ok          |
|       | Travée | 26.20           | 120.03              | 201.63                    | 1.97                   | 15                           | Ok          |

**IX-5-3 Ferrailage des nervures**

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées avec :

$$h_n = 80 \text{cm} ; b_n = 45 \text{cm} ; c = 5 \text{cm.}$$

**1. Détermination des efforts**

Pour le calcul des efforts, on utilisera le logiciel Etabs.

**a) Sens longitudinal (X-X)**

- **ELU :**  $q_u = 96.11 \text{ kN/ml.}$

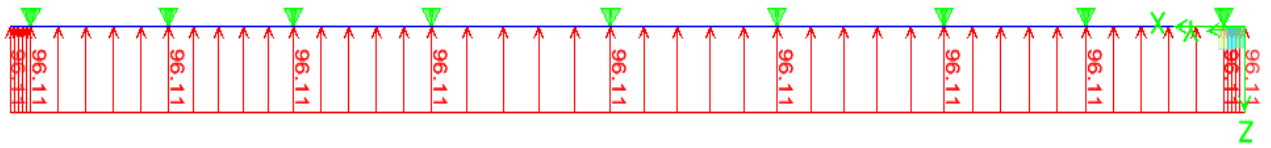


Figure IX-3 Diagramme du chargement à l'ELU.

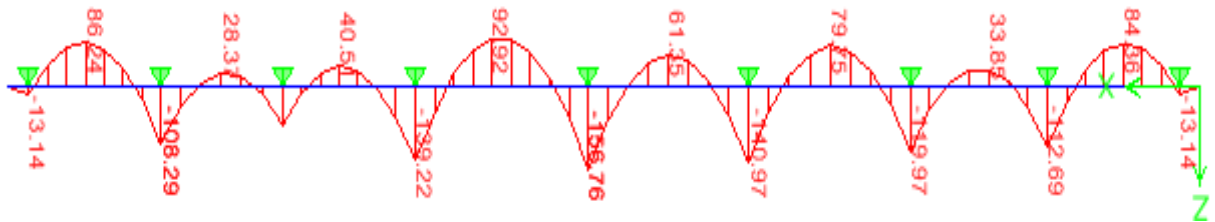


Figure IX-4 Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.

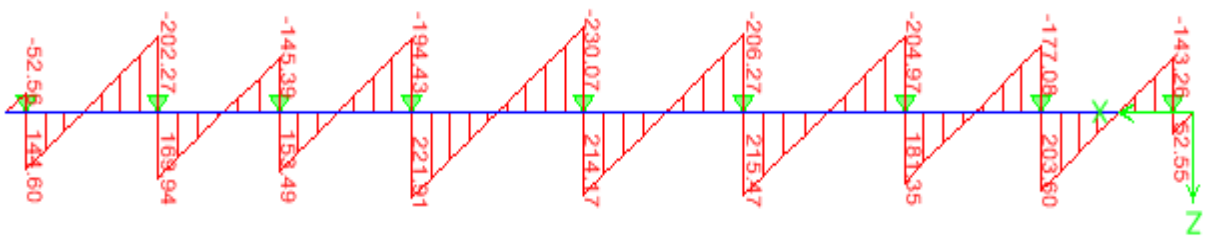


Figure IX-5 Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

- ELS :  $q_s = 71.34 \text{ kN/ml}$ .

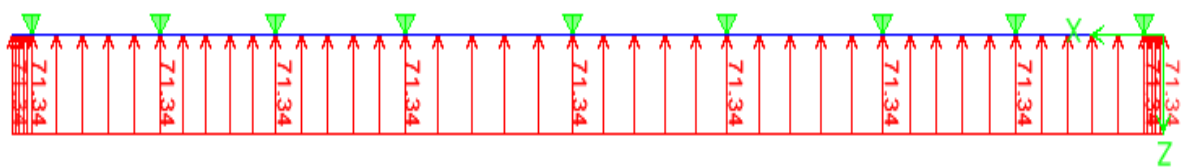


Figure IX-6 Diagramme du chargement à l'ELS.

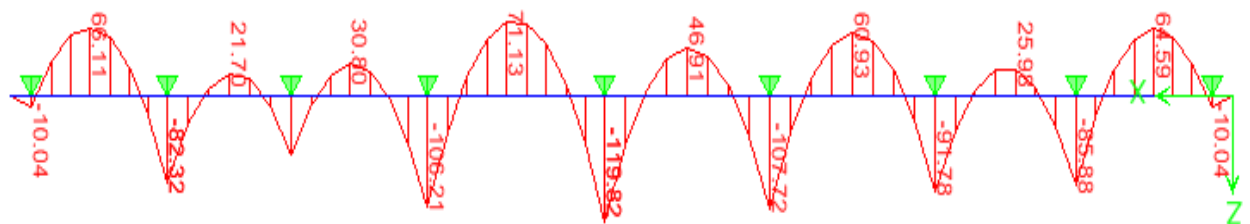


Figure IX-7 Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.

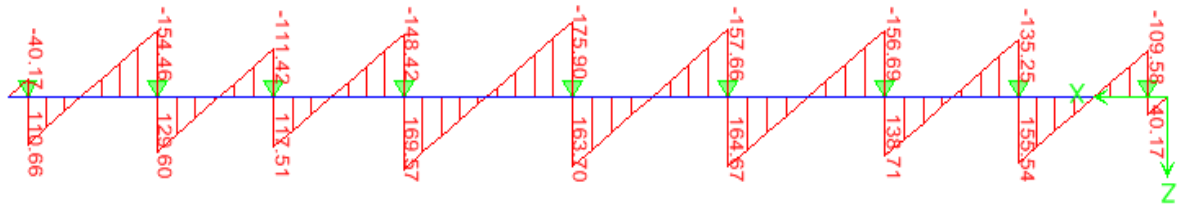


Figure IX-8 Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.

Tableaux IX-4 Moments aux appuis et en travées dans la nervure (sens longitudinal)

• Moments aux appuis

| Aux appuis | $M_1$<br>(kN.m) | $M_2$<br>(kN.m) | $M_3$<br>(kN.m) | $M_4$<br>(kN.m) | $M_5$<br>(kN.m) | $M_6$<br>(kN.m) | $M_7$<br>(kN.m) | $M_8$<br>(kN.m) |
|------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| ELU        | 13.14           | 112.69          | 119.97          | 140.97          | 156.76          | 139.22          | 108.29          | 13.14           |
| ELS        | 10.04           | 82.32           | 106.21          | 119.82          | 107.72          | 91.78           | 85.88           | 10.04           |

• Moments en travées

| Aux appuis | $M_{1-2}$<br>(kN.m) | $M_{2-3}$<br>(kN.m) | $M_{3-4}$<br>(kN.m) | $M_{4-5}$<br>(kN.m) | $M_{5-6}$<br>(kN.m) | $M_{6-7}$<br>(kN.m) | $M_{7-8}$<br>(kN.m) | $M_{8-9}$<br>(kN.m) |
|------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| ELU        | 84.36               | 33.85               | 79.75               | 61.35               | 92.92               | 40.51               | 28.31               | 86.24               |
| ELS        | 66.11               | 21.70               | 30.80               | 71.13               | 46.91               | 60.93               | 25.98               | 64.59               |

b) Sens transversal (Y-Y)

- ELU :  $q_u = 96.11 \text{ kN/ml}$ .

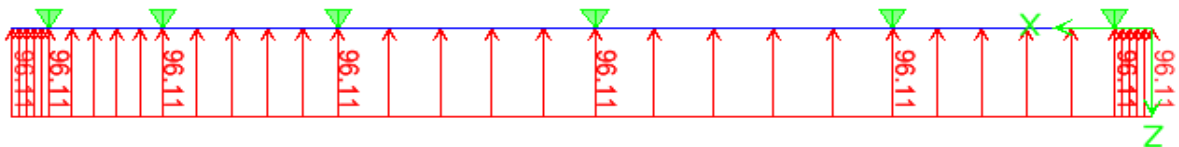


Figure IX-9 Diagramme du chargement à l'ELU.

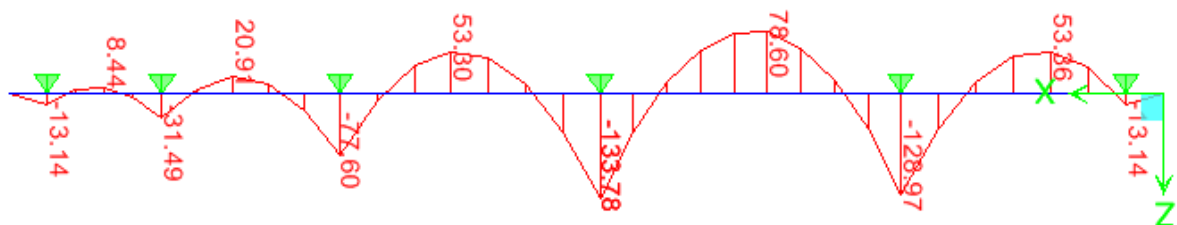


Figure IX-10 Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.

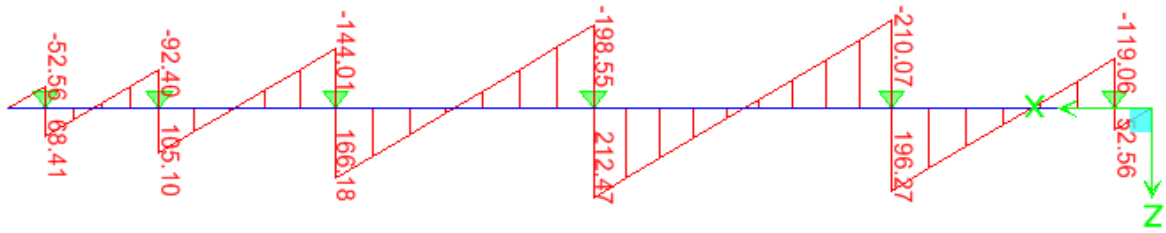


Figure IX-11 Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

- ELS :  $q_s = 71.34 \text{ kN/ml}$ .

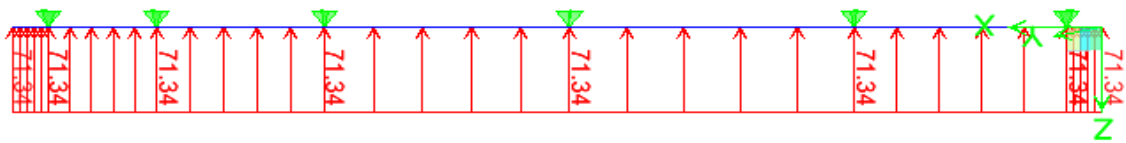


Figure IX-12 Diagramme du chargement à l'ELS.

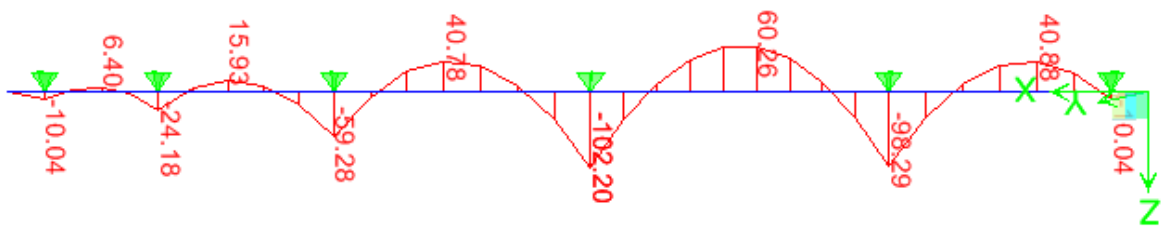


Figure IX-13 Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.

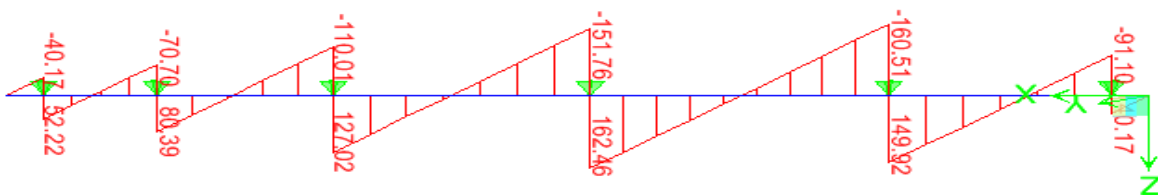


Figure IX-14 Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.

Tableaux IX-5 Moments aux appuis et en travées dans la nervure (sens transversal)

- Moments aux appuis

| Aux appuis | $M_1$<br>(kN.m) | $M_2$<br>(kN.m) | $M_3$<br>(kN.m) | $M_4$<br>(kN.m) | $M_5$<br>(kN.m) | $M_6$<br>(kN.m) |
|------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| ELU        | 13.14           | 31.49           | 77.60           | 133.78          | 128.97          | 13.14           |
| ELS        | 10.04           | 24.18           | 59.28           | 102.20          | 98.29           | 10.04           |

- Moments en travées

| Aux appuis | $M_{1-2}$<br>(kN.m) | $M_{2-3}$<br>(kN.m) | $M_{3-4}$<br>(kN.m) | $M_{4-5}$<br>(kN.m) | $M_{5-6}$<br>(kN.m) |
|------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| ELU        | 8.44                | 20.91               | 53.30               | 78.60               | 53.36               |
| ELS        | 6.40                | 15.93               | 40.78               | 60.26               | 40.88               |

## 2. Calcul du ferrailage des nervures

Pour le ferrailage on prend le moment maximal aux appuis et en travées à l'ELU, avec :

$$b = 45\text{cm} ; d = 75\text{cm} ; f_{bc} = 14.2\text{MPa} ; \sigma_s = 348\text{MPa}.$$

| Sens | $M_a$<br>(kN.m) | $M_t$<br>(kN.m) |
|------|-----------------|-----------------|
| X-X  | 156.76          | 92.92           |
| Y-Y  | 133.78          | 78.60           |

Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

### a) Armatures longitudinales

| SENS          | Zone    | $M_u$<br>kN.m | $\mu$ | $\mu_l$ | Obs | $\beta$ | $A_{cal}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_{adp}$ | $A_s$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $S_t$<br>(cm) |
|---------------|---------|---------------|-------|---------|-----|---------|---------------------------------|-----------|-----------------------------|---------------|
| Sens<br>(X-X) | Appuis  | 156.76        | 0.044 | 0.392   | SSA | 0.978   | 6.14                            | 6HA20     | 18.85                       | 16            |
|               | Travées | 92.92         | 0.026 |         | SSA | 0.987   | 3.61                            | 6HA16     | 12.06                       | 16            |
| Sens<br>(Y-Y) | Appuis  | 133.78        | 0.040 |         | SSA | 0.980   | 5.23                            | 6HA20     | 18.85                       | 16            |
|               | Travées | 78.60         | 0.022 |         | SSA | 0.989   | 3.04                            | 6HA16     | 12.06                       | 16            |

### b) Armatures transversales

- Diamètre minimal

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33\text{mm}.$$

Soit :  $\phi_t = 8\text{mm}$ .

- Espacement des armatures

❖ En zone nodale

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4} ; 12\phi\right\} = \{20 ; 19.2\text{cm}\}.$$

Soit :  $S_t = 15\text{cm}$ .

❖ En zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{4} = 20\text{cm}.$$

Soit :  $S_t = 20\text{cm}$ .

- **Armatures transversales minimales**

$$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 16 \times 45 = 2.16 \text{ cm}^2.$$

Soit :  $A_t = 6\text{HA}8 = 3.02 \text{ cm}^2$  (02 cadres et 01 étrier).

### 3. Vérification à l'ELU

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 45 \times 75 \times 2.1}{400} = 4.07 \text{ cm}^2.$$

- ❖ **Sens (X-X)** :  $A_s = 6.15 \text{ cm}^2 > A_{min} = 4.07 \text{ cm}^2$  .....Condition vérifiée.
- ❖ **Sens (Y-Y)** :  $A_s = 12.06 \text{ cm}^2 > A_{min} = 4.07 \text{ cm}^2$  .....Condition vérifiée.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}.$$

Avec :

$$T_{umax} = 221.91 \text{ kN (Sens longitudinal)}.$$

- ❖ **Sens (X-X)**

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{b \times d} = \frac{221.91 \times 10^3}{450 \times 750} = 0.65 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

- ❖ **Sens (Y-Y)**

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{b \times d} = \frac{212.47 \times 10^3}{450 \times 750} = 0.63 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

}  $\Rightarrow$  Condition vérifiée.

### 4. Vérification à l'ELS

- **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier**

On doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2 \times f_e}{3} ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = 201.63 \text{ MPa. (Fissuration préjudiciable)}.$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \text{ Avec : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 18.85}{100 \times 38} = 0.494 \Rightarrow \beta_1 = 0.894$$

$$\alpha_1 = 0.318, k_1 = 32.17$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 12.06}{100 \times 38} = 0.316 \Rightarrow \beta_1 = 0.912$$

$$\alpha_1 = 0.264, k_1 = 41.82$$

Les résultats sont donnés sur le tableau ci-dessous :

| SENS  | Zone   | $M_s$<br>( <i>kN.m</i> ) | $\sigma_s$<br>( <i>MPa</i> ) | $\bar{\sigma}_s$<br>( <i>MPa</i> ) | $\sigma_{bc}$<br>( <i>MPa</i> ) | $\bar{\sigma}_{bc}$<br>( <i>MPa</i> ) | Observation |
|-------|--------|--------------------------|------------------------------|------------------------------------|---------------------------------|---------------------------------------|-------------|
| (X-X) | Appuis | 119.82                   | 187.11                       | 201.63                             | 5.82                            | 15                                    | Ok          |
|       | Travée | 71.13                    | 170.19                       | 201.63                             | 4.07                            | 15                                    | Ok          |
| (Y-Y) | Appuis | 102.20                   | 159.60                       | 201.63                             | 4.96                            | 15                                    | Ok          |
|       | Travée | 60.26                    | 144.18                       | 201.63                             | 3.45                            | 15                                    | Ok          |

### 5. Armatures de peau (Art4.5.34/BAEL91)

Des armatures dénommées (armatures de peau) sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à  $3\text{cm}^2$  par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

En absence de ces armatures on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de  $80\text{cm}$ , la quantité d'armature de peau nécessaire est donc :

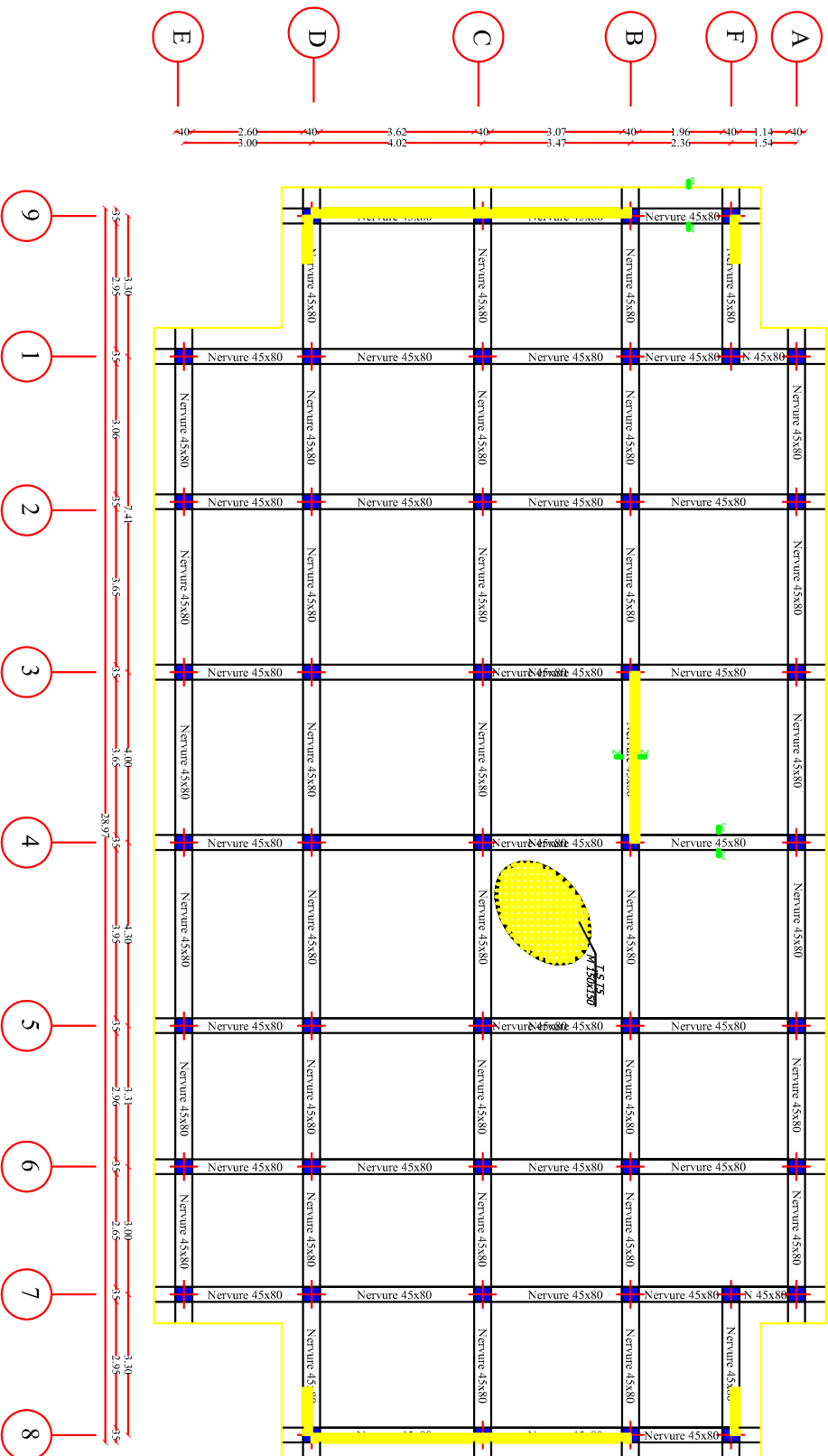
$$A_p = \frac{3\text{cm}^2}{1\text{m} \times 0.8} = 3.75 \Rightarrow 1.875\text{cm}^2 \text{ Par paroi.}$$

02 barres de  $\emptyset 12$  avec des épingles de  $\emptyset 8$ .

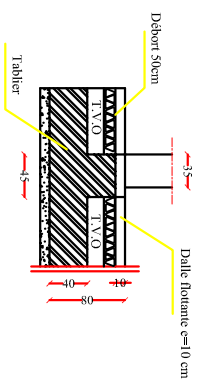
### IX-5-4 Ferrailage du débord

Le débord peut constituer une zone d'ancrage pour les armatures longitudinales de la dalle et des poutres, donc son ferrailage sera le prolongement de ces armatures au-delà des appuis.

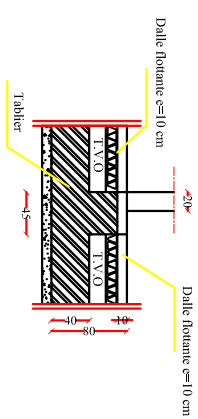
PLANCHER NIV +4.08 ; +7.14 ; +10.20 ; +13.26 ; +16.32 ; +19.38 et +22.44



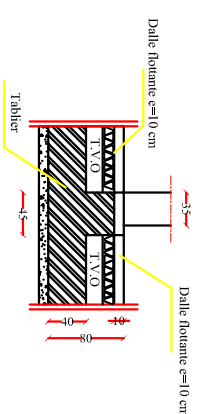
coupe 1-1



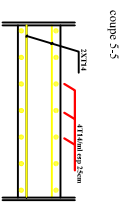
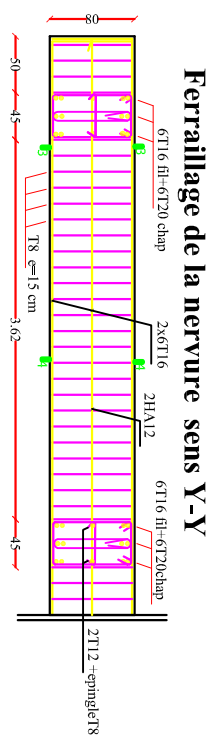
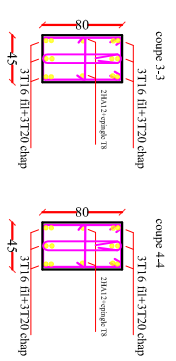
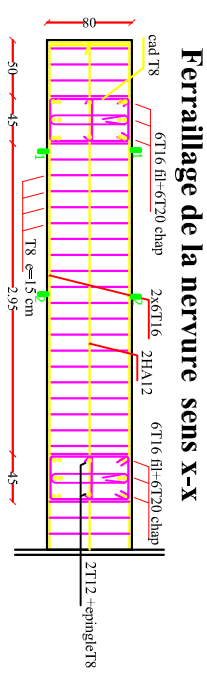
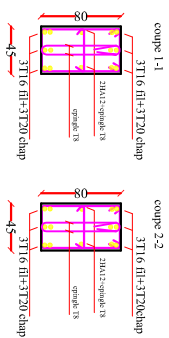
coupe 2-2



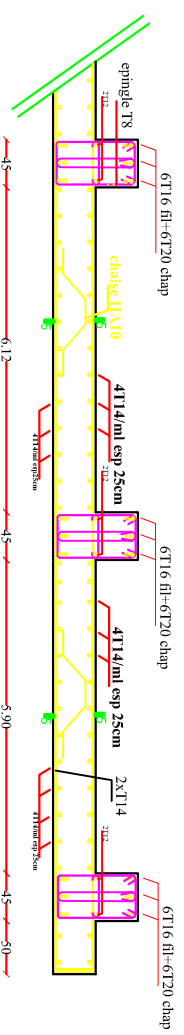
coupe 3-3



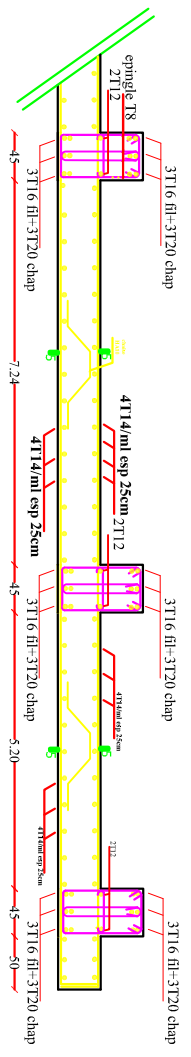
|  |   |
|--|---|
| Etude par<br>Mlle MORISSE Noëmi<br>Mlle MOUCHEZNE Samel  |   |
| Dirigé par<br>Mr KACI Salah  |   |
| REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE<br>UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI EL-AJAJ DE TIZI OUZOU<br>FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION<br>DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL |   |
| DESIGNATION:<br>PLAN DE COFFRAGE DETACHE<br>COURANT  | ECHELLE 1/50<br>DATE Sep 2013<br>PLANCHE N° |



**ferrailage du radier sens X-X**



**ferrailage du radier sens Y-Y**



# **Conclusion générale**

## **Conclusion générale**

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de mettre en application les acquis théoriques assimilés tout au long de notre cursus et d'affiner nos connaissances.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil dans tous les domaines, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calculs), tous comme le logiciel que nous avons choisi ETABS et que nous avons appris à utiliser durant la réalisation de ce projet tout en tenant compte des préconisations du RPA qui font passer la sécurité avant l'économie.

Les résultats techniques et les illustrations de cette étude par le biais de l'ETABS, nous ont permis de mieux comprendre, interpréter et même d'observer le comportement de la structure en phase de vibration ; comme il nous a permis une grande rentabilité de notre travail en matière de temps et d'efficacité.

Enfin, nous espérons par le biais de notre présent travail, servir et contribuer aux travaux et projets des promotions à venir.

# **Bibliographie**

## Bibliographique

### Ouvrages

- 1) Calcul et la vérification des ouvrages en béton armé (théories et applications).  
Pierre Charon - Edition Eyrolles (Paris 1972).
- 2) Calcul pratique des sections de béton armé : Flexion simple et composée.  
Pierre Charon - Edition Eyrolles (Paris 1973).
- 3) Calcul des ouvrages en béton armé.  
M. Bellazougui - Edition OPU.
- 4) Calcul pratique des ossatures en béton armé.  
Albert Fuentes - Edition Eyrolles (Paris 1973).
- 5) Cours en béton armé BAEL 91 (calcul des éléments simples et des structures de bâtiment).  
Jean pierre Mougin - Edition Eyrolles (Paris 1992).
- 6) Construire Parasismique (Conception parasismique des bâtiments- Réglementation).  
Milan Zacek - Editions Parenthèses (Marseille 1996).
- 7) Formulaire de béton armé tome1 et 2.  
Victor Davidovici - Edition le moniteur (Paris 1996).
- 8) Tables pour le calcul des dalles et des parois.  
Richard Bares - Edition Dunod (Paris 1969).

### Règlements

- 1) Règles BAEL 91 modifiées 99 Règles technique de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états-limites.  
Edition Eyrolles (Paris 1992).
- 2) Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99/Version 2003).
- 3) Document technique réglementaire DTR B.C.2.2 Charges permanentes et surcharges d'exploitation DTR.

# **Annexes**

## Annexe n° 01 Méthode Forfaitaire

### 1- Plancher à faible surcharge :

Un plancher est dit à charge d'exploitation modérée si la valeur nominale de la charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à  $5kN/m^2$ .

$$Q \leq \{2 G, 5 kN/m^2\}$$

### 2- Domaine de validation de la méthode forfaitaire :

- La fissuration est considérée comme non préjudiciable.
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.
- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25.

### 3- Exposé de la méthode :

Le principe consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et en appuis à partir des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant en travée. Celle-ci étant supposée isostatique, de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

#### Soient :

$M_0$  : Moment maximal dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée et soumise aux mêmes charges (Pour une portée  $l$ , chargée uniformément), nous avons :

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8}$$

$M_w$  et  $M_e$  : Moments en valeurs absolues sur appui de gauche et de droite de la travée considérée.

$M_t$  : Moment maximal en travée, pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

$\alpha = \frac{Q}{G + Q}$  : Rapport de charges.

$$\left(0 < \alpha < \frac{2}{3}\right)$$

Les valeurs de  $M_t$ ,  $M_w$  et  $M_e$  doivent vérifier les conditions suivantes :

$$a) \begin{cases} M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 \\ (1 + 0.3\alpha)M_0 \geq 1.05M_0 \end{cases}$$

$$b) \begin{cases} M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0 \\ \Rightarrow \text{Dans le cas d'une travée de rive.} \\ M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0 \\ \Rightarrow \text{Dans le cas d'une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

c) La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire ne doit pas être inférieure à :

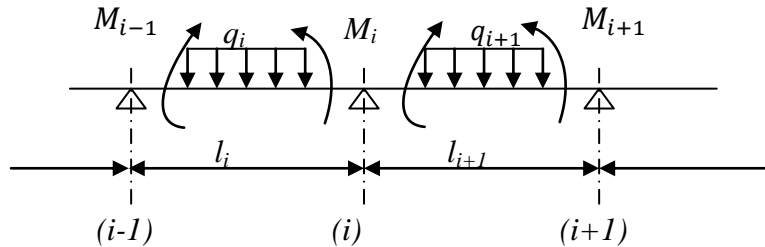
- $0.6M_0$  Dans le cas d'une poutre à deux travées.
- $0.5M_0$  Pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4M_0$  Dans le cas des autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

**Remarque**

1. On retient pour la vérification des sections la plus grande des valeurs absolues des moments évalués à gauche et à droite de l'appui considéré.
2. S'il existe sur un appui de rive un moment d'encastrement quelconque, la résistance de cet appui sous l'effet du moment pris en compte doit être justifiée.

## Annexe n° 02 Méthode des trois moments

### 1- Rappel sur la méthode des trois moments :



**Figure 1** Méthode des trois moments.

#### ❖ Moment aux appuis

$$M_{i-1} \times l_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1}(l_{i+1}) + 6EI(W_i^g + W_i^d) = 0$$

$$M_{i-1} \times l_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1}(l_{i+1}) = -6EI(W_i^g + W_i^d)$$

Avec :

$$W_i^g = \frac{Q_i \cdot l_i^3}{24EI_i} ; W_i^d = \frac{Q_{i+1} \cdot l_{i+1}^3}{24EI_{i+1}}$$

$W_i^g ; W_i^d$  : Respectivement les rotations à gauche et à droite de l'appui considéré.

$M_{i-1} ; M_i ; M_{i+1}$  : Sont les moments aux appuis respectifs  $i - 1 ; i ; i + 1$  pris avec leurs signes.

#### ❖ Moment en travée

$$M_t(x) = \mu(x) + M_i + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_{i+1}} x$$

Avec :  $M_t(x)$  : Moment à l'abscisse  $x$  de la travée hyperstatique.

$\mu(x)$  : Moment isostatique tel que :

$$\mu(x) = \frac{q \cdot l_{i+1}}{2} x - \frac{q \cdot x^2}{2}$$

$M_t(x)$  : prend la valeur maximale quand  $T(x) = 0$  c'est-à-dire :  $x = \frac{l_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot l_{i+1}}$

❖ **Efforts tranchants**

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = q \left( \frac{l_{i+1}}{2} - x \right) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_{i+1}}$$

- Pour  $x=i$  :

$$T(i) = q \left( \frac{l_{i+1}}{2} \right) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_{i+1}}$$

- Pour  $x=i+1$  :

$$T(i+1) = -q \left( \frac{l_{i+1}}{2} \right) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_{i+1}}$$

**Remarque :**

La méthode des trois moments surestime les moments sur appuis à l'inverse de ceux en travée, puisque le béton est un matériau hétérogène, pour cela on réduit les moments sur appuis de 1/3 des valeurs trouvées ainsi qu'on augmente les moments en travée de 1/3 des valeurs trouvées de plus on considère un semi encastrement au niveau des appuis de rives.