

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Pulpaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة سعد دحلب- البليدة

Université de Saad Dahleb-Blida1



Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

MEMOIRE DE MASTER EN GÉNIE CIVIL

Spécialité : Structures.

**ETUDE D'UN BATIMENT (R+8+ SOUS SOL)  
CONTREVENTE PAR DES PORTIQUES ET  
DES VOILES EN BETON ARME**

Présenté par :

Gherbi Nada

Devant le jury composé de :

USDB de Blida1

Présidente

USDB de Blida1

Examinatrice

Mme.DEBBIH.A

USDB de Blida1

Promotrice

Blida, Juillet 2023

# DEDICACE

*Je dédie ce projet :*

*À mes très chers parents*

*Et mes très chers beaux parents*

*Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect ; mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices dont vous avez consenti pour mon instruction et mon bien-être.*

*Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne.*

*À mes chers et adorables princesses RANA, GHADA, DINA, AMEL, YARA, HANANE, FATIMA et mon héro ISSAM pour leurs soutiens*

*À mon mari « ABDESSALEM » pour son entente et son encouragement*

*À mes chers « AMEL, LILA, NOUR EDDINE, LATIF, FOUZI » qui m'ont aidé et supporté dans les moments difficiles.*

*À toute ma grande et petite famille.*

NADA

## REMERCIEMENTS

Avant tous, Nous remercions, notre Dieu qui a bien voulu nous donner la force pour effectuer le présent travail.

A nos familles : qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.

A notre promotrice Dr : A.DEBIH pour ses conseils, ses aides.

Nous remercions tous les enseignants durant toute notre formation et les collègues de notre promotion qui nous ont accompagnés depuis le début de ce parcours.

Nous adressons nos remerciements aux membres du jury d'avoir accepté d'examiner mon travail.

Enfin, nous remercions toutes les personnes qui nous ont conseillées, qui se sont simplement intéressées à ce travail, et aussi celles qui.

## ملخص

يركز المشروع الحالي على دراسة مبنى متعدد الاستخدامات مكون من طابق أرضي + 8 طوابق + طابق سفلي يقع في بوقرة بولاية البليدة. تم تصنيف هذه المنطقة على أنها منطقة زلزالية IIB، حسب القواعد الجزائرية لمقاومة الزلازل RPA99 version 2003. مقاومة البناية محققة بواسطة نظام تدعيم مختلط (أعمدة وعارضات + جدران). تم إجراء التصميم وفقاً لمعايير البناء تم إجراء التحليل الديناميكي باستخدام برنامج (91) BAEL, CBA93, RPA 99 /version2003 المطبقة في الجزائر، تم إجراء التحليل الديناميكي باستخدام برنامج ETABS V18. تم تنفيذ تقوية العناصر الحاملة مثل الأعمدة والعوارض باستخدام برنامج التعزيز SOCOTEC، بينما تم تقوية الجدران يدوياً. أخيراً دراسة البنية التحتية للمنشأة التي تتمثل في الأساسات التي تستريح على لبشة (أرضية الأساس) وذلك لقيمة الحمولات المعتبرة المحولة للتربة.

## RESUME

Le mémoire présent se concentre sur l'étude d'un bâtiment (R+8+SS) à usage multiple, à la commune de Bougera, située dans la wilaya de Blida. Cette région est classée en tant que zone sismique IIB, conformément aux Règles Parasismiques Algériennes (RPA99). Le bâtiment bénéficie d'un système de contreventement mixte, combinant des portiques et des voiles, afin d'assurer sa résistance. La conception a été réalisée en conformité avec les réglementations de construction appliquées en Algérie (RPA99/version 2003, CBA93, BAEL91). L'analyse dynamique a été effectuée à l'aide du logiciel ETABS V18. Le ferrailage des éléments porteurs tels que les poteaux et les poutres a été réalisé à l'aide du logiciel de ferrailage SOCOTEC, tandis que celui des voiles a été effectué manuellement. L'étude de l'infrastructure a démontré la nécessité d'adopter un radier général en raison de l'ampleur des charges transmises au sol d'assise.

## ABSTRACT

The present project focuses on the study of a multi-use building consisting of a ground floor + 8 floors + a basement located in Bougera in Wilaya of Blida. This region is classified as seismic zone IIB, according to the Algerian Seismic Regulations. The building benefits from a mixed bracing system, combining frames and shear walls to ensure its resistance. The design was carried out in compliance with the building regulations applied in Algeria ETABS V18 software. The reinforcement of load-bearing elements such as

columns and beams was done using SOCOTEC reinforcement software, while the reinforcement of shear walls was done manually.

The study of the infrastructure has shown the need to adopt a general raft foundation due to the magnitude of the loads transmitted to underlying soil.

# Liste des symboles

***A (ou  $A_s$  ou  $A_l$ )*** : Aire d'une section d'acier (longitudinal)

***A\_t*** : Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales ***B*** : Aire d'une section de béton

***E\_s*** : Module de Young de l'acier

***E\_{ij}*** : Module de Young instantané à l'âge de *j* jours

***E\_{vj}*** : Module de Young diffère à l'âge de *j* jours

***F*** : Force ou action en général

***I\_1*** : Moment d'inertie de la section homogénéisé par rapport au béton (ELS)

***M\_{ser}*** : Moment fléchissant de calcul de service

***M\_u*** : Moment fléchissant de calcul ultime

***N\_{ser}*** : Effort normal de calcul de service

***N\_u*** : Effort normal de calcul ultime

***G*** : Action permanente

***Q*** : Action d'exploitation

***V\_u*** : Effort tranchant de calcul ultime

***a*** : Largeur d'un poteau ou d'un voile

***b*** : Largeur d'une poutre (table), d'un poteau

***b\_0*** : Largeur de l'âme d'une poutre

***d (et  $d_0$ )*** : Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus comprimée de la section de béton

***e*** : Excentricité de l'effort normal, Epaisseur d'une dalle

***F\_e*** : Limite d'élasticité de l'acier

***f\_{cj}*** : Résistance caractéristique à la compression du béton âge de *j* jours

***f\_{tj}*** : Résistance caractéristique à la traction du béton âge de *j* jours

***g*** : Charge permanente unitaire

$h$  : Hauteur d'une poutre, d'une fondation

$h_0$  : Hauteur d'une table de compression

$h_1$  : Hauteur du hourdis d'une poutre

$j$  : Nombre de jours de maturité du béton

$L$  : Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau

$L_f$  : Longueur de flambement.

$q$  : Charge permanente unitaire.

$St$  : Espacement des armatures transversales.

$y_1$  : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS.

$y_u$  : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELU.

$z$  (ou  $z_b$ ) : Bras de levier du couple de flexion.

$au$  : Profondeur de l'axe neutre adimensionnée à l'ELU.

$\gamma_s$  : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (*gamma*).

$\gamma_b$  : Coefficient partiel de sécurité sur le béton.

$\epsilon_{bcmax}$  : Déformations maximale du béton comprimé (*epsilon*).

$\epsilon_{st}$  : Déformations des armatures tendues.

$\epsilon_{sc}$  : Déformations des armatures comprimées.

$\eta$  : Coefficient de fissuration relatif à une armature (*enta*).

$\lambda$  : Elancement mécanique d'une pièce comprimée (*lambda*).

$\mu_{ser}$  : Moment ultime réduit à l'ELS (*mu*).

$\mu_u$  : Moment ultime réduit à l'ELU.

$\nu$  : Coefficient de poisson (*nu*).

$\rho$  : Rapport de la section d'acier sur celle du béton (*rho*).  $\sigma$  : Contrainte normale (*sigma*).

$\sigma_{bec}$  : Contrainte maximale du béton comprimé.

$\sigma_{st}$  : Contrainte dans les aciers tendus.

$\sigma_{sc}$  : Contrainte dans les aciers comprimés.

$\tau$  : Contrainte tangente (*tau*).

$\tau_u$  : Contrainte tangente conventionnelle.

$\tau_s$  : Contrainte d'adhérence.

$\tau_{se}$  : Contrainte d'adhérence  
d'entraînement.

$\nu$  : Coefficient de poisson ; effort normal  
réduit.

$\Phi_l$  : Diamètre d'une armature  
longitudinale.

$\Phi_t$  : Diamètre d'une armature transversale.

$\psi_s$  : Coefficient de scellement relatif à une armature (*psi*)

# LISTE DES TABLEUX

|   |    |
|---|----|
| <b>Tableau.II.1</b> : Dégression des surcharges des charges d'exploitations                 | 20 |
| <b>Tableau.II.2</b> : Récapitulatif de la descente de charges sur le poteau central         | 20 |
| <b>Tableau.II.3</b> : Choix des sections des poteaux  | 21 |
| <b>Tableau.II.4</b> : Vérification de critère de résistance                                 | 21 |
| <b>Tableau.II.5</b> : Vérification de l'effort normal réduit                                | 22 |
| <b>Tableau.II.6</b> : Vérification des sections adoptée                                     | 22 |
| <b>Tableau.II.7</b> : Choix des sections des poteaux finales                                | 23 |
|   |    |
| <b>Tableau.III.1</b> : Combinaison des charges  | 33 |
| <b>Tableau.III.2</b> : Valeurs des efforts internes   | 33 |
| <b>Tableau.III.3</b> : Ferrailage du balcon   | 34 |
| <b>Tableau.III.4</b> : Vérification des contraintes du balcon                               | 36 |
| <b>Tableau.III.5</b> : Charges à l'ELU et l'ELS   | 40 |
| <b>Tableau.III.6</b> : Calcul du ferrailage   | 41 |
| <b>Tableau.III.7</b> : Vérification à l'ELS   | 43 |
| <b>Tableau.III.8</b> : Vérification de la flèche de l'escalier                              | 44 |
| <b>Tableau.III.9</b> : Récapitulatif de la vérification des flèche                          | 44 |
| <b>Tableau.III.10</b> : Ferrailage de dalle pleine  | 46 |
| <b>Tableau.III.11</b> : Vérification des contraintes à l'ELS                                | 47 |
| <b>Tableau.III.12</b> : les déplacements (la flèche)  | 48 |
| <b>Tableau.III.13</b> : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée  | 55 |
| <b>Tableau.III.14</b> : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis | 56 |
| <b>Tableau.III.15</b> : Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS                  | 58 |
| <b>Tableau.III.16</b> : Récapitulatif du calcul de la flèche                                | 60 |
|   |    |
| <b>Tableau.IV.1</b> : Facteur de qualité  | 69 |
| <b>Tableau.IV.2</b> : Période et facteurs de participation massique du modèle initial       | 71 |
| <b>Tableau.IV.3</b> : Période et facteurs de participation massique du modèle 1             | 73 |
| <b>Tableau.IV.4</b> : les déferons facteurs pour le modèle 1                                | 73 |
| <b>Tableau.IV.5</b> : Vérification des déplacements inter étages sens X-X du modèle 1       | 74 |

|  |     |
|--|-----|
| <b>Tableau.IV.6:</b> Vérification des déplacements inter étages sens Y-Y du modèle 1                         | 75  |
| <b>Tableau.IV.7 :</b> Vérification de l'effort normal réduit pour le modèle 1                                | 76  |
| <b>Tableau.IV.8 :</b> les sections de poteaux choisi   | 76  |
| <b>Tableau.IV.9 :</b> Période et facteurs de participation massique du modèle 2                              | 78  |
| <b>Tableau.IV.10 :</b> les déferons facteurs pour le modèle 2  | 78  |
| <b>Tableau.IV.11:</b> Vérification des déplacements inter étages sens X-X du modèle 2                        | 79  |
| <b>Tableau.IV.12:</b> Vérification des déplacements inter étages sens Y-Y du modèle 2                        | 80  |
| <b>Tableau.IV.13 :</b> Vérification de l'effort normal réduit pour le modèle 2                               | 81  |
| <b>Tableau.IV.14:</b> Calcul de $\theta_x$ et $\theta_y$   | 82  |
| <b>Tableau.IV.15 :</b> Distribution des efforts sur les voiles et le portique                                | 83  |
| <br>   |     |
| <b>Tableau.V.1 :</b> Ferrailages des poteaux situation durable ( $N^{\max} N^{\min}, M^{\text{corr}}$ )      | 87  |
| <b>Tableau. V.2 :</b> Ferrailages des poteaux situation durable ( $M^{\max}, N^{\text{corr}}$ )              | 87  |
| <b>Tableau.V.3 :</b> Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max} N^{\min}, M^{\text{corr}}$ ) | 88  |
| <b>Tableau.V.4 :</b> Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M^{\max}, N^{\text{corr}}$ )          | 88  |
| <b>Tableau.V.5 :</b> Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max} N^{\min}, M^{\text{corr}}$ ) | 89  |
| <b>Tableau.V.6 :</b> Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M^{\max}, N^{\text{corr}}$ )          | 89  |
| <b>Tableau.V.7 :</b> Choix des armatures des poteaux   | 90  |
| <b>Tableau.V.8 :</b> Vérification des contraintes pour les poteaux   | 91  |
| <b>Tableau.V.9 :</b> Vérification des contraintes pour les poteaux   | 91  |
| <b>Tableau.V.10 :</b> Vérification de l'effort tranchant et la contrainte de cisaillement                    | 92  |
| <b>Tableau.V.11 :</b> Espacements maximales selon <b>RPA99 [3]</b>   | 94  |
| <b>Tableau.V.12 :</b> Le choix des armatures transversales   | 89  |
| <b>Tableau.V.13 :</b> Ferrailage des poutres porteuses (30 x 45) (Situation Durable)                         | 100 |
| <b>Tableau.V.14 :</b> Ferrailage des poutres porteuses (30x45) (Situation Accidentelle)                      | 100 |
| <b>Tableau.V.15 :</b> Ferrailage des Poutres porteuse (30x45) (Situation Accidentelle)                       | 101 |
| <b>Tableau.V.16 :</b> Choix des armatures pour les poutres porteuses (30x 45)                                | 101 |
| <b>Tableau.V.17 :</b> Ferrailage des poutres non porteuses (30x40) (Situation Durable)                       | 102 |
| <b>Tableau.V.18 :</b> Ferrailage des poutres non porteuses (30x40) (Situation Accidentelle)                  | 102 |
| <b>Tableau.V.19 :</b> Ferrailage des poutres non porteuses (30x40) (Situation Accidentelle)                  | 103 |
| <b>Tableau.V.20 :</b> Choix des armatures pour les poutres non porteuses (30x 40)                            | 103 |
| <b>Tableau.V.21 :</b> Vérification de la condition de non fragilité  | 104 |
| <b>Tableau.V.22 :</b> Vérification des poutres porteuse à l'ELS  | 105 |
| <b>Tableau.V.23 :</b> Vérification des poutres non porteuses à l'ELS   | 105 |

|  |     |
|--|-----|
| <b>Tableau.V.24</b> : Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres principales | 106 |
| <b>Tableau.V.25</b> : Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres secondaires | 107 |
| <b>Tableau.V.26</b> : Calcul des armatures transversales   | 108 |
| <b>Tableau.V.27</b> : Moment fléchissant et section d'armatures                                  | 109 |
| <b>Tableau.V.28</b> : Moment fléchissant et section d'armatures                                  | 109 |
| <b>Tableau.V.29</b> : Valeur de $(I_f / I)$ cas d'un mur non raidi latéralement                  | 115 |
| <b>Tableau.V.30</b> : calcul de la contrainte limite $\sigma_{u \text{ lim.}}$                   | 115 |
| <b>Tableau.V.31</b> : Calcul de $\sigma_{ba}$ et $\sigma_{bna}$ pour l'exemple (V1)              | 117 |
| <b>Tableau.V. 32</b> : Le ferrailage des voiles  | 124 |
| <b>Tableau.V. 33</b> : Le ferrailage des voiles 2  | 124 |
| <b>Tableau.V.34</b> : Le ferrailage des voiles 3   | 125 |
| <b>Tableau.V.35</b> : Le ferrailage des voiles 4   | 125 |
| <b>Tableau.V.36</b> : Le ferrailage des voiles 5   | 125 |
| <b>Tableau.V.37</b> : Le ferrailage des voiles 6   | 126 |
| <b>Tableau.V.38</b> : Le ferrailage des voiles 7   | 126 |
| <b>Tableau.V.39</b> : Le ferrailage des voiles 8   | 127 |
| <b>Tableau.V.40</b> : Le ferrailage des voiles 9   | 127 |
| <b>Tableau.V.41</b> : Le ferrailage des voiles 10  | 128 |
| <b>Tableau.V.42</b> : Le ferrailage des voiles 11  | 128 |
| <b>Tableau.V.43</b> : Résultat de ferrailage horizontal  | 130 |
| <br>   |     |
| <b>Tableau .VI.1</b> : Contraintes sous le radier à l'ELU  | 141 |
| <b>Tableau.VI.2</b> : Contraintes sous le radier à l'ELS   | 141 |
| <b>Tableau.VI.3</b> : Calcul des moments à l'ELU   | 143 |
| <b>Tableau.VI.4</b> : Calcul des moments à l'ELS   | 143 |
| <b>Tableau.VI.5</b> : Ferrailage des panneaux du radier  | 144 |
| <b>Tableau.VI.6</b> : Vérification des contraintes   | 145 |
| <b>Tableau.VI.7</b> : Redimensionnement des armatures  | 145 |
| <b>Tableau.VI.8</b> : Vérification des contraintes   | 145 |
| <b>Tableau.VI.9</b> : Ferrailage des nervures (sens porteur)                                     | 147 |
| <b>Tableau.VI.10</b> : Ferrailage des nervures (sens non porteur)                                | 147 |
| <b>Tableau.VI.11</b> : Vérification des contraintes  | 147 |
| <b>Tableau.VI.12</b> : Ferrailage des débords  | 150 |
| <b>Tableau.VI .13</b> : Vérifications des contraintes du béton et d'acier                        | 151 |

|   |     |
|---|-----|
| <b>Tableau.VI.14</b> : Ferrailage du Voile Périphérique     | 153 |
| <b>Tableau.VI.15</b> : Vérification des contraintes à l'ELS | 155 |

# LISTE DES FIGURES

|   |    |
|---|----|
| <b>Figure.I.1</b> : Diagramme contraintes-déformations à l'ELU            | 6  |
| <b>Figure.I.2</b> : Diagramme contraintes-déformations à l'ELS            | 6  |
| <b>Figure.I.3</b> : Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU | 7  |
|   |    |
| <b>Figure.II.1</b> : Dalle en corps creux                                 | 10 |
| <b>Figure.II.2</b> : Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux   | 12 |
| <b>Figure.II.3</b> : Coupe verticale du plancher courant à corps creux    | 12 |
| <b>Figure.II.4</b> : Coupe verticale du plancher dalle pleine             | 13 |
| <b>Figure.II.5</b> : Constituants d'un mur                                | 13 |
| <b>Figure.II.6</b> : Constituants d'un mur intérieur                      | 14 |
| <b>Figure.II.7</b> : Schéma de l'acrotère                                 | 14 |
|   |    |
| <b>Figure.III.1</b> : Schéma statique de l'acrotère                       | 25 |
| <b>Figure.III.2</b> : Diagrammes des efforts à l'ELU                      | 26 |
| <b>Figure.III.3</b> : Coupe horizontale d'un acrotère                     | 26 |
| <b>Figure.III.4</b> : position de centre de pression                      | 28 |
| <b>Figure.III.5</b> : Ferrailage de l'acrotère                            | 31 |
| <b>Figure.III.6</b> : schéma statique du chargement du balcon             | 32 |
| <b>Figure.III.7</b> : Diagramme des efforts internes                      | 34 |
| <b>Figure.III.8</b> : Ferrailage du balcon                                | 36 |
| <b>Figure.III.9</b> : Schéma statique de l'escalier                       | 38 |
| <b>Figure.III.10</b> : Schéma statique du chargement de l'escalier        | 39 |
| <b>Figure.III.11</b> : Diagramme du Moment fléchissant à L'ELU            | 40 |
| <b>Figure.III.12</b> : Diagramme du Moment fléchissant à L'ELS            | 40 |
| <b>Figure.III.13</b> : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU            | 40 |
| <b>Figure.III.14</b> : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS            | 40 |
| <b>Figure.III.15</b> : ferrailage des escaliers                           | 45 |
| <b>Figure.III.16</b> : Démentions d'une dalle                             | 45 |
| <b>Figure.III.17</b> : Diagramme des moments à ELU                        | 46 |
| <b>Figure.III.18</b> : Ferrailage de la dalle pleine                      | 48 |

|  |     |
|--|-----|
| <b>Figure.III.19</b> : Coupe du plancher en corps creux                    | 49  |
| <b>Figure.III.20</b> : Dimensions De La Poutrelle                          | 49  |
| <b>Figure.III.21</b> : Diagramme Moment fléchissant à ELU                  | 54  |
| <b>Figure.III.22</b> : Diagramme Moment fléchissant à ELS                  | 54  |
| <b>Figure.III.23</b> : Diagramme Effort tranchant à ELU                    | 54  |
| <b>Figure.III.24</b> : Diagramme Effort tranchant à ELS                    | 54  |
| <b>Figure.III.25</b> : Ferrailage des poutrelles en travée et en appuis    | 62  |
| <b>Figure.III.26</b> : Ferrailage de la dalle de compression               | 63  |
|  |     |
| <b>Figure.IV.1</b> : spectre de réponse                                    | 68  |
| <b>Figure.IV.2</b> : Modèle initiale                                       | 71  |
| <b>Figure.IV.3</b> : modèle 1  | 72  |
| <b>Figure.IV.4</b> : modèle 2  | 77  |
|  |     |
| <b>Figure.V.1</b> : Ferrailage des poteaux                                 | 98  |
| <b>Figure.V.2</b> : Arrêts des barres                                      | 108 |
| <b>Figure.V.3</b> : Résultats de flèches poutre porteuse                   | 109 |
| <b>Figure.V.4</b> : Résultats de flèches poutre non porteuse               | 110 |
| <b>Figure.V.5</b> : Ferrailage des poutres                                 | 111 |
| <b>Figure.V.6</b> : Disposition des voiles dans la structure               | 112 |
| <b>Figure.V.7</b> : Section rectangulaire, soumise à la flexion composée   | 112 |
| <b>Figure.V.8</b> : Schéma d'une voile pleine et disposition du ferrailage | 113 |
| <b>Figure.V.9</b> : Définition de l'élément mur                            | 114 |
| <b>Figure.V.10</b> : Murs non raidis latéralement                          | 114 |
| <b>Figure.V.11</b> : Niveau de vérification                                | 116 |
| <b>Figure.V.12</b> : Détail de diagramme des contraintes                   | 121 |
| <b>Figure.V.13</b> : Schéma de voile                                       | 122 |
| <b>Figure.V.14</b> : Détail de ferrailage voile 1.                         | 130 |
| <b>Figure.V.15</b> : Détail de ferrailage voile 2et 3.                     | 130 |
| <b>Figure.V.16</b> : Détail de ferrailage voile 4 et 5.                    | 131 |
| <b>Figure.V.17</b> : Détail de ferrailage voile 6 et 7.                    | 131 |
| <b>Figure.V.18</b> : Détail de ferrailage voile 8 et 9.                    | 132 |
| <b>Figure.V.19</b> : Détail de ferrailage voile 10 et 11.                  | 132 |

|  |     |
|--|-----|
| <b>Figure.VI.1</b> : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux | 138 |
| <b>Figure.VI. 2</b> : Schéma statique du bâtiment                                  | 139 |
| <b>Figure.VI.3</b> : Contraintes sous le radier                                    | 140 |
| <b>Figure.VI.4</b> : Ferrailage de la Dalle du Radier                              | 146 |
| <b>Figure.VI.5</b> : Ferrailage des nervures sens porteur                          | 149 |
| <b>Figure.VI.6</b> : Ferrailage des nervures sens porteur                          | 149 |
| <b>Figure.VI.7</b> : Schéma statique des débords                                   | 150 |
| <b>Figure.VI.8</b> : Diagramme des moments   | 150 |
| <b>Figure.VI.9</b> : Evaluation des charges  | 151 |
| <b>Figure.VI.10</b> : Poussées des terres  | 152 |
| <b>Figures.VI.11</b> : Ferrailage du Voile Périphérique sens x-x                   | 155 |
| <b>Figures.VI.12</b> : Ferrailage du Voile Périphérique sens y-y                   | 155 |

# Table des matières :

**REMERCIEMENTS**

**DEDICACE**

**RESUME**

**LISTE DES SYMBOLES**

**LISTE DES TABLEAUX**

**LISTE DES FIGURES**

**PLANS**

**INTRODUCTION GENERALE** 1

**CHAPITRE I : PRESENTATION DE LAUVRAGE ET MATIRIAUX**

**I.1** Introduction 2

**I.2** Présentation de l'ouvrage 2

**I.3** Caractéristiques mécaniques des matériaux 3

**I.4** Hypothèse de calcul aux états limites 8

**CHAPITRE II : PREDIMMENTIONEMENT DES ELEMENTS**

**II.1** Introduction 10

**II.2** Prédimensionnement des planchers 10

**II.3** Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation 11

**II.4** pré dimensionnement des poutres 15

**II.5** Pré dimensionnement des voiles 17

**II.6** Pré dimensionnement des poteaux 17

**CHAPITRE III : FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRES**

**III.1** Acrotère 25

**III.2** Balcon 31

**III.3** Escalier 37

**III.4** Plancher en dalle pleine 45

**III.5** Plancher en corps creux 48

## **CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE**

|   |    |
|---|----|
| <b>IV.1</b> Introduction                        | 65 |
| <b>IV.2</b> Caractéristiques dynamiques propres | 65 |
| <b>IV.3</b> Modélisation de la structure        | 66 |
| <b>IV.4</b> Étude sismique                      | 67 |
| <b>IV.5</b> Résultats de l'analyse sismique     | 71 |

## **CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PRINCIPAUX**

|                                   |     |
|-----------------------------------|-----|
| <b>V.1</b> Ferrailage des poteaux | 85  |
| <b>V.2</b> Ferrailage des poutres | 98  |
| <b>V.3</b> Ferrailage des voiles  | 110 |

## **CHAPITRE VI : ETUDE DES ELEMENTS DE L'INFRASTRUCTURE**

|                                   |     |
|-----------------------------------|-----|
| <b>VI.1</b> Introduction          | 134 |
| <b>VI.2</b> Calcul des fondations | 134 |
| <b>VI.3</b> Radier générale       | 135 |
| <b>V.4</b> Voile périphérique     | 151 |

## **CONCLUSION GENERALE**

## **REFERANCE**

## **ANNEXE**

# **Introduction générale**

# INTRODUCTION GENERALE

Les perturbations et les conséquences indésirables causées par les secousses sismiques, notamment la destruction partielle ou totale des structures, ont rendu indispensable la prise en compte du risque sismique lors de la conception des bâtiments. Cela a également contribué à une meilleure compréhension phénoménologique de l'effet des séismes.

L'évolution rapide des techniques de construction, combinée aux exigences architecturales, pousse souvent les architectes à opter pour des structures élancées présentant des formes irrégulières tant au niveau du plan que de l'élévation. Ces structures se caractérisent généralement par des ossatures ayant des répartitions de rigidité et de masse hétérogènes, dépassant largement les normes parasismiques.

L'Algérie, comme d'autres pays, est particulièrement concernée par les activités du génie civil, qui se concentrent principalement sur les avancées actuelles dans les domaines liés aux principaux thèmes liés aux séismes. Cela est d'autant plus vrai depuis le séisme du 21 mai 2003 qui a frappé Boumerdès.

Le projet de fin d'études offre une opportunité unique de mettre en pratique les connaissances acquises tout au long du parcours de formation en master, tout en respectant les réglementations qui régissent les principes de conception et de calcul des ouvrages.

De plus, il permet d'utiliser de manière judicieuse des outils de calcul pour aborder des structures complexes.

Dans le cadre de ce projet de fin d'études, nous proposons d'effectuer une étude technique complète pour le dimensionnement et la vérification d'un bâtiment de huit étages avec un sous-sol. Cette étude sera réalisée en suivant les étapes principales suivantes :

1. Présentation complète du projet : Nous commencerons par présenter en détail le projet à étudier, en définissant ses différents éléments et en sélectionnant les matériaux à utiliser.
2. Détermination des actions verticales et prédimensionnement des éléments structuraux et non structuraux : Nous procéderons à l'évaluation des charges verticales présentes dans le bâtiment.
3. Calcul des éléments non structuraux : Nous effectuerons le calcul des éléments non structuraux tels que les acrotères, les planchers, les dalles pleines, les escaliers et les balcons.
4. Étude dynamique du bâtiment : La quatrième étape consistera en une analyse dynamique du bâtiment. Cette étude sera réalisée en utilisant un modèle 3D de la structure sur le logiciel de calcul ETABS.
5. Calcul de ferrailage des éléments structuraux.
6. Calcul des fondations : Enfin, nous effectuerons le calcul des fondations du bâtiment.

# **CHAPITRE 1**

## **Généralités**

### I.1. Introduction :

L'objectif de ce chapitre est de présenter la liste des données du bâtiment analysé, concernant le type de structure, les éléments géométriques et les propriétés des matériaux.

### I.2. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant l'objet de cette présente étude d'un bâtiment à usage multiple.

Il est implanté dans la wilaya BLIDA précisément a BOUGARA, selon le règlement parasismique algérien **RPA99 [1]** il est classé comme étant une zone de forte sismicité (**Zone IIb**).

Cet ouvrage est classé comme étant un ouvrage courant d'importance moyenne « groupe 2 », car sa hauteur ne dépasse pas 48m.

#### I.2.1. Caractéristiques de l'ouvrage :

L'ouvrage en question a une forme irrégulière (vérification selon RPA 99 [1]), il se compose d'un sous-sol, RDC+8 étages à usage multiple.

##### a- Dimensions en élévation :

- Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) .....28,56 m
- Hauteur totale du bâtiment (avec acrotère) .....29,16 m
- Hauteur du rez-de-chaussée.....4,08 m
- Hauteur des étages 1<sup>er</sup> à 8<sup>ème</sup> .....3,06 m
- Hauteur de sous-sol.....2.60 m

##### b- Dimensions en plan :

- Longueur totale en plan .....22,50 m
- Largeur totale en plan .....18,85 m

#### I.2.2. Ossature :

En se référant aux **RPA99[3]** qui exigent que pour toute structure dépassant une hauteur de **11 m** en **Zone IIb**, le type de contreventement sera mixte (voile et portique) dans les deux sens.

#### I.2.3. Plancher :

Vu la forme géométrique des panneaux et en fonction du type d'usage, nous avons opté pour deux types de planchers :

Plancher en corps creux.

Plancher en dalle pleine.

#### I.2.4. Escalier :

La structure comporte une seule cage d'escalier, l'escalier est constitué de deux volées et un palier intermédiaire.

### **I.2.5. Maçonnerie :**

-Murs extérieurs : Constitué d'une double paroi en briques (10 cm et 15 cm d'épaisseur) séparée par une l'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.

-Mur intérieurs : Constitués par une seule paroi de brique de 10 cm d'épaisseur.

### **I.2.6. Acrotère :**

On appelle mur acrotère, un muret situé en bordure de toitures terrasse pour permettre le relevé d'étanchéité, la hauteur de l'acrotère est de 60 cm.

### **I.2.7. Terrasse :**

Il existe deux types de terrasses :

-Terrasse inaccessible.

-Terrasse accessible.

### **I.2.8. Ascenseur :**

La structure comporte une cage d'ascenseur du sous-sol jusqu'au 8<sup>ème</sup> étage.

### **I.2.9. Infrastructure :**

-Réalisée en béton armé.

-La contrainte admissible du sol est de **2bars**.

-La catégorie de site **S3**.

## **I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé **BAEL9 [2]** et tous les règlements applicables en Algérie **RPA 99 [1]**.

### **I.3.1. Béton**

#### **a. Composition du béton :**

Un béton hydraulique est constitué de :

- D'une pâte pure (ciment + eau),
- D'un mélange granulaire (sable + gravier),
- De produits additionnels (adjuvants, additions minérales, ...)

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, le béton utilisé est dosé à 400 kg/m<sup>3</sup> le type de ciment utilisé est un CEM II/B 42,5 N (ciment portland composé) (conforme à la norme algérienne (NA 442) qui offre une bonne résistance mécanique et une protection efficace des armatures.

Pour le mélange granulaire, un sable et deux classes de gravier (8/15 et 15/25) sont utilisées afin d'avoir un mélange avec une bonne compacité.

Destiné à offrir une résistance escomptée et à présenter une protection efficace des armatures.

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

1. Une résistance mécanique élevée.
2. Un retrait minimum.
3. Une bonne durabilité.

## **b. Résistance du béton :**

### **b.1. Résistance du béton à la compression :**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à « *J* » jours, généralement à 28 jours. Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques (16x32) cm avec une section de 201,06 cm<sup>2</sup>.

$$j \leq 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 0,685 f_{c28} \log(j+1)$$

$$j = 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$$

$$j > 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 1,1 f_{c28}$$

Pour notre étude on prendra :  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

### **b.2. Résistance du béton à la traction :**

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

1. Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.
2. Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).
3. Traction par flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté « *a* » et de longueur « *4a* » reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion.

La résistance à la traction est notée par « *f<sub>ij</sub>* », elle est définie par la relation :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (\text{MPa})$$

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa}, \text{ on trouve } f_{ij} = 2,4 \text{ MPa}$$

**c. Module de déformation longitudinale :**

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

**c.1. Module d'élasticité instantané «  $E_{ij}$  » :**

Il est mesuré à partir de la courbe ( $\sigma - \xi$ ) d'un teste de courte durée, il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel.

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \quad (f_{cj}; E_{ij} : \text{en MPa})$$

**c.2. Module d'élasticité différé «  $E_{vj}$  » :**

Il est mesuré à partir de la courbe ( $\sigma - \xi$ ) d'un teste de longue durée, il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire.

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3}$$

$$\text{Pour notre cas: } f_{cj} = f_{c28} = 30 \text{ MPa} \rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 34179,557 \text{ MPa} \\ E_{vj} = 11496,76 \text{ MPa} \end{cases}$$

**d. Coefficient de poisson :**

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\Delta l / l}{\Delta L / L}$$

- **E.L.U :**  $\nu = 0,0$  calcul des sollicitations (béton fissuré)
- **E.L.S :**  $\nu = 0,2$  calcul des déformations (béton non fissuré),

**e. Les contraintes limites de calcul :****e.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):**

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

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

Avec :

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité.

Tel que :

$$\gamma_b = 1,5 \quad \text{cas des situations durables ou transitoires} \dots \dots \dots f_{bu} = 17 \text{ MPa}$$

$\gamma_b = 1,15$  cas des situations accidentelles.....  $f_{bu} = 22,17 \text{ MPa}$

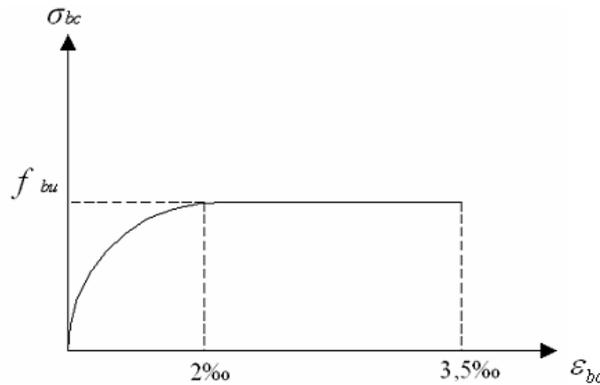


Figure.I.1 : Diagramme contraintes-déformations à l'ELU.

**e.2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S) :**

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

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton.
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est donnée par :  $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$

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

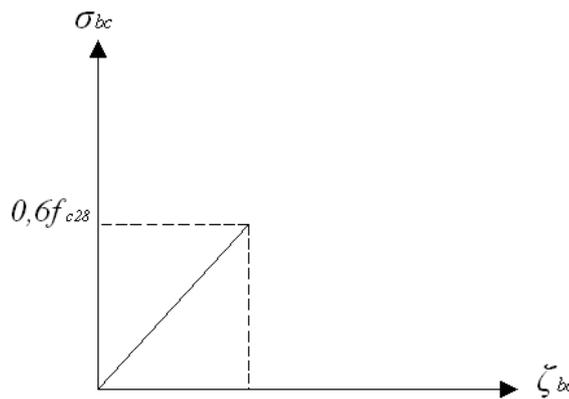


Figure.I.2 : Diagramme contraintes-déformations à l'ELS

**I.3.2. Aciers :**

A fin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on intègre dans les pièces de béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

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

- Barres à haute adhérences (HA) : **FeE500**

**a. Les limites élastiques :**

- Barres à haute adhérence (HA) :  $f_e = 500 \text{ MPa}$

**b. Module d'élasticité des aciers :**

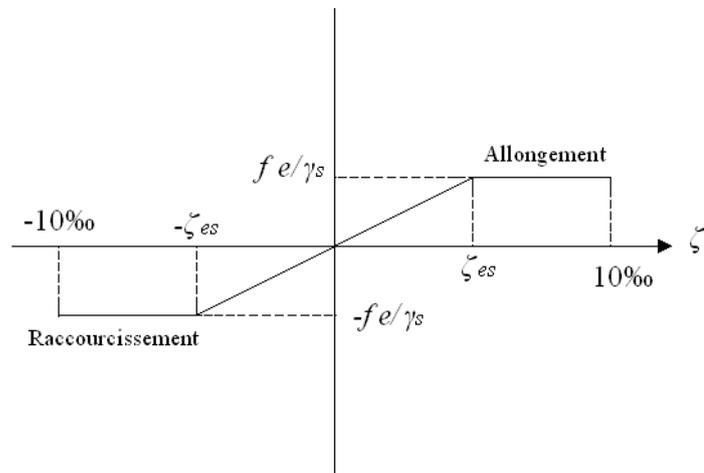
Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale. Les expériences ont montré que sa valeur est fixée quelque soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 2,1.10^5 \text{ MPa}$$

**c. Les contraintes limites de calcul :**

**c.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U) :**

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant :



**Figure.I.3 :** Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU.

$f_e$  : Contrainte limite élastique.

$\zeta_s$  : Déformation (allongement) relative de l'acier  $\rightarrow \zeta_s = \frac{\Delta L}{L}$

$$\zeta_{es} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$$

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier. :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité de l'acier.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Cas des situations durables ou transitoires} \\ 1,00 & \text{Cas des situations accidentelles} \end{cases}$$

Pour les aciers Fe 500 on a :  $\zeta_{es} = \frac{500}{1,15 \times 2,1.10^5} = 2,07 \text{ ‰}$

**c.2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S) :**

C'est l'état où on fait les vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriées :

- On peu nuisible : pas de vérification.

- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{ij}}\right)$  (MPa)
- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{1}{2}f_e; 90 \times \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}\right)$  (MPa)

$\eta$  : Coefficient de fissuration .

$\eta = 1,60$  pour les aciers à haute adhérence.

#### d. Le coefficient d'équivalence :

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

$n$  : Coefficient d'équivalence.

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

$E_b$  : Module de déformation du béton.

#### I.4. Hypothèse de calcul aux états limites :

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple.
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.
- La contrainte de calcul, notée «  $\sigma_s$  » et qui est définie par la relation :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$  est égale à :

$$\text{Haute adhérence} \begin{cases} \sigma_s = 435 \text{ MPa} & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 500 \text{ MPa} & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

- Allongement de rupture :  $\zeta_s = 10\text{‰}$ .

#### Conclusion :

Cet ouvrage est classé comme étant un ouvrage courant d'importance moyenne « groupe 2 », et il est classé comme étant une zone de forte sismicité (Zone IIb).

## **CHAPITRE II**

# **PREDIMENTIONNEMENT**

## II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres et voiles) d'une structure est une étape primordiale dans un projet de génie civil.

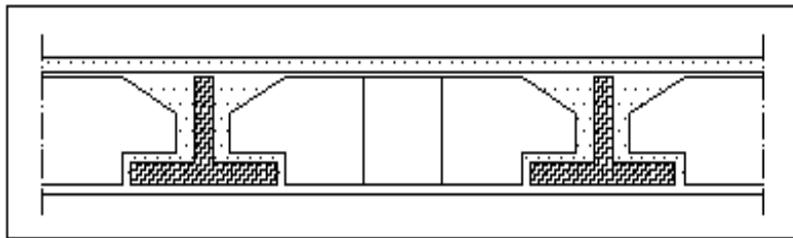
Le pré dimensionnement de ces éléments se base sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur ; le pré dimensionnement de ces éléments est présenté dans les paragraphes subséquents.

## II.2. Prédimensionnement des planchers :

Dans notre structure, on utilise deux types de planchers :

### II.2.1. Dalle en corps creux :

Ce plancher est constitué d'élément résistant, ce sont les poutrelles en béton armé, et des éléments de coffrage qui sont les corps creux. Après la mise en place d'un ferrailage complémentaire, une dalle de répartition est coulée sur place (l'ourdis).



**Figure. II.1:** Dalle en corps creux .

Le prédimensionnement se fait à partir de la condition de rigidité selon le **RPA 99 [1]** :

$$h_t = \left( \frac{1}{25}; \frac{1}{20} \right) L \dots\dots\dots (\text{Calcul des ouvrages en BA}).$$

L : la plus grande portée dans le sens secondaire.

Dans notre cas :  $L = 455 - 30 = 425 \text{ cm}$

$$\frac{425}{25} \leq h_t \leq \frac{425}{20} \Rightarrow 17\text{cm} \leq h_t \leq 21.25\text{cm}$$

On opte pour un plancher (16+5)  $\Rightarrow h_t = 21 \text{ cm}$

Avec : 5 cm épaisseur de la table de compression.

16 cm épaisseur du corps creux.

**II.2.2. Dalle pleine :**

**-Résistance au feu :**

$e = 11 \text{ cm}$  : pour deux (02) heures de coup de feu.

**-Isolation phonique :**

La protection contre les bruits aériens exige une épaisseur minimale de 13 cm.

**-Résistance à la flexion :**

-Dalle reposant sur deux appuis :  $Lx /35 < e < Lx/30$

-Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :  $Lx /40 < e < Lx/50$

$Lx$  : est la petite portée du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas les dalles reposent sur quatre (04) appuis pour une portée  $Lx$  égale à :

$$Lx = 4.55 - 0,30m = 4,25m$$

$$425/50 < e < 425/ 40 \Rightarrow 8.5 < e < 10.625 \text{ cm}$$

On prend :  $e = 15 \text{ cm}$ .

**II.3. Evaluation des charges permanentes et surcharges d’exploitation :**

Cette étape consiste à déterminer les charges et les surcharges selon le **DTR [3]** qui influent sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

**II.3. 1. Charges permanentes :**

**II.3. 1. 1. Plancher terrasse inaccessible (corps creux) :**

|  |               |                      |
|--|---------------|----------------------|
| Gravillon de protection ( $e = 5\text{cm}$ ) ( $\rho = 17 \text{ kN/m}^3$ ) .....    | (0,05) (17) = | 0,85 $\text{kN/m}^2$ |
| Etanchéité multicouches .....  | =             | 0,12 $\text{kN/m}^2$ |
| Forme de pente ( $e_{moy} = 10 \text{ cm}$ ) ( $\rho = 22 \text{ kN/m}^3$ ) .....    | (0,1) (22) =  | 2,20 $\text{kN/m}^2$ |
| Isolation thermique (liège) ( $e = 4\text{cm}$ ) ( $\rho = 4 \text{ kN/m}^3$ ) ..... | (0,04) (4) =  | 0,16 $\text{kN/m}^2$ |
| Dalle à corps creux (16+5) cm .....  | =             | 3,05 $\text{kN/m}^2$ |
| Enduit au plâtre ( $e = 2\text{cm}$ ) ( $\rho = 10 \text{ kN/m}^3$ ) .....           | (0,02) (10) = | 0,20 $\text{kN/m}^2$ |
| Polyane .....  | =             | 0,01 $\text{kN/m}^2$ |

---


$$\Sigma G = 6,58 \text{ kN/m}^2$$

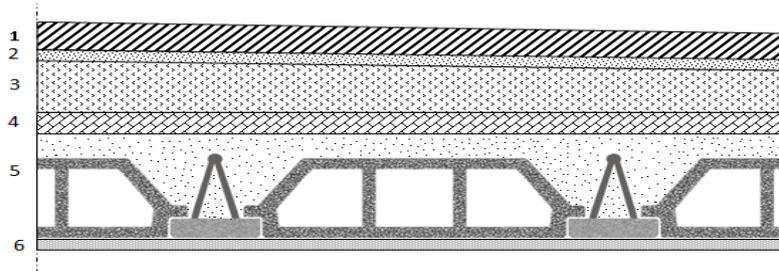


Figure. II.2 : Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux.

**II.3.1. 2. Plancher terrasse accessible (corps creux) :**

|   |                  |                               |
|---|------------------|-------------------------------|
| Carrelage (e=2cm) ( $\rho=22 \text{ kN/m}^3$ )        | .....(0,01) (20) | = 0,44 kN/m <sup>2</sup>      |
| Mortier de pose (e=2cm) ( $\rho=20 \text{ kN/m}^3$ )  | .... (0,02) (20) | = 0,40 kN/m <sup>2</sup>      |
| Lit de sable (e=3cm) ( $\rho=18 \text{ kN/m}^3$ )     | .....(0,03)(18)  | = 0,54 kN/m <sup>2</sup>      |
| Forme de ponté(e=10cm) ( $\rho=22.. \text{ kN/m}^3$ ) | .....            | = 2.20 kN/m <sup>2</sup>      |
| Etanchéité multicouches                               | .....            | = 0,12 kN/m <sup>2</sup>      |
| Dalle corps creux (e=15 cm)                           | .....            | = 3,05 kN/m <sup>2</sup>      |
| Enduit au plâtre (2cm) ( $\rho=10 \text{ kN/m}^3$ )   | .... (0,02)(10)  | = 0,20 kN/m <sup>2</sup>      |
| <b><math>\Sigma G</math></b>                          |                  | <b>= 6,95kN/m<sup>2</sup></b> |

**II.3.1.3. Plancher étage courant (corps creux) :**

|   |                  |                               |
|---|------------------|-------------------------------|
| La dalle de sol (e=1 cm) ( $\rho=20 \text{ kN/m}^3$ )   | .....(0,01) (20) | = 0,20 kN/m <sup>2</sup>      |
| Mortier de pose (e = 2 cm) ( $\rho=20 \text{ kN/m}^3$ ) | ..... (0,02)(20) | = 0,40 kN/m <sup>2</sup>      |
| Lit de sable (e = 3 cm) ( $\rho=18 \text{ kN/m}^3$ )    | ..... (0,03)(18) | = 0,54 kN/m <sup>2</sup>      |
| Dalle à corps creux (16+5) cm                           | .....            | = 3,05 kN/m <sup>2</sup>      |
| Enduit au plâtre (2cm) ( $\rho=10 \text{ kN/m}^3$ )     | ..... (0,02)(10) | = 0,20 kN/m <sup>2</sup>      |
| Cloisons légères  | .....            | = 1,00 kN/m <sup>2</sup>      |
| <b><math>\Sigma G</math></b>                            |                  | <b>= 5,39kN/m<sup>2</sup></b> |

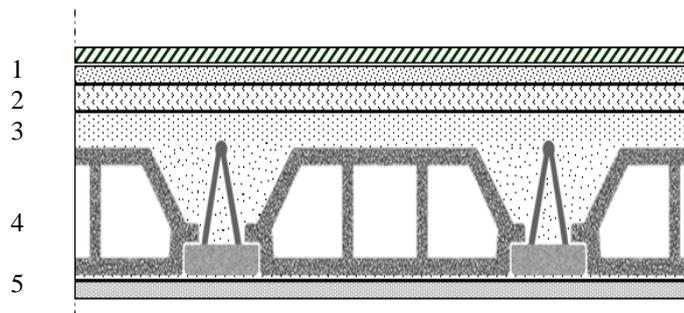


Figure. II. 3 : Coupe verticale du plancher courant à corps creux.

**II.3.1.4. Plancher étage courant (dalle pleine):**

|   |             |                        |
|---|-------------|------------------------|
| La dalle de sol ( $e=1\text{ cm}$ ) ( $\rho=20\text{ kN/m}^3$ ) .....   | (0,01) (20) | = 0,20 $\text{kN/m}^2$ |
| Mortier de pose ( $e = 2\text{ cm}$ ) ( $\rho=20\text{ kN/m}^3$ ) ..... | (0,02)(20)  | = 0,40 $\text{kN/m}^2$ |
| Lit de sable ( $e = 3\text{ cm}$ ) ( $\rho=18\text{ kN/m}^3$ ) .....    | (0,03)(18)  | = 0,54 $\text{kN/m}^2$ |
| Dalle a épaisseur ( $15\text{ cm}$ ).....                               |             | = 4,50 $\text{kN/m}^2$ |
| Enduit au plâtre ( $2\text{cm}$ ) ( $\rho=10\text{ kN/m}^3$ ) .....     | (0,02)(10)  | = 0,20 $\text{kN/m}^2$ |
| Cloisons légères .....  |             | = 1,00 $\text{kN/m}^2$ |
|   | <hr/>       |                        |
|   | $\Sigma G$  | = 6,84 $\text{kN/m}^2$ |

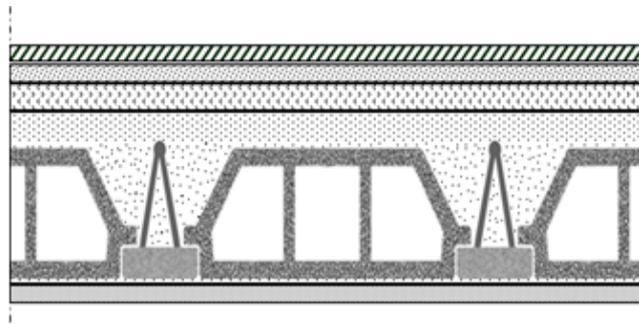


Figure. II. 4 : Coupe verticale du plancher dalle pleine.

**II.3.1.5 - Maçonnerie :**

**a . Mur extérieur à double cloison :**

|   |             |                        |
|---|-------------|------------------------|
| Enduit en ciment ( $e =2\text{ cm}$ ) ( $\rho=18\text{ kN/m}^3$ ) ..... | (0,02) (18) | = 0,36 $\text{kN/m}^2$ |
| Briques creuses ( $e=10\text{ cm}$ ).....                               |             | = 0,90 $\text{kN/m}^2$ |
| L'âme d'air ( $e =5\text{cm}$ ) .....                                   |             | = 0,00 $\text{kN/m}^2$ |
| Briques creux ( $e =15\text{cm}$ ).....                                 |             | = 1,35 $\text{kN/m}^2$ |
| Enduit en plâtre ( $e =2\text{cm}$ ) ( $\rho=10\text{ kN/m}^3$ ).....   | (0,02) (10) | = 0,20 $\text{kN/m}^2$ |

$\Sigma G = 2,81\text{ kN/m}^2$

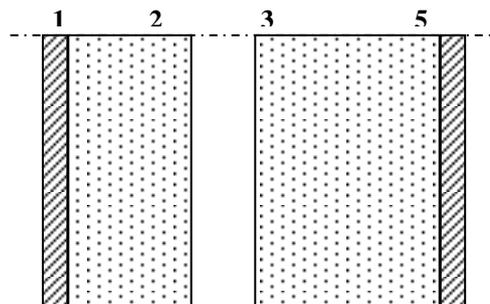


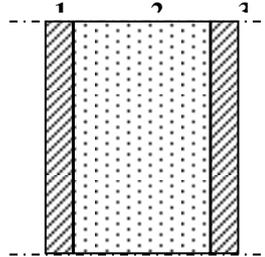
Figure. II. 5 : Constituants d'un mur

**b . Mur intérieur a simple cloison :**

|  |                      |
|--|----------------------|
| Enduit au plâtre ( $e = 1,5$ ).....(0,015) ( $\rho = 10$ ) = | 0,15 $\text{kN/m}^2$ |
| Brique creuse ( $e = 10 \text{ cm}$ ).....(0,1) (7) =        | 0,70 $\text{kN/m}^2$ |
| Enduit au plâtre ( $e = 1,5$ ).....(0,015) (10) =            | 0,15 $\text{kN/m}^2$ |

---


$$\Sigma G = 1 \text{ kN/m}^2$$



**Figure. II.6 :** Constituants d'un mur intérieur.

**II3.1.6. L'acrotère :**

Le poids propre de l'acrotère pour 1 ml est de  $G = \rho \times S$

$\rho$  Le poids volumique du béton tel que  $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

$S$  : La surface transversale totale =  $0.5 \times 0.1 + 0.1 \times 0.1 + (0.1 \times 0.02) / 2 = 0.07 \text{ m}^2$

D'où le poids propre de l'acrotère :

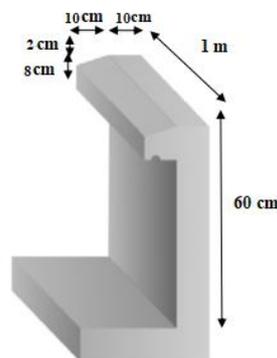
$$G1 = 25 \times 0.07 = 1.75 \text{ kN/m}$$

Le poids propre des enduits au ciment ( $e = 2 \text{ cm}$ ) :

$$G2 = \rho \times e \times P = 18 \times 0.02 \times (0.6 + 0.1 + 0.5 + 0.1 + 0.1 + 0.08 + 0.08) = 0.56 \text{ kN/m}$$

Le poids total de l'acrotère :

$$G1 + G2 = 2.31 \text{ kN/m}$$



**Figure II.7 :** Schéma de l'acrotère.

**II.3.1.7. Balcon :**

|                                |   |
|--------------------------------|---|
| La dalle de sol (e=1 cm) ..... | (0.01)(20) =0.20kN/m <sup>2</sup>       |
| Mortier de pose (e= 2 cm)..... | (0.02)(20) =0.4 kN/m <sup>2</sup>       |
| Lit de sable .....             | (0.02)(18)=0.36 kN/m <sup>2</sup>       |
| Dalle pleine (e=15 cm).....    | =3,75 kN/m <sup>2</sup>                 |
| Enduit de ciment (e=2 cm)..... | =0.36 kN/m <sup>2</sup>                 |
|                                | <hr style="width: 50%; margin: auto;"/> |
|                                | $\Sigma G = 5,07 \text{ kN/m}^2$        |

**II.3.2. Charges d'exploitation :**

Vu la nature des planchers et leur usage, on distingue les charges d'exploitation :

|   |                          |
|---|--------------------------|
| - Acrotère .....                        | Q = 1,0 kN/ml            |
| - Plancher terrasse (inaccessible)..... | Q =1,0 kN/m <sup>2</sup> |
| - Plancher terrasse (accessible).....   | Q =1,5 kN/m <sup>2</sup> |
| - Plancher courant (habitation).....    | Q =1,5 kN/m <sup>2</sup> |
| - Escaliers.....                        | Q =2,5 kN/m <sup>2</sup> |
| - Balcon.....                           | Q =3,5 kN/m <sup>2</sup> |
| -Crèche .....                           | Q =2.5 kN/m <sup>2</sup> |
| -Parking .....                          | Q =2.5 kN/m <sup>2</sup> |

**II.4.1. Pré dimensionnement des poutres :**

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé et ont pour but de transmettre aux poteaux les efforts dus aux charges transmis par les planchers.

Leur prédimensionnement se base sur les étapes suivantes :

- Détermination des dimensions (h, b) à partir des formules données par le **BAEL91 [2]**.
- Vérification des dimensions (h, b) par le Règlement Parasismique Algérien **RPA 99[1]**.

**Selon le BAEL91 [2] :**

La hauteur **h** de la poutre doit être :  $L/15 \leq h \leq L/10$

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

Avec :

- L : Portée de la poutre de la plus grande travée considérée entre nus.
- h : Hauteur de la poutre.
- b : Largeur de la poutre.

**a. Pré dimensionnement des poutres porteuses (principales et poutre de chaînage) :**

La longueur la plus défavorable est égale à Le pré dimensionnement de la section transversale se fait selon les formules **BAEL 91 [2]** et vérifier selon le règlement **RPA 99 [1]**.

**Selon le BAEL 91 [2] :**

$$L=550-30=520 \text{ cm}$$

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

$$34,66 \leq h \leq 52 \text{ (cm)}$$

On choisit : **h=45 cm**

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

$$16,5 \leq b \leq 38,5 \text{ (cm)}$$

On choisit : **b=30 cm**

**Vérification selon RPA99 [1] :**

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \implies 45/30 = 1,42 \end{array} \right.$$

Les conditions de **RPA99 [1]** sont vérifiées alors on prend Poutres porteuses (30x45).

**b. Poutres non porteuses :**

$$L=455-30=425 \text{ cm}$$

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

$$28,33 \leq h \leq 42,5 \text{ (cm)}$$

On choisit : **h=40 cm**

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

$$10,5 \leq b \leq 24,5$$

On choisit : **b=30 cm**

**Vérification selon RPA99 [1] :**

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \implies 40/30 = 1,14 \leq 4 \end{array} \right.$$

Les conditions de **RPA99 [1]** sont vérifiées, alors on prend Poutres non porteuses(30x40).

### II.5. Pré dimensionnement des voiles :

Le Pré dimensionnement des voiles de contreventement en béton armé est justifié par le **RPA99 [1]**. Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

-Seuls les efforts de translation seront pris en compte, ceux induit par la rotation ne sont pas connues dans le cadre de ce pré dimensionnement.

- Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants la condition.

$L > 4a$  telle que L : longueur de voile

a : épaisseur de voile.

-Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

L'épaisseur minimale est de 15 cm De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :

D'après le **RPA 99 [1]**, l'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage " $h_e$ " et les conditions rigidité aux extrémités.

D'après le **RPA 99[1]** :  $a_{min} = 15 \text{ cm}$

- Pour S.sol et RDC :  $h_e = 4,08 - 0,40 = 3,68m \rightarrow a \geq \frac{h_e}{20} = 18.4cm$
- Pour 1/2/3...Etage :  $h_e = 3,06 - 0,40 = 2,66m \rightarrow a \geq \frac{h_e}{20} = 13.3cm$

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

### II.6. Pré dimensionnement des poteaux :

Le Pré dimensionnement des poteaux s'effectue de la manière suivante :

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le « RPA99 version 2003 ».

D'après l'article **B.8.4.1 du BAEL 91 [2]** :

L'effort normal agissant ultime  $N_u$  d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha \times ((B_r \times (f_{c28} / 0.9 \times \gamma_b) + (A \times f_e / \gamma_s))$$

Avec :

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \text{ situation durable ou transitoire.} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \text{ situation durable ou transitoire.} \\ \gamma_s = 1 \text{ situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

$$N_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré.

Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau.

$\alpha$  : Coefficient de réduction destiné à tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle.

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{Pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{Pour } 50 < \lambda \leq 100 \end{array} \right.$$

$\lambda$  : L'élancement pour les poteaux, il est préférable de prendre  $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$ .

B : aire totale de la section du poteau

$A_s$  : section d'acier minimale.

$f_{c28}$  : contrainte de compression du béton à 28 jours (Ici on prend  $f_{c28} = 30$  MPa)

$f_e$  : contrainte limite élastique des aciers (Ici on prend  $F_e = 500$  MPa)

$B_r$  : la section réduite d'un poteau obtenue en réduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périphérique tel que :

Poteaux rectangulaires .....  $B_r = (a - 0,02) (b - 0,02) \text{ m}^2$

On tire de l'équation la valeur de  $B_r$ .

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right]}$$

Selon le **BAEL 91 [2]**

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que :

$$\frac{A_s}{B} = 1\%$$

$$B_r \geq 0,53 N_u \quad (B_r \text{ en } cm^2 \text{ et } N_u \text{ en kN})$$

Le poteau le plus sollicité est :

**Poteau central :**

Le poteau le plus sollicité reprend une surface :  $S = 21.02 m^2$

**Charges permanente revenant à chaque plancher :**

Plancher terrasse :  $G=6.58 kN/m^2$

Plancher étage courant (dalle corps creux) :  $G=5.59 kN /m^2$

Poids revenant à chaque plancher :  $P = G \times S$

**Plancher terrasse :**

$$P=21.02 \times 6.58=138.311 \text{ kN}$$

**Plancher étage courant :**

$$P= 21.02 \times 5.39=113.297 \text{ kN}$$

**Poids propre de poutre :**

$$\text{Poutre principale : } P= (0.45 \times 0.30) \times 25 \times 4.725 = 15.94 \text{ kN}$$

$$\text{Poutre secondaire : } P= (0.40 \times 0.30) \times 25 \times 4.150 = 12.45 \text{ kN}$$

Poids totale des poutres :  $P= 28.39 \text{ kN}$

**Surcharge d'exploitation :**

$$\text{Plancher terrasse : } Q_0= 1 \times 21.02 = 21.02 \text{ kN}$$

$$\text{Plancher étage courant : } Q_1= Q_2= Q_3= Q_4= Q_5= Q_6= Q_7=1.5 \times 21.02 =31.53 \text{ kN}$$

$$\text{Plancher RDC et sous-sol : } Q_8= Q_9=2.5 \times 21,02 = 52.55 \text{ kN}$$

**Poids des poteaux :**

$$G_{\text{sous-sol}} = 0.3 \times 0.3 \times 25 \times (2.60-0.40) = 4.95 \text{ kN}$$

$$G_{\text{RDC}} = 0.3 \times 0.3 \times 25 \times (4.08-0.40) = 8.28 \text{ kN}$$

$$G_{\text{étages}} = 0.3 \times 0.3 \times 25 \times (3.06-0.40) = 5.98 \text{ kN}$$

**Dégression des charges d'exploitations :**

L'évolution de la charge d'exploitation est traitée sur le tableau suivant :

**Tableau.II.1 : Dégression des surcharges d'exploitations.**

| Niveau des planchers | Surcharge $Q$ | $Q_i$ (kN/m <sup>2</sup> ) | $\Sigma$ surcharge                              | $\Sigma$ surcharge (kN/m <sup>2</sup> ) | $\Sigma$ surcharge (kN) |
|----------------------|---------------|----------------------------|---|---|-------------------------|
| N1                   | $Q_0$         | 1                          | $\Sigma_{0}=Q_0$                                | 1                                       | 21.02                   |
| N2                   | $Q_1$         | 1.5                        | $\Sigma_{1}=Q_0+Q_1$                            | 2,5                                     | 52.625                  |
| N3                   | $Q_2$         | 1.5                        | $\Sigma_{2}=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$                  | 3,85                                    | 80.927                  |
| N4                   | $Q_3$         | 1.5                        | $\Sigma_{3}=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$               | 5,05                                    | 106.151                 |
| N5                   | $Q_4$         | 1.5                        | $\Sigma_{4}=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$          | 6,10                                    | 128.222                 |
| N6                   | $Q_5$         | 1.5                        | $\Sigma_{5}=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$       | 7,00                                    | 147.14                  |
| N7                   | $Q_6$         | 1.5                        | $\Sigma_{6}=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$  | 7,75                                    | 162.905                 |
| N8                   | $Q_7$         | 1.5                        | $\Sigma_{7}=Q_0+0,714(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+...+Q_7)$ | 8,49                                    | 178.459                 |
| N9                   | $Q_8$         | 2.5                        | $\Sigma_{8}=Q_0+0,69(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+...+Q_8)$  | 9,97                                    | 209,569                 |
| N10                  | $Q_9$         | 2.5                        | $\Sigma_{9}=Q_0+0,67(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+...+Q_9)$  | 11,38                                   | 239.207                 |

**Tableau.II.2 : Récapitulatif de la descente de charges sur le poteau central.**

| Niveau | Poids plancher | Poids poutres | Poids poteaux | $G_{tot}$ | $G_{cum}$ | $Q_{cum}$ |
|--------|----------------|---------------|---------------|-----------|-----------|-----------|
| N1     | 138.311        | 28,39         | 5,98          | 172,681   | 172,681   | 21.02     |
| N2     | 113.297        | 28,39         | 5,98          | 147,667   | 320,348   | 52.625    |
| N3     | 113.297        | 28,39         | 5,98          | 147,667   | 468,015   | 80.927    |
| N4     | 113.297        | 28,39         | 5,98          | 147,667   | 615,682   | 106.151   |
| N5     | 113.297        | 28,39         | 5,98          | 147,667   | 763,349   | 128.222   |
| N6     | 113.297        | 28,39         | 5,98          | 147,667   | 911,016   | 147.14    |
| N7     | 113.297        | 28,39         | 5,98          | 147,667   | 1058,68   | 162.905   |
| N8     | 113.297        | 28,39         | 5,98          | 147,667   | 1206,35   | 178.459   |
| N9     | 113.297        | 28,39         | 8,28          | 149.967   | 1356,31   | 209,569   |
| N10    | 113.97         | 28,39         | 4,95          | 146.637   | 1529,95   | 239.207   |

Tableau.II.3 : Choix des sections des poteaux.

| Niveau          | NU<br>( kN ) | Br<br>( cm <sup>2</sup> ) | a=b<br>( cm ) | RPA<br>( cm <sup>2</sup> ) | choix |
|-----------------|--------------|---------------------------|---------------|----------------------------|-------|
| 8ème            | 264,649      | 140,263                   | 13,84         | 30×30                      | 30    |
| 7ème            | 511,407      | 271,045                   | 18,46         | 30×30                      | 30    |
| 6ème            | 753,210      | 399,201                   | 21,98         | 30×30                      | 30    |
| 5ème            | 990,397      | 524,910                   | 24,91         | 30×30                      | 30    |
| 4ème            | 1222,854     | 648,112                   | 27,45         | 30×30                      | 30    |
| 3ème            | 1450,581     | 768,807                   | 29,71         | 30×30                      | 30    |
| 2émé            | 1673,575     | 889,994                   | 31,78         | 30×30                      | 35    |
| 1 <sup>er</sup> | 1896,261     | 1005,018                  | 33,70         | 30×30                      | 35    |
| RDC             | 2145,372     | 1137,047                  | 35,72         | 30×30                      | 40    |
| Sous sol        | 2424,243     | 1284,484                  | 37,83         | 30×30                      | 40    |

Tableau.II.4 : Vérification de critère de résistance.

| Niveau | Nu<br>( kN ) | B<br>( cm <sup>2</sup> ) | Nu /B | Fbc<br>( Mpa ) | Vérification |
|--------|--------------|--------------------------|-------|----------------|--------------|
| P8     | 264,649      | 30X30                    | 2,94  | 18             | Vérifiée     |
| P7     | 511,407      | 30X30                    | 5,68  | 18             | Vérifiée     |
| P6     | 753,210      | 30X30                    | 8,36  | 18             | Vérifiée     |
| P5     | 990,397      | 30X30                    | 11,00 | 18             | Vérifiée     |
| P4     | 1222,854     | 30X30                    | 13,58 | 18             | Vérifiée     |
| P3     | 1450,581     | 30X30                    | 12.48 | 18             | Vérifiée     |
| P2     | 1673,575     | 35X35                    | 11,84 | 18             | Vérifiée     |
| P1     | 1896,261     | 35X35                    | 15,47 | 18             | Vérifiée     |
| PRDC   | 2145,372     | 40X40                    | 13,40 | 18             | Vérifiée     |
| PS.sol | 2424,243     | 40X40                    | 15.15 | 18             | Vérifiée     |

Avec :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \quad ; \quad (B = axb)$$

$$\sigma_{ser} \prec \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 18MPa$$

Vérification du critère de l'effort normal réduit :  $v = Nd / (B \times fc28) \leq 0.3$

Avec B : section du poteau,  $N_d = G+Q$

**Tableau.II.5** : Vérification de l'effort normal réduit

| Etage           | NG<br>( kN ) | NQ<br>( kN ) | Nd<br>( kN ) | axb<br>( cm ) | B<br>( cm <sup>2</sup> ) | v    | Conditions   | Section<br>adoptée après<br>vérification |
|-----------------|--------------|--------------|--------------|---------------|--------------------------|------|--------------|--|
| 8ème            | 172,681      | 21.02        | 193,701      | 30x30         | 900                      | 0.07 | Vérifier     | 30x30                                    |
| 7émé            | 320,348      | 52.625       | 372,973      | 30x30         | 900                      | 0.14 | Vérifier     | 30x30                                    |
| 6ème            | 468,015      | 80.927       | 548,942      | 30x30         | 900                      | 0.21 | Vérifier     | 30x30                                    |
| 5ème            | 615,682      | 106.151      | 721,833      | 30x30         | 900                      | 0.27 | Vérifier     | 30x30                                    |
| 4ème            | 763,682      | 128.222      | 891,904      | 30x30         | 900                      | 0.33 | Non Vérifier | 35x35                                    |
| 3ème            | 911,016      | 147.14       | 1058,156     | 30x30         | 900                      | 0.39 | NonVérifier  | 35x35                                    |
| 2ème            | 1058,68      | 162.905      | 1221,58      | 35x35         | 1225                     | 0.33 | Non Vérifier | 40x40                                    |
| 1 <sup>er</sup> | 1206,35      | 178.459      | 1369,58      | 35x35         | 1225                     | 0.37 | Non Vérifier | 40x40                                    |
| RDC             | 1356,31      | 209,569      | 1565,87      | 40x40         | 1600                     | 0.32 | Non Vérifier | 45x45                                    |
| S.sol           | 1529,95      | 239.207      | 1769,15      | 40x40         | 1600                     | 0.36 | Non Vérifier | 45x45                                    |

**Vérification du critère de l'effort normal réduit** :  $v = N_d / (B \times f_{c28}) \leq 0.3$

Avec B : section du poteau,  $N_d = G+Q$

**Tableau.II.6** : Vérification des sections adoptée.

| Etages          | Nd<br>( kN ) | B<br>( cm <sup>2</sup> ) | v    | Vérification |
|-----------------|--------------|--------------------------|------|--------------|
| 8ème            | 193,701      | 30x30                    | 0,07 | Vérifier     |
| 7ème            | 372,973      | 30x30                    | 0,14 | Vérifier     |
| 6ème            | 548,942      | 30x30                    | 0,21 | Vérifier     |
| 5ème            | 721,833      | 30x30                    | 0,27 | Vérifier     |
| 4ème            | 891,904      | 35x35                    | 0,24 | Vérifier     |
| 3ème            | 1058,156     | 35x35                    | 0,28 | Vérifier     |
| 2ème            | 1221,58      | 40x40                    | 0,25 | Vérifier     |
| 1 <sup>er</sup> | 1369,58      | 40x40                    | 0,28 | Vérifier     |
| RDC             | 1565,87      | 45x45                    | 0,25 | Vérifier     |
| S.sol           | 1769,15      | 45x45                    | 0,29 | Vérifier     |

## Choix des sections des poteaux :

Tableau. II.7: Choix des sections des poteaux finales.

| Etage            | Choix final des poteaux<br>( $cm^2$ ) |
|------------------|---------------------------------------|
| 8 <sup>ème</sup> | 30x30                                 |
| 7 <sup>ème</sup> | 30x30                                 |
| 6 <sup>ème</sup> | 30x30                                 |
| 5 <sup>ème</sup> | 30x30                                 |
| 4 <sup>ème</sup> | 35x35                                 |
| 3 <sup>ème</sup> | 35x35                                 |
| 2 <sup>ème</sup> | 40x40                                 |
| 1 <sup>er</sup>  | 40x40                                 |
| RDC              | 45x45                                 |
| S.sol            | 45x45                                 |

# **CHAPITRE III**

## **CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES**

**III.1. Acrotère :**

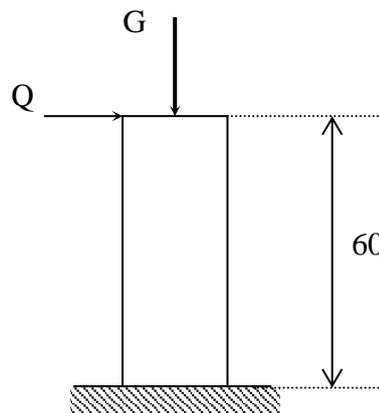
**III.1.1. Introduction :**

L'acrotère est un élément secondaire de, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse.

**III.1.2. Evaluation des charges :**

**a. Charges permanentes :** Le poids totale de l'acrotère  $G = 2.29 \text{ kN/m}$ .

**b. Charge d'exploitation :** La charge d'exploitation de la main courante  $Q = 1,00 \text{ kN/ml}$ .



**Figure.III.1 :** Schéma statique de l'acrotère.

**L'action des forces horizontales ( $F_p$ ) :**

L'action des forces horizontales est donnée par :  $F_p = 4AC_pW_p$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) **RPA [3]** pour la zone IIb et le groupe d'usage 2 appropriés..... [A=0,20].

$C_p$  : Facteur de force horizontale donnée par le tableau (6-1)..... [C<sub>p</sub>=0,8].

$W_p$  : Poids de l'acrotère = 2,29 kN.

$$F_p = 4 \times 0,20 \times 0,8 \times 2,29 = 1,465 \text{ kN}.$$

$$Q_u = \text{Max} (1,5Q ; F_p).$$

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 1,465 \text{ kN} \\ 1,5Q = 1,5 \text{ kN} \end{array} \right\} \Rightarrow Q_u = 1,5Q = 1,5 \text{ kN}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur :

$$G = 2,29 \text{ kN/ml} \text{ et } Q = 1,5 \text{ kN/ml}$$

**III.1.3. Calcul des efforts :**

Pour une bande de 1m de largeur :

**E.L.U :**

$$N_u = 1,35 G = 3,091 \text{ kN}$$

$$M_u = 1,5 \times Q_h \times h = 1,5 \times 1,5 \times 0,6 = 1,35 \text{ kNm}$$

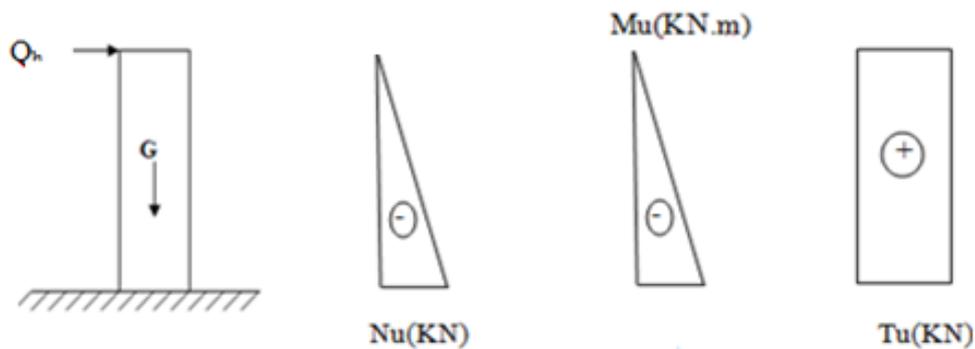
$$T_u = 1,5 \times Q_h = 1,5 \times 1,62 = 2,25 \text{ kN}$$

**E.L.S :**

$$N_{ser} = G = 2,29 \text{ kN}$$

$$M_{ser} = Q_h \times h = 0,9 \text{ kNm}$$

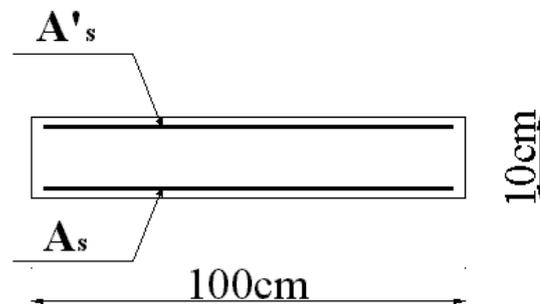
$$T_{ser} = Q_h = 1,5 \text{ kN}$$



**Figure. III.2 :** Diagrammes des efforts à l'ELU.

**III.1.4. Ferrailage de l'acrotère:**

$h=10 \text{ cm}$  ;  $d=0,9h=9 \text{ cm}$  ;  $b=100 \text{ cm}$  ;  $f_{c28}=30 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_{bc}=17 \text{ MPa}$  ;  $c=c'=2 \text{ cm}$  ;  
 $f_e=500 \text{ MPa}$ .



**Figure.III.3 :** Coupe horizontale d'un acrotère.

● Calcul de l'excentricité :

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,35}{3,09} = 43,36 \text{ mm} = 0,43 \text{ m} \\ \frac{h}{2} - c' &= \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} \end{aligned} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif  $M_f$ .

● Calcul du moment fictif «  $M_f$  » :

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c' \right) = 1,35 + 3,09 \left( \frac{0,10}{2} - 0,02 \right) = 1,442 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{1,442 \times 10^6}{1000 \times 90^2 \times 17} = 0,0104$$

$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$  Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,0134)} \right) = 0,0131$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 90(1 - 0,4 \times 0,0168) = 89,52 \text{ mm}$$

$$\mu = 0,0104 < 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10\%_0 \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa}$$

$$A_{sf} = f(M_f)$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z \sigma_s} = \frac{1,442 \times 10^6}{89,52 \times 435} = 37,03 \text{ mm}^2$$

$$\bullet A_{s1} = A'_s = 0$$

$$\bullet A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 37,03 - \frac{3,903 \times 10^6}{435} = 28,06 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{s1} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 28,06 \text{ mm}^2 \end{cases}$$

**III.1.5. Vérification de la section d'acier selon BAEL91 [1] :**

Il faut vérifier  $A_s$  avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Avec :

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_e = 500 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 10 \text{ cm} ; d = 9 \text{ cm}$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ \left( \frac{1000 \times 100}{1000} \right); 0,23 \times 1000 \times 90 \times \frac{2,4}{500} \right\}$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \{ 1 \text{ cm}^2; 0,88 \text{ cm}^2 \} = 1, \text{ cm}^2$$

Donc : on opte finalement pour **5T8** = 2,51 cm<sup>2</sup>

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

### III.1.6. Armatures de répartitions :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq \frac{1,7}{4} = 0,425 \text{ cm}^2$$

On choisit **4T8** = 2,01 cm<sup>2</sup> avec un espacement  $S_t = \frac{60-4}{3} = 18,66 \text{ cm}$

$$S_t = 18 \text{ cm.}$$

### III.1.7. Vérification à L'E.L. S :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,9}{2,29} = 0,39 \text{ m} = 39 \text{ cm}$$

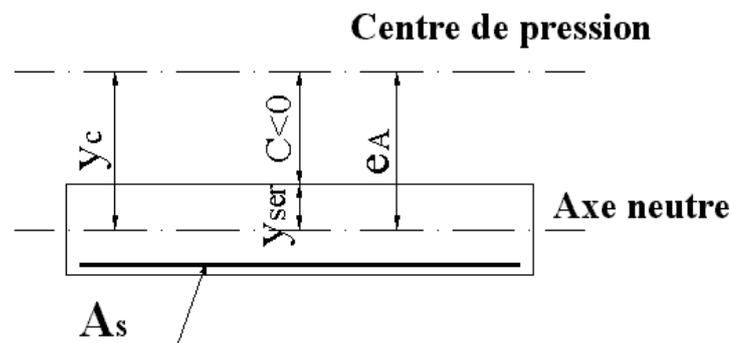


Figure. III.4: position de centre de pression.

On a :  $e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée (SPC).

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$C = d - e_A$$

Avec :

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left( d - \frac{h}{2} \right) = \frac{0,9}{2,29} + \left( 0,09 - \frac{0,1}{2} \right) = 0,43 \text{ m} = 43 \text{ cm} \Rightarrow C = 9 - 43 = -34 \text{ cm} \quad (C < 0)$$

D'après le **BAEL 91 [1]**, on doit donc résoudre l'équation suivante :

$$y_c^3 + py_c + q = 0$$

$y_c$  : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec :

$$n=15; \left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} p = -3(-34)^2 + (6 \times 15)(-34 - 2) \times \frac{1,7}{100} + (6 \times 15)(9 - (-34)) \times \frac{1,7}{100} = -3451,17 \\ et \\ q = -2(-34)^3 - (6 \times 15)(-34 - 2)^2 \times \frac{1,7}{100} - (6 \times 15)(9 - (-34))^2 \times \frac{1,7}{100} = 74212,31 \end{array} \right.$$

Donc l'équation de 3<sup>ème</sup> degré devient  $y_c^3 - 3451,17y_c + 74212,31 = 0$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par

$$\Delta = q^2 + \left( \frac{4p^3}{27} \right) = -58,22 \times 10^7$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,95099 \Rightarrow \varphi = 161,98^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 67,83$$

$$y_1 = a \cos \left( \frac{\varphi}{3} + 120 \right) = -65,81 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cos \left( \frac{\varphi}{3} \right) = 39,87 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cos \left( \frac{\varphi}{3} + 240 \right) = 27,58 \text{ cm}$$

La solution qui convient est :  $y_c = 38,87 \text{ cm}$

Car :  $0 < y_{ser} = y_c + c < d$

$$0 < y_{ser} = 38,87 - 34 = 4,87 \text{ cm} < 9 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_{ser} = 4,87cm \\ y_c = 38,87cm \end{cases}$$

●Calcul du moment d’inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n[A_s(d - y_{ser})^2 + A'_s(y_{ser} - c')^2] \quad ; \quad n = 15$$

$$I = \frac{100}{3} 4,87^3 + 15[1,7(9 - 4,87)^2 + 0 (4,87 - 2)^2] = 4105,89cm^4$$

●Vérification des contraintes :

a. Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \left( \frac{N_{ser}}{I} y_c \right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 17MPa$$

$$\sigma_{bc} = \left( \frac{2,29 \times 10^3 \times 38,87 \times 10}{4105,89 \cdot 10^4} \right) \times 4,87 = 0,105MPa < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

b. Contraintes de l’acier :

$$\sigma_s = n \left( \frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier tendu}$$

$$\sigma'_s = n \left( \frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier comprimé}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e; 110 \sqrt{f_{tj}}) \right) = 250MPa \dots \dots \dots (\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 15 \left( \frac{2,29 \times 10^3}{4105,89 \times 10^4} \times 388,7 \right) (90 - 48,7) = 13,43MPa$$

$$\sigma'_s = 15 \left( \frac{2,29 \times 10^3}{4105,89 \times 10^4} \times 388,7 \right) (48,7 - 20) = 9,33MPa$$

$$\sigma_s = 13,43MPa < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 9,33MPa < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

III.1.8. Vérification de l’effort tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

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

$$\tau_u = \frac{2,25 \times 10^3}{90 \times 10^3} = 0,025\text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

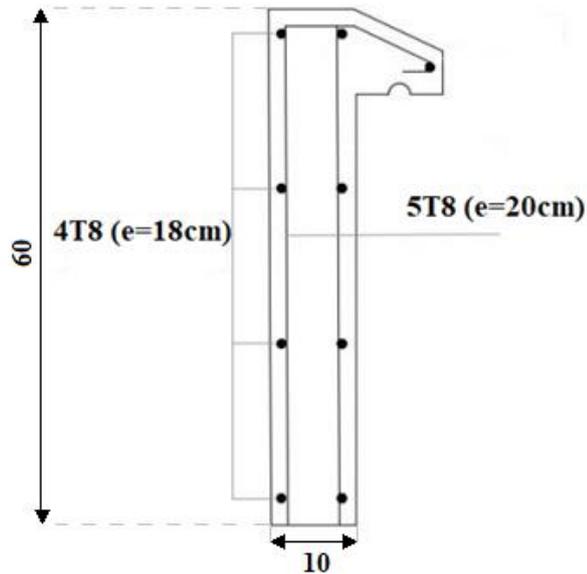


Figure.III.5 : Ferrailage de l'acrotère.

## III.2. Balcon :

### III.2.1. Introduction :

Les balcons est considéré comme une console et constitué d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher, on fait son calcul comme une poutre console encasturé et libre à l'extrémité.

Soumis à :

- Son poids propre.
- La charge d'exploitation.
- Charge concentrée à leur extrémité libre due au poids du mur extérieur.
- Un moment à l'extrémité due à l'effort appliqué sur le garde –corps.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

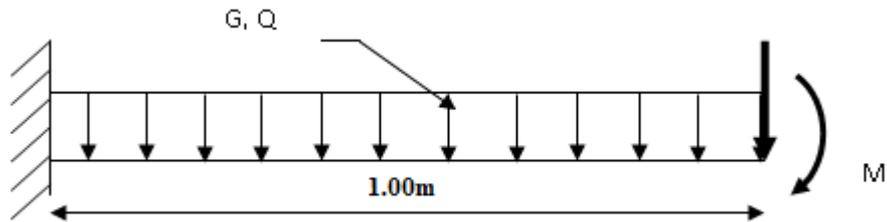


Figure. III.6: schéma statique du chargement du balcon.

➤ **Epaisseur du balcon :**

$$e \geq \frac{L_x}{10} = \frac{1,00}{10} = 10 \text{ cm}$$

Avec :

$L_x$  : La petite portée du balcon.

$$L_x = 1,00 \text{ m}$$

On prend :  $e = 15 \text{ cm}$ .

**III.2.2. Evaluation des charges :**

**a. Charge permanente :**

La dalle de sol ( $e = 1 \text{ cm}$ ) .....(0.01)(20) = 0.20 kN/m<sup>2</sup>

Mortier de pose ( $e = 2 \text{ cm}$ ).....(0.02)(20) = 0.4 kN/m<sup>2</sup>

Lit de sable .....(0.02)(18) = 0.36 kN/m<sup>2</sup>

Dalle pleine ( $e = 15 \text{ cm}$ ).....= 3,75 kN/m<sup>2</sup>

Enduit de ciment ( $e = 2 \text{ cm}$ ).....= 0.36 kN/m<sup>2</sup>

---


$$\Sigma G = 5,07 \text{ kN/m}^2$$

**b. Charge d'exploitation :**

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

- Pour une bande de 1m :

$$G \times 1m = 5,07 \times 1 = 5,07 \text{ kN/ml}$$

$$Q \times 1m = 3,5 \times 1 = 3,5 \text{ kN/ml}$$

**a. Charge concentrée "F":**

- Enduit au ciment .....0,36kN/m<sup>2</sup>
- Maçonnerie (ép=10 cm) .....0,90 kN/m<sup>2</sup>
- Enduit au ciment .....0,36 kN/m<sup>2</sup>

---

**F=1,62 kN/m<sup>2</sup>**

- Pour une bande de 1 m  
F × 1m = 1,62 ×1= 1,62 kN/m<sup>2</sup>

**b. Moment due à la main courante :**

$M_{mc}=Q \times L=1 \times 1 \times 1 = 1 \text{ kN/m}^2$

**c. Combinaison des charges :**

**Tableau III.1 :** Combinaison des charges.

|                 | ELU   | ELS  |
|-----------------|-------|------|
| q (kN/ml)       | 12.09 | 8.57 |
| F (kN)          | 2,19  | 1,62 |
| M <sub>mc</sub> | 1,50  | 1,00 |

**d. Calcul des efforts internes :**

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement.

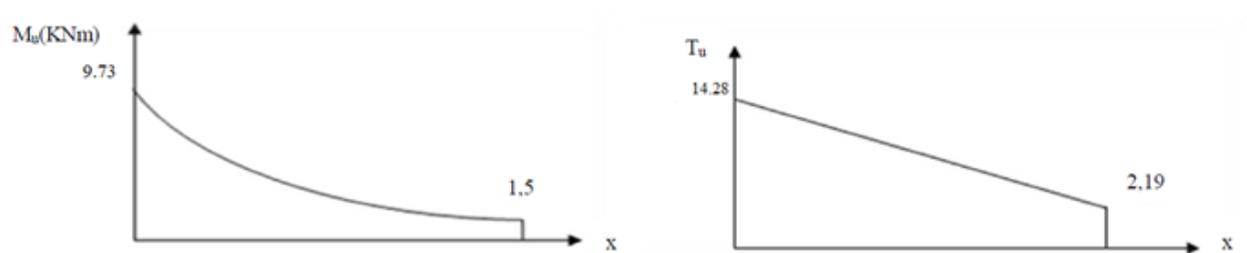
- **Moment fléchissant :**  $M(x) = -\left(\frac{q}{2}x^2 + Fx + M_{mc}\right)$
- **Effort tranchant :**  $T(x) = (qx + F)$

**Tableau III.2 :** Valeurs des efforts internes.

|         | ELU   | ELS    |
|---------|-------|--------|
| M (kNm) | -9,73 | -6,905 |
| T (kN)  | 14.28 | 10,19  |

• Diagramme des efforts internes :

A P'ELU :



A P'ELS :

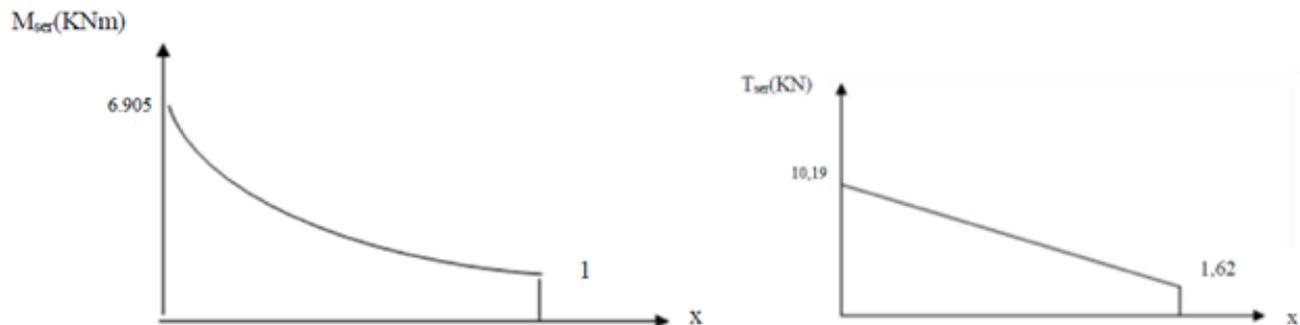


Figure.III.7 : Diagramme des efforts internes.

III.2.3. Calcul des ferrailages :

a. Armatures principales

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

$f_{c28}=30$  MPa ;  $f_{t28}=2,4$  MPa ;  $F_{bc}=18$ MPa ;  $b=100$  cm ;  $h=15$  cm ;  $d=13,5$  cm ;  $f_e=500$  MPa.

Tableau III.3 : Ferrailage du balcon.

| $M_u$<br>(kNm) | $\mu$ | $\mu < \mu_R$ | $A'_s$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $\alpha$ | $Z$<br>(cm) | $A_s^{cal}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | Choix | $A_s^{adp}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | Esp<br>(cm) |
|----------------|-------|---------------|------------------------------|----------|-------------|-----------------------------------|-------|-----------------------------------|-------------|
| 9,73           | 0,314 | Oui           | 0                            | 0,48     | 10,90       | 1,45                              | 4T10  | 3,14                              | 20          |

➤ **Espacement :**

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

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} 33\text{cm} \\ 22\text{cm} \end{cases} \Rightarrow S_t = 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**b. Armatures de répartitions :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0,785\text{cm}^2 \leq A_r \leq 1,57\text{cm}^2$$

Le choix est de : **2T8=1,01 cm<sup>2</sup>** avec : **S<sub>t</sub>=20 cm**

**III.2.4. Vérification :**

**a. Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{\text{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s = 3,14\text{cm}^2 > A_s^{\text{min}} = 1,65\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**b. Vérification de l'effort tranchant :**

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

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3\text{MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd} = \frac{14,28 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,105\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**c. Vérification de l'ELS :**

On considère que la fissuration est préjudiciable.

➤ **Vérification des contraintes :**

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

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

**Moment d'inertie "I"**

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

Avec

$$n=15 ; c'=2\text{cm} ; d=13,5\text{cm} ; b=100\text{cm} ; A'_s=0$$

On doit vérifier que:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 18\text{MPa} \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} fe; 15\eta\right) = 240\text{MPa} \end{array} \right.$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

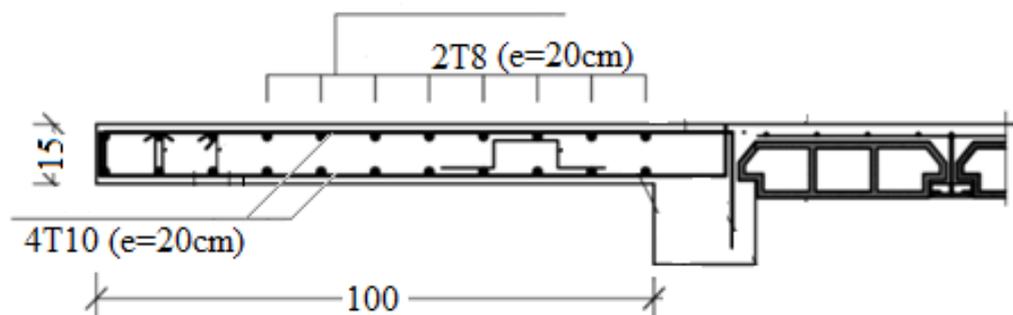
**Tableau. III.4:** Vérification des contraintes du balcon.

| M <sub>ser</sub><br>(kNm) | A <sub>s</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | Y<br>(cm) | I<br>(cm <sup>4</sup> ) | σ <sub>bc</sub><br>(MPa) | σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub> | σ <sub>s</sub><br>(MPa) | σ <sub>s</sub> ≤ σ̄ <sub>s</sub> |
|---------------------------|--------------------------------------|-----------|-------------------------|--------------------------|------------------------------------|-------------------------|----------------------------------|
| 6,905                     | 3,14                                 | 3,12      | 6054,810                | 3,56                     | Vérifiée                           | 172,84                  | Vérifiée                         |

➤ **Vérification de la flèche :**

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{15}{100} = 0,15 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$
- $\frac{A_s}{bd} < \frac{4,2}{fe} \Leftrightarrow \frac{3,14}{100 \times 13,5} = 0,0023 < 0,0084 \dots\dots \text{vérifiée}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Leftrightarrow 0,15 \geq 0,1 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.



**Figure.III.8 :** Ferrailage du balcon

**III.3. Escalier :****III.3.1 Introduction :**

L'escalier est un élément secondaire de la construction, mais il a une grande importance dans la structure, il permet d'accéder d'un niveau à un autre. Ils sont calculés en flexion simple.

**III.3.2. Hypothèse de calcul :**

- La fissuration est peu préjudiciable.
- Le ferrailage de l'escalier se fera à l'ELU, en flexion simple pour une bonde de 1m de largeur.

**III.3.3. Les types des escaliers :**

On a le même types des escaliers (escalier à deux volées et un palier intermédiaire, escalier à trois volées et deux palier intermédiaires).

**III.3.4. Calcul de ferrailage :**

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

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

$$2h+g=64 \dots\dots\dots (1)$$

$$n \times h = H \dots\dots\dots (2)$$

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

**Avec :**

n : Le nombre des contre marches.

(n-1) : Le nombre des marches.

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

$$64n^2-n(64+2H+L)+2H=0$$

**Avec :**

n : La racine de l'équation.

●**Schéma statique de l'escalier :**

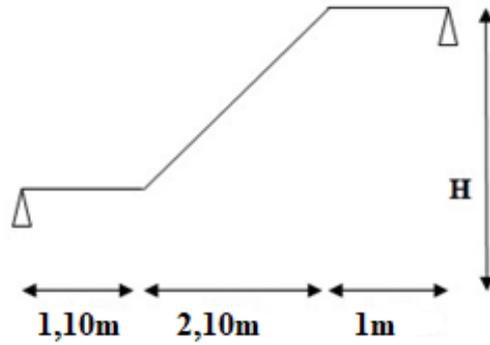


Figure.III.9 : Schéma statique de l'escalier.

Ce type d'escalier est composé de deux volées et un palier intermédiaire.

$$64n^2 - n - 594 + 306 = 0$$

**Solution :**

$n_1 = 0,53$ .....refusée.

$n_2 = 9$ .....accepté.

**Donc on prend :**

- le nombre de contre marche .....  $n = 9$ .
- le nombre des marches .....  $n - 1 = 8$ .

**Alors :**

$$h = \frac{H}{n} = \frac{1,53}{9} = 0,17m = 17cm$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{2,10}{7} = 0,30m = 30cm$$

•Vérification de l'équation de "BLONDEL" :

$$\begin{cases} (59 \leq (g + 2h) \leq 66)cm \\ (16 \leq h \leq 18)cm \\ (22 \leq g \leq 33)cm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2h + g = 64cm \\ h = 17cm \\ g = 30cm \end{cases} \quad \text{Vérfié}$$

•Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow 15cm \leq e \leq 23cm$$

Avec :  $l = 1,1 + 1 + \sqrt{L^2 + H^2} = 1,1 + 1 + \sqrt{(2,10)^2 + (1,53)^2} = 4,69m$

On prend donc l'épaisseur  $e = 20$  cm.

**N.B :**

Le palier aura la même épaisseur que la paillasse.

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

● Angle d'inclinaison de la paillasse :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{210} = 0,7285 \Rightarrow \alpha = 38,02^\circ$$

III.3.5. Evaluation des charges :

a. Palier

● Charges permanentes :

|                                |                                   |
|--------------------------------|-----------------------------------|
| - Carrelage (1cm).....         | =0,20 kN/m <sup>2</sup>           |
| - lit de sable (e=3cm) .....   | =0,54 kN/m <sup>2</sup>           |
| - Poids propre du palier ..... | 30×0,20 = 6 kN/m <sup>2</sup>     |
| - Enduit de ciment .....       | 18 ×0,02 = 0,36 kN/m <sup>2</sup> |
| -Mortier de pose (e=2cm).....  | =0,04kN/m <sup>2</sup>            |
|                                | <b>ΣG = 7,14 kN/m<sup>2</sup></b> |

●Charge d'exploitation :

Q = 2,5 kN/m

b. La volée

● Charge permanente :

|                                      |  |
|--------------------------------------|--|
| - Poids propre de la paillasse ..... | 30×0,20/ cos (32,92) = 7,14kN/m <sup>2</sup> |
| - Poids propre de la marche .....    | 25×0,17/2 = 2,13 kN/m <sup>2</sup>           |
| - Carrelage (1cm) .....              | 25×0,02 = 0,50 kN/m <sup>2</sup>             |
| - Enduit de ciment .....             | 18 ×0,02 = 0,36 kN/m <sup>2</sup>            |
| - garde-corps en maçonnerie .....    | = 0,6 kN/m <sup>2</sup>                      |
| -Mortier de pose .....               | =0,4 kN/m <sup>2</sup>                       |
|                                      | <b>Σ G = 11,13 kN/m<sup>2</sup></b>          |

● Charge d'exploitation :

Q = 2,5 kN/m<sup>2</sup>

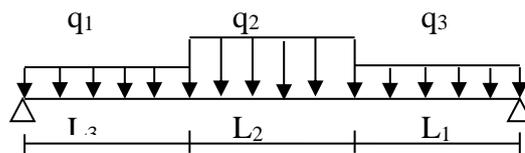


Figure.III.10 : Schéma statique du chargement de l'escalier.

**III.3.6. Détermination des efforts internes :**

Le chargement est donné pour une bande de 1 ml de longueur

**a) Combinaison des charges :**

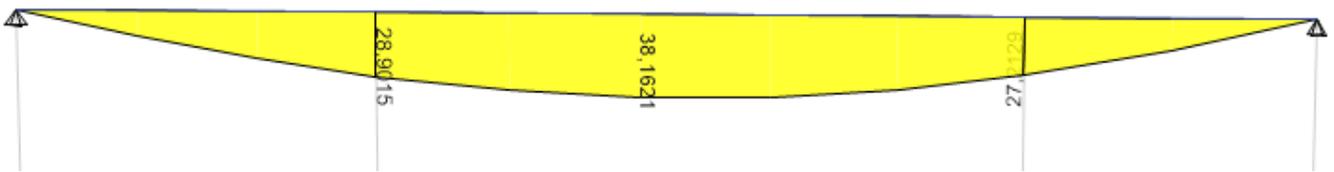
ELU : 1,35G + 1,5Q

ELS : G + Q

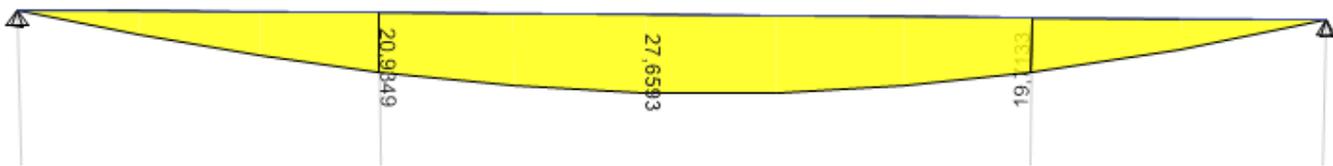
**Tableau.III.5 :** Charges à l'ELU et l'ELS.

|               | G (kN/m <sup>2</sup> ) | Q (kN/m <sup>2</sup> ) | ELU (kN/ml)            | ELS (kN/ml)            |
|---------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
|               |                        |                        | q <sub>1</sub> (KN/ml) | q <sub>2</sub> (KN/ml) |
| <b>volée</b>  | 11,13                  | 2,5                    | 18,77                  | 13,63                  |
| <b>Palier</b> | 7,14                   | 2,5                    | 13,89                  | 9,64                   |

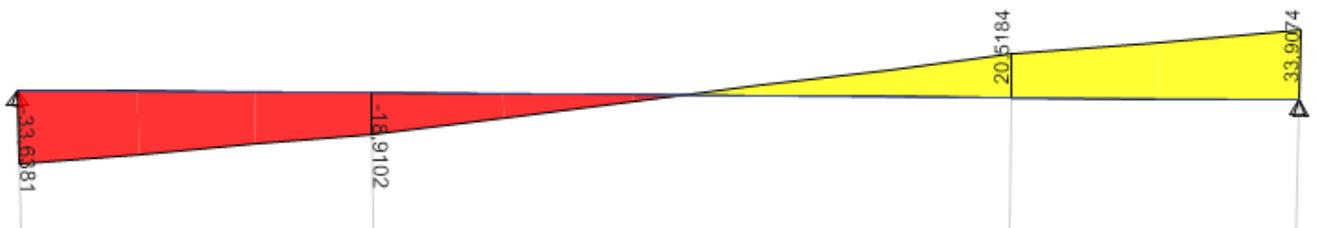
**●Diagramme des efforts internes :**



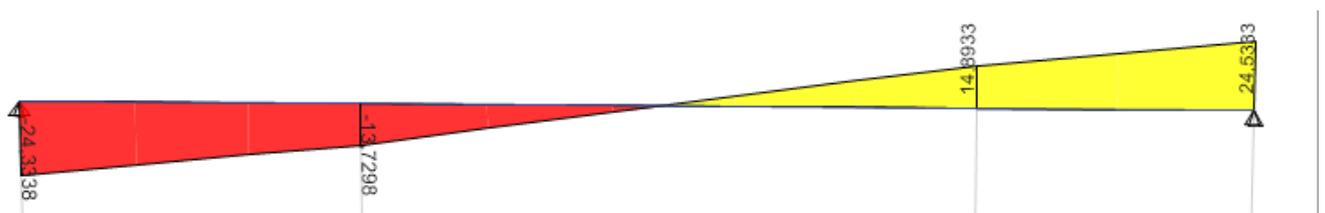
**Figure.III.11 :** Diagramme du Moment fléchissant à L'ELU.



**Figure.III.12 :** Diagramme du Moment fléchissant à L'ELS.



**Figure.III.13 :** Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.



**Figure.III.14 :** Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.

**III.3.7. Calcul des armatures :**

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1 ml de largeur, avec :  
 b = 100 cm; h = 20 cm; f<sub>e</sub> = 500 MPa; d = 0,9 h = 18 cm ; f<sub>c28</sub> = 30 MPa ;  
 f<sub>bc</sub> = 17 MPa.

**En travée :** M<sub>t</sub> = 0,85M<sub>u</sub> = 0,85 x 38,16 = 32,43 kNm

**En appui :** M<sub>a</sub> = 0,50M<sub>u</sub> = 0,50 x 38,16 = 19,08 kNm

**Tableau.III.6 :** Calcul du ferrailage.

|               | M <sub>u</sub><br>[kNm] | μ     | α     | Z [cm] | As'<br>[cm <sup>2</sup> ] | As<br>[cm <sup>2</sup> ] | choix | A <sub>s</sub> <sup>Adoptée</sup><br>[cm <sup>2</sup> ] |
|---------------|-------------------------|-------|-------|--------|---------------------------|--------------------------|-------|---|
| <b>Travée</b> | 32,43                   | 0,058 | 0,076 | 17,46  | 0                         | 5,38                     | 5T12  | 5,65  |
| <b>Appui</b>  | 19,08                   | 0,035 | 0,043 | 17,69  | 0                         | 2,47                     | 4T10  | 3,14  |

✓ **Espacement :**

➤ **En travée :**  $esp \leq \frac{100}{5} = 20cm$

On prend : esp=20 cm

➤ **Sur appui :**  $esp \leq \frac{100}{4} = 25cm$

On prend : esp=20 cm

✓ **Armature de répartition :**

- **En travée :**  $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.41cm^2/ml \leq A_r \leq 2.82cm^2/ml$

Le choix est de 6T8=3.02cm<sup>2</sup> avec S<sub>t</sub>=15cm

- **Sur appui :**  $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0.78cm^2/ml \leq A_r \leq 1.57cm^2/ml$

Le choix est de 3T8=2.51cm<sup>2</sup> avec S<sub>t</sub>=30cm

**III.3.8. Vérifications :**

**A. Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{s\min} = 0,23 b d f_{t28} / f_e = 0,23 \times 100 \times 18 \times 2,4 / 500 = 1,98 \text{ cm}^2$$

**En travée :** A<sub>s</sub> = 5,65 cm<sup>2</sup> > A<sub>sMin</sub> ..... vérifiée.

**Sur appui :** A<sub>s</sub> = 3,14 cm<sup>2</sup> > A<sub>sMin</sub> ..... Vérifiée.

**B. L'effort tranchant :**

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :  $\bar{\tau}_u = \text{Min} \left( \frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \text{Min} (4 ; 5) = 4 \text{ MPa} \dots \dots \dots$  (Fissuration peu nuisible).

$$\begin{aligned} T_u = 33,90 \text{ kN} &\Rightarrow \tau_u = 33,90 \times 10^3 / (180) (1000) \\ &\Rightarrow 0,188 \text{ MPa} < 4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{aligned}$$

**On doit aussi vérifier en zone d'appui :**

$T_u - \frac{M_a}{0,9d} < 0 \Rightarrow$  Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction (pas de vérification)

$T_u - \frac{M_a}{0,9d} > 0 \Rightarrow$  Les armatures doivent être ancrées au-delà des appuis, il faut satisfaire la

condition suivant :

$$A_s \geq (T_u - M_u / 0,9d) \gamma_s / f_e$$

Dans notre cas :

$$T_u - \frac{M_a}{0,9d} < 0 \Rightarrow 33,90 - 19,08 / (0,9) (0,180) = -83,87 \text{ kN} < 0$$

Donc les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction  $\Rightarrow$  pas de vérification de la section.

**C. Vérification à l'E.L.S :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

**D. Vérification des contraintes du béton :**

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

$$b y^2 / 2 - n A_s (d - y) = 0$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = b y^3 / 3 + n A_s (d - y)^2$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6.f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

En travée :  $M_t = 0,85M_{ser} = 0,85 \times 27,66 = 23,51 \text{ kNm}$

En appui :  $M_a = 0,50M_{ser} = 0,50 \times 27,66 = 13,83 \text{ kNm}$

**Tableau.III.7** : Vérification à l'ELS.

|               | <b>M<sub>ser</sub>(kNm)</b> | <b>A<sub>s</sub> (cm<sup>2</sup>)</b> | <b>Y(cm)</b> | <b>I(cm<sup>4</sup>)</b> | <b>σ<sub>bc</sub> (MPa)</b> | <b>σ<sub>bc</sub> ≤ σ<sub>bc</sub></b> |
|---------------|-----------------------------|---------------------------------------|--------------|--------------------------|-----------------------------|--|
| <b>Travée</b> | 23,51                       | 5.65                                  | 4,74         | 18451,27                 | 6,03                        | Vérifiée                               |
| <b>Appui</b>  | 13,83                       | 3.14                                  | 3,67         | 11319,62                 | 4,48                        | Vérifiée                               |

**E. Vérification de la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,20}{4,60} = 0,043 < 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{5,65}{100 \times 18} = 0,00313 < 0,0084 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 0,043 < 0,1 \dots\dots\dots \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

Conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale :  $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$  [1].

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{array} \right. \quad L = 4,60 \text{ m} < 5 \text{ m.}$$

**• Moment d'inertie de la section homogène I<sub>0</sub> :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_t \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{array} \right. \quad \text{Moment d'inertie fictif.}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{array} \right.$$

$E_i=34179,55\text{MPa}$  ;  $E_v=11496,76\text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

**Tableau.III.8** : Vérification de la flèche de l’escalier.

| $M_{ser}$<br>(KNm) | $A_s$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $\delta$ | $\sigma_s$<br>(MPa) | $\lambda_i$ | $\lambda_v$ | $\mu$ | $I_0$<br>(cm <sup>4</sup> ) | $I_{fi}$<br>(cm <sup>4</sup> ) | $I_{fv}$<br>(cm <sup>4</sup> ) |
|--------------------|-----------------------------|----------|---------------------|-------------|-------------|-------|-----------------------------|--------------------------------|--------------------------------|
| 27,66              | 5.65                        | 0.0031   | 271,97              | 5.018       | 2,007       | 0.457 | 72090,66                    | 24079,648                      | 37602,074                      |

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0,71\text{cm} \\ f_v = 1,35\text{cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0.64\text{cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{460}{500} = 0.828\text{cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,64\text{cm} < \bar{f} = 0,828\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

• **Les résultats de Calcul de la flèche**

Déférent cas sont récapitulés dans le tableau qui suit :

**Tableau III.9** : Récapitulatif de la vérification des flèche.

| $f_i$ (cm) | $f_v$ (cm) | $\Delta f$ (cm) | $\bar{f}$ (cm) | Observation |
|------------|------------|-----------------|----------------|-------------|
| 0,71       | 1,35       | 0.64            | 0.828          | Vérifiée    |

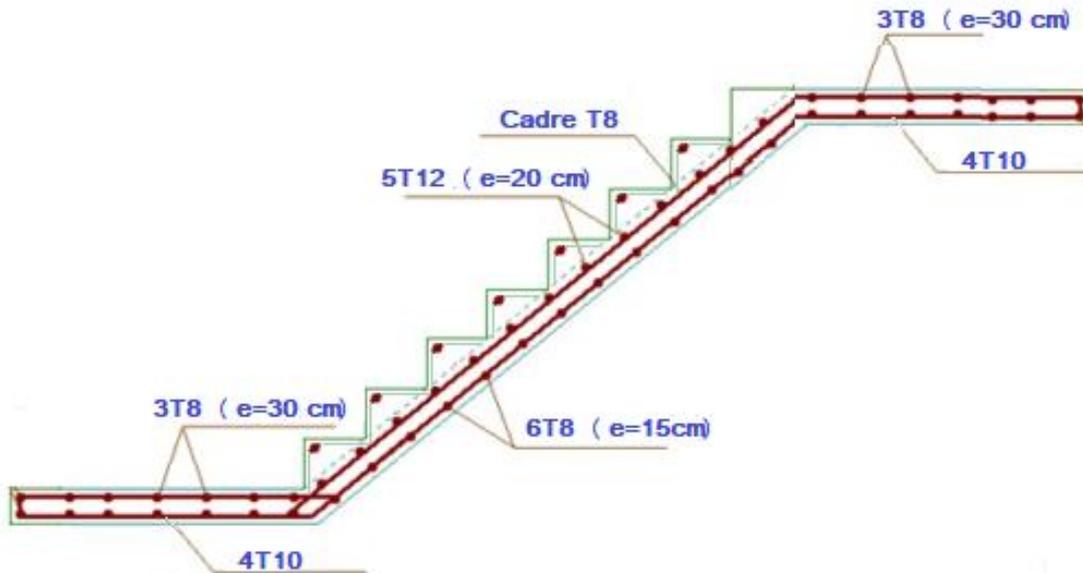


Figure.III.15 : ferrailage des escaliers.

#### III.4. Plancher en dalle pleine :

Dans notre structure, on a cité l'exemple du panneau le plus sollicité :

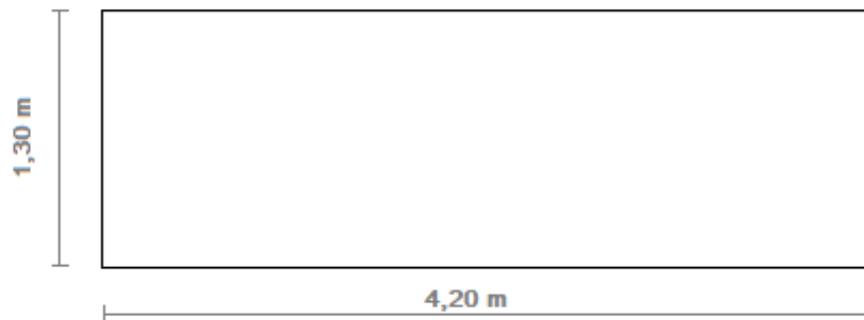


Figure.III.16 : Démentions d'une dalle.

##### III.4.1. Evaluation des charges :

- Charge permanente :  $G=6,84kN/m^2$
- Charge d'exploitation :  $Q=2,5kN/m^2$

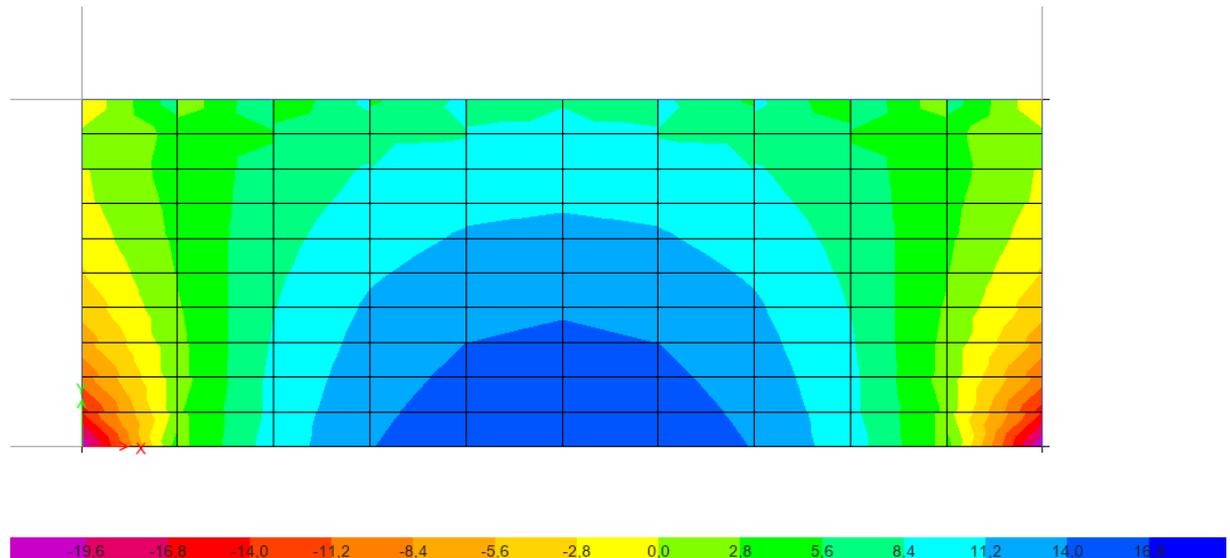
**COMBINAISON DES CHARGES**

*E.L.U* :  $q_u=1,35G+1,5Q=12,984kN/m^2$

*E.L.S* :  $q_{ser}=G+Q=9,34kN/m$

**Le calcul des moments**

On utilise ETAPS V18 pour le calcul des moments.



**Figure.III.17** : Diagramme des moments à ELU.

$M_{u1}=16,566 \text{ kNm/m}$  sense (x-x)

$M_{u2}=12,049 \text{ kNm/m}$  sense (y-y)

**III.4.2. CALCUL DE FERRAILLAGE**

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

$f_{c28}=30 \text{ MPa}$  ;  $f_{i28}=2,4 \text{ MPa}$  ;  $f_{bc}=17 \text{ MPa}$  ;  $b=100 \text{ cm}$  ;  $h=15 \text{ cm}$  ;  $d=13,5 \text{ cm}$  ;  $f_e=500 \text{ MPa}$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau.III.10** : Ferrailage de dalle pleine.

|          | $M_u$<br>(kNm) | $\mu$ | $\mu < \mu_R$ | $A'_s$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $\alpha$ | Z<br>(cm) | $A^{cal}_s$<br>(cm <sup>2</sup> ) | Choix | $A^{adp}_s$<br>(cm <sup>2</sup> ) | Esp<br>(cm) |
|----------|----------------|-------|---------------|------------------------------|----------|-----------|-----------------------------------|-------|-----------------------------------|-------------|
| $M_{u1}$ | 16,566         | 0,053 | Oui           | 0                            | 0,068    | 12,64     | 3,01                              | 5T10  | 3,93                              | 20          |
| $M_{u2}$ | 12,049         | 0,038 | Oui           | 0                            | 0,048    | 13,24     | 2,09                              | 5T10  | 3,93                              | 20          |

\* *Espacement* :

$S_t \leq \text{Min}(33cm ; 3h) \Rightarrow S_t=20cm \leq (33cm ; 45cm) \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$

### III.4.3. Vérification vis-à-vis de l'ELS :

#### ❖ Vérification des contraintes :

$$M_{ser} = 7,992 \text{ kNm/m}$$

La fissuration est préjudiciable ; il faut que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110) \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right) = 250 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Avec : } n = 15 \\ \eta = 1,6 \text{ (H.A)} \end{array} \right.$$

Y : est calculé à partir de l'équation :  $b/2 \cdot y^2 + n A_s' (y - c') - n A_s (d - y) = 0$ .

I : est calculé à partir de l'équation :  $I = b/3 y^3 + n A_s' (y - c')^2 + n A_s (d - y)^2$ .

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau.III.11** : Vérification des contraintes à l'ELS.

| $M_{ser}$ (kNm) | $A_s$ (cm <sup>2</sup> ) | y (cm) | I (cm <sup>4</sup> ) | $\sigma_b$ (Mpa) | $\sigma_b < \bar{\sigma}_b$ | $\sigma_s$ (Mpa) | $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ |
|-----------------|--------------------------|--------|----------------------|------------------|-----------------------------|------------------|-----------------------------|
| 7,992           | 3,93                     | 1,31   | 8829,06              | 1,18             | Vérifié                     | 165,51           | Vérifié                     |

#### a. Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que:  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$

On calcul  $\tau_u$  :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd}$$

$$T_u^{\max} = \frac{3,97 + 5,22 + 5,22 + 3,97}{4} = 4,46 \text{ kN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{4,46 \times 10^3}{100 \times 13,5 \times 10} = 0,34 \text{ MPa} \leq 1,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifié.}$$

avec  $b = 100$  cm est la bande où se trouvent les 4 réactions d'appuis.

❖ Vérification de la flèche :

Tableau.III.12 : les déplacements (la flèche).

| Joint | OutputCase | CaseType    | U1 | U2 | U3       |
|-------|------------|-------------|----|----|----------|
| Text  | Text       | Text        | cm | cm | cm       |
| 122   | ELU        | Combination | 0  | 0  | 0,066105 |
| 123   | ELU        | Combination | 0  | 0  | 0,065814 |
| 124   | ELU        | Combination | 0  | 0  | 0,065814 |
| 125   | ELU        | Combination | 0  | 0  | 0,064938 |
| 126   | ELU        | Combination | 0  | 0  | 0,064938 |
| 127   | ELU        | Combination | 0  | 0  | 0,063461 |

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} \quad \text{Si } L \geq 5,00 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{Si } L < 5,00 \text{ m.}$$

$$f^* = \frac{130}{500} = 0,26 \text{ cm}$$

$$f = 0,06 \text{ cm} \leq f^* = 0,31 \text{ cm} \Rightarrow \text{vérifié.}$$

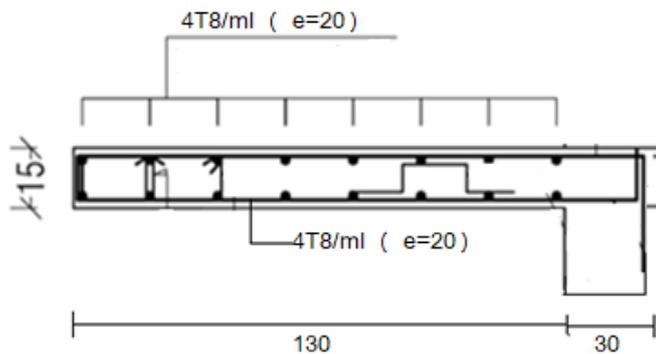


Figure.III.18 : Ferrailage de la dalle pleine.

III.5. Plancher en corps creux :

Ce type de plancher est constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension (16x20x65) cm<sup>3</sup> avec une dalle de compression de 5 cm d'épaisseur.

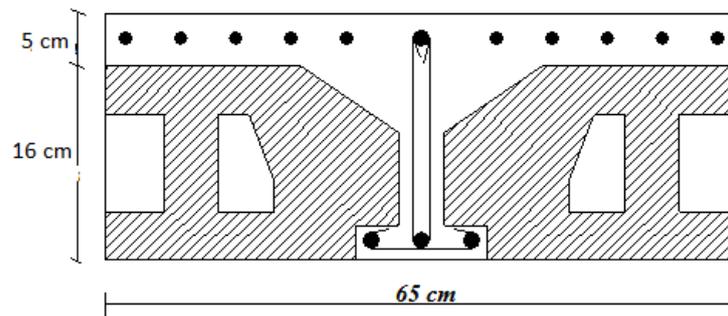


Figure. III.19 : Coupe du plancher en corps creux.

### III.5.1. Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont sections en (T) en béton armé, elles servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales. Elles sont disposées suivant le plus grand nombre d'appuis.

On a:  $h_t = 21 \text{ cm}$ ; avec  $h_0 = 5 \text{ cm}$  ;  $h = 16 \text{ cm}$

On a:  $b_0 = 12 \text{ cm}$ ; avec  $b = 65 \text{ cm}$

$c = (b - b_0) / 2 = 26,5 \text{ cm}$

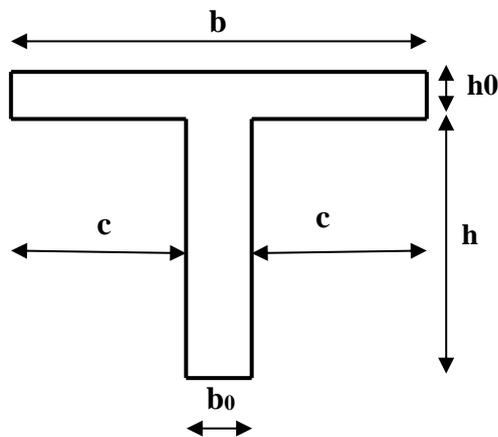


Figure.III.20 : Dimensions De La Poutrelle.

### III.5.2. Calcul des moments :

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

#### a. Méthode forfaitaire :

##### a.1. Domaine d'application :

- $Q \leq \text{Max} \{2G ; 5 \text{ kN/m}^2\}$

• Les moments d’inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.

• Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

• Fissuration non préjudiciable.

**a.2. Exposé de la méthode :**

•  $\alpha = \frac{Q}{G + Q}$

•  $M_t \geq \text{Max}\{1,05M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0\} - \frac{M_w - M_e}{2}$

•  $M_t \geq \begin{cases} (1 + 0,3\alpha)\frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée intermédiaire} \\ (1,2 + 0,3\alpha)\frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée de rive} \end{cases}$

Avec :

$M_0$  : La valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w ; M_e)$  : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

$M_t$  : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

**Moment sur appuis :**

- $M=0,2M_0$ .....appui de rive.
- $M=0,6M_0$ .....pour une poutre à deux travées.
- $M=0,5M_0$ .....pour les appuis voisins des appuis de rives d’une poutre à plus de deux travées.
- $M=0,4M_0$ .....pour les autres appuis intermédiaires d’une poutre à plus de deux travées.

**b. Méthode de CAQUOT :**

Cette méthode est appliquée lorsque l’une des conditions de la méthode forfaitaire n’est pas vérifiée.

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

**b.1. Exposé de la méthode :**

**•Moment sur appuis :**

$M_a = 0,15M_0$ .....Appuis de rives

$M_a = -\frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l_w + l_e)}$ .....Appuis intermédiaires

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

● **Moment en travée :**

$$M_t(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left( \frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} \right) x + M_w$$

Avec :

$M_0$  : La valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w; M_e)$  : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

$q_w$  : Charge répartie à gauche de l'appui considérée.

$q_e$  : Charge répartie à droite de l'appui considérée.

On calcul, de chaque coté de l'appui, les longueurs de travées fictives «  $l'_w$  » à gauche et «  $l'_e$  » à droite, avec :

$l' = l$  ..... pour une travée de rive.

$l' = 0,8l$  ..... pour une travée intermédiaire

Où «  $l$  » représente la portée de la travée libre.

● **Effort tranchant :**

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

Avec :

$T_w$  : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

$T_e$  : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

### III.5.3. Calcul des poutrelles :

Le calcul se fait en deux étapes :

- **1<sup>ère</sup> étape :** Avant le coulage de la table de compression.
- **2<sup>ème</sup> étape :** Après le coulage de la table de compression.

\* **1<sup>ère</sup> étape :** Avant le coulage de la table de compression :

- Poutrelle de 5 travées
- On considère que les poutrelles sont simplement appuyées à ses extrémités, elles supportent :
  - Son poids propre.

- Poids du corps creux.
- Surcharge due à l'ouvrier  $Q=1 \text{ kN/m}^2$ .

- **Evaluation des charges et surcharges :**

- **Charges permanentes :**

$$\begin{array}{l} \text{Poids propre de la poutrelle.....}0,12 \times 0,05 \times 25 = 0,15 \text{ kN/ml} \\ \text{Poids du corps creux.....}0,65 \times 0,2 \times 14 = 1,82 \text{ kN/ml} \\ \hline \mathbf{G=1,97 \text{ kN/ml}} \end{array}$$

- **Charges d'exploitation :**

$$Q=1 \times 0,65 = \mathbf{0,65 \text{ kN/ml}}$$

- **Combinaison des charges :**

$$\mathbf{E.L.U : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 3,64 \text{ kN/ml}$$

$$\mathbf{E.L.S : } q_{ser} = G + Q = 2,62 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul des moments :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{3,64 \times (4,2)^2}{8} = 8,02 \text{ kNm}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{2,626 \times (4,2)^2}{8} = 5,77 \text{ kNm}$$

- **Ferraillage :**

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'E.L. U

$$M_u = 8,02 \text{ Nm}; b = 12 \text{ cm}; d = 4,5 \text{ cm}; \sigma_{bc} = 17 \text{ MPa}$$

D'après l'organigramme de la flexion simple on a:

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 2,32 > \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s \neq 0$$

Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible.

On prévoit donc des étaielements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

- **2<sup>ème</sup> étape :** Après le coulage de la table de compression :

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

**III.5.4. Evaluation des charges et surcharges :**❖ **Plancher terrasse :**➤ **Charge permanentes :**

$$G=6,58 \times 0,65=4,27 \text{ kN/ml}$$

➤ **Surcharges d'exploitation :**

$$Q=1 \times 0,65=0,65 \text{ kN/ml}$$

❖ **Plancher courant :**➤ **Charge permanente :**

$$G=5,39 \times 0,65=3,50 \text{ kN/ml}$$

➤ **Surcharge d'exploitation :**

$$Q=1,5 \times 0,65=0,975 \text{ kN/ml}$$

• **Combinaison des charges :**➤ **Plancher terrasse :**

$$\text{E.L.U} : q_u=1,35G+1,5Q=6,73 \text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : q_{ser}=G+Q= 4,92 \text{ kN/ml}$$

➤ **Plancher courant :**

$$\text{E.L.U} : q_u=1,35G+1,5Q=6,18 \text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : q_{ser}=G+Q= 4,47 \text{ kN/ml}$$

• **Conclusion :**

Le plancher de terrasse est le plus sollicité.

• **Calcul des efforts internes :**

On utilise le programme **ETAPS V18** pour calculer les Moment fléchissant et les Effort tranchant de la poutrelle.

**Diagrammes des efforts internes :**• **Moment fléchissant :**

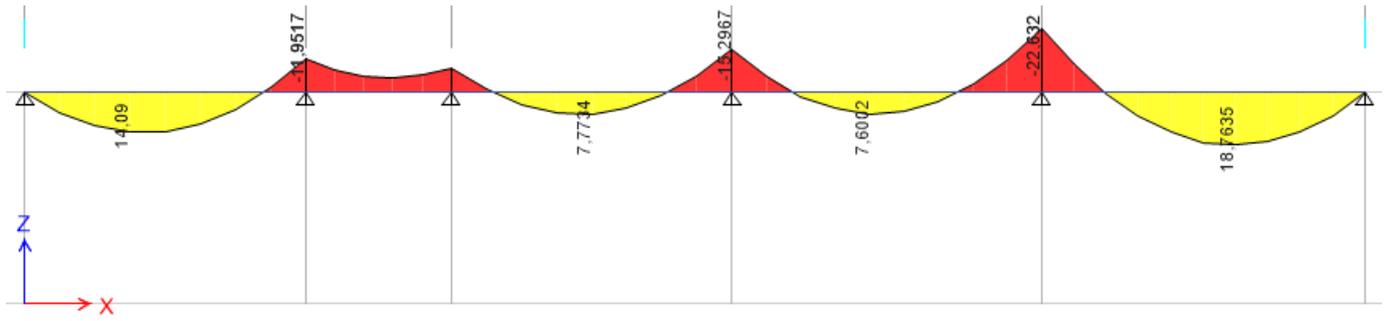


Figure. III.21: Diagramme Moment fléchissant à ELU.

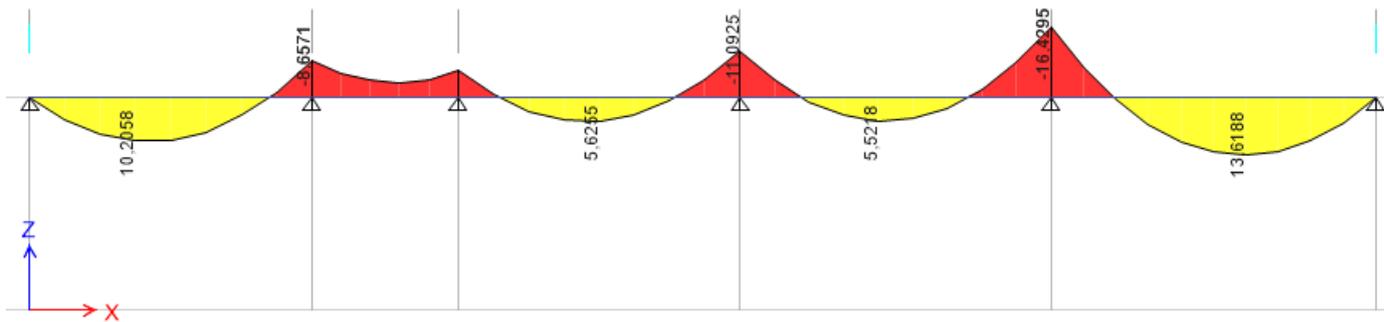


Figure. III.22: Diagramme Moment fléchissant à ELS.

Effort tranchant :

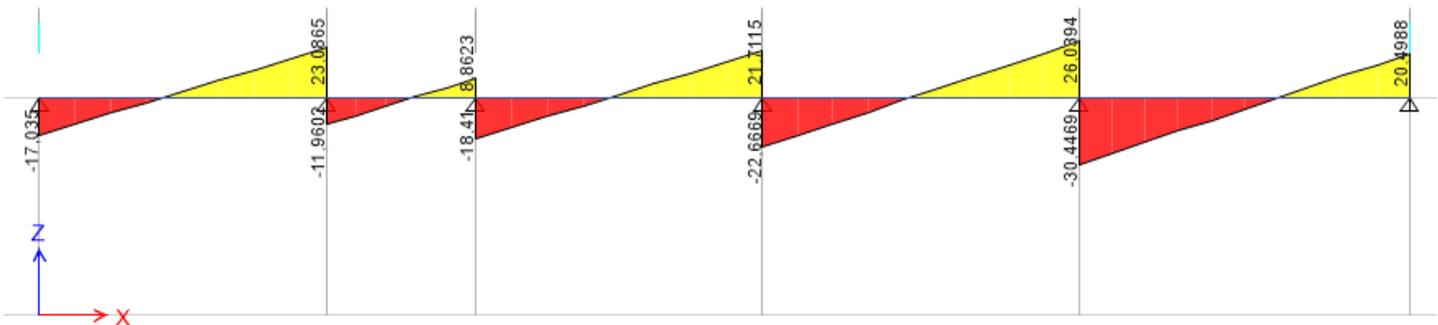


Figure. III.23: Diagramme Effort tranchant à ELU.



Figure. III.24: Diagramme Effort tranchant à ELS.

**b. Calcul du ferrailage :**

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

$$\mathbf{E.L.U} : M_{tu}^{\max} = 18,76 \text{ kNm}$$

$$M_{au}^{\max} = 22,63 \text{ kNm}$$

$$T_u^{\max} = 30,44 \text{ kN}$$

$$\mathbf{E.L.S} : M_{tser}^{\max} = 13,61 \text{ kNm}$$

$$M_{aser}^{\max} = 16,42 \text{ kNm}$$

$$T_{ser}^{\max} = 22,10 \text{ kN}$$

**b.1. Ferrailage en travée :**

$h=21\text{cm}$  ;  $h_0=5\text{cm}$  ;  $b=65\text{cm}$  ;  $b_0=12\text{cm}$  ;  $d=0,9h=18,9\text{cm}$  ;  $\sigma_{bc}=17\text{MPa}$  ;  $f_e=500\text{MPa}$  ;  
 $f_{c28}=30\text{MPa}$  ;  $f_{t28}=2,4\text{MPa}$

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

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

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 90,61 \text{ kNm}$$

On a :  $M_{tu} < M_{tab}$

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

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table « b ».

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (b x h) en flexion simple.

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

**Tableau.III.13** : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.

| $M_{tu}$<br>(kNm) | $\mu$ | $\mu < \mu_R$ | $A_s'$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $\alpha$ | Z(cm) | $\mu < 0,186$ | $\zeta_s$ | $\sigma_s$<br>(MPa) | $A_s$<br>(cm <sup>2</sup> ) | Choix | $A_s$ choi<br>(cm <sup>2</sup> ) |
|-------------------|-------|---------------|------------------------------|----------|-------|---------------|-----------|---------------------|-----------------------------|-------|----------------------------------|
| 18,76             | 0,047 | oui           | 0                            | 0,06     | 18,44 | Oui           | 10‰       | 435                 | 2,33                        | 3T12  | 3,39                             |

• **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,35cm^2$$

$$A_s = \text{Max}\{1,35cm^2 ; 3,39cm^2\} = 3,93 cm^2$$

Choix : 3T12 ( $A_s=3,39 cm^2$ )

• **Ferraillage sur appuis :**

On a:  $M_{au}^{\max}=22,63 kNm < M_{tab}=90,61 kNm$

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ( b x h ) en flexion simple.

**Tableau.III.14 :** Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis

| $M_{tu}$<br>(kNm) | $\mu$ | $\mu < \mu_R$ | $A_s'$<br>( $cm^2$ ) | $\alpha$ | Z<br>(cm) | $\mu < 0,186$ | $\zeta_s$ | $\sigma_s$<br>(MPa) | $A_s$<br>( $cm^2$ ) | Choi<br>x | $A_{s \text{ choi}}$<br>( $cm^2$ ) |
|-------------------|-------|---------------|----------------------|----------|-----------|---------------|-----------|---------------------|---------------------|-----------|------------------------------------|
| 22,63             | 0,057 | Oui           | 0                    | 0,073    | 18,34     | oui           | 10‰       | 435                 | 2,83                | 3T12      | 3,39                               |

• **Condition de non fragilité :**

$$A_s = \text{Max}\{1,35 cm^2 ; 4,52 cm^2\} = 4,52 cm^2$$

Choix : 4T12 ( $A_s=4,52 cm^2$ )

➤ **Vérifications :**

**Effort tranchant :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire :  $T_u^{\max} = 30,44 kN$ .

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

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}\left\{0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5MPa\right\} = 4MPa \dots \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible}$$

Tel que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = 1,34MPa < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**Au voisinage des appuis :**

• **Appuis de rives :**

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

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9b_0 d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :  $T_u=14,57$  kN (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{20,49 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 1,00 \text{MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 8 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s = 3,39 \text{cm}^2 \geq \frac{T_u}{f_e} = 0,49 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

• **Appuis intermédiaires :**

- **Vérification de la contrainte de compression :**

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0,9 b_0 d} = \frac{30,44 \cdot 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 1,49 \text{MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 8 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s = 3,39 \text{cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s} = -10,85 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**Vérification à l'E.L. S :**

La fissuration étant peu préjudiciable, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

**Vérification des contraintes du béton :**

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

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

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

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS,

on doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{MPa}$

**Détermination de l'axe neutre :**

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

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

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

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

$$\begin{cases} by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + c'A'_s) = 0 \\ I = \frac{b}{3}y^3 + 15A_s(d-y)^2 + 15A'_s(y-c')^2 \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} b_0y^2 + [2(b-b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)]y - [(b-b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)] = 0 \\ I = \frac{b_0}{3}y^3 + \frac{(b-b_0)h_0^3}{12} + (b-b_0)h_0\left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15[A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2] \end{cases}$$

**Tableau.III.15** : Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS.

|               | <b>M<sub>ser</sub></b><br><b>(kNm)</b> | <b>A<sub>s</sub></b><br><b>(cm<sup>2</sup>)</b> | <b>A'<sub>s</sub></b><br><b>(cm<sup>2</sup>)</b> | <b>Y</b><br><b>(cm)</b> | <b>I</b><br><b>(cm<sup>4</sup>)</b> | <b>σ<sub>bc</sub></b><br><b>(MPa)</b> | <b>Vérification</b> |
|---------------|--|---|--|-------------------------|-------------------------------------|---------------------------------------|---------------------|
| <b>Travée</b> | 13,61                                  | 3,39  | 0  | 4,711                   | 12502,84                            | 1,08                                  | Vérifiée            |
| <b>Appuis</b> | 16,42                                  | 3,39  | 0  | 4,711                   | 12502,84                            | 1,31                                  | Vérifiée            |

**Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Les conditions à vérifier :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Avec:

$h=21 \text{ cm} ; b_0=12 \text{ cm} ; d=18,9 \text{ cm} ; L=4,20 \text{ m} ; M_{tser}=16,73 \text{ kNm} ; M_0 = \frac{q \times l^2}{8} = 36,88 \text{ kNm} ;$

$A_s=3,39 \text{ cm}^2 ; f_e=500 \text{ MPa}.$

Alors:

- $\frac{h}{L} = 0,05 < 0,0625$ .....non vérifiée
- $\frac{A_s}{b_0 d} = 0,014 > 0,0084$ .....non vérifiée
- $\frac{h}{L} = 0,046 > 0,045$ .....vérifiée

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

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

Tel que :  $\bar{f} = \frac{L}{500} = 0,84 \text{ cm}$  ( $L < 5m$ )

$f_i$ : La flèche due aux charges instantanées.

$f_v$ : La flèche due aux charges de longue durée.

• **Position de l'axe neutre « y1 » :**

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

• **Moment d'inertie de la section totale homogène « I0 » :**

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

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

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

Avec :

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

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

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

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

$\sigma_s$  : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

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

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

**Tableau.III.16** : Récapitulatif du calcul de la flèche.

| $M_{ser}$<br>(kNm) | $A_s$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $Y_1$<br>(cm) | $\delta$ | $\sigma_s$<br>(MPa) | $\lambda_i$ | $\lambda_v$ | $\mu$ | $I_0$<br>(cm <sup>4</sup> ) | $I_{fi}$<br>(cm <sup>4</sup> ) | $I_{fv}$<br>(cm <sup>4</sup> ) |
|--------------------|-----------------------------|---------------|----------|---------------------|-------------|-------------|-------|-----------------------------|--------------------------------|--------------------------------|
| 13,61              | 3,39                        | 4,71          | 0,015    | 212,42              | 3,15        | 1,26        | 0,72  | 29794,38                    | 10028,70                       | 14049,06                       |

• **Calcul des modules de déformation :**

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 34179,55MPa$$

$$E_v = \frac{E_i}{2,97} = 11496,76MPa$$

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

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}} = 0,7 \text{ cm} \quad (L = 4,20m)$$

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

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}} = 1,48cm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,78cm < \bar{f} = 0,84cm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

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

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

Selon le **BAEL 91 [1]** :

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

**RPA 99 [3] :**

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

Avec :

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

$\phi_t$  : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \text{Min}(0,6 \text{ cm} ; 1,2 \text{ cm} ; 1,2 \text{ cm}) = 0,6 \text{ cm}$$

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

Donc :

- Selon le BAEL 91 [1] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003cm \\ \bullet S_t \leq 17,01cm \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0.033cm \end{array} \right.$$

- Selon le RPA 99 [3] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \\ \bullet S_t \leq 5,25cm \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq 10,5cm \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

• **Choix des armatures :**

On adopte :  $A_t = 2T6 = 0,57 \text{ cm}^2$

• **Choix des espacements :**

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

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = 10cm \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 15cm \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

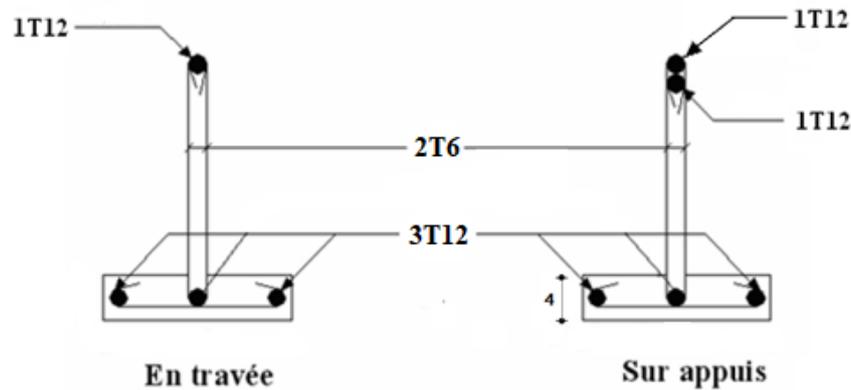


Figure. III.25: ferrailage des poutrelles en travée et en appuis.

**III.5.5. Ferrailage de la dalle de compression :**

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$\text{Si : } \begin{cases} 50 \leq L_1 \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_1 = \frac{4L}{fe} & (L \text{ en cm}) \\ L_1 \leq 50\text{cm} \Rightarrow A_2 = \frac{200}{fe} \end{cases}$$

Avec :

$L_1$  : Distance entre axes des poutrelles ( $L=65\text{cm}$ )

$A_1$  : Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$A_2$  : Armatures parallèles aux poutrelles

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

$f_e=520 \text{ MPa}$  (quadrillage de TS. TIE 520  $\rightarrow \varnothing \leq 6\text{mm}$ )

On a :  $L=65\text{cm}$

Donc on obtient :  $A_1=0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On prend :  $5T6=1,41 \text{ cm}^2$

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

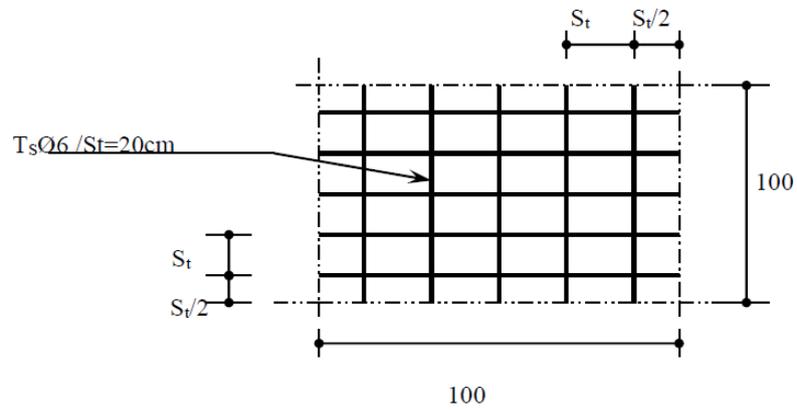
**Armatures de répartitions :**

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,705\text{cm}^2$$

Soit :  $5T6 = 1,41 \text{ cm}^2 \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$

**Conclusion :**

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudé dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.



**Figure. III.2:** Ferrailage de la dalle de compression.

# **CHAPITRE 1V**

## **ETUDE DYNAMIQUE**

### IV.1. Introduction :

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurité imposées par les règles parasismiques Algériennes **RPA 99 [1]**.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **ETABS V18** qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

### IV.2. Caractéristiques dynamiques propres :

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment tant qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

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

$$[M]\{\ddot{X}(t)\} + [K]\{X(t)\} = \{0\}$$

Avec : [M] : Matrice de masse de la structure.

[K] : Matrice de rigidité de la structure.

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

$\{X\}$  : Vecteur des déplacements.

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

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

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

Avec :

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

$\omega$  : Fréquence de vibration.

$\varphi$  : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

$$\{\ddot{X}\} = -\omega^2 \{A\}\sin(\omega t + \varphi)$$

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

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

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

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

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues «  $A_i$  ». Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice  $\Delta_\omega$  est nul c'est à dire :

$$\Delta_\omega = |[K] - \omega^2 [M]| = 0$$

L'expression ci-dessus est appelée « **Equation caractéristique** ».

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

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

Le 1<sup>er</sup> mode vibratoire correspond à  $\omega_1$  et il est appelé mode fondamental  $(\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n)$

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

### IV.3. Modélisation de la structure :

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

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

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

Vue la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour un logiciel de calcul existant depuis quelques années et qui est à notre porté : On utilise le programme **ETAPS (version 18)** pour calculer.

#### IV.3.1. Modélisation de rigidité :

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

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

#### IV.3.2. Modélisation de la masse :

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation  $(G+\beta Q)$  imposée par le **RPA 99 [1]** avec  $(\beta=0,2)$  pour un bâtiment à usage d'habitation.
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres ainsi que les voiles est prise égale à celle du béton à savoir  $2,5t/m^3$ .
- La charge de l'acrotère se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).
- La charge des escaliers a été répartie au niveau des planchers délimitant la cage d'escalier (par plancher).

#### IV.4. Étude sismique :

##### IV.4.1. Choix de la méthode de calcul :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage.

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le **RPA [3]** ; Ce dernier propose trois méthodes de calcul des forces sismiques :

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

Vu que les conditions d'application de la méthode statique équivalente dans le cas du bâtiment étudié ne sont pas vérifiées (car la structure est irrégulière en plan avec une hauteur supérieur à 17m), nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique ; vu que cette dernière d'après le règlement peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

#### IV.4.2. Spectre de réponse :

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

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

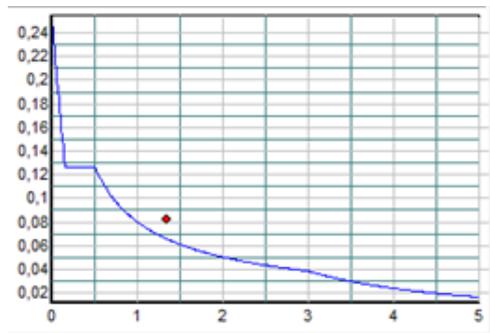


Figure IV.1: spectre de réponse.

Avec :

g : Accélération de la pesanteur

A : Coefficient d'accélération de zone.

Pour notre cas :

- L'ouvrage est du « **groupe 02** » (bâtiment d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas 48m).
- L'implantation de ce bâtiment se fera dans la **zone IIb**.

Donc : **A=0,20**.

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = 0,8819$$

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique ( $\xi=7\%$ ).

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

**R=5** (mixte portiques/voiles avec interaction ; 4a).

T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub> : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (site 3 : **T<sub>1</sub>=0,15s** et **T<sub>2</sub>=0,50s**).

**Tableau IV.1 : Facteur de qualité.**

| Critère q   | Observée (o/n) | Pq // xx | Observée (o/n) | Pq // yy |
|---|----------------|----------|----------------|----------|
| Conditions minimales sur les files de contreventement | non            | 0,05     | non            | 0,05     |
| Redondance en plan                                    | non            | 0,05     | non            | 0,05     |
| Régularité en plan                                    | non            | 0,05     | non            | 0,05     |
| Régularité en élévation                               | non            | 0,05     | non            | 0,05     |
| Contrôle de la qualité des matériaux                  | oui            | 0        | oui            | 0        |
| Contrôle de la qualité de l'exécution                 | oui            | 0        | oui            | 0        |

$$Q//xx=1+(0+0,05+0,05+0,05+0+0) = \mathbf{1,20}$$

$$Q//yy=1+(0,05+0+0,05+0,05+0+0) = \mathbf{1,20}$$

$$Q : \text{Facteur de qualité } (Q = 1 \pm \sum_1^6 P_q).$$

La longueur de l'intervalle temporel définissant le spectre de réponse doit comprendre les périodes des **n** modes utiles considérés dans le calcul de la réponse.

Une fois le spectre de réponse injecté dans le fichier de données la réponse sismique est obtenu.

#### IV.4.3. Résultante des forces sismiques de calcul :

L'une des 1<sup>ères</sup> vérifications préconisées par le **RPA 99 [1]** est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques 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  $r = \frac{0,8V}{V_t}$ .

- **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :**

$$\text{Soit : } V = \frac{ADQ}{R} W$$

A, Q et R ont déjà été définie.

le poids de la structure. il est calculé de manier automatique.

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

Plusieurs formules empiriques pour le calcul de la période fondamentale sont proposées par le **RPA [3]** :

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

Où :

$h_N$  : La hauteur, mesurée en mètre, à partir de la base de la structure jusqu’au dernier niveau N.

L : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

$$T = \begin{cases} T_{\text{analytique}} & \text{si } T_{\text{analytique}} \leq 1,3T_{\text{empirique}} \\ 1,3T_{\text{empirique}} & \text{si } T_{\text{analytique}} \geq 1,3T_{\text{empirique}} \end{cases}$$

$$C_T = 0,05 ; h_N = 28,56 \text{ m.}$$

$$T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,05(28,56)^{3/4} = 0,617 \text{ s}$$

$$T_N = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{L_x}} \quad T_N = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{L_y}}$$

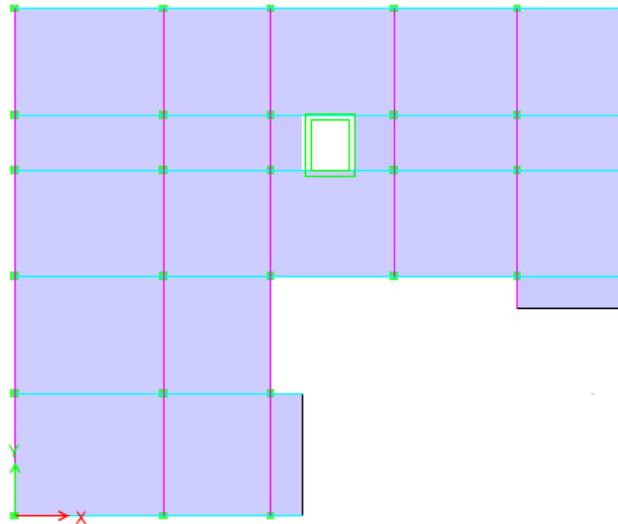
$$\text{Selon x-x : } L_x = 22,80 \text{ m} \Rightarrow T_x = 0,538 \text{ s}$$

$$\text{Selon y-y : } L_y = 19,15 \text{ m} \Rightarrow T_y = 0,587 \text{ s}$$

$$\begin{cases} 1.3T_x = 0.700s \\ 1.3T_y = 0.763s \end{cases}$$

**IV.5. Résultats de l'analyse sismique :**

**IV.5.1: Modèle initiale :**



**Figure.IV.2 :** Modèle initiale.

**• Caractéristiques dynamiques propres :**

**Tableau. IV.2 :** Période et facteurs de participation massique du modèle initial :

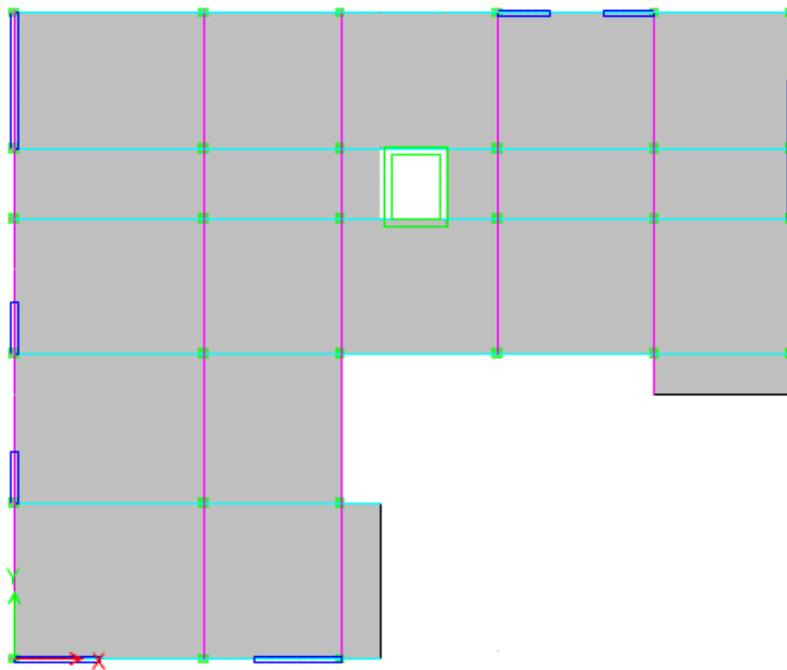
| Modes | Période(<br>s) | Facteur de participation massique |            |       |              |              |              |
|-------|----------------|-----------------------------------|------------|-------|--------------|--------------|--------------|
|       |                | $U_x$                             | $U_y$      | $U_z$ | $\Sigma U_x$ | $\Sigma U_y$ | $\Sigma U_z$ |
| 1     | 1,522          | 0,1407                            | 0,2576     | 0     | 0,1407       | 0,2576       | 0            |
| 2     | 1,443          | 0,1385                            | 0,4486     | 0     | 0,2792       | 0,7062       | 0            |
| 3     | 1,278          | 0,4544                            | 0,0077     | 0     | 0,7336       | 0,7139       | 0            |
| 4     | 0,544          | 0,029                             | 0,0092     | 0     | 0,7626       | 0,7231       | 0            |
| 5     | 0,452          | 0,0404                            | 0,1182     | 0     | 0,8031       | 0,8413       | 0            |
| 6     | 0,432          | 0,0842                            | 0,0332     | 0     | 0,8873       | 0,8745       | 0            |
| 7     | 0,321          | 0,0099                            | 0,0009     | 0     | 0,8972       | 0,8754       | 0            |
| 8     | 0,251          | 0,0464                            | 0,0011     | 0     | 0,9436       | 0,8764       | 0            |
| 9     | 0,233          | 0,0043                            | 0,0002     | 0     | 0,9479       | 0,8766       | 0            |
| 10    | 0,218          | 0,0002                            | 0,0644     | 0     | 0,9482       | 0,941        | 0            |
| 11    | 0,183          | 0,0242                            | 0,0001     | 0     | 0,9723       | 0,941        | 0            |
| 12    | 0,178          | 0,0001                            | 0,00001755 | 0     | 0,9724       | 0,9411       | 0            |

- **Constatations :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale :  $T=1,522$  s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 10<sup>ème</sup> mode.
- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de translation couplé selon x-x.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de translation couplé selon y-y.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est mode de rotation.

#### IV.5.2: Modèle 1 :



**Figure IV.3 :** modèle 1.

- **Caractéristiques dynamiques propres du modèle 1 :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale :  $T= 1,293$  s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8<sup>ème</sup> mode 1.
- **Constatations :**
  - Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de translation selon x-x.
  - Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de translation selon y-y.
  - Le 3<sup>ème</sup> mode est mode de rotation.

**Tableau. IV.3 :** Période et facteurs de participation massique du modèle 1.

| Modes | Période(s) | Facteur de participation massique |            |       |            |            |            |
|-------|------------|-----------------------------------|------------|-------|------------|------------|------------|
|       |            | $U_x$                             | $U_y$      | $U_z$ | $\sum U_x$ | $\sum U_y$ | $\sum U_z$ |
| 1     | 1,293      | 0,7                               | 0,0013     | 0     | 0,7        | 0,0013     | 0          |
| 2     | 1,056      | 0,0044                            | 0,6408     | 0     | 0,7044     | 0,642      | 0          |
| 3     | 0,872      | 0,0146                            | 0,0352     | 0     | 0,719      | 0,6773     | 0          |
| 4     | 0,399      | 0,1553                            | 0,00001305 | 0     | 0,8743     | 0,6773     | 0          |
| 5     | 0,27       | 0,0001                            | 0,1719     | 0     | 0,8744     | 0,8492     | 0          |
| 6     | 0,224      | 0,0013                            | 0,0175     | 0     | 0,8756     | 0,8667     | 0          |
| 7     | 0,203      | 0,0628                            | 0,0001     | 0     | 0,9384     | 0,8667     | 0          |
| 8     | 0,129      | 0,0331                            | 7,326E-07  | 0     | 0,9716     | 0,8667     | 0          |
| 9     | 0,12       | 0,00000860                        | 0,0702     | 0     | 0,9716     | 0,9369     | 0          |
| 10    | 0,1        | 0,0003                            | 0,0065     | 0     | 0,9719     | 0,9434     | 0          |
| 11    | 0,09       | 0,0162                            | 0,00002711 | 0     | 0,9881     | 0,9434     | 0          |
| 12    | 0,075      | 0                                 | 0,0005     | 0     | 0,9881     | 0,9439     | 0          |

• **Résultantes des forces sismiques :**

Calcul de D :

$$T_2 \leq T < 3s \Rightarrow D = 2,5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} D_x = 2,5(0,8819) \left( \frac{0,50}{0,700} \right)^{2/3} = 1,76 \\ D_y = 2,5(0,8819) \left( \frac{0,50}{0,763} \right)^{2/3} = 1,66 \end{cases}$$

D'après le fichier des résultats de ETABS V18 on a :

**Tableau. IV.4 :** les déferons facteurs pour le modèle 1.

| Sens | A    | D    | Q   | R | W (kN)   | V <sub>st</sub> (kN) | 0.8V <sub>st</sub> (kN) | V <sub>dyn</sub> (kN) |
|------|------|------|-----|---|----------|----------------------|-------------------------|-----------------------|
| X-X  | 0,20 | 1,76 | 1,2 | 5 | 42231,75 | 3567,7382            | 2854,19059              | 4432,558              |
| Y-Y  | 0,20 | 1,66 | 1,2 | 5 | 42231,75 | 3365,02584           | 2692,02067              | 4762,904              |

• **Vérification des déplacements inter-étages :**

L'une des vérifications préconisées par le **RPA 99 [3]**, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon l'article **5.10** du **RPA 99 [3]** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :  $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$  et  $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

Avec :  $\bar{\Delta} = 0,01he$

Où : he représente la hauteur de l'étage.

Avec :  $\delta_K^x = R\delta_{eK}^x$  et  $\delta_K^y = R\delta_{eK}^y$   
 $\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x$  et  $\Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$

$\Delta_K^x$  : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y,  $\Delta_K^y$ ).

$\delta_{eK}^x$  : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y,  $\delta_{eK}^y$ ).

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

**Tableau. IV.5:** Vérification des déplacements inter étages sens X-X du modèle 1.

| Niveaux | $\delta_{eK}^x$<br>(mm) | $\delta k$<br>(mm) | $\Delta_K^x$<br>(mm) | he<br>(mm) | $\bar{\Delta}$<br>(mm) | Observation |
|---------|-------------------------|--------------------|----------------------|------------|------------------------|-------------|
| 9       | 38,65                   | 193,28             | 17,22                | 3060       | 30,6                   | Vérifiée    |
| 8       | 35,21                   | 176,05             | 20,26                | 3060       | 30,6                   | Vérifiée    |
| 7       | 31,15                   | 155,79             | 23,43                | 3060       | 30,6                   | Vérifiée    |
| 6       | 26,47                   | 132,35             | 25,59                | 3060       | 30,6                   | Vérifiée    |
| 5       | 21,35                   | 106,76             | 25,17                | 3060       | 30,6                   | Vérifiée    |
| 4       | 16,31                   | 81,58              | 25,11                | 3060       | 30,6                   | Vérifiée    |
| 3       | 11,29                   | 56,47              | 22,56                | 3060       | 30,6                   | Vérifiée    |
| 2       | 6,78                    | 33,90              | 19,41                | 3060       | 30,6                   | Vérifiée    |
| 1       | 2,89                    | 14,49              | 14,49                | 4080       | 40,8                   | Vérifiée    |

**Tableau. IV.6:** Vérification des déplacements inter étages sens Y-Y du modèle 1.

| Niveaux | $\delta_{eK}^y$<br>(mm) | $\delta k$<br>(mm) | $\Delta_K^y$<br>(mm) | $h_e$<br>(mm) | $\bar{\Delta}$<br>(mm) | Observation |
|---------|-------------------------|--------------------|----------------------|---------------|------------------------|-------------|
| 9       | 36,64                   | 183,21             | 21,86                | 3060          | 30,6                   | Vérifiée    |
| 8       | 32,2                    | 161,35             | 23,13                | 3060          | 30,6                   | Vérifiée    |
| 7       | 27,64                   | 138,21             | 24,26                | 3060          | 30,6                   | Vérifiée    |
| 6       | 22,78                   | 113,94             | 24,71                | 3060          | 30,6                   | Vérifiée    |
| 5       | 17,84                   | 89,23              | 23,78                | 3060          | 30,6                   | Vérifiée    |
| 4       | 13,09                   | 65,45              | 22,19                | 3060          | 30,6                   | Vérifiée    |
| 3       | 8,65                    | 43,26              | 19,00                | 3060          | 30,6                   | Vérifiée    |
| 2       | 4,85                    | 24,25              | 14,613               | 3060          | 30,6                   | Vérifiée    |
| 1       | 1,92                    | 9,64               | 9,64                 | 4080          | 40,8                   | Vérifiée    |

● **Vérification du critère de l'effort normal réduit :**

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la

Condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

Où :

-**v**: effort normal réduit

-**N<sub>d</sub>**: effort normal de compression sous sollicitations accidentelles.

-**B<sub>c</sub>**: section brute de l'élément.

-**f<sub>c28</sub>** : résistance caractéristique du béton.

Bien que les portiques ne reprennent que les charges verticales, Nous avons jugé important de vérifier les poteaux sous les combinaisons sismiques.

G+Q+E

0,8G+E

**Tableau IV.7 :** Vérification de l'effort normal réduit pour le modèle 1.

| Niveau | N (kN)  | S poteaux(cm) | $\nu$ | $V_{RPA}$ | Observations |
|--------|---------|---------------|-------|-----------|--------------|
| 9      | 194,41  | 30x30         | 0,064 | 0,3       | Vérifiée     |
| 8      | 381,739 | 30x30         | 0,127 | 0,3       | Vérifiée     |
| 7      | 588,72  | 30x30         | 0,196 | 0,3       | Vérifiée     |
| 6      | 771,33  | 30x30         | 0,257 | 0,3       | Vérifiée     |
| 5      | 891,83  | 35x35         | 0,218 | 0,3       | Vérifiée     |
| 4      | 1158,16 | 35x35         | 0,283 | 0,3       | Vérifiée     |
| 3      | 1527,7  | 40x40         | 0,286 | 0,3       | Vérifiée     |
| 2      | 1745,58 | 40x40         | 0,327 | 0,3       | Non vérifiée |
| 1      | 2083,14 | 45x45         | 0,308 | 0,3       | Non vérifiée |

✓ **Remarque :**

La condition de l'effort normal réduit n'est pas vérifiée, il est donc nécessaire d'augmenter la section des poteaux.

**Tableau IV.8 :** les sections de poteaux choisi.

| Niveau | S poteaux(cm) |
|--------|---------------|
| 9      | 30x30         |
| 8      | 30x30         |
| 7      | 35x35         |
| 6      | 35x35         |
| 5      | 40x40         |
| 4      | 40x40         |
| 3      | 45x45         |
| 2      | 45x45         |
| 1      | 50x50         |

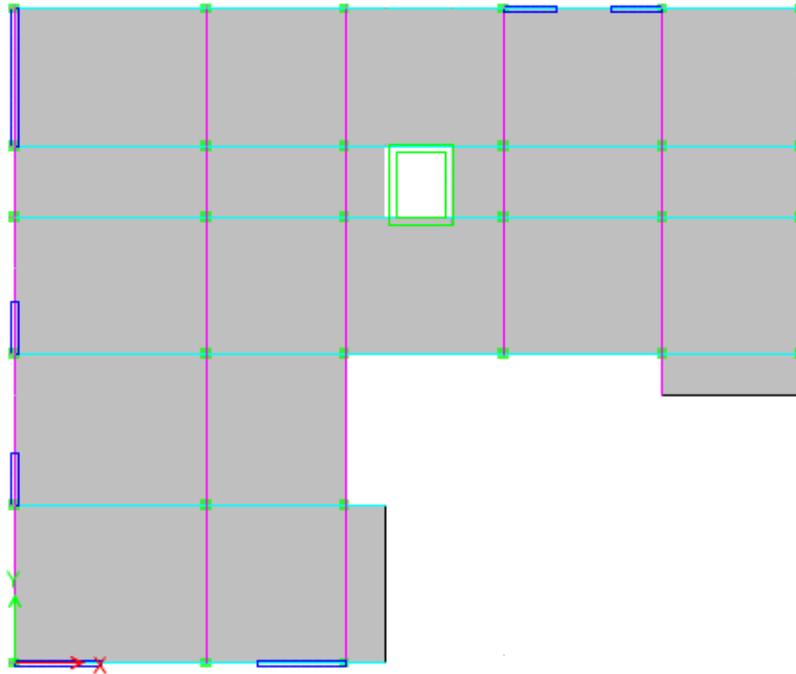


Figure IV.4 : modèle 2.

• **Caractéristiques dynamiques propres du modèle 2 :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale :  $T = 1,005$  s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8<sup>ème</sup> mode.
- **Constatations :**
  - Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de translation selon x-x.
  - Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de translation selon sens y-y.
  - Le 3<sup>ème</sup> mode est mode de rotation.

**Tableau. IV.9 :** Période et facteurs de participation massique du modèle 2.

| Modes | Période(s) | $U_x$      | $U_y$      | $U_z$ | $\Sigma U_x$ | $\Sigma U_y$ | $\Sigma U_z$ |
|-------|------------|------------|------------|-------|--------------|--------------|--------------|
| 1     | 1,005      | 0,716      | 0,0018     | 0     | 0,716        | 0,0018       | 0            |
| 2     | 0,937      | 0,0019     | 0,6711     | 0     | 0,7178       | 0,6729       | 0            |
| 3     | 0,712      | 0,0002     | 0,0095     | 0     | 0,7181       | 0,6824       | 0            |
| 4     | 0,311      | 0,1574     | 0,00000297 | 0     | 0,8754       | 0,6824       | 0            |
| 5     | 0,246      | 0,00004355 | 0,1855     | 0     | 0,8755       | 0,8678       | 0            |
| 6     | 0,191      | 0,001      | 0,0005     | 0     | 0,8765       | 0,8684       | 0            |
| 7     | 0,157      | 0,0639     | 0,00001357 | 0     | 0,9404       | 0,8684       | 0            |
| 8     | 0,11       | 3,156E-06  | 0,0766     | 0     | 0,9404       | 0,945        | 0            |
| 9     | 0,099      | 0,0304     | 0,00000362 | 0     | 0,9708       | 0,945        | 0            |
| 10    | 0,087      | 0,0032     | 0          | 0     | 0,9741       | 0,945        | 0            |
| 11    | 0,069      | 0,0138     | 0,0004     | 0     | 0,9878       | 0,9454       | 0            |
| 12    | 0,066      | 0,0002     | 0,0344     | 0     | 0,988        | 0,9798       | 0            |

• **Résultantes des forces sismiques :**

Calcul de D :

$$T_2 \leq T < 3s \Rightarrow D = 2,5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

Ce qui donne :

$$\left\{ \begin{array}{l} D_x = 2,5(0,8819) \left( \frac{0,50}{0,700} \right)^{2/3} = 1,76 \\ D_y = 2,5(0,8819) \left( \frac{0,50}{0,763} \right)^{2/3} = 1,66 \end{array} \right.$$

D'après le fichier des résultats de ETABS V18 on a :

**Tableau. IV.10 :** les déferons facteurs pour le modèle 2.

| sens | A    | D    | Q    | R | W (kN)   | V <sub>st</sub> (kN) | 0.8V <sub>st</sub> (kN) | V <sub>dyn</sub> (kN) | 0.8V <sub>st</sub> < V <sub>dyn</sub> |
|------|------|------|------|---|----------|----------------------|-------------------------|-----------------------|---------------------------------------|
| X-X  | 0,20 | 1,76 | 1,20 | 5 | 44085,54 | 3724,34              | 2979,47                 | 5507,20               | Vérifier                              |
| Y-Y  | 0,20 | 1,66 | 1,20 | 5 | 44085,54 | 3512,73              | 2810,18                 | 5592,15               | Vérifier                              |

- **Vérification des déplacements inter-étages :**

L'une des vérifications préconisées par le **RPA 99 [3]**, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon l'article **5.10** du **RPA 99 [3]** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être

$$\text{vérifiée : } \Delta_K^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$$

$$\text{Avec : } \bar{\Delta} = 0,01he$$

Où :  $he$  représente la hauteur de l'étage.

Avec :

$$\begin{aligned} \delta_K^x &= R\delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = R\delta_{eK}^y \\ \Delta_K^x &= \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y \end{aligned}$$

$\Delta_K^x$  : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y,  $\Delta_K^y$ ).

$\delta_{eK}^x$  : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y,  $\delta_{eK}^y$ ).

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

**Tableau. IV.11:** Vérification des déplacements inter étages sens X-X du modèle 2.

| Niveaux | $\delta_{eK}^x (mm)$ | $\delta k(mm)$ | $\Delta_K^x (mm)$ | $he(mm)$ | $\bar{\Delta} (mm)$ | Observation |
|---------|----------------------|----------------|-------------------|----------|---------------------|-------------|
| 9       | 47,56                | 237,81         | 23,214            | 3060     | 30,6                | Vérifiée    |
| 8       | 42,91                | 214,59         | 26,238            | 3060     | 30,6                | Vérifiée    |
| 7       | 37,67                | 188,36         | 28,396            | 3060     | 30,6                | Vérifiée    |
| 6       | 31,99                | 159,96         | 30,429            | 3060     | 30,6                | Vérifiée    |
| 5       | 25,90                | 129,53         | 30,587            | 3060     | 30,6                | Vérifiée    |
| 4       | 19,76                | 98,83          | 30,489            | 3060     | 30,6                | Vérifiée    |
| 3       | 13,66                | 68,34          | 28,001            | 3060     | 30,6                | Vérifiée    |
| 2       | 8,06                 | 40,34          | 23,847            | 3060     | 30,6                | Vérifiée    |
| 1       | 3,29                 | 16,49          | 16,499            | 4080     | 40,8                | Vérifiée    |

**Tableau IV.12:** Vérification des déplacements inter étages sens Y-Y du modèle 2.

| Niveaux | $\delta_{eK}^y$<br>(mm) | $\delta k$<br>(mm) | $\Delta_K^y$<br>(mm) | he<br>(mm) | $\bar{\Delta}$<br>(mm) | Observation |
|---------|-------------------------|--------------------|----------------------|------------|------------------------|-------------|
| 9       | 44,06                   | 220,32             | 26,979               | 3060       | 30,6                   | Vérifiée    |
| 8       | 38,66                   | 193,34             | 28,235               | 3060       | 30,6                   | Vérifiée    |
| 7       | 33,02                   | 165,11             | 28,950               | 3060       | 30,6                   | Vérifiée    |
| 6       | 27,23                   | 136,15             | 29,287               | 3060       | 30,6                   | Vérifiée    |
| 5       | 21,37                   | 106,87             | 28,353               | 3060       | 30,6                   | Vérifiée    |
| 4       | 15,70                   | 78,51              | 26,500               | 3060       | 30,6                   | Vérifiée    |
| 3       | 10,40                   | 52,01              | 22,896               | 3060       | 30,6                   | Vérifiée    |
| 2       | 5,82                    | 29,12              | 17,624               | 3060       | 30,6                   | Vérifiée    |
| 1       | 2,29                    | 11,49              | 11,496               | 4080       | 40,8                   | Vérifiée    |

• **Vérification du critère de l'effort normal réduit :**

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la Condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

Où :

- v: effort normal réduit
- Nd: effort normal de compression sous sollicitations accidentelles.
- Bc: section brute de l'élément.
- fc28 : résistance caractéristique du béton.

**Tableau IV.13 :** Vérification de l'effort normal réduit pour le modèle 2.

| Niveau | N<br>(kN) | S poteaux<br>(cm) | V <sub>RPA</sub> | v   | Observations |
|--------|-----------|-------------------|------------------|-----|--------------|
| 9      | 150,119   | 30x30             | 0,050            | 0,3 | Vérifié      |
| 8      | 189,7881  | 30x30             | 0,063            | 0,3 | Vérifié      |
| 7      | 340,962   | 35x35             | 0,083            | 0,3 | Vérifié      |

|   |          |       |        |     |         |
|---|----------|-------|--------|-----|---------|
| 6 | 521,2662 | 35x35 | 0,127  | 0,3 | Vérifié |
| 5 | 731,347  | 40x40 | 0,179  | 0,3 | Vérifié |
| 4 | 954,119  | 40x40 | 0,178  | 0,3 | Vérifié |
| 3 | 1412,548 | 45x45 | 0,264  | 0,3 | Vérifié |
| 2 | 2007,609 | 45x45 | 0,2971 | 0,3 | Vérifié |
| 1 | 2461,583 | 50x50 | 0,295  | 0,3 | Vérifié |

**Remarque**

La condition de l'effort normal réduit est vérifiée.

• **Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :**

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \text{ RPA 99 [1]}$$

P<sub>K</sub>: Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "K".

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V<sub>K</sub>: Effort tranchant d'étage au niveau "K"

$$V_K = F_t + \sum_{i=K}^n F_i$$

Δ<sub>K</sub>: Déplacement relatif du niveau "K" par rapport à "K-1"

h<sub>K</sub>: Hauteur de l'étage "K"

- Si  $0,10 < \theta_K \leq 0,20$ , Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur  $\frac{1}{(1-\theta_K)}$
- Si  $\theta_K > 0,20$ , la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Avec:

$$\begin{cases} F_i = 0 & \text{si } T \leq 0,7s \\ F_i = 0,07TV & \text{si } T > 0,7s \end{cases}$$

Les résultats obtenus sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau. IV.14: Calcul de  $\theta_x$  et  $\theta_y$ .

| Niveaux | $P_K$<br>(kN) | $\Delta_x 10^{-2}$<br>(mm) | $\Delta_y 10^{-2}$<br>(mm) | $V_{Kx}$<br>(kN) | $V_{Ky}$<br>(kN) | $h_K$<br>(mm) | $\theta_x$ | $\theta_y$ | $\theta(x \text{ ou } y) \leq 0,1$ |
|---------|---------------|----------------------------|----------------------------|------------------|------------------|---------------|------------|------------|------------------------------------|
| 9       | 4134,01       | 23,21                      | 26,97                      | 1198,95          | 1293,65          | 3060          | 0,026      | 0,028      | Vérifiée                           |
| 8       | 8160,32       | 26,23                      | 28,23                      | 2167,69          | 2284,17          | 3060          | 0,032      | 0,032      | Vérifiée                           |
| 7       | 12282,56      | 28,39                      | 28,95                      | 2918,51          | 3015,93          | 3060          | 0,039      | 0,038      | Vérifiée                           |
| 6       | 16404,79      | 30,42                      | 29,28                      | 3535,97          | 3622,48          | 3060          | 0,046      | 0,043      | Vérifiée                           |
| 5       | 20639,49      | 30,58                      | 28,35                      | 4067,22          | 4141,72          | 3060          | 0,050      | 0,046      | Vérifiée                           |
| 4       | 24874,18      | 30,48                      | 26,50                      | 4537,45          | 4607,85          | 3060          | 0,054      | 0,046      | Vérifiée                           |
| 3       | 29237,85      | 28,00                      | 22,89                      | 4942,31          | 5006,61          | 3060          | 0,054      | 0,043      | Vérifiée                           |
| 2       | 33601,52      | 23,84                      | 17,62                      | 5256,73          | 5324,81          | 3060          | 0,049      | 0,036      | Vérifiée                           |
| 1       | 39834,65      | 16,49                      | 11,49                      | 5507,20          | 5592,15          | 4080          | 0,029      | 0,020      | Vérifiée                           |

• **Justification du coefficient de comportement :**

Dans nos précédant calcul on a pris  $R=5$ , donc selon le **RPA 99 [1]** il est nécessaire de justifier les que :

$$\frac{\text{Les charges reprises par les voiles}}{\text{Le poids totale de la structure}} = \frac{9104,26}{49407,7} = 0,184 \Rightarrow 20\% > 18,4\% \dots \text{Vérifié.}$$

Tableau IV.15 : Distribution des efforts sur les voiles et le portique.

| Niv | $V_X \text{ tot}$<br>(kN) | $V_X \text{ port}$<br>(kN) | $V_{\text{port}}$<br>% | $V_y \text{ tot}$<br>(kN) | $V_y \text{ port}$<br>(kN) | $V_{\text{port}}$<br>% | Observation |
|-----|---------------------------|----------------------------|------------------------|---------------------------|----------------------------|------------------------|-------------|
| 9   | 1198,91                   | 823,6                      | 68,69                  | 1293,16                   | 824,92                     | 63,79                  | Vérifiée    |
| 8   | 2166,5                    | 831,25                     | 38,36                  | 2283,19                   | 1105,55                    | 48,421                 | Vérifiée    |
| 7   | 2915,75                   | 1458,92                    | 50,03                  | 3014,25                   | 1139,36                    | 37,79                  | Vérifiée    |
| 6   | 3533,64                   | 1430,3                     | 40,47                  | 3618,4                    | 1587,14                    | 43,86                  | Vérifiée    |
| 5   | 4064,97                   | 2068,24                    | 50,87                  | 4139,49                   | 1327,22                    | 32,06                  | Vérifiée    |
| 4   | 4533,35                   | 1872,12                    | 41,29                  | 4603,41                   | 1713,72                    | 37,22                  | Vérifiée    |
| 3   | 4938,34                   | 2331,49                    | 47,21                  | 5003,56                   | 1853,13                    | 37,03                  | Vérifiée    |
| 2   | 5224,015                  | 2052,96                    | 39,29                  | 5322,76                   | 1964,82                    | 36,91                  | Vérifiée    |
| 1   | 5504,56                   | 3098,57                    | 56,290                 | 5589,17                   | 2052,35                    | 36,72                  | Vérifiée    |

- Les conditions sont vérifiées donc le choix du coefficient de comportement dynamique  $R=5$  est justifié.

**Conclusion :**

On constate d'après le (tableau IV.9) que la structure étudiée est justifiée vis à vis de l'effet P- $\Delta$ .

# **CHAPITRE V**

## **FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS**

## V.1. Ferrailage des poteaux :

### V.1.1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée ( $M$ ,  $N$ ) qui est due à l'excentricité de l'effort normal " $N$ " par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant " $M$ " dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement tendue *SET*.
- Section entièrement comprimée *SEC*.
- Section partiellement comprimée *SPC*.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (*E.L.U*) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

#### a. Situation durable :

- **Béton** :  $\gamma_b=1,5$  ;  $f_{c28}=30MPa$  ;  $\sigma_{bc}=17MPa$
- **Acier** :  $\gamma_s=1,15$  ; Nuance *FeE500* ;  $\sigma_s=435MPa$

#### b. Situation accidentelle :

- **Béton** :  $\gamma_b=1,15$  ;  $f_{c28}=30MPa$  ;  $\sigma_{bc}=22,17MPa$
- **Acier** :  $\gamma_s=1,00$  ; Nuance *FeE500* ;  $\sigma_s=500MPa$

### V.1.2. Combinaison d'action :

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

#### a. Selon BAEL 91 [1] :

**a.1. ELU** : Situation durable

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

**a.2. ELS** : Situation durable

$$G+Q$$

**b. Selon RPA 99 [3] : Situation accidentelle**

- $G+Q+E$
- $0,8G\pm E$

Avec :

$G$  : Charges permanentes.

$Q$  : Surcharge d'exploitation.

$E$  : Action du séisme.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

1-  $N^{max}, M^{corr}$

2-  $N^{min}, M^{corr}$

2-  $M^{max}, N^{corr}$

**V.2.3. RECOMMANDATION SELON RPA99 [1] :**

D'après le **RPA99 [1]**, pour une zone sismique IIb, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par :

$$0.9 < \frac{A_s}{B} < 3\% \quad \text{Zone courante (Z.C)}$$

$$0.9 < \frac{A_s}{B} < 6\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R)}$$

Avec :

$A_s$  : La section d'acier.

$B$  : Section du béton [ $cm^2$ ].

- Le diamètre minimal est de  $12mm$ .
- La longueur minimale de  $50\emptyset$  en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser  $20\text{ cm}$ .
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'intérieur des zones nodales.

Les résultats des efforts et ferrailage des poteaux sont regroupés dans les tableaux suivants :

1. Situation durable :

- Combinaison : 1,35G+1,5Q

a. (N<sup>max</sup>, N<sup>min</sup>, M<sup>corr</sup>)

Tableau.V.1 : Ferrailages des poteaux situation durable (N<sup>max</sup>, N<sup>min</sup>, M<sup>corr</sup>).

| Niveaux                             | Sections (cm <sup>2</sup> ) | N <sup>min</sup> (kN) | M <sup>cor</sup> (kNm) | A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>s</sub> /face (cm <sup>2</sup> ) | A <sup>min</sup> <sub>s(RPA)</sub> (cm <sup>2</sup> ) |
|-------------------------------------|-----------------------------|-----------------------|------------------------|------------------------------------|---|---|
|                                     |                             | N <sup>max</sup> (kN) |                        |                                    |   |   |
| RDC                                 | 50x50                       | -690,1654             | -24,631                | 0                                  | 0                                       | 22,5  |
|                                     |                             | -2266,1246            | 12,83                  | 0                                  | 0                                       |   |
| 1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>  | 45x45                       | -520,7979             | -11,831                | 0                                  | 0                                       | 18,225  |
|                                     |                             | -1986,2269            | 30,8955                | 0                                  | 0                                       |   |
| 3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> | 40x40                       | -369,7213             | -11,974                | 0                                  | 0                                       | 14,4  |
|                                     |                             | -1727,455             | 28,6319                | 0                                  | 0                                       |   |
| 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> | 35x35                       | -233,9686             | -11,261                | 0                                  | 0                                       | 11,025  |
|                                     |                             | -984,5893             | 20,3051                | 0                                  | 0                                       |   |
| 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> | 30x30                       | -59,7992              | -15,844                | 0                                  | 0,65                                    | 8,10  |
|                                     |                             | -507,9715             | 15,8391                | 0                                  | 0                                       |   |

b. (M<sup>max</sup>, N<sup>corr</sup>)

Tableau. V2 : Ferrailages des poteaux situation durable (M<sup>max</sup>, N<sup>corr</sup>).

| Niveaux                             | Sections (cm <sup>2</sup> ) | M <sup>max</sup> | N <sup>corr</sup> (kNm) | A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>s</sub> /face (cm <sup>2</sup> ) | A <sup>min</sup> <sub>s(RPA)</sub> (cm <sup>2</sup> ) |
|-------------------------------------|-----------------------------|------------------|-------------------------|------------------------------------|---|---|
| RDC                                 | 50x50                       | 42,9046          | -1383,2185              | 0                                  | 0                                       | 22,5  |
| 1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>  | 45x45                       | -58,0705         | -1235,1818              | 0                                  | 0                                       | 18,225  |
| 3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> | 40x40                       | -58,2732         | -1068,5519              | 0                                  | 0                                       | 14,4  |
| 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> | 35x35                       | -45,1336         | -590,871                | 0                                  | 0                                       | 11,025  |
| 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> | 30x30                       | -38,0899         | -299,8569               | 0                                  | 0,24                                    | 8,10  |

Situation accidentelle :

- Combinaison : G+Q+E

a. ( $N^{max}, M^{corr}$ )

Tableau.V.3 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{max}, N^{min}, M^{corr}$ ).

| Niveaux                             | Sections<br>( $cm^2$ ) | $N^{min}$ (kN) | $M^{cor}$<br>(kNm) | $A'_s$<br>( $cm^2$ ) | $A_s$ /face<br>( $cm^2$ ) | $A_{s(RPA)}^{min}$ ( $cm^2$ ) |
|-------------------------------------|------------------------|----------------|--------------------|----------------------|---------------------------|-------------------------------|
|                                     |                        | $N^{max}$ (kN) |                    |                      |                           |                               |
| RDC                                 | 50x50                  | 487,2007       | 18,2663            | 3,96                 | 5,79                      | 22,5                          |
|                                     |                        | -1740,9887     | -112,4025          | 0                    | 0                         | 22,5                          |
| 1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>  | 45x45                  | 465,5455       | 45,6726            | 2,05                 | 7,27                      | 18,225                        |
|                                     |                        | -1523,8238     | -87,6756           | 0                    | 0                         | 18,225                        |
| 3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> | 40x40                  | 337,6936       | 67,6004            | 0                    | 7,51                      | 14,4                          |
|                                     |                        | -1312,6231     | -101,0457          | 0                    | 0                         | 14,4                          |
| 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> | 35x35                  | 183,3696       | 61,1039            | 0                    | 6,06                      | 11,025                        |
|                                     |                        | -725,4275      | -60,561            | 0                    | 0                         | 11,025                        |
| 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> | 30x30                  | 16,3136        | 52,4656            | 0                    | 4,26                      | 8,10                          |
|                                     |                        | -378,9465      | -33,5508           | 0                    | 0                         | 8,10                          |

b. ( $M^{max}, N^{corr}$ )

Tableau.V.4 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M^{max}, N^{corr}$ )

| Niveaux                             | Sections<br>( $cm^2$ ) | $M^{max}$<br>(kN) | $N^{corr}$<br>(kNm) | $A'_s$<br>( $cm^2$ ) | $A_s$ /fac<br>e<br>( $cm^2$ ) | $A_{s(RPA)}^{min}$ ( $cm^2$ ) |
|-------------------------------------|------------------------|-------------------|---------------------|----------------------|-------------------------------|-------------------------------|
| RDC                                 | 50x50                  | 157,4365          | -134,3278           | 0                    | 10,13                         | 22,5                          |
| 1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>  | 45x45                  | 171,0365          | -58,1006            | 0                    | 9,46                          | 18,225                        |
| 3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> | 40x40                  | 148,8673          | -95,5625            | 0                    | 7,86                          | 14,4                          |
| 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> | 35x35                  | 110,1559          | -147,4798           | 0                    | 6,2                           | 11,025                        |
| 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> | 30x30                  | 65,6268           | -99,5429            | 0                    | 4,23                          | 8,10                          |

Situation accidentelle :

- Combinaison : 0.8G+E

a. ( $N^{max}$ ,  $N^{min}$ ,  $M^{corr}$ )

Tableau.V.5 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{max}$ ,  $N^{min}$ ,  $M^{corr}$ ).

| Niveaux                             | Sections<br>(cm <sup>2</sup> ) | $N^{min}$ (kN) | $M^{cor}$<br>(kNm) | $A'_s$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_s$ /face<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_{s(RPA)}^{min}$ (cm <sup>2</sup> ) |
|-------------------------------------|--------------------------------|----------------|--------------------|------------------------------|-----------------------------------|---------------------------------------|
|                                     |                                | $N^{max}$ (kN) |                    |                              |                                   |                                       |
| RDC                                 | 50x50                          | 613,963        | 18,481             | 5,22                         | 7,06                              | 22,5                                  |
|                                     |                                | -1474,26       | -135,20            | 0                            | 0                                 | 22,5                                  |
| 1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>  | 45x45                          | 576,225        | 45,8012            | 3,15                         | 8,38                              | 18,225                                |
|                                     |                                | -1216,08       | -142,27            | 0                            | 0                                 | 18,225                                |
| 3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> | 40x40                          | 416,9926       | 11,1946            | 3,47                         | 4,87                              | 14,4                                  |
|                                     |                                | -941,79        | -60,406            | 0                            | 0                                 | 14,4                                  |
| 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> | 35x35                          | 234,051        | 60,5083            | 0                            | 6,58                              | 11,025                                |
|                                     |                                | -505,592       | -38,692            | 0                            | 0                                 | 11,025                                |
| 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> | 30x30                          | 29,6081        | 51,5526            | 0                            | 4,32                              | 8,10                                  |
|                                     |                                | -265,882       | -37,557            | 0                            | 0,2                               | 8,10                                  |

b. ( $M^{max}$ ,  $N^{corr}$ )

Tableau.V.6 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M^{max}$ ,  $N^{corr}$ ).

| Niveaux                             | Sections<br>(cm <sup>2</sup> ) | $M^{max}$ | $N^{corr}$<br>(kNm) | $A'_s$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_s$ /face<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_{s(RPA)}^{min}$ (cm <sup>2</sup> ) |
|-------------------------------------|--------------------------------|-----------|---------------------|------------------------------|-----------------------------------|---------------------------------------|
| RDC                                 | 50x50                          | 164,6659  | -253,3902           | 0                            | 4,94                              | 22,5                                  |
| 1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>  | 45x45                          | 101,0468  | -199,92             | 0                            | 3,04                              | 18,225                                |
| 3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> | 40x40                          | 147,2698  | -53,1185            | 0                            | 8,18                              | 14,4                                  |
| 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> | 35x35                          | 111,4831  | -60,31              | 0                            | 7,01                              | 11,025                                |
| 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> | 30x30                          | 71,0705   | -212,938            | 0                            | 3,66                              | 8,10                                  |

**V.1.4. Choix des armatures :**

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

**Tableau.V.7 :** Choix des armatures des poteaux.

| NIVEAU                              | SECTION [cm <sup>2</sup> ] | ARPA [cm <sup>2</sup> ] | A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> /face [cm <sup>2</sup> ] | Choix des barres | A <sub>s</sub> choisit [cm <sup>2</sup> ] |
|-------------------------------------|----------------------------|-------------------------|--|------------------|---|
| RDC                                 | 50x50                      | 22,5                    | 10,13  | 4T20+8T16        | 28,65                                     |
| 1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>  | 45x45                      | 18,23                   | 9,46   | 4T20+8T16        | 28,65                                     |
| 3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> | 40x40                      | 14,5                    | 8,18   | 4T20+8T16        | 28,65                                     |
| 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> | 35x35                      | 11,025                  | 7,01   | 12T16            | 24,13                                     |
| 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> | 30x30                      | 8,1                     | 4,32   | 8T14             | 12,31                                     |

**V.1.5. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :**

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

- **Béton :**

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18MPa$$

- **Acier :**

- Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

$$\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e, \text{Max}(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right)$$

- Fissuration préjudiciable...

$$\bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{1}{2} f_e; 90 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right)$$

- Fissuration très préjudiciable.....

Avec :

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

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc  $\sigma_s=250MPa$ .

a.  $N^{ser}_{max}$   $N^{ser}_{min}$  ;  $M^{ser}_{cor}$  :

Tableau.V.8 : Vérification des contraintes pour les poteaux.

| Niveaux                             | Sections<br>(cm <sup>2</sup> ) | $N^{ser}_{max}$<br>(kN) | $M^{ser}_{cor}$<br>(kN) | $\sigma_s$<br>(MPa) | $\bar{\sigma}_s$<br>(MPa) | $\sigma_{bc}$<br>(MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$<br>(MPa) | Vérification |
|-------------------------------------|--------------------------------|-------------------------|-------------------------|---------------------|---------------------------|------------------------|------------------------------|--------------|
| RDC                                 | 50x50                          | -1650,09                | 9,3179                  | 88,5                | 250                       | 5,97                   | 18                           | Vérifiée     |
| 1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>  | 45x45                          | -1446,22                | 22,420                  | 101                 | 250                       | 6,94                   | 18                           | Vérifiée     |
| 3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> | 40x40                          | -1072,88                | 17,037                  | 95,4                | 250                       | 6,58                   | 18                           | Vérifiée     |
| 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> | 35x35                          | -717,447                | 14,737                  | 75,9                | 250                       | 5,64                   | 18                           | Vérifiée     |
| 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> | 30x30                          | -370,87                 | 11,495                  | 61,04               | 250                       | 4,38                   | 18                           | Vérifiée     |

b.  $M^{ser}_{cor}$  ;  $N^{ser}_{max}$  :

Tableau.V.9 : Vérification des contraintes pour les poteaux

| Niveaux                             | Sections<br>(cm <sup>2</sup> ) | $M^{ser}_{max}$<br>(kNm) | $N^{ser}_{cor}$<br>(kN) | $\sigma_s$<br>(MPa) | $\bar{\sigma}_s$<br>(MPa) | $\sigma_{bc}$<br>(MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$<br>(MPa) | Vérification |
|-------------------------------------|--------------------------------|--------------------------|-------------------------|---------------------|---------------------------|------------------------|------------------------------|--------------|
| RDC                                 | 50x50                          | 31,119                   | -1008,36                | 65,1                | 250                       | 4,56                   | 18                           | Vérifiée     |
| 1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>  | 45x45                          | -42,11                   | -900,684                | 78,7                | 250                       | 5,64                   | 18                           | Vérifiée     |
| 3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> | 40x40                          | -34,93                   | -658,632                | 77,8                | 250                       | 5,64                   | 18                           | Vérifiée     |
| 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> | 35x35                          | -32,74                   | -430,988                | 65,6                | 250                       | 10                     | 18                           | Vérifiée     |
| 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> | 30x30                          | -24,56                   | -163,27                 | 58,8                | 250                       | 4,67                   | 18                           | Vérifiée     |

V.1.6. Vérification de l'effort tranchant :

V.1.6.1. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$T_u$  : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

$b$  : Largeur de la section du poteau.

$d$ : Hauteur utile de la section du poteau.

$\tau_u$ : Contrainte de cisaillement.

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

La valeur de la contrainte  $\bar{\tau}_u$  doit être limitée aux valeurs suivantes :

**Selon le BAEL 91 [1] :**

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

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4\text{MPa})$  .....Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

**Selon le RPA 99 [3] :**

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

$\rho_d = 0,075$ .....si l'élanement  $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$ .....si l'élanement  $\lambda < 5$

Avec :

$\lambda$ : L'élanement du poteau

$i$ : Rayon de giration.

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

$B$ : Section du poteau.

$L_f$ : Longueur de flambement.

**Tableau.V.10** : Vérification de l'effort tranchant et la contrainte de cisaillement.

| Niveaux                             | Section (cm <sup>2</sup> ) | T <sub>u</sub> (kN) | $\tau_u$ (MPa) | $\lambda$ | $\rho_d$ | $\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa) | $\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa) | Vérification |
|-------------------------------------|----------------------------|---------------------|----------------|-----------|----------|----------------------------|-----------------------------|--------------|
| RDC                                 | 50x50                      | 16,05               | 0,19           | 19,79     | 0,075    | 2,25                       | 3                           | Vérifiée     |
| 1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>  | 45x45                      | 33,15               | 0,29           | 16,48     | 0,075    | 2,25                       | 3                           | Vérifiée     |
| 3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> | 40x40                      | 29,29               | 0,39           | 18,56     | 0,075    | 2,25                       | 3                           | Vérifiée     |
| 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> | 35x35                      | 27,50               | 0,51           | 21,20     | 0,075    | 2,25                       | 3                           | Vérifiée     |
| 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> | 30x30                      | 22,85               | 0,50           | 24,73     | 0,075    | 2,25                       | 3                           | Vérifiée     |

**V.1.6.2. Ferrailage transversal des poteaux :**

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **BAEL91 [1]** et celles du **RPA99 [3]** ; elles sont données comme suit :

**Selon BAEL91 [1] :**

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

$A_t$  : Section d'armatures transversales.

$b$  : Largeur de la section droite.

$h$  : Hauteur de la section droite.

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

$\varnothing_t$  : Diamètre des armatures transversales.

$\varnothing_l$  : Diamètre des armatures longitudinales.

**Selon le RPA99 version 2003 :**

$$\text{Avec : } \frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

$A_t$  : Section d'armatures transversales.

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

$T_u$  : Effort tranchant à l'ELU.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

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

$\rho_a = 2,5$  ..... si  $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3,75$  ..... si  $\lambda_g < 5$

$\lambda_g$  : Espacement géométrique.

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

$S_t \leq 10cm$ .....Zone nodale (zone IIb).

$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_t\right)$  .....Zone courante (zone IIb).

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

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

$$\begin{cases} 0,3\% \dots\dots\dots si \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots\dots\dots si \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

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

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

$L_f$  : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales  $f_e = 500$  MPa (FeE500).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

**Tableau.V.11** : Espacements maximales selon RPA99 [3].

| Niveaux                             | Section (cm <sup>2</sup> ) | Barres    | $\phi_t$ (mm) | $S_t$ (cm)  |               |
|-------------------------------------|----------------------------|-----------|---------------|-------------|---------------|
|                                     |                            |           |               | Zone nodale | Zone courante |
| RDC                                 | 50x50                      | 4T20+8T16 | 20-16         | 10          | 15            |
| 1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>  | 45x45                      | 4T20+8T16 | 20-16         | 10          | 15            |
| 3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> | 40x40                      | 4T20+8T16 | 20-16         | 10          | 15            |
| 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> | 35x35                      | 12T16     | 16            | 10          | 15            |
| 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> | 30x30                      | 4T20      | 20            | 10          | 15            |

Tableau.V.12 : Le choix des armatures transversales.

| Niveaux                             | Section (cm <sup>2</sup> ) | L <sub>f</sub> (m) | λ <sub>g</sub> (%) | ρ <sub>a</sub> | T <sub>u</sub> <sup>max</sup> (kN) | Zone | S <sub>t</sub> (cm) | A <sub>t</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> ) | Choix | A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> ) |
|-------------------------------------|----------------------------|--------------------|--------------------|----------------|------------------------------------|------|---------------------|--|-------|--|
| RDC                                 | 50x50                      | 2.856              | 5,712              | 2,5            | 36,28                              | N    | 10                  | 0,61   | 4T8   | 2,01   |
|                                     |                            |                    |                    |                |                                    | C    | 15                  | 0,92   | 4T8   | 2,01   |
| 1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>  | 45x45                      | 2.142              | 4,76               | 3,75           | 34,05                              | N    | 10                  | 0,63   | 4T8   | 2,01   |
|                                     |                            |                    |                    |                |                                    | C    | 15                  | 0,95   | 4T8   | 2,01   |
| 3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> | 40x40                      | 2.142              | 5,25               | 2,5            | 33,35                              | N    | 10                  | 0,69   | 4T8   | 2,01   |
|                                     |                            |                    |                    |                |                                    | C    | 15                  | 1,04   | 4T8   | 2,01   |
| 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> | 35x35                      | 2.142              | 6,12               | 2,5            | 32,20                              | N    | 10                  | 0,50   | 4T8   | 2,01   |
|                                     |                            |                    |                    |                |                                    | C    | 15                  | 0,75   | 4T8   | 2,01   |
| 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> | 30x30                      | 2.142              | 7,14               | 2,5            | 36,90                              | N    | 10                  | 0,65   | 4T8   | 2,01   |
|                                     |                            |                    |                    |                |                                    | C    | 15                  | 0,86   | 4T8   | 2,01   |

**V.1.7. Longueur de recouvrement :**

La longueur minimale de recouvrement est de :  $L_r = 50\phi_l$  en zone IIb.

Pour :

T20..... $L_r = 100\text{ cm}$

T16..... $L_r = 80\text{ cm}$

T14..... $L_r = 70\text{ cm}$

**V.1.8. Ferraillage des poteaux de sous-sol :**

Les poteaux de l'infrastructure sont supposés travailler à la compression simple, la section d'armature longitudinale sera donnée par :

Avec :

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \text{ situation durable ou transitoire.} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \text{ situation durable ou transitoire.} \end{array} \right.$$

$\gamma_s = 1$  situation accidentelle.

$$N_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré.

Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau.

$\alpha$  : Coefficient de réduction destiné à tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle.

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{Pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{Pour } 50 < \lambda \leq 100 \end{array} \right.$$

$\lambda$  : L'élancement pour les poteaux.

B : aire totale de la section du poteau

$A_s$  : section d'acier minimale.

$f_{c28}$  : contrainte de compression du béton à 28 jours (Ici on prend  $f_{c28} = 30$  MPa)

$f_e$  : contrainte limite élastique des aciers (Ici on prend  $F_e = 500$  MPa)

$B_r$  : la section réduite d'un poteau obtenue en réduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périphérique tel que :

$$\text{Poteaux rectangulaires .....} B_r = (a - 0,02)(b - 0,02) \text{ m}^2$$

**a. Calcul de l'effort normale pondéré :**

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal.

$$N_u(\text{RDC}) = 2266,1246 \text{ kN}$$

- Poids du plancher =  $21,02 \times 5,9 = 113,297$  kN
- Poids du poteau =  $0,5 \times 0,5 \times 25 \times (4,08 - 0,45) = 22,68$  kN
- Poids du poutre principale =  $(0,45 \times 0,30) \times 25 \times 4,725 = 15,94$  kN
- Poids du poutre secondaire =  $P = (0,40 \times 0,30) \times 25 \times 4,150 = 12,45$  kN

---


$$\mathbf{G = 164,367 \text{ kN}}$$

Surcharge d'exploitation :  $Q = 2,5 \times 21,02 = 52,55$  kN

$$N_u1 = 1,35 G + 1,5Q = 300,72 \text{ kN}$$

Donc l'effort normale revenant au poteau de sous-sol :  $Nu_{(ss)} = Nu_{(RDC)} + Nu_1 = 2566,84 \text{ kN}$

**b. Calcul du ferrailage :**

Le sous-sol est de section carré  $B = 50 \times 50 \text{ cm}^2$

$$i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 14,43 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{Lf}{i} = \frac{1,82}{14,43} = 12,61 < 50$$

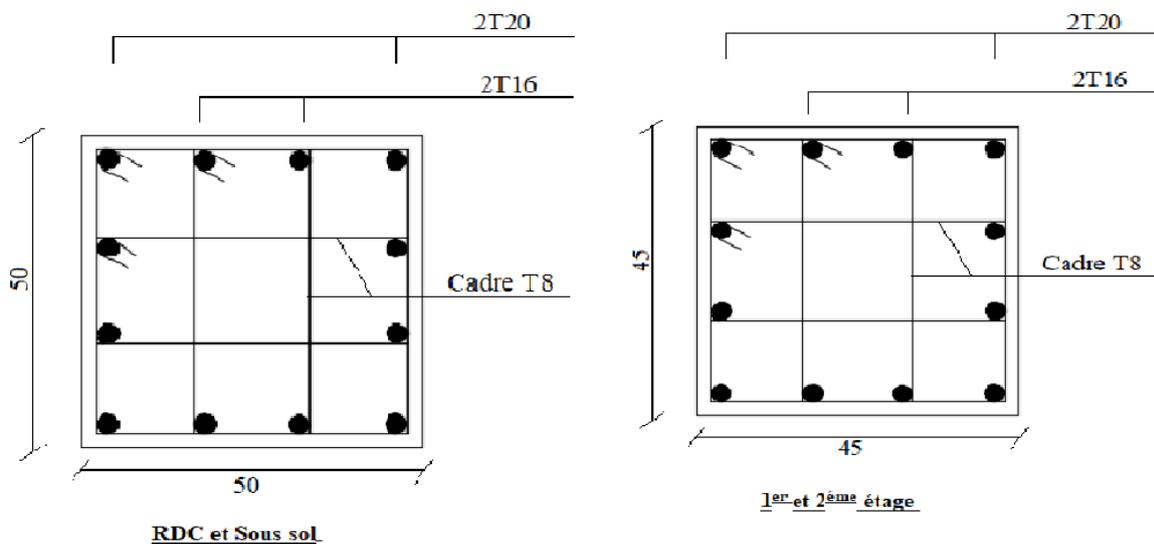
$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,5182$$

$$Br = (50 - 2)^2 = 2304 \text{ cm}^2$$

$$As > \left( \frac{2566,84 \times 10^3}{0,5182} - \frac{2304 \times 10^2}{0,9} \times \frac{30}{1,5} \right) \frac{1,15}{500}$$

$$As > -11,76 \text{ cm}^2$$

Le calcul en compression simple du poteau le plus sollicité au niveau du sous-sol sous un effort normal à la base égal à 3682,86 kN a donné une section inférieure à celle exigée par l'RPA 99 [3] ( $As_{min} = 22,5 \text{ cm}^2$ ) ; notre choix est la même section d'armature des poteaux du RDC, soit :  $As = 12T20 = 37,7 \text{ cm}^2$



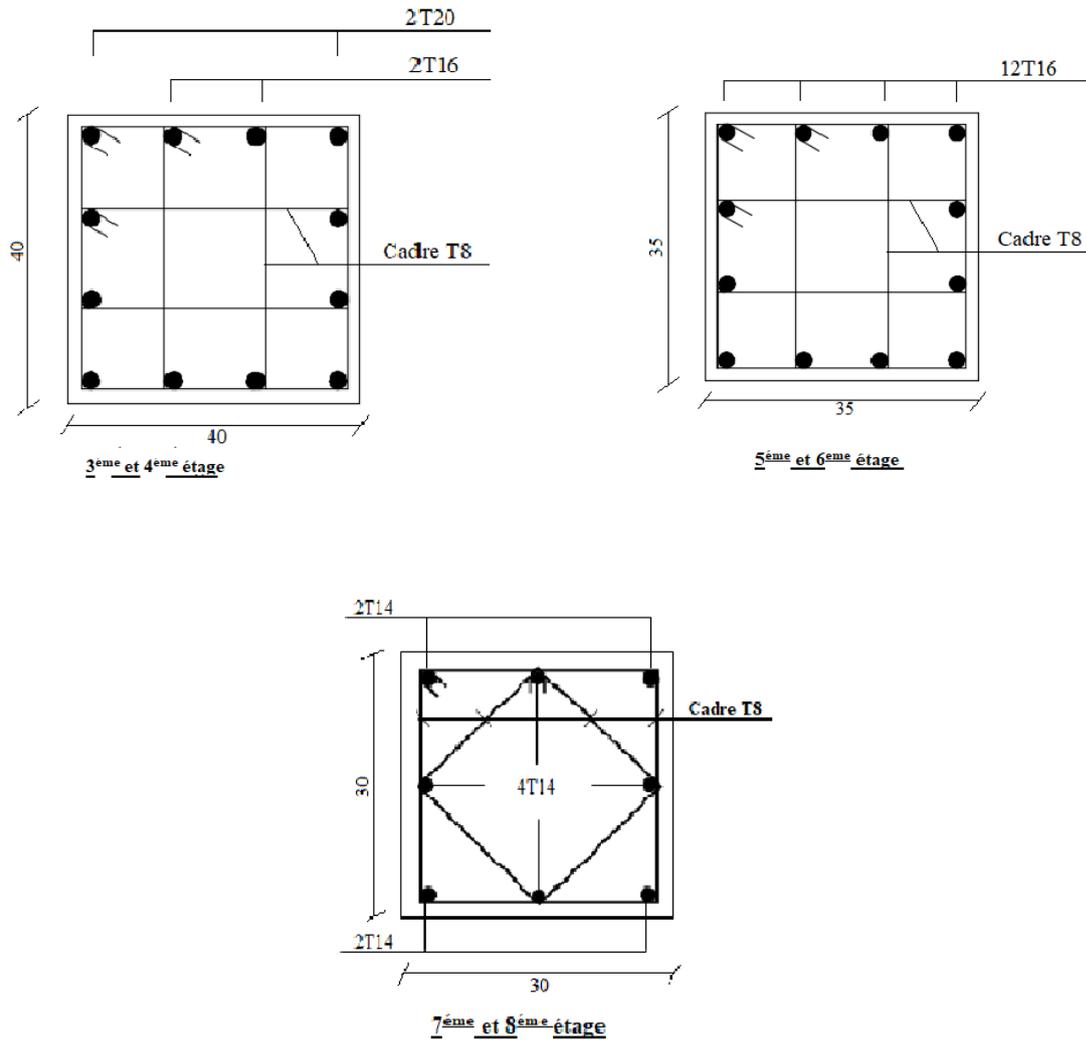


Figure. V.1 : Ferraillage des poteaux.

## V.2. Ferraillage des poutres :

### V.2.1. Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur.

### V.2.2. Les combinaisons de charges :

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

✓ Combinaisons exigées par le **DTR [2]** :

- E.L.U:  $1.35 G + 1.5 Q$

- E.L.S:  $G + Q$
- ✓ Combinaisons exigées par le **RPA 99 [3]** :
  - $0.8G \pm E$
  - $G + Q \pm E$

G: charge permanente.

Q: charge d'exploitation.

E: charge sismique.

### V.2.3. Recommandation du RPA 99 [3] :

Selon Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donné par:

- $0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 4\%$  au niveau de la zone courante.
- $0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 6\%$  au niveau de la zone de recouvrement.

b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

- La longueur minimale de recouvrement est de  $50 \Phi$  (zone IIb).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .

### V.1.4. Calcul du ferrailage :

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par le logiciel **ETAPS V18**.

On dispose un seul type de poutre :

- Poutre porteuse             $30 \times 45$  (cm)
- Poutre non porteuse     $30 \times 40$  (cm)

- Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections d'armatures calculées par le logiciel (**SOCOTEC**) pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons de charge.

**Remarque :**

Les poutres de notre structure seront calculées à la flexion simple (F.S.).

Telle que :

$A_s$  : représente les armatures de la fibre inférieure (tondue).

$A'_s$  : représente les armatures de la fibre supérieure (comprimée).

#### V.2.4.1. Poutre porteuse (30 x 45)

##### a. Situation durable 1,35G+1,5Q :

**Tableau.V.13** : Ferrailage des poutres porteuses (30 x 45) (Situation Durable).

| Etage                    | Section<br>( $cm^2$ ) | Position | $M^{max}$<br>(kNm) | $A_s$<br>( $cm^2$ ) | $A'_s$<br>( $cm^2$ ) |
|--------------------------|-----------------------|----------|--------------------|---------------------|----------------------|
| RDC                      | 30x 45                | Travée   | 67,0331            | 3,98                | 0                    |
|                          |                       | Appui    | -137,4747          | 0                   | 8,61                 |
| 1,2,...,7 <sup>ème</sup> | 30x 45                | Travée   | 75,8659            | 4,53                | 0                    |
|                          |                       | Appui    | -97,0722           | 0                   | 5,89                 |
| Terrasse                 | 30x 45                | Travée   | 99,5563            | 6,05                | 0                    |
|                          |                       | Appui    | -90,5987           | 0                   | 5,47                 |

##### b. Situation accidentelle G+Q±E :

**Tableau.V.14** : Ferrailage des poutres porteuses (30x45) (Situation Accidentelle).

| Etage                    | Section<br>( $cm^2$ ) | Position | $M^{max}$<br>(kNm) | $A_s$<br>( $cm^2$ ) | $A'_s$<br>( $cm^2$ ) |
|--------------------------|-----------------------|----------|--------------------|---------------------|----------------------|
| RDC                      | 30x 45                | Travée   | 48,1348            | 2,42                | 0                    |
|                          |                       | Appui    | -98,7171           | 0                   | 5,08                 |
| 1,2,...,7 <sup>ème</sup> | 30x 45                | Travée   | 225,6288           | 12,39               | 0                    |
|                          |                       | Appui    | -242,3856          | 0                   | 13,43                |
| Terrasse                 | 30x 45                | Travée   | 118,9019           | 6,18                | 0                    |
|                          |                       | Appui    | -157,2633          | 0                   | 8,33                 |

c. Situation accidentelle 0.8G±E :

Tableau.V.15 : Ferrailage des Poutres porteuse (30x45) (Situation Accidentelle).

| Etage                    | Section<br>(cm <sup>2</sup> ) | Position | M <sup>max</sup><br>(kNm) | A <sub>s</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | A <sub>s</sub> '<br>(cm <sup>2</sup> ) |
|--------------------------|-------------------------------|----------|---------------------------|--------------------------------------|--|
| RDC                      | 30x 45                        | Travée   | 27,5682                   | 1,38                                 | 0                                      |
|                          |                               | Appui    | -56,5383                  | 0                                    | 2,86                                   |
| 1,2,...,7 <sup>ème</sup> | 30x 45                        | Travée   | 228,1604                  | 12,54                                | 0                                      |
|                          |                               | Appui    | -239,854                  | 0                                    | 13,27                                  |
| Terrasse                 | 30x 45                        | Travée   | 125,0065                  | 6,52                                 | 0                                      |
|                          |                               | Appui    | -151,1586                 | 0                                    | 7,98                                   |

•Choix des armatures :

Poutre porteuse (30x 45) :

Tableau.V.16 : Choix des armatures pour les poutres porteuses (30x 45).

| Etage                    | Section<br>(cm <sup>2</sup> ) | Position | A <sub>s</sub> <sup>max</sup><br>(Z.C)(cm <sup>2</sup> ) | A <sub>s</sub> <sup>max</sup><br>(Z.R)(cm <sup>2</sup> ) | A <sub>s</sub><br>min<br>(cm <sup>2</sup> ) | A <sub>s</sub> <sup>cal</sup><br>(cm <sup>2</sup> ) | Choix max<br>des<br>armatures | A <sub>s</sub> <sup>adopté</sup><br>(cm <sup>2</sup> ) |
|--------------------------|-------------------------------|----------|--|--|---|---|-------------------------------|--|
| RDC                      | 30x 45                        | Travée   | 54   | 81   | 6,75  | 3,98  | Travée                        | Travée   |
|                          |                               | Appui    |  |  |   | 8,61  |                               |  |
| 1,2,...,7 <sup>ème</sup> | 30x 45                        | Travée   | 54   | 81   | 6,75  | 12,54   | 3T16+5T14                     | 13,73  |
|                          |                               | Appui    |  |  |   | 13,43   |                               |  |
| Terrasse                 | 30x 45                        | Travée   | 54   | 81   | 6,75  | 6,52  | Appui                         | Appui  |
|                          |                               | Appui    |  |  |   | 8,33  |                               |  |
|                          |                               |          |  |  |   |   | 3T16+5T14                     | 13,73  |

## V.2.4.3. Poutre non porteuse (30x 40) :

## a. Situation durable 1,35G+1,5Q :

Tableau.V.17 : Ferrailage des poutres non porteuses (30x40) (Situation Durable).

| Etage                    | Section<br>(cm <sup>2</sup> ) | Position | M <sup>max</sup><br>(kNm) | A <sub>s</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | A <sub>s</sub> '<br>(cm <sup>2</sup> ) |
|--------------------------|-------------------------------|----------|---------------------------|--------------------------------------|--|
| RDC                      | 30x 40                        | Travée   | 9,5902                    | 0,62                                 | 0                                      |
|                          |                               | Appui    | -13,1098                  | 0                                    | 0,85                                   |
| 1,2,...,7 <sup>ème</sup> | 30x 40                        | Travée   | 27,2043                   | 1,78                                 | 0                                      |
|                          |                               | Appui    | -36,7744                  | 0                                    | 2,42                                   |
| Terrasse                 | 30x 40                        | Travée   | 25,4744                   | 1,66                                 | 0                                      |
|                          |                               | Appui    | -40,7362                  | 0                                    | 2,49                                   |

## b. Situation accidentelle G+Q±E :

Tableau.V.18 : Ferrailage des poutres non porteuses (30x40) (Situation Accidentelle).

| Etage                    | Section<br>(cm <sup>2</sup> ) | Position | M <sup>max</sup><br>(kNm) | A <sub>s</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | A <sub>s</sub> '<br>(cm <sup>2</sup> ) |
|--------------------------|-------------------------------|----------|---------------------------|--------------------------------------|--|
| RDC                      | 30x 40                        | Travée   | 77,8871                   | 4,51                                 | 0                                      |
|                          |                               | Appui    | -78,3132                  | 0                                    | 4,54                                   |
| 1,2,...,7 <sup>ème</sup> | 30x 40                        | Travée   | 141,5735                  | 8,53                                 | 0                                      |
|                          |                               | Appui    | -155,2991                 | 0                                    | 9,44                                   |
| Terrasse                 | 30x 40                        | Travée   | 91,2095                   | 5,33                                 | 0                                      |
|                          |                               | Appui    | -113,3465                 | 0                                    | 6,71                                   |

c. Situation accidentelle 0.8G±E :

Tableau.V.19 : Ferrailage des poutres non porteuses (30x40) (Situation Accidentelle).

| Etage                     | Section<br>(cm <sup>2</sup> ) | Position | M <sup>max</sup><br>(kNm) | A <sub>s</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | A <sub>s</sub> '<br>(cm <sup>2</sup> ) |
|---------------------------|-------------------------------|----------|---------------------------|--------------------------------------|--|
| RDC                       | 30x 40                        | Travée   | 77,9839                   | 4,52                                 | 0                                      |
|                           |                               | Appui    | -78,2164                  | 0                                    | 4,53                                   |
| 1,2,,...,7 <sup>ème</sup> | 30x 40                        | Travée   | 142,2821                  | 8,58                                 | 0                                      |
|                           |                               | Appui    | -152,3611                 | 0                                    | 9,24                                   |
| Terrasse                  | 30x 40                        | Travée   | 94,7936                   | 5,55                                 | 0                                      |
|                           |                               | Appui    | -109,7936                 | 0                                    | 6,48                                   |

•Choix des armatures :

Poutres non porteuse (30x 45) :

Tableau.V.20 : Choix des armatures pour les poutres non porteuses (30x 40).

| Etage                     | Section<br>(cm <sup>2</sup> ) | Position | A <sub>s</sub> <sup>max</sup><br>(Z.C)(cm <sup>2</sup> ) | A <sub>s</sub> <sup>max</sup><br>(Z.R)(cm <sup>2</sup> ) | A <sub>s</sub><br>min<br>(cm <sup>2</sup> ) | A <sub>s</sub> <sup>cal</sup><br>(cm <sup>2</sup> ) | Choix max<br>des<br>armatures | A <sub>s</sub> <sup>adopté</sup><br>(cm <sup>2</sup> ) |
|---------------------------|-------------------------------|----------|--|--|---|---|-------------------------------|--|
| RDC                       | 30x 40                        | Travée   | 48   | 72   | 6   | 4,52  | Travée<br>3T16+2T14           | Travée<br>9,11   |
|                           |                               | Appui    |  |  |   | 4,53  |                               |  |
| 1,2,,...,7 <sup>ème</sup> | 30x 40                        | Travée   | 48   | 72   | 6   | 8,58  | Appui                         | Appui  |
|                           |                               | Appui    |  |  |   | 9,44  |                               |  |
| Terrasse                  | 30x 40                        | Travée   | 48   | 72   | 6   | 5,55  | 3T16+3T14                     | 10,65  |
|                           |                               | Appui    |  |  |   | 6,71  |                               |  |

V.2.5. Condition de non fragilité :

Dans toute poutre comportant une zone tendue, qu'elle soit soumise à la flexion simple ou composée, les armatures longitudinales de traction doivent présenter une section au moins égale à 0,001 de la section droite de la poutre.

On peut se dispenser de la vérification de la condition de non-fragilité dans les sections doit vérifier la condition suivante :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{t28}=2,4\text{MPa} ; F_c=500\text{MPa}$$

**Tableau.V.21** : Vérification de la condition de non fragilité.

| Section (cm <sup>2</sup> ) | As choisi (cm <sup>2</sup> ) | As min(cm <sup>2</sup> ) | Vérification |
|----------------------------|------------------------------|--------------------------|--------------|
| <b>Poutre p</b> 30x45      | 13,73                        | 1,34                     | Vérifiée     |
| <b>Poutre S</b> 30x40      | 10,05                        | 1,19                     | Vérifiée     |

**V.2.6. Vérification vis-à-vis de limite de service :**

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

**Béton** [1]  $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 18\text{MPa}$

**Acier** [1]

- Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e, \text{Max}(0,5 f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right)$
- Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{min}\left(\frac{1}{2} f_e; 90 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$

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

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y + \frac{N}{A} < \bar{\sigma}_b = 18\text{MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa} \end{cases}$$

## a. Poutres porteuses (30x 45)

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau.V.22 : Vérification des poutres porteuse à l'ELS.

| Etage                    | Section | Poutre | M <sub>ser</sub><br>(kNm) | σ <sub>bc</sub><br>(MPa) | σ̄ <sub>bc</sub><br>(MPa) | σ <sub>s</sub> (MPa) | σ̄ <sub>s</sub><br>(MPa) | Vérification |
|--------------------------|---------|--------|---------------------------|--------------------------|---------------------------|----------------------|--------------------------|--------------|
| RDC                      | 30 x 45 | Travée | 48,2293                   | 5,36                     | 18                        | 102,9                | 250                      | Vérifiée     |
|                          |         | Appuis | -61,944                   | 6,89                     |                           | 132,1                |                          |              |
| 1,2,...,7 <sup>ème</sup> | 30 x 45 | Travée | 56,7718                   | 6,31                     | 18                        | 121,1                | 250                      | Vérifiée     |
|                          |         | Appuis | -70,453                   | 7,84                     |                           | 150,3                |                          |              |
| Terrasse                 | 30 x 45 | Travée | 72,7925                   | 8,1                      | 18                        | 155,3                | 250                      | Vérifiée     |
|                          |         | Appuis | -66,357                   | 7,38                     |                           | 141,5                |                          |              |

Donc :

$$\text{Travée } A_{S_T} = 13,73 \text{ cm}_2 \rightarrow 3T16+5T14$$

$$\text{Appui } A_{S_A} = 13,73 \text{ cm}_2 \rightarrow 3T16+5T14$$

## c. Poutres non porteuses 30x 40

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau.V.23 : Vérification des poutres non porteuses à l'ELS.

| Etage                    | Section | Poutre | M <sub>ser</sub><br>(kNm) | σ <sub>bc</sub><br>(MPa) | σ̄ <sub>bc</sub><br>(MPa) | σ <sub>s</sub> (MPa) | σ̄ <sub>s</sub><br>(MPa) | Vérification |
|--------------------------|---------|--------|---------------------------|--------------------------|---------------------------|----------------------|--------------------------|--------------|
| RDC                      | 30 x 40 | Travée | 28,88                     | 4,36                     | 18                        | 101,3                | 250                      | Vérifiée     |
|                          |         | Appuis | -54,87                    | 7,88                     |                           | 166,1                |                          |              |
| 1,2,...,7 <sup>ème</sup> | 30 x 40 | Travée | 32,310                    | 4,88                     | 18                        | 113,3                | 250                      | Vérifiée     |
|                          |         | Appuis | -66,98                    | 9,62                     |                           | 202,8                |                          |              |
| Terrasse                 | 30 x 40 | Travée | 32,438                    | 4,89                     | 18                        | 113,8                | 250                      | Vérifiée     |
|                          |         | Appuis | -63,38                    | 9,1                      |                           | 191,9                |                          |              |

Donc :

$$\text{Travée } A_{S_T} = 9,11 \text{ cm}_2 \rightarrow 3T16 + 2T14$$

$$\text{Appui } A_{S_A} = 10,65 \text{ cm}_2 \rightarrow 3T16 + 3T14$$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

### V.2.7. Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

#### a. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$T_u$  : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3\text{MPa}$$

(Fissuration préjudiciable).

#### ➤ Les poutres principales (30 x 45) :

**Tableau.V.24** : Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres principales.

| Niveau                    | Section<br>(cm <sup>2</sup> ) | $T_{u \text{ max}}$<br>(kN) | $\tau_u$<br>(MPa) | $\tau_u$ BAEL add<br>(MPa) | Vérification |
|---------------------------|-------------------------------|-----------------------------|-------------------|----------------------------|--------------|
| RDC                       | 30x45                         | 135,0842                    | 1,11              | 3                          | Vérifié      |
| 1,2,,...,7 <sup>ème</sup> | 30x45                         | 108,9548                    | 0.89              | 3                          | Vérifié      |
| Terrasse                  | 30x45                         | 125,2764                    | 1,03              | 3                          | Vérifié      |

#### ➤ Les poutres secondaires (30 x 40) :

**Tableau.V.25** : Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres secondaires.

| Niveau                    | Section<br>(cm <sup>2</sup> ) | $T_{u \text{ max}}$<br>(kN) | $\tau_u$<br>(MPa) | $\tau_u$ BAEL add<br>(MPa) | Vérification |
|---------------------------|-------------------------------|-----------------------------|-------------------|----------------------------|--------------|
| RDC                       | 30x40                         | 140,03                      | 1,29              | 3                          | Vérifié      |
| 1,2,,...,7 <sup>ème</sup> | 30x40                         | 111,7672                    | 1,03              | 3                          | Vérifié      |
| Terrasse                  | 30x40                         | 115,265                     | 1,06              | 3                          | Vérifié      |

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

Selon le BAEL 91 [1] :

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

Selon le RPA 99 [3] :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l; 30\text{cm}\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \quad \text{Avec : } \phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau.V.26** : Calcul des armatures transversales.

| Sens              | Section ( $\text{cm}^2$ ) | $T_u$ (kN) | $\tau_u$ (MPa) | BAEL91 $S_t(\text{cm})$ | RPA99            |                  | $S_t^{\text{adp}}$ |         | $A_t^{\text{min}}$ ( $\text{cm}^2$ ) | $A_t^{\text{BAEL}}$ ( $\text{cm}^2$ ) | Choix |
|-------------------|---------------------------|------------|----------------|-------------------------|------------------|------------------|--------------------|---------|--------------------------------------|---------------------------------------|-------|
|                   |                           |            |                |                         | $S_t$ (cm)<br>ZN | $S_t$ (cm)<br>ZC | ZN (cm)            | ZC (cm) |                                      |                                       |       |
| <b>Principale</b> | 30x45                     | 135,08     | 1,11           | 36,45                   | 11,25            | 22,5             | 10                 | 20      | 1,8                                  | 1,36                                  | 4T8   |
| <b>Secondaire</b> | 30x40                     | 140,03     | 1,29           | 32,4                    | 10               | 20               | 10                 | 20      | 1,8                                  | 0,9                                   | 4T8   |

**V.1.8. RECOUVREMENT DES ARMATURES LONGITUDINALES :**

$L_r = 50\phi$  (zone IIb) : Longueur de recouvrement

On a :

- $\phi=20\text{mm} \dots\dots\dots L_r=100\text{cm}$
- $\phi=16\text{mm} \dots\dots\dots L_r=80\text{cm}$

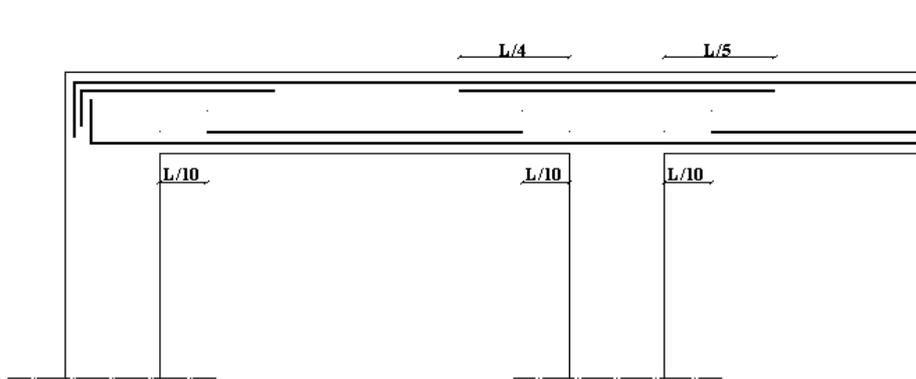
- $\varnothing=14\text{mm}$  .....  $L_r=70\text{cm}$

**V.1.9. ARRET DES BARRES [1] :**

Armatures inférieures :  $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures :  $h' \geq \begin{cases} \frac{L^{\max}}{4} & \text{Appuis travée de rive} \\ \frac{L^{\max}}{5} & \text{Appuis travée intermédiaire} \end{cases}$

Avec :  $L = \text{Max}(L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$



**Figure.V.2 :** arrêts des barres.

**V.1.10. VERIFICATION DE LA FLECHE :**

Calculées la flèche par le logiciel (SOCOTEC)

**a. Poutre porteuse (30x 45)**

**Tableau.V.27 :** Moment fléchissant et section d'armatures.

|  |                               |
|--|-------------------------------|
| Du aux charges permanentes totale :                    | $M_g : 64,21 \text{ kNm}$     |
| Du aux charges permanentes et charges d'exploitation : | $M_p : 72,79 \text{ kNm}$     |
| Section d'armatures tendues :                          | $A_{st} : 13,73 \text{ cm}^2$ |
| Section d'armatures comprimées :                       | $A_{sc} : 13,73 \text{ cm}^2$ |

|                                      |              | calculée |   | limite  |
|--------------------------------------|--------------|----------|---|---------|
| flèche totale :                      | $\Delta f_t$ | 6,428 mm | < | 10,5 mm |
| flèche due aux charges permanentes : | fgv          | 5,902 mm |   |         |
| flèche due aux charges totales :     | fgq          | 6,428 mm |   |         |

Figure.V.3 : résultats de flèches poutre porteuse

**b. Poutre non porteuse (30x 40) :**

Tableau.V.28 : Moment fléchissant et section d'armatures.

|  |                                  |
|--|----------------------------------|
| dû aux charges permanentes totales :                   | $M_g$ : 18,50 kNm                |
| dû aux charges permanentes et charges d'exploitation : | $M_p$ : 22,31 kNm                |
| Section d'armatures tendues :                          | $A_{st}$ : 9,11 cm <sup>2</sup>  |
| Section d'armatures comprimées :                       | $A_{sc}$ : 10,65 cm <sup>2</sup> |

|                                    |              | calculée |   | limite |
|------------------------------------|--------------|----------|---|--------|
| flèche totale :                    | $\Delta f_t$ | 1,549 mm | < | 9 mm   |
| flèche due aux charges permanentes | fgv          | 1,332 mm |   |        |
| flèche due aux charges totales :   | fgq          | 1,549 mm |   |        |

Figure.V.4 : résultats de flèches poutre non porteuse.

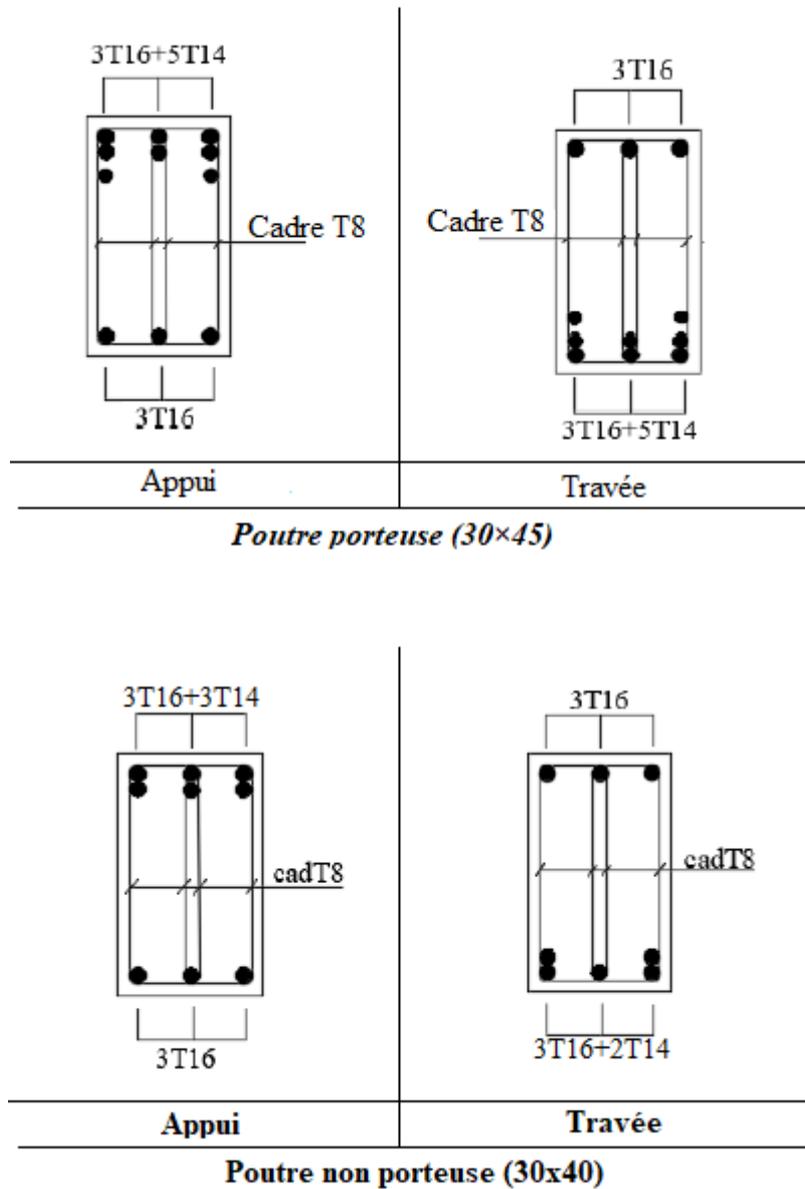


Figure. V.5 : Ferraillage des poutres.

**V.3.Ferraillage des voiles :**

**V.3.1. Généralités :**

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Ces éléments peuvent être :

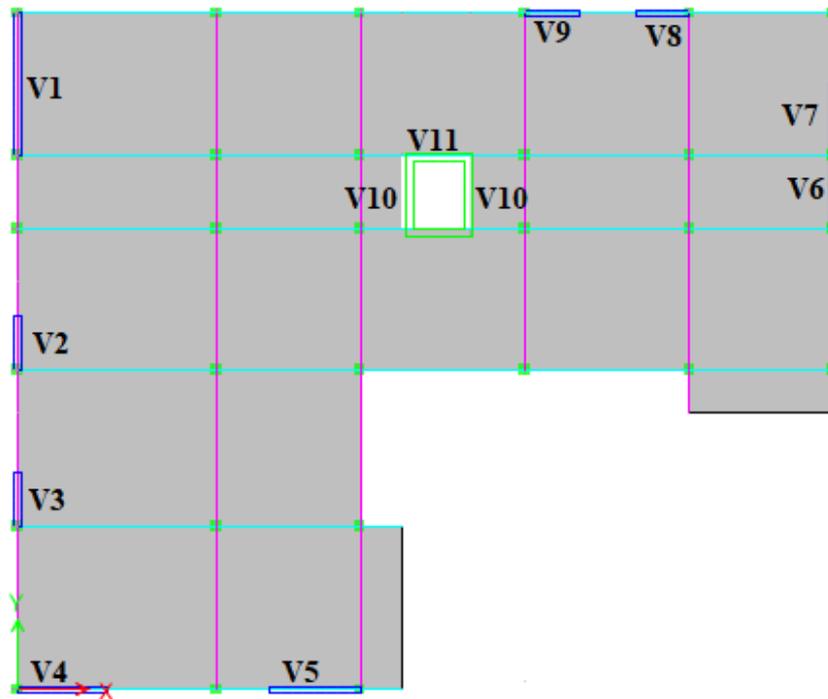
- En maçonnerie non armée ou armée auxquels on réservera le nom de murs.
- En béton armé ou non armé, appelés voile.

On va traiter l'étude des voiles par la méthode des contraintes.

Pour le ferrailage des trumeaux, le calcul et la disposition des aciers verticaux et les aciers horizontaux est conformément aux règlements **BAEL91 [2]** et **RPA99 [1]**.

### V.3.2. Ferrailages des voiles :

Le ferrailage de ces voiles est déterminé par la méthode des contraintes.



**Figure.V.6** : Disposition des voiles dans la structure.

### Procédure de ferrailage des trumeaux :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée à la base. La figure suivante montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale  $N$  et une charge horizontale  $V$  en tête.

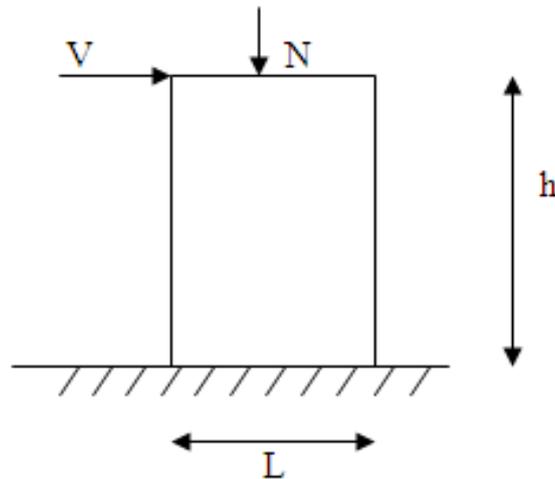
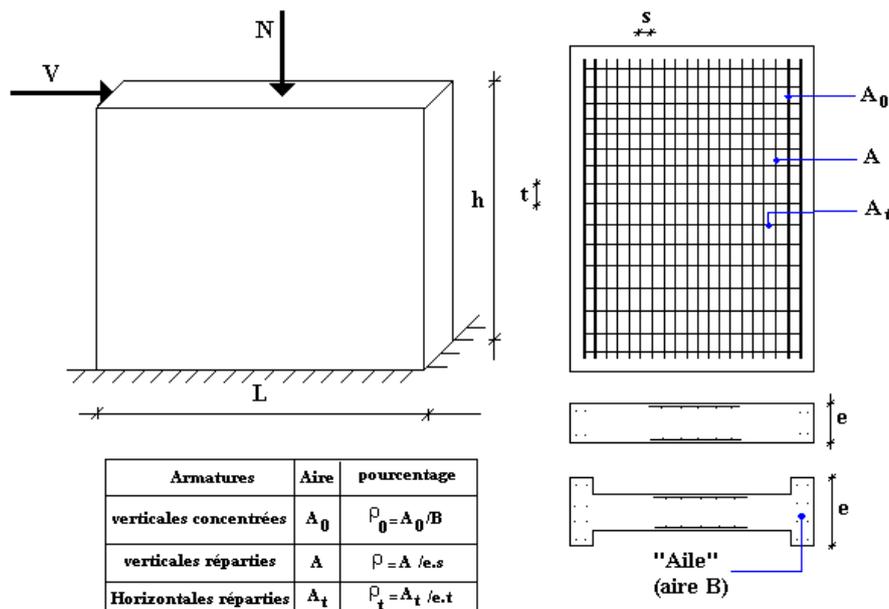


Figure.V.7 : Section rectangulaire, soumise à la flexion composée.

Le voile est donc sollicité par un effort normal  $N$  et un effort tranchant  $V$  constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

- 1- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage  $\rho_0$ ) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage  $\rho_v$ ).
- 2- D'armatures horizontales, parallèles aux faces des murs, elles aussi uniformément réparties (De pourcentage  $\rho_H$ )
- 3- Les armatures transversales (épingles) (perpendiculaires aux parements du voile).

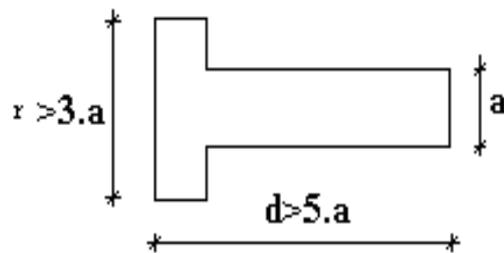


**Figure.V.8 :** Schéma d'une voile pleine et disposition du ferrailage.

### V.3.3.1 Justifications sollicitations normales :

#### Conditions d'application :

- La longueur  $d$  du mur :  $d \geq 5a$
- L'épaisseur  $a$  du mur :
  - $a \geq 10\text{cm}$  pour les murs intérieurs;
  - $a \geq 12\text{cm}$  pour les murs extérieurs comportant une protection;
  - $a \geq 15\text{cm}$  pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.
- L'élançement mécanique  $\lambda$  :  $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité  $r$  :  $r \geq 3a$



**Figure.V.9 :** Définition de l'élément mur.

#### a) Longueur de flambement : (murs non raidis latéralement)

Soit ;

$L$  : la hauteur libre du mur.

$l_f$  : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi.

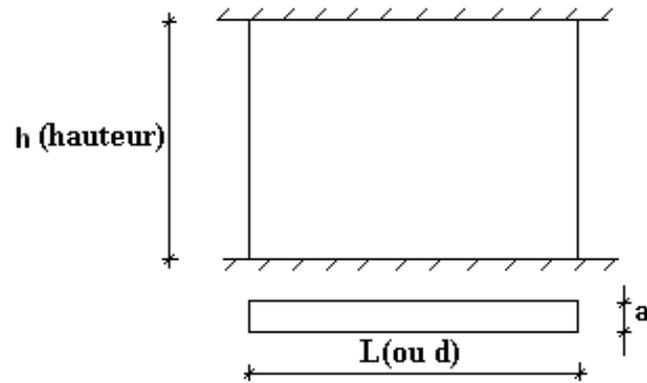


Figure.V.10 : murs non raidis latéralement.

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement  $l_f$  est déduite de la hauteur libre du mur  $l$ , en fonction de ses liaisons avec le plancher. Les valeurs du rapport ( $l_f/l$ ) sont données par le tableau suivant :

Tableau.V.29 : Valeur de ( $l_f / l$ ) cas d'un mur non raidi latéralement.

| Liaisons du mur                 |  | Mur armé verticalement | Mur non armé verticalement |
|---------------------------------|--|------------------------|----------------------------|
| Mur encastré en tête et en pied | Il existe un plancher de part et d'autre | 0,80                   | 0,85                       |
|                                 | Il existe un plancher d'un seul côté     | 0,85                   | 0,90                       |
| Mur articulé en tête et en pied |  | 1,00                   | 1,00                       |

L'élançement mécanique  $\lambda$  se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

#### b) Effort de compression en ELU :

Soient :  $l_f$ : longueur de flambement calculée en (b)

a: épaisseur du voile

d: longueur du voile

$f_{c28}$ : résistance caractéristique du béton à 28 jours

$f_e$ : limite élastique de l'acier

$\gamma_b = 1,5$  (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles  $\gamma_b = 1,15$ )

$\gamma_s = 1,15$  (sauf pour combinaison accidentelles pour lesquelles  $\gamma_s = 1$ )

**Note :** les valeurs de  $\alpha$  données par le tableau ci-dessous sont valables dans le cas où plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours.

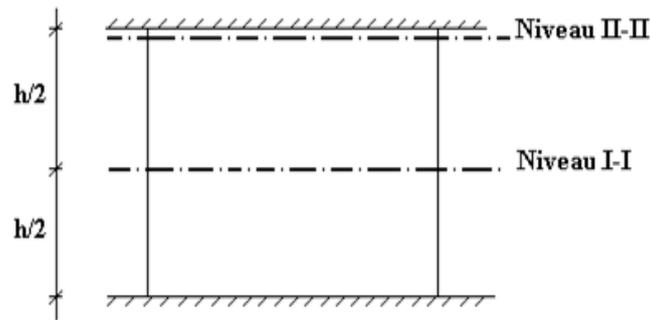
**Tableau.V.30 :** calcul de la contrainte limite  $\sigma_{u \text{ lim.}}$ .

|  | Notation            | Unités         | Voiles armées<br>verticalement  | Voile non armé<br>verticalement                            |
|--|---------------------|----------------|---|--|
| <b>Elancement</b>  | $\lambda$           | /              | $\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$   |  |
| <b>Section réduite</b>   | $B_r$               | m <sup>2</sup> | $d(a-0.02)$   |  |
| <b>Pour <math>\lambda \leq 50</math></b><br><br><b>Pour <math>50 \leq \lambda \leq 80</math></b> | $\alpha$            | /              | $\frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2}$<br><br>$0.6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2$ | $\frac{0.65}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{30} \right)^2}$ |
| <b>Effort limite<br/>ELU</b>   | $N_{u \text{ lim}}$ | kN             | $\alpha \left[ \frac{B_r f_{C28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$                         | $\alpha \left[ \frac{B_r f_{C28}}{0.9 \gamma_b} \right]$   |
| <b>Contraintes<br/>limites</b>   | $\sigma$            | kPa            | $\sigma_{ba} = N_{u \text{ lim}}/ad$  | $\sigma_{bna} = N_{u \text{ lim}}/ad$                      |

**Remarque :**

La contrainte limite vaut  $\sigma_{u \text{ lim}} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{a d}$  que nous appellerons  $\sigma_{bna}$  ou  $\sigma_{ba}$  suivant que le béton est non armé ou armé.

**c) Niveaux de vérification :**



**Figure.V.11** : Niveau de vérification.

On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau **I -I** à mi- hauteur d'étage :  $\sigma_U \leq \sigma_{u \text{ lim}}$
- Niveau **II -II** sous le plancher haut :  $\sigma_U \leq \frac{\sigma_{u \text{ lim}}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.

**d) Aciers minimaux :**

Si  $\sigma_u^c < \sigma_{bna}$  on n'a pas besoin d'armatures comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : ( $\sigma_u^c$  est la contrainte de compression ultime calculée).

L'épaisseur du voile est désignée par la lettre **a**.

**V.3.6. Exemple d'application :**

Nous proposons le calcul détaillé en prenant les voiles V1 :

$L = 3,95 \text{ m}$

$a = 0,20 \text{ m}$  (épaisseur)

$h_e = 4,08 \text{ m}$  (hauteur de RDC)

-Pour une hauteur d'étage de 4,08 d'où la hauteur libre est égale à :

$H_e = 4,08 - 0,40 = 3,68 \text{ m}$  (0,40m : hauteur de la poutre)

**Tableau V.31** : Calcul de  $\sigma_{ba}$  et  $\sigma_{bna}$  pour l'exemple (V1).

|  | Notation            | Unités         | Voiles armés verticalement        | Voile non armé verticalement      |
|--|---------------------|----------------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| Longueur de flambement $l_f$                       | <b>m</b>            |                | $0,85 \times 3,68 = 3,128$        | $0,90 \times 3,68 = 3,312$        |
| <b>Elancement</b>                                  | $\lambda$           | /              | $\frac{l_f \sqrt{12}}{a} = 54,17$ | $\frac{l_f \sqrt{12}}{a} = 57,36$ |
| <b>Section réduite</b>                             | $B_r$               | m <sup>2</sup> | $D(a - 0.02) = 0.18$              | $d(a - 0.02) = 0.18$              |
| <b>Pour</b><br>$50 \leq \lambda \leq 80$           | $\alpha$            | /              | 0,51                              | 0,078                             |
| <b>Effort limite ELU</b>                           | $N_{u \text{ lim}}$ | kN             | 2,717                             | 0,312                             |
| <b>Contraintes limites</b><br>Avec $d = 1\text{m}$ | $\sigma$            | kPa            | $\sigma_{ba} = 13,586$            | $\sigma_{bna} = 2,039$            |

**Remarque :**

Bet = (0,20) (1) m<sup>2</sup> correspondant à  $A_s = 0,1\%$  de Bet  
 $A_s = 0.0002 \text{ m}^2$

**V.3.4. Procédure de ferrailage des trumeaux :**

On utilise la méthode des forces (M, N) la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \sigma = \frac{0,85.f_{c28}}{1.15} = 22,17 \text{ MPa}$$

Avec :

**N** : effort normal appliqué.

**M** : moment fléchissant appliqué.

**A** : section du voile.

**V** : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

**I** : moment d'inertie.

**On distingue 3 cas :**

**1<sup>er</sup> cas :** Si :  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$  la section du voile est entièrement comprimée  
" pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le [2] est :  $A_{\min} = 0,20. a. L$

**2<sup>eme</sup> cas :** Si :  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$  la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcule le volume des contraintes de traction

$A_v = f_t / f_e$  ; on compare  $A_v$  par la section minimale exigée par le [2].

- ✓ Si :  $A_v < A_{\min} = 0,2 \% a. L$ , on ferraille avec la section minimale.
- ✓ Si :  $A_v > A_{\min} = 0,2 \% a. L$ , on ferraille avec  $A_v$

**3<sup>eme</sup> cas:** Si :  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$  sont de signe différent,  $\Rightarrow$  la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue., d'où la section des armatures vertical.

**a. Aciers Verticaux :**

le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le [2] décrit ci-dessous :

- ✓ L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être reprise en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontal du béton tendu.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.
- ✓ Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

- ✓ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

**b. Aciers Horizontaux :**

- ✓ les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi de coffrage la plus voisine.
- ✓ Elles doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de  $10\Phi$ .
- ✓ La distance libre entre la génératrice extérieure de l'armature horizontale et la paroi de coffrage la plus voisine doit être.

**Règles Communes selon le RPA99 [3] :**

- ✓ L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :  $S \leq 1.5 e$  : épaisseur du voile

$$S \leq 30\text{cm}$$

- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.
- ✓ Le diamètre  $\Phi_t$  des épingles est :  $\Phi_t = 6\text{mm}$  lorsque  $\Phi_v \leq 20\text{ mm}$   
 $\Phi_t = 8\text{mm}$  lorsque  $\Phi_v > 20\text{ mm}$
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales du voile (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- ✓ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  - $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.
  - $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

**Combinaison :**

Selon le règlement parasismique Algérienne les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) sont les suivantes :

$$G + Q + E, \quad 0.8G + E$$

Sous l'action des forces verticales et horizontales, les voiles sont sollicités en flexion composée et le ferrailage se fait selon les recommandations du règlement.

$$\begin{cases} \sigma_T = \frac{N}{A} + \frac{M l_t}{I} & (\text{traction}) \\ \sigma_c = \frac{N}{A} + \frac{M l_c}{I} & (\text{compression}) \end{cases}$$

$$A = l \cdot a \quad ; \quad I = \frac{a l^3}{12}$$

$N$ : effort normal

$M$  : moment pouvant être dû à un excentrement des charges verticales ou à des forces horizontales (vent ou séisme)

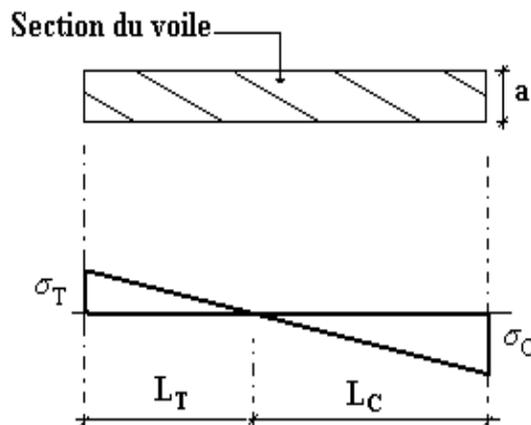


Figure V.12 : Détail de diagramme des contraintes.

**V.3.5. Ferrailage vertical :**

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur  $d$  est déterminée à partir de :

$$d \leq \min [h_e/2 ; (2/3) \cdot L'] \text{ Article 7.7.4.}$$

$L$  : est la longueur de la zone comprimée.

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des forces.

Pour le ferrailage on a divisé la structure en cinq zones :

- ✓ Zone 1 : RDC
- ✓ Zone 2 : 1ère-2ème étage.
- ✓ Zone 3 : 3ème -4<sup>ème</sup> étage.
- ✓ Zone 4 : 5ème -6<sup>ème</sup> étage.
- ✓ Zone 5 : 7ème -8<sup>ème</sup> étage.

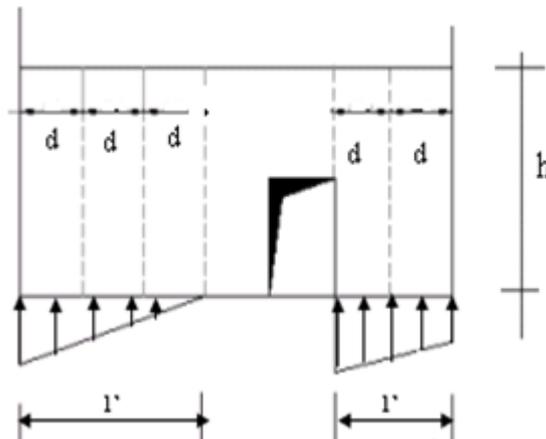


Figure.V.13 : Schéma de voile.

### V.3.6. Exemple d'application :

Nous proposons le calcul détaillé en prenant les voiles V1 (L=3.95m) en zone I :

-Détermination des sollicitations sous la combinaison G + Q+ E

$$M= 8153,432\text{KN} \cdot \text{m} \quad I= (0,2 \times 3,95^3)/12= 1,027 \text{ m}^4$$

$$N= 149,1712 \text{ (compression)}$$

$$S = 0,79 \text{ m}^3$$

$$V = h/2 = 1,95 \text{ m}.$$

**Armatures verticales :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} - \frac{Mv}{I} = \frac{149,1712}{0,79} + \frac{8153,432 \times 1,95}{1,027} \rightarrow \sigma_1 = 15,87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} + \frac{Mv}{I} = \frac{149,1712}{0,79} - \frac{8153,432 \times 2}{1,027} \rightarrow \sigma_2 = -15,49 \text{ MPa}$$

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow : (\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) \neq 0$  sont de signe différent,  $\Rightarrow$  la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue., d'où la section des armatures vertical

$A_v = F_t / f_e$  ; on compare  $A_v$  par la section minimale exigée par le **RPA99 [3]**.

-Si :  $A_v < A_{\min} = 0,20 \% a.L$ , on ferraille avec la section minimale.

-Si :  $A_v > A_{\min}$ , on ferraille avec  $A_v$ .

$$A_v = F_t / f_e = 2718,27/500 = 54,3654 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ /ml/face} = 54,3654 / (2 \times 1,333) = 20,39 \text{ cm}^2 \text{ /ml/face.}$$

#### Armatures minimales de RPA 99 [3] :

##### ✓ Armatures minimales exigées par le [3] :

$$A_{s \text{ RPA}} = 0,20\% \cdot b \cdot L_t$$

$b$  : épaisseur du voile

$L_t$  : longueur de la section tendue.

$$A_{\text{RPA/ml/face}} = 2 \text{ cm}^2 \text{ /ml/face.}$$

$$A_{\text{RPA}} = 0,002 \times 0,2 \times 1,95 = 7,8 \text{ cm}^2$$

##### ✓ Le pourcentage minimal D'après le [3]: (Art 7.7.4.3) :

$$A_{\min} = 0,15\% \times b \times L = 0,15\% \times 0,2 \times 1,95 = 5,85 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min \text{ /ml/face}} = 5,85 / (2 \times 1,95) = 1,5 \text{ cm}^2 \text{ /ml/face.}$$

$$\text{Donc : } A_s = \max (A_s, A_{\min}, A_{\text{RPA}}) = \max (13,93 ; 2 ; 1,5) = 13,93 \text{ cm}^2 \text{ /ml/face}$$

Le ferrailage sera fait pour la moitié du voile à cause de la symétrie :

$$A_s = 2 \times (13,93 \times 1,95) / 2 = 27,16 \text{ cm}^2 \text{ par face}$$

##### ➤ Choix des barres :

$$\text{Soit : } 2 \times (9 \text{ T } 14). (A_s = 27,7 \text{ cm}^2)$$

##### ➤ espacement :

$$\checkmark \text{ En zone courante : } S_t \leq \min (1,5e ; 30) = 30 \text{ cm.}$$

$$\text{Soit : } S_t = 30 \text{ cm.}$$

$$\checkmark \text{ En zone d'about : } S_{ta} = S_t / 2 = 15 \text{ cm.}$$

Les tableaux suivants représentent les résultats de ferrailage vertical de tous les voiles

#### Remarque :

Les calculs ont été fait à l'aide du logiciel Excel.

**Voiles 1 :**  $e= 20 \text{ cm}$  ;  $L= 3,95 \text{ m}$  ;

**Tableau. V. 32 :** Le ferraillage des voiles 1.

| Voile                           | Lt   | d     | M        | N        | At                 | As/fac<br>e        | ASRPA              | Asmi<br>n          | CHOIX DES<br>ARMATURES |
|---------------------------------|------|-------|----------|----------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|------------------------|
|                                 | (m)  | (m)   | (KN.m)   | (KN)     | (cm <sup>2</sup> ) | (cm <sup>2</sup> ) | (cm <sup>2</sup> ) | (cm <sup>2</sup> ) |                        |
| <b>V1<br/>RDC</b>               | 1,95 | 1,333 | 8153,432 | 149,1712 | 54,37              | 20,39              | 7,8                | 5,85               | 2x (14T16)             |
| <b>V1<br/>1-2<sup>ème</sup></b> | 1,96 | 1,325 | 6590,087 | 59,0587  | 44,25              | 16,69              | 7,84               | 5,88               | 2x (14T14)             |
| <b>V1<br/>3-4<sup>ème</sup></b> | 1,96 | 1,328 | 3787,080 | 42,8905  | 25,37              | 9,55               | 7,84               | 5,88               | 2x (14T10)             |
| <b>V1<br/>5-6<sup>ème</sup></b> | 1,91 | 1,330 | 2117,876 | 82,4472  | 11,81              | 4,43               | 7,64               | 5,73               | 2x (14T10)             |
| <b>V1<br/>7-8<sup>ème</sup></b> | 1,87 | 1,330 | 1263,786 | 80,2634  | 8,03               | 3,01               | 7,48               | 5,61               | 2x (14T10)             |

**Voiles 2 :**  $e= 20 \text{ cm}$  ;  $L= 1,5 \text{ m}$  ;

**Tableau. V. 33 :** Le ferraillage des voiles 2.

| Voile                           | Lt   | d     | M        | N        | At                 | As/face            | ASRPA              | Asmin              | CHOIX DES<br>ARMATURE<br>S |
|---------------------------------|------|-------|----------|----------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|----------------------------|
|                                 | (m)  | (m)   | (KN.m)   | (KN)     | (cm <sup>2</sup> ) | (cm <sup>2</sup> ) | (cm <sup>2</sup> ) | (cm <sup>2</sup> ) |                            |
| <b>V2<br/>RDC</b>               | 0,81 | 0,542 | 720,0262 | 241,0024 | 11,55              | 10,65              | 3,24               | 2,43               | 2x (6T16)                  |
| <b>V2<br/>1-2<sup>ème</sup></b> | 0,69 | 0,539 | 440,8498 | 139,0263 | 7,12               | 6,60               | 2,76               | 2,07               | 2x (6T14)                  |
| <b>V2<br/>3-4<sup>ème</sup></b> | 0,66 | 0,560 | 407,2423 | 194,6941 | 6,17               | 5,50               | 2,64               | 1,98               | 2x (6T12)                  |
| <b>V2<br/>5-6<sup>ème</sup></b> | 0,66 | 0,562 | 334,9737 | 167,0416 | 5,03               | 4,49               | 2,64               | 1,98               | 2x (6T12)                  |
| <b>V2<br/>7-8<sup>ème</sup></b> | 0,67 | 0,552 | 238,3508 | 98,4179  | 3,71               | 3,36               | 2,68               | 2,01               | 2x (6T12)                  |

**Voiles 3 :**  $e = 20 \text{ cm}$  ;  $L = 1,5 \text{ m}$  ;

**Tableau.V.34 :** Le ferrailage des voiles 3.

| Voile                           | Lt   | d     | M        | N        | At                 | As/face            | ASRPA              | Asmin              | CHOIX<br>DES<br>ARMATU<br>RES |
|---------------------------------|------|-------|----------|----------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|-------------------------------|
|                                 | (m)  | (m)   | (KN.m)   | (KN)     | (cm <sup>2</sup> ) | (cm <sup>2</sup> ) | (cm <sup>2</sup> ) | (cm <sup>2</sup> ) |                               |
| <b>V3<br/>RDC</b>               | 0,69 | 0,537 | 709,9849 | 211,665  | 11,54              | 10,74              | 2,76               | 2,07               | 2x (6T16)                     |
| <b>V3<br/>1-2<sup>ème</sup></b> | 0,57 | 0,617 | 411,4801 | 554,6966 | 6,54               | 5,29               | 2,28               | 1,71               | 2x (6T14)                     |
| <b>V3<br/>3-4<sup>ème</sup></b> | 0,65 | 0,768 | 361,5952 | 337,9293 | 4,89               | 3,76               | 2,6                | 1,95               | 2x (6T12)                     |
| <b>V3<br/>5-6<sup>ème</sup></b> | 0,64 | 0,572 | 287,3486 | 164,9729 | 4,16               | 3,63               | 2,56               | 1,92               | 2x (6T12)                     |
| <b>V3<br/>7-8<sup>ème</sup></b> | 0,69 | 0,541 | 198,3329 | 64,3064  | 3,19               | 2,48               | 2,76               | 2,07               | 2x (6T12)                     |

**Voiles 4 :**  $e = 20 \text{ cm}$  ;  $L = 2,5 \text{ m}$  ;

**Tableau. V.35 :** Le ferrailage des voiles 4.

| Voile                           | Lt   | d     | M        | N        | At                 | As/face            | ASRPA              | Asmin              | CHOIX<br>DES<br>ARMATU<br>RES |
|---------------------------------|------|-------|----------|----------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|-------------------------------|
|                                 | (m)  | (m)   | (KN.m)   | (KN)     | (cm <sup>2</sup> ) | (cm <sup>2</sup> ) | (cm <sup>2</sup> ) | (cm <sup>2</sup> ) |                               |
| <b>V4<br/>RDC</b>               | 1,14 | 0,905 | 3531,283 | -728,538 | 33,87              | 18,71              | 4,56               | 3,42               | 2x (10T16)                    |
| <b>V4<br/>1-2<sup>ème</sup></b> | 1,13 | 0,911 | 2029,899 | 1910,392 | 19,14              | 10,5               | 4,52               | 3,39               | 2x (10T12)                    |
| <b>V4<br/>3-4<sup>ème</sup></b> | 1,11 | 0,924 | 1008,735 | 262,8411 | 9,34               | 5,05               | 4,44               | 3,33               | 2x (10T12)                    |
| <b>V4<br/>5-6<sup>ème</sup></b> | 1,23 | 0,844 | 640,2604 | -20,2209 | 6,74               | 3,99               | 4,92               | 3,69               | 2x (10T10)                    |
| <b>V4<br/>7-8<sup>ème</sup></b> | 1,09 | 0,941 | 376,3972 | -116,719 | 3,36               | 1,78               | 4,36               | 3,27               | 2x (10T10)                    |

**Voiles 5 :**  $e = 20 \text{ cm}$  ;  $L = 2,5 \text{ m}$  ;

**Tableau. V.36 :** Le ferraillage des voiles 5.

| Voile                           | Lt   | d     | M             | N        | At                 | As/face            | ASRPA              | Asmin              | CHOIX<br>DES<br>ARMATU<br>RES |
|---------------------------------|------|-------|---------------|----------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|-------------------------------|
|                                 | (m)  |       | (KN.m)        | (KN)     | (cm <sup>2</sup> ) | (cm <sup>2</sup> ) | (cm <sup>2</sup> ) | (cm <sup>2</sup> ) |                               |
| <b>V5<br/>RDC</b>               | 1,25 | 1,122 | 734,6666      | 1725,937 | 37,82              | 16,85              | 5                  | 3,75               | 2x (10T16)                    |
| <b>V5<br/>1-2<sup>ème</sup></b> | 1,12 | 0,923 | 2247,717<br>6 | 578,5448 | 20,35              | 11,02              | 4,48               | 3,36               | 2x (10T12)                    |
| <b>V5<br/>3-4<sup>ème</sup></b> | 1,20 | 0,870 | 1203,073      | 125,7016 | 12,23              | 7,02               | 4,8                | 3,6                | 2x (10T12)                    |
| <b>V5<br/>5-6<sup>ème</sup></b> | 1,22 | 0,852 | 741,5314      | 39,5078  | 7,73               | 4,43               | 4,88               | 3,66               | 2x (10T10)                    |
| <b>V5<br/>7-8<sup>ème</sup></b> | 1,22 | 0,851 | 452,5847      | -22,4187 | 4,72               | 2,77               | 4,44               | 3,66               | 2x (10T10)                    |

**Voiles 6 :**  $e = 20 \text{ cm}$  ;  $L = 2,05 \text{ m}$  ;

**Tableau. V.37 :** Le ferraillage des voiles 6.

| Voile                           | Lt   | d     | M        | N        | At                 | As/face            | ASRPA              | Asmin              | CHOIX<br>DES<br>ARMATU<br>RES |
|---------------------------------|------|-------|----------|----------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|-------------------------------|
|                                 | (m)  |       | (KN.m)   | (KN)     | (cm <sup>2</sup> ) | (cm <sup>2</sup> ) | (cm <sup>2</sup> ) | (cm <sup>2</sup> ) |                               |
| <b>V6<br/>RDC</b>               | 1,77 | 0,185 | 955,9524 | -2041,56 | 8,27               | 22,35              | 7,08               | 5,31               | 2x (12T16)                    |
| <b>V6<br/>1-2<sup>ème</sup></b> | 1,36 | 0,461 | 1505,204 | -1431,78 | 21,81              | 23,65              | 5,44               | 4,08               | 2x (12T16)                    |
| <b>V6<br/>3-4<sup>ème</sup></b> | 1,29 | 0,506 | 896,0345 | -680,875 | 13,11              | 12,95              | 5,16               | 3,87               | 2x (12T12)                    |
| <b>V6<br/>5-6<sup>ème</sup></b> | 1,5  | 0,666 | 523,1191 | -252,797 | 6,25               | 4,69               | 0,68               | 0,51               | 2x (12T10)                    |
| <b>V6<br/>7-8<sup>ème</sup></b> | 1,18 | 0,579 | 269,8596 | -120,477 | 3,88               | 3,35               | 4,72               | 3,54               | 2x (12T10)                    |

**Voiles 7 :**  $e= 20 \text{ cm}$  ;  $L= 2,00 \text{ m}$  ;

**Tableau0 V.38 :** Le ferraillage des voiles 7.

| Voile                           | Lt   | d     | M        | N        | At                 | As/face            | ASRPA              | Asmin              | CHOIX<br>DES<br>ARMATU<br>RES |
|---------------------------------|------|-------|----------|----------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|-------------------------------|
|                                 | (m)  |       | (KN.m)   | (KN)     | (cm <sup>2</sup> ) | (cm <sup>2</sup> ) | (cm <sup>2</sup> ) | (cm <sup>2</sup> ) |                               |
| <b>V7<br/>RDC</b>               | 0,81 | 0,829 | 6130,812 | 3833,355 | 35,42              | 29,38              | 3,24               | 2,43               | 2x (14T16)                    |
| <b>V7<br/>1-2<sup>ème</sup></b> | 1,72 | 0,506 | 1304,107 | -2574,63 | 12,97              | 12,81              | 6,88               | 5,16               | 2x (12T14)                    |
| <b>V7<br/>3-4<sup>ème</sup></b> | 0,59 | 0,971 | 906,8099 | 1115,942 | 6,12               | 6,127              | 2,36               | 1,77               | 2x (12T10)                    |
| <b>V7<br/>5-6<sup>ème</sup></b> | 1,34 | 0,472 | 579,3562 | -524,810 | 8,43               | 8,93               | 5,36               | 4,04               | 2x (12T10)                    |
| <b>V7<br/>7-8<sup>ème</sup></b> | 1,45 | 0,400 | 287,5721 | -349,310 | 4                  | 5                  | 5,5                | 4,35               | 2x (12T10)                    |

**Voiles 8 :**  $e= 20 \text{ cm}$  ;  $L= 1,5 \text{ m}$  ;

**Tableau. V.39 :** Le ferraillage des voiles 8.

| Voile                           | Lt   | d     | M        | N        | At                 | As/face            | ASRPA              | Asmin              | CHOIX<br>DES<br>ARMATU<br>RES |
|---------------------------------|------|-------|----------|----------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|-------------------------------|
|                                 | (m)  |       | (KN.m)   | (KN)     | (cm <sup>2</sup> ) | (cm <sup>2</sup> ) | (cm <sup>2</sup> ) | (cm <sup>2</sup> ) |                               |
| <b>V8<br/>RDC</b>               | 0,73 | 0,510 | 1245,469 | 101,9186 | 21,67              | 21,24              | 2,92               | 2,19               | 2x (14T16)                    |
| <b>V8<br/>1-2<sup>ème</sup></b> | 0,79 | 0,476 | 862,208  | -165,713 | 15,99              | 16,79              | 3,16               | 2,37               | 2x (12T14)                    |
| <b>V8<br/>3-4<sup>ème</sup></b> | 0,68 | 0,546 | 659,1983 | 243,4865 | 10,44              | 9,56               | 3,44               | 2,58               | 2x (12T12)                    |
| <b>V8<br/>5-6<sup>ème</sup></b> | 0,76 | 0,495 | 476,9573 | -18,6589 | 8,56               | 8,64               | 3,04               | 2,28               | 2x (12T10)                    |
| <b>V8<br/>7-8<sup>ème</sup></b> | 0,72 | 0,520 | 272,3776 | 42,7585  | 4,64               | 4,46               | 2,88               | 2,16               | 2x (12T10)                    |

**Voiles 9 :**  $e = 20 \text{ cm}$  ;  $L = 1,5 \text{ m}$  ;

**Tableau.V.40 :** Le ferrailage des voiles 9.

| Voile                           | Lt   | d     | M        | N        | At                 | As/face            | ASRPA              | Asmin              | CHOIX<br>DES<br>ARMATU<br>RES |
|---------------------------------|------|-------|----------|----------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|-------------------------------|
|                                 | (m)  |       | (KN.m)   | (KN)     | (cm <sup>2</sup> ) | (cm <sup>2</sup> ) | (cm <sup>2</sup> ) | (cm <sup>2</sup> ) |                               |
| <b>V9<br/>RDC</b>               | 0,74 | 0,508 | 1412,876 | 91,7017  | 24,70              | 24,31              | 2,96               | 2,22               | 2x (14T16)                    |
| <b>V9<br/>1-2<sup>ème</sup></b> | 1,06 | 0,296 | 423,3487 | -690,619 | 8,09               | 13,66              | 4,24               | 3,18               | 2x (12T14)                    |
| <b>V9<br/>3-4<sup>ème</sup></b> | 1,05 | 0,300 | 327,3128 | -524,931 | 6,28               | 10,46              | 4,2                | 3,15               | 2x (12T12)                    |
| <b>V9<br/>5-6<sup>ème</sup></b> | 0,96 | 0,362 | 258,389  | -285,481 | 5,16               | 5,74               | 3,84               | 2,88               | 2x (12T10)                    |
| <b>V9<br/>7-8<sup>ème</sup></b> | 0,85 | 0,432 | 166,3165 | -90,1673 | 3,25               | 2,13               | 3,4                | 2,55               | 2x (12T10)                    |

**Voiles 10 :**  $e = 20 \text{ cm}$  ;  $L = 2,05 \text{ m}$  ;

**Tableau.V.41 :** Le ferrailage des voiles 10.

| Voile                            | Lt   | d     | M        | N        | At                 | As/face            | ASRPA              | Asmin              | CHOIX<br>DES<br>ARMATU<br>RES |
|----------------------------------|------|-------|----------|----------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|-------------------------------|
|                                  | (m)  |       | (KN.m)   | (KN)     | (cm <sup>2</sup> ) | (cm <sup>2</sup> ) | (cm <sup>2</sup> ) | (cm <sup>2</sup> ) |                               |
| <b>V10<br/>RDC</b>               | 0,98 | 0,715 | 2979,830 | 409,0657 | 36,77              | 25,71              | 3,92               | 2,94               | 2x (14T16)                    |
| <b>V10<br/>1-2<sup>ème</sup></b> | 0,51 | 1,030 | 908,4064 | 1347,985 | 13,42              | 6,51               | 2,04               | 1,53               | 2x (10T12)                    |
| <b>V10<br/>3-4<sup>ème</sup></b> | 0,57 | 0,990 | 469,5259 | 616,1552 | 6,44               | 3,25               | 2,28               | 1,71               | 2x (10T10)                    |
| <b>V10<br/>5-6<sup>ème</sup></b> | 0,42 | 1,089 | 327,5074 | 568,9659 | 5,41               | 3,11               | 1,68               | 1,21               | 2x (10T10)                    |
| <b>V10<br/>7-8<sup>ème</sup></b> | 0,57 | 0,989 | 198,0974 | 259,2584 | 2,7                | 1,36               | 2,28               | 1,53               | 2x (10T10)                    |

**Voiles 11 :**  $e = 20 \text{ cm}$  ;  $L = 1,80 \text{ m}$  ;

**Tableau.V.42 :** Le ferrailage des voiles 11.

| Voile                            | Lt   | d     | M        | N        | At                 | As/face            | ASRPA              | Asmin              | CHOIX<br>DES<br>ARMATU<br>RES |
|----------------------------------|------|-------|----------|----------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|-------------------------------|
|                                  | (m)  |       | (KN.m)   | (KN)     | (cm <sup>2</sup> ) | (cm <sup>2</sup> ) | (cm <sup>2</sup> ) | (cm <sup>2</sup> ) |                               |
| <b>V11<br/>RDC</b>               | 0,78 | 0,678 | 1058,262 | 457,2571 | 13,12              | 9,67               | 3,12               | 2,34               | 2x (6T16)                     |
| <b>V11<br/>1-2<sup>ème</sup></b> | 0,57 | 0,822 | 585,1598 | 722,2968 | 8,14               | 4,95               | 2,28               | 1,71               | 2x (6T12)                     |
| <b>V11<br/>3-4<sup>ème</sup></b> | 0,44 | 0,904 | 65,3086  | 110,1712 | 1,10               | 0,60               | 1,76               | 1,32               | 2x (6T10)                     |
| <b>V11<br/>5-6<sup>ème</sup></b> | 0,55 | 0,833 | 41,1522  | 53,3254  | 0,59               | 0,35               | 2,2                | 1,65               | 2x (6T10)                     |
| <b>V11<br/>7-8<sup>ème</sup></b> | 0,37 | 0,955 | 19,642   | 38,725   | 0,37               | 0,19               | 1,48               | 1,11               | 2x (6T10)                     |

### V.5.6 Ferrailage horizontal à l'effort tranchant :

#### a. Vérification des voiles à l'effort tranchant :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort Tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40 %.

-La contrainte de cisaillement est :  $\tau_u = 1,4 V_{\max} / b_0 d$ .

Avec :

$V_{\max}$  : l'effort tranchant à la base du voile.

La contrainte limite est :  $u \bar{\tau} = 0,2 f_{c28}$ . L'article 7.7.2 **RPA99 [3]**

Il faut vérifier la condition suivante :  $\tau_u \leq u \bar{\tau}$

#### b. Calcul de l'armature horizontale résistante à l'effort tranchant :

La section  $A_t$  des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \leq \frac{(\tau_u - 0,3 f_{tj} K)}{0,9 \cdot f_e} \quad \text{C.B. A93 Art A. 5.1.2.3 [6]}$$

Dans notre cas, On n'a pas de reprise de bétonnage ; donc on prend  $k = 0$ .

D'autre part le **RPA 99 [3]** prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

0,15% : globalement dans la section des voiles.

0,10 % : dans les sections courantes.

## c. Exemple d'application :

## Voiles V 1 :

$$V_{\max} = 1702,0556 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 1,4 V_{\max} / b_0 d$$

$$\tau_u = (1,4 \times 1702,0556) / (0,2 \times 0,9 \times 3,68) = 3,59 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,2 f_{c28} = 6 \text{ MPa} > 3,59 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

➤ Pas de reprise de bétonnage  $\Rightarrow \alpha = 90^\circ$

$$St \leq \min(1,5 a, 30 \text{ cm}) \text{ (Art7.7.4.3 RPA99 [3])}. \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} < \frac{\tau_u}{0,9 f_e}$$

Soit:

$$St = 20 \text{ cm.}$$

$$At \geq (3,59 \times 0,2 \times 0,2) / (0,9 \times 500) \text{ cm}^2.$$

$$At \geq 3,19 \text{ cm}^2$$

$$At_{\min RPA} = 0,15\% \times b_0 \times L = 11,85 \text{ cm}^2 \text{ (pour les deux faces).}$$

**Choix des barres :**  $At = 10 \text{ T14} = 15,59 \text{ cm}^2.$

**Remarque :**

Pour les résultants des ferrailages horizontale (effet de l'effort tranchant) ; on adopte une même section d'armatures horizontale pour tous les niveaux. Ceci facilitera l'exécution de ces derniers.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivant :

**Tableau V. 43 :** Résultat de ferrailage horizontal.

| Voile | L    | V <sub>max</sub> | $\tau_u$ | $\bar{\tau}_u$ | Condition | At (cm <sup>2</sup> ) | At <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) | At <sub>adopté</sub> | St (cm) | Choix des barres |
|-------|------|------------------|----------|----------------|-----------|-----------------------|--------------------------------------|----------------------|---------|------------------|
| V1    | 3,95 | 1702,05          | 3,59     | 6              | Vérifier  | 3,19                  | 11,85                                | 15,59                | 20      | 10 T14           |
| V2    | 1,5  | 230,210          | 0,48     | 6              | Vérifier  | 0,43                  | 4,5                                  | 15,59                | 20      | 10 T14           |
| V3    | 1,5  | 220,622          | 0,46     | 6              | Vérifier  | 0,41                  | 4,5                                  | 15,59                | 20      | 10 T14           |
| V4    | 2,5  | 803,050          | 1,72     | 6              | Vérifier  | 1,52                  | 7,5                                  | 15,59                | 20      | 10 T14           |
| V5    | 2,5  | 880,210          | 1,88     | 6              | Vérifier  | 1,67                  | 7,5                                  | 15,59                | 20      | 10 T14           |
| V6    | 2,05 | 595,371          | 1,25     | 6              | Vérifier  | 1,11                  | 6,15                                 | 15,59                | 20      | 10 T14           |
| V7    | 2    | 1049,67          | 2,21     | 6              | Vérifier  | 1,9                   | 6                                    | 15,59                | 20      | 10 T14           |
| V8    | 1,5  | 503,855          | 1,07     | 6              | Vérifier  | 0,95                  | 4,5                                  | 15,59                | 20      | 10 T14           |
| V9    | 1,5  | 549,627          | 1,17     | 6              | Vérifier  | 1,04                  | 4,5                                  | 15,59                | 20      | 10 T14           |
| V10   | 2,05 | 660,709          | 1,39     | 6              | Vérifier  | 1,24                  | 6,15                                 | 15,59                | 20      | 10 T14           |
| V11   | 1,80 | 527,665          | 1,13     | 6              | Vérifier  | 1,00                  | 5,4                                  | 15,59                | 20      | 10 T14           |

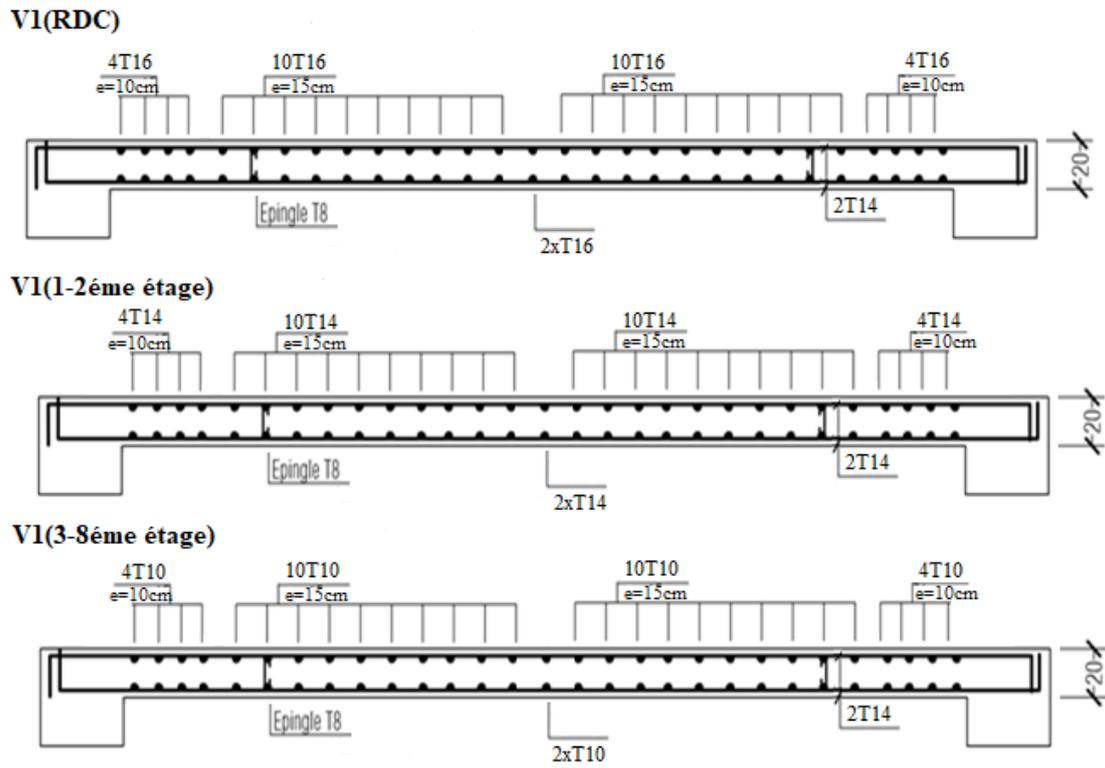


Figure.V.14 : Détail de ferrailage voile 1.

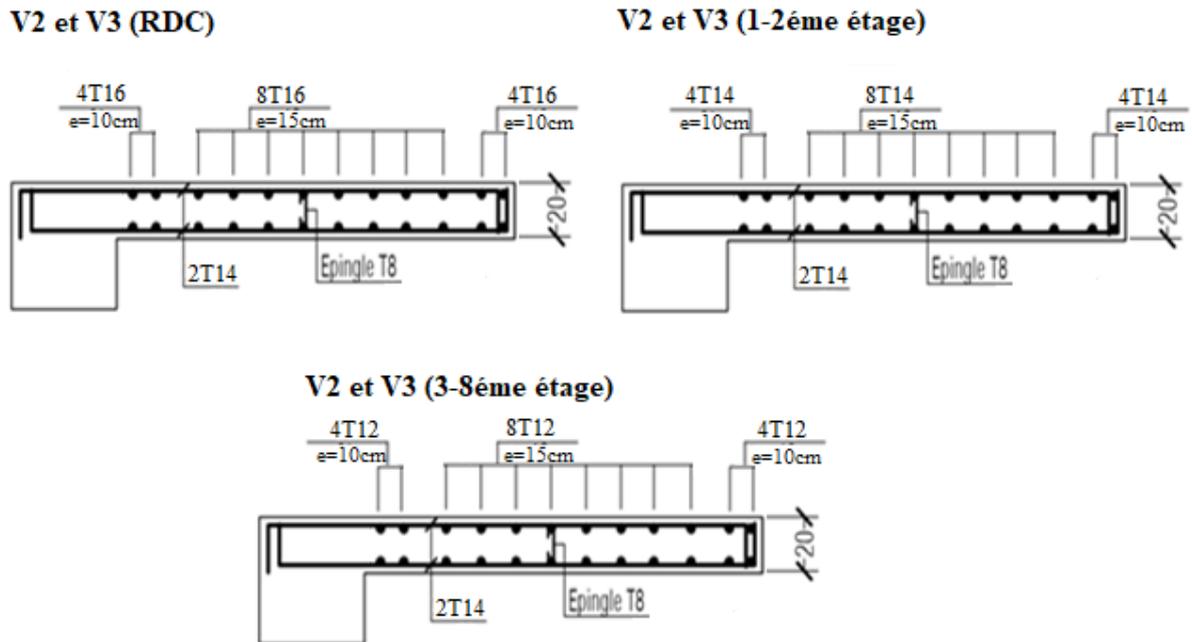


Figure.V.15 : Détail de ferrailage voile 2et 3.

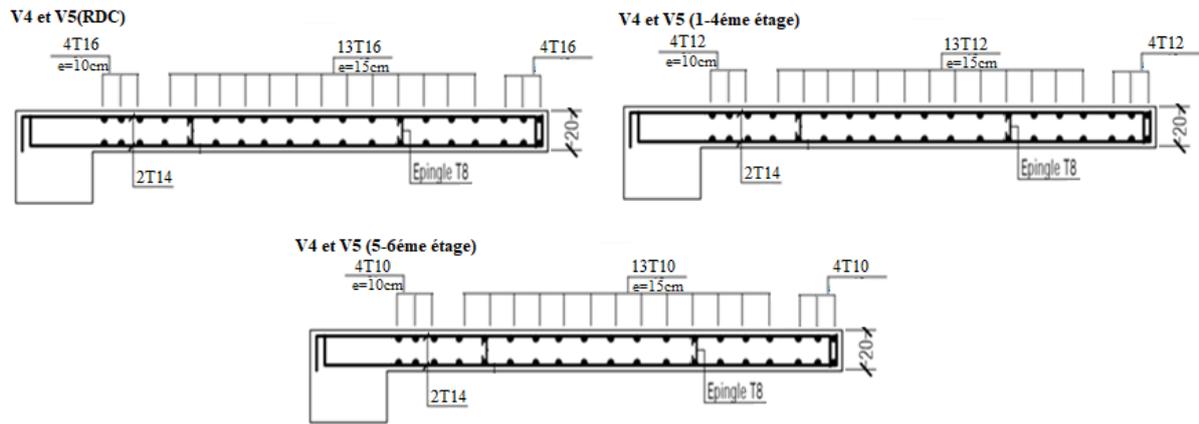


Figure.V.16 : Détail de ferrailage voile 4 et 5.

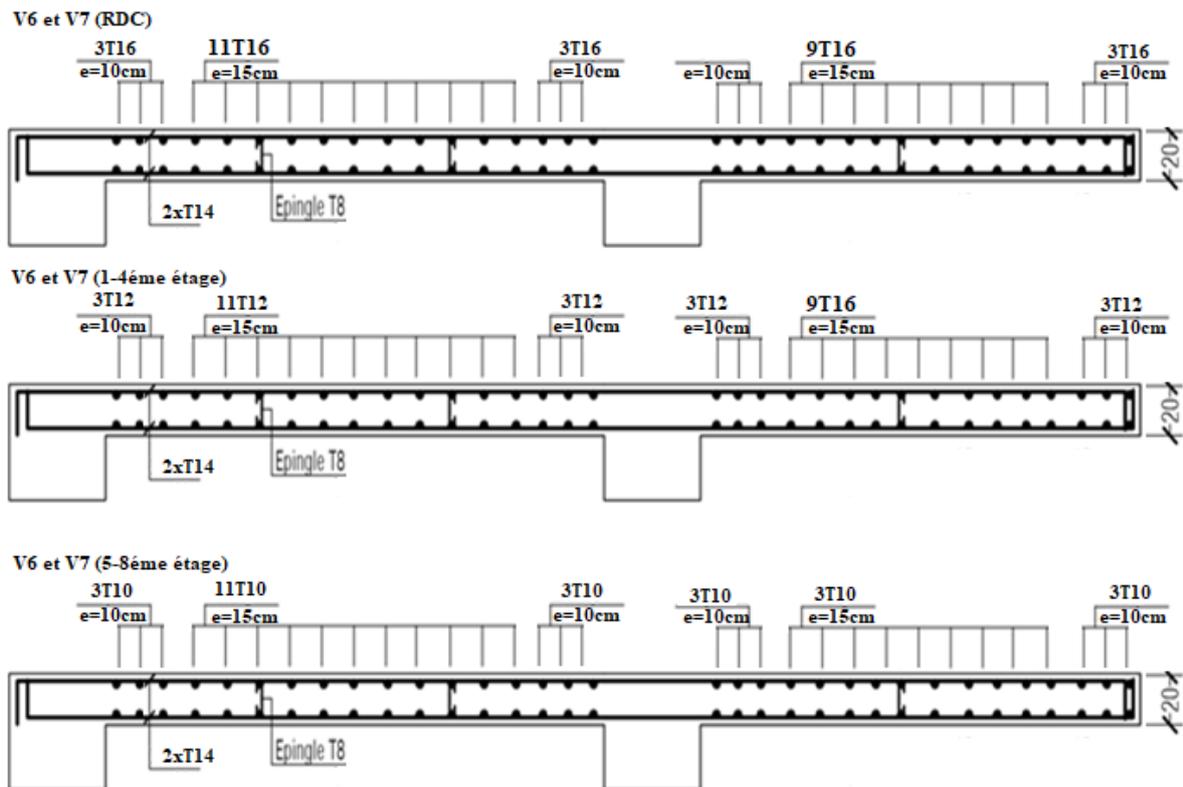


Figure.V.17 : Détail de ferrailage voile 6 et 7.

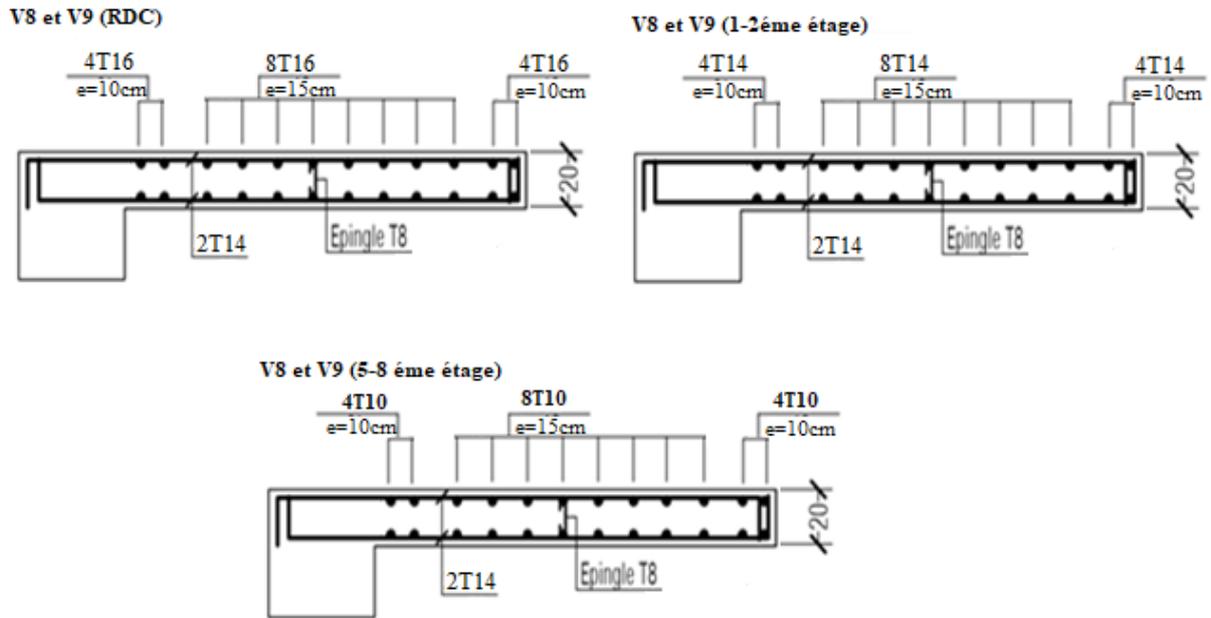


Figure.V.18 : Détail de ferrailage voile 8 et 9.

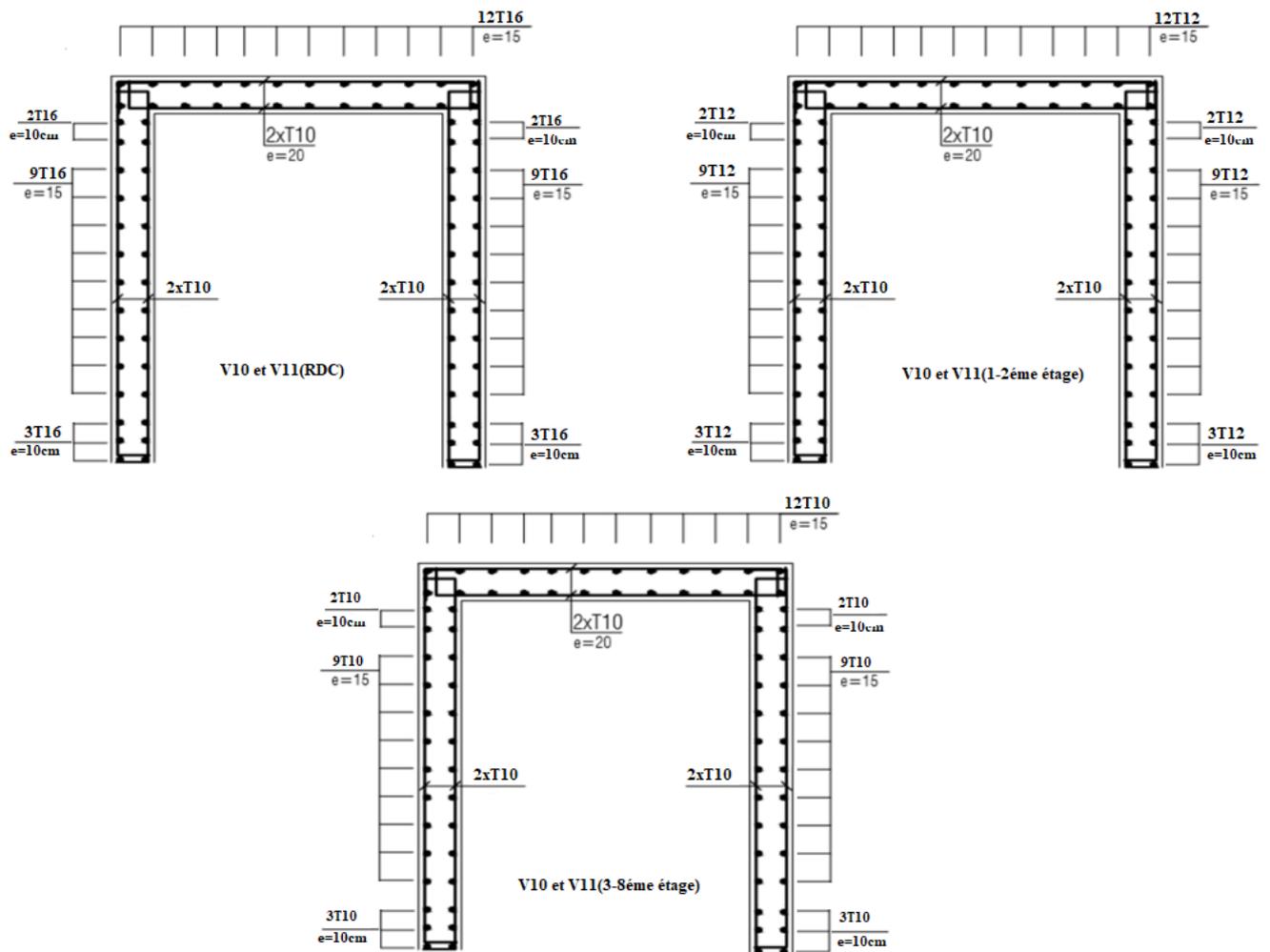


Figure.V.19 : Détail de ferrailage voile 10 et 11.

# **CHAPITRE V1**

## **CALCUL DES FONDATION**

**VI.1. Calcul des fondations :****VI.1.1. Introduction :**

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

**VI.1.2. Calcul des fondations :**

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :  $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$  Avec :

$\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

**VI.2 Choix de type de fondation :**

D'après un calcul fait au préalable on a trouvé que la semelle isolée et la semelle filante ne passent pas donc on a opté pour un radier général.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

**Vérification :**

Il faut vérifier que :  $\frac{S_{nes}}{S_{bat}} \leq 50\%$

$$\frac{S_{nes}}{S_{bat}} = \frac{321,01}{436,62} = 73,52\%$$

**Remarque :**

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude d'un radier général.

**VI.3. Radier générale :****VI.3.1. Introduction :**

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée ; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique).

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

**VI.3.2. Surface nécessaire :**

Pour déterminer la surface du radier il faut que :  $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Pour : } \left\{ \begin{array}{l} N = 64202,0584 \text{ KN} \\ \sigma_{sol} = 2 \text{ bars} \end{array} \right\}$$

On trouve :  $S \geq 321,01 \text{ m}^2$

**Calcul du D (débordement) :**

Choix :  $L_d = 50 \text{ cm} \rightarrow S_{\text{débord}} = L_d \times P_{bat}$

$$\rightarrow S_{\text{Débord}} = 0,5 \times 83,9 = 41,95 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_{\text{Rad}} = S_{bat} + S_{\text{débord}} = 436,62 + 41,95 = \mathbf{478,57 \text{ m}^2}$$

Donc la surface totale du radier est  $478,57 \text{ m}^2$

La surface du bâtiment  $S_b = 436,62 \text{ m}^2$

**VI.3.3. Prédimensionnement de radier :****1. Dalle :**

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

**a. Condition forfaitaire :**

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{5.50}{20} = 27,5 \text{ cm}$$

Avec :

$L_{\max}$  : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

**b. Condition de cisaillement :**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$

$$\text{Avec : } T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N \cdot 1ml}{S_{rad}}$$

N = N (superstructure).

$N_{elu} = 90154,34 \text{ kN}$

$L = 5,50 \text{ m}$ ;  $b = 1 \text{ m}$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N \cdot L \cdot 1ml}{2S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N \cdot L}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h_2 \geq \frac{N_u \cdot L \cdot 1ml}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9\bar{\tau})} = 19,87 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h_2 \geq 19,87 \text{ cm}$$

**• Conclusion :**

$H \geq \text{Max}(h_1; h_2) = 27,5 \text{ cm}$

Pour des raisons constructives on adopte :  $h_T = 35 \text{ cm}$ .

**2. Nervure :****a. Condition de coffrage :** (largeur de la nervure)

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{550}{10} = 55 \text{ cm}$$

On opte pour  $b = 60 \text{ cm}$

**b. La hauteur des nervures :****b.1. Condition de la flèche :**

La hauteur des nervures se calcule par la formule qui suit :

$$\frac{L_{\max}}{15} < h_1 < \frac{L_{\max}}{10}$$

On a :  $L_{\max} = 5,5 \text{ m}$

$$\Rightarrow 36,66 \text{ cm} < h_1 < 55 \text{ cm}$$

On prend :  $h_1 = 50 \text{ cm}$

**b.2. Condition de la raideur :**

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante :  $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$\text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

b : La largeur de contact avec le sol.

$$I : \text{Inertie de la section transversale du radier } \left( I = \frac{bh^3}{12} \right)$$

E : Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne  $E = 20000 \text{ MPa}$ ).

K : Coefficient de raideur du sol ( $0,5 \text{ kg/cm}^3 \leq K \leq 12 \text{ kg/cm}^3$ ).

$L_{\max}$  : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K=0,5[\text{kg/cm}^3]$  → pour un très mauvais sol.
- $K=4 [\text{kg/cm}^3]$  → pour un sol de densité moyenne.
- $K=12[\text{kg/cm}^3]$  → pour un très bon sol.

$$\text{On aura : } h_2 \geq \sqrt[3]{\frac{3K \left( \frac{2L_{\max}}{\pi} \right)^4}{E}}$$

**AN :**

$$K = 4 [\text{kg/cm}^3]$$

$$L_{\max} = 5,5 \text{ m}$$

$$h_{2 \geq} \sqrt[3]{\frac{3 \times 0,04 \times (2 \times 5500)^4}{20000 \times \pi^4}} = 96,61 \text{ cm}$$

On opte :  $h_2 = 100 \text{ cm}$ .

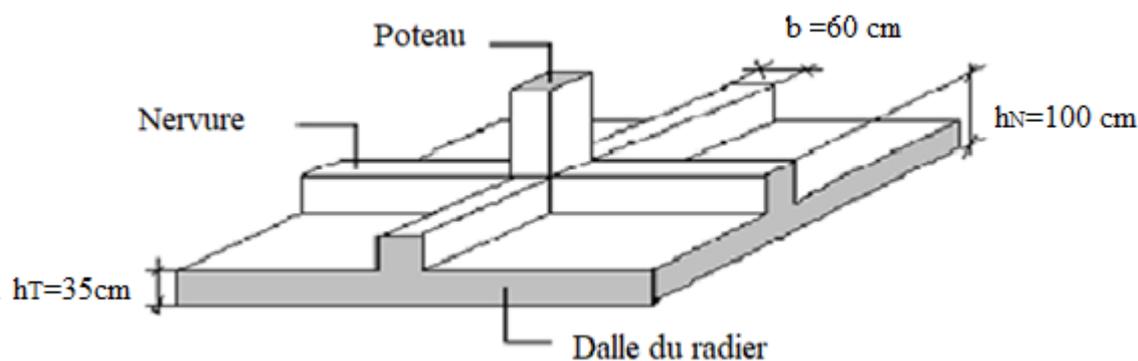
**Remarque :**

$$h \geq \text{Max} (h_1 ; h_2) = 100 \text{ cm}$$

On prend :  $h = 100 \text{ cm}$

**Le choix final :**

- Epaisseur de la dalle du radier  $h_T = 35 \text{ cm}$
- Les dimensions de la nervure :  $\begin{cases} h_N = 100 \text{ cm} \\ b = 60 \text{ cm} \end{cases}$



Figures VI.1 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

### VI.3.4. Caractéristiques géométriques de radier :

#### a. Position du centre de gravité :

$$x_G = 11,25 \text{ m}$$

$$y_G = 9,425 \text{ m}$$

#### b. Moments d'inertie :

$$I_{xx} = 12558,4 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 17892,8 \text{ m}^4$$

### VI.3.5. Vérification de la stabilité du radier :

Selon **RPA99 [3] (Art.10.1.5)**, quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) nous devons vérifier que l'excentrement des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié de la centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement.

$$e_0 = \frac{M_R}{N_r} < \frac{B}{4}$$

Avec :

$e_0$  : La plus grande valeur de l'excentricité due aux charges sismiques.

$M_R$  : Moment de renversement dû aux forces sismique.

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

$N_r$  : effort normal de la structure.

$M_0$  : moment à la base de la structure

$V_0$  : effort tranchant à la base de la structure

$B$  : la largeur du radier.

$M_0, V_0$  sont tirés à partir du fichier **ETABS V18**

Suivant le sens xx :

$$B_x = 22,5 \text{ m} \rightarrow \frac{B_x}{4} = 5,625 \text{ m}$$

Suivant le sens yy :

$$B_y = 18,85 \text{ m} \rightarrow \frac{B_y}{4} = 4,71 \text{ m}$$

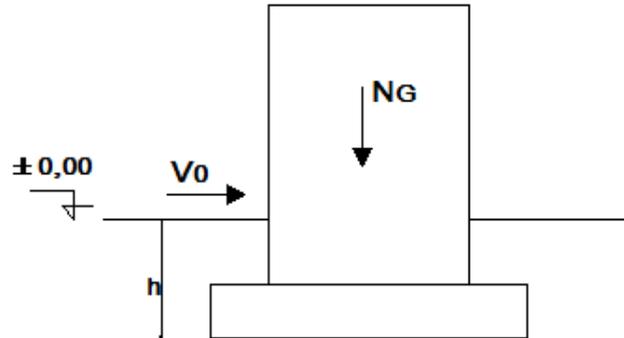


Figure.VI. 2 : schéma statique du bâtiment.

$h$  = Ancrage de l'ouvrage.

$$h = h_{\text{SOUS-SOL}} + h_{\text{Nervure}} = 3,6 \text{ m.}$$

• **Sense x-x:**

$$M_0 = 98622,3917 \text{ kN.m}; V_0 = V_t^x = 4741,1344 \text{ kN}; h = 3,6 \text{ m.}$$

$$M_R = 98622,3917 + (4741,1344 \times 3,6) = 115690,4755 \text{ kN}$$

$$\text{Donc: } M_R = 104086,33 \text{ kN.m}$$

On a :  $N_r = N_{\text{ser}} (\text{structure}) + \text{poids propre de radier nervuré.}$

$$\text{Donc: } N_r = 68303,35 \text{ kN}$$

$$e_0 = \frac{M_R}{N_r} = \frac{115690,4755}{68303,35} = 1,69 \text{ m} < \frac{B_x}{4} = 5,625 \text{ m} \dots \text{vérifiée.}$$

• **Sens y-y :**

$$M_0 = 105542,85 \text{ kNm}; V_0 = V_t^y = 5037,6983; h = 3,6 \text{ m.}$$

$$M_R = 105542,85 + (5037,6983 \times 3,6) = 123678,5639 \text{ kNm}$$

$$\text{Donc: } M_R = 123678,5639 \text{ kNm}$$

On a :  $N_r = N_{\text{ser}} (\text{structure}) + \text{poids propre de radier nervuré}$

$$\text{Donc: } N_r = 68303,35 \text{ kN}$$

$$e_0 = \frac{M_R}{N_r} = \frac{123678,5639}{68303,35} = 1,81 \text{ m} < \frac{B_y}{4} = 4,71 \text{ m} \dots \text{vérifiée.}$$

**Conclusion :**

La condition est vérifiée donc le bâtiment est stable.

**VI.3.6. Vérification des Contraintes Sous le Radier :**

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol, déterminée par les différents essais institue au laboratoire :  $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$ .

**a. Sollicitation du premier genre :**

$$\text{À l'ELS : } \sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{68303,35}{478,57} = 142,72 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 142,72 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

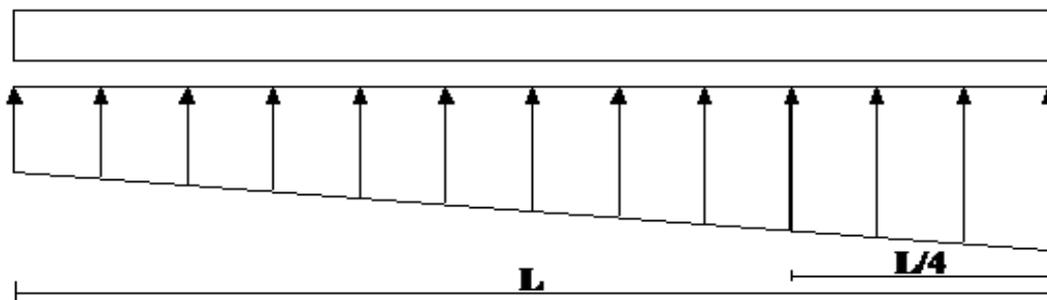
**b. Sollicitation du second genre :**

On doit vérifier les contraintes sous le radier ( $\sigma_1 ; \sigma_2$ )

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$



**Figure.VI.3 :** Contraintes sous le radier.

On vérifie que :

$\sigma_1$ : Ne doit pas dépasser  $1,5\sigma_{sol}$

$\sigma_2$ : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{sol}$$

**ELU :**

$N_u = N_u(\text{structure}) + 1,35 \times \text{poids propre de radier nervuré.}$

$N_u(\text{structure}) = 90154,34 \text{ kN}$

M est le moment de renversement ( $M_{R_x} = 115690,4755 \text{ kN.m}$ ;  $M_{R_y} = 123678,5639 \text{ kNm}$ )

$\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$   $I_{xx} = 12558,4 \text{ m}^2$ ;  $I_{yy} = 17892,8 \text{ m}^2$ ;  $x_G = 11,25 \text{ m}$ ;  $y_G = 9,425 \text{ m}$

**Tableau .VI.2 :** Contraintes sous le radier à l'ELU

|                     | $\sigma_1(\text{kN/m}^2)$                               | $\sigma_2(\text{kN/m}^2)$ | $\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$                       |
|---------------------|---|---------------------------|--|
| <b>Sens x-x</b>     | 292,02  | 84,74                     | 240,201  |
| <b>Sens y-y</b>     | 253,53  | 123,23                    | 220,956  |
| <b>Vérification</b> | $\sigma_1^{max} < 1,5\sigma_{sol} = 300 \text{ kN/m}^2$ | $\sigma_2^{min} > 0$      | $\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 266 \text{ kN/m}^2$ |

**ELS :**

$N_{ser} = 68303,35 \text{ kN}$

M est le moment de renversement ( $M_{R_x} = 115690,4755 \text{ kN.m}$ ;  $M_{R_y} = 123678,5639 \text{ kNm}$ )

$\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$ ;  $I_{xx} = 12558,4 \text{ m}^2$ ;  $I_{yy} = 17892,8 \text{ m}^2$   $x_G = 11,25 \text{ m}$ ;  $y_G = 9,425 \text{ m}$

**Tableau .VI.3 :** Contraintes sous le radier à l'ELS

|                     | $\sigma_1(\text{kN/m}^2)$                               | $\sigma_2(\text{kN/m}^2)$ | $\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$                       |
|---------------------|---|---------------------------|--|
| <b>Sens x-x</b>     | 246,36  | 39,08                     | 194,54   |
| <b>Sens y-y</b>     | 207,87  | 77,57                     | 175,29   |
| <b>Vérification</b> | $\sigma_1^{max} < 1,5\sigma_{sol} = 300 \text{ kN/m}^2$ | $\sigma_2^{min} > 0$      | $\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 266 \text{ kN/m}^2$ |

**Remarque :**

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

**c. Détermination des sollicitations les plus défavorables :**

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivantes :

**ELU :**

$$\sigma_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 240,20 \text{ kN/m}^2$$

**ELS :**

$$\sigma_{ser} = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 194,54 \text{ kN/m}^2$$

### VI.3.6. Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferrailage de la dalle du radier se fait comme celui d'une dalle de plancher.

La fissuration est considérée préjudiciable.

#### a. Ferrailage de la dalle du radier :

##### a.1. Détermination des efforts :

- Si  $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de

la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots \dots \dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots \dots \dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

##### • Panneau de rive :

- Moment en travée :  $M_{tx} = 0,85 M_x$

$$M_{ty} = 0,85 M_y$$

- Moment sur appuis :  $M_{ax} = M_{ay} = 0,3 M_x$  (appui de rive)

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x \quad (\text{autre appui})$$

##### • Panneau intermédiaire :

- Moment en travée :  $M_{tx} = 0,75 M_x$

$$M_{ty} = 0,75 M_y$$

- Moment sur appuis :  $M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x$

- Si  $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$  La dalle travaille dans un seul sens.
- Moment en travée :  $M_t=0,85M_0$
- Moment sur appuis :  $M_a=0,5M_0$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

Les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont en fonction de  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$  et  $\nu$ .

$\nu$  : Coefficient de poisson.

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires **BAEL91 [1]**.

### a.2. Valeur de la pression sous radier :

**ELU :**

$$q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 240,20 \text{ kN/m}$$

**ELS :**

$$q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 194,54 \text{ kN/m}$$

### a.3. Moment en travée et sur appuis à l'ELU ( $\nu=0$ ) :

Le rapport des panneaux  $0,4 < \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,55}{5,50} = 0,827 \leq 1,0 \Rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau .VI.4 :** Calcul des moments à l'ELU

| Panneaux | $L_x$<br>(m) | $L_y$<br>(m) | $L_x/L_y$ | $\mu_x$ | $\mu_y$ | $q_u$<br>(kN/m) | $M_x$<br>(kNm) | $M_{tx}$<br>(kNm) | $M_y$<br>(kNm) | $M_{ty}$<br>(kNm) | $M_a$<br>(kNm) |
|----------|--------------|--------------|-----------|---------|---------|-----------------|----------------|-------------------|----------------|-------------------|----------------|
| $P_1$    | 4,55         | 5,50         | 0,827     | 0,0539  | 0,6313  | 240,20          | 293,39         | 249,38            | 185,21         | 157,43            | 124,69         |

### a.4. Moment en travée et sur appuis à l'ELS ( $\nu=0,2$ ) :

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau .VI. 5 :** Calcul des moments à l'ELS.

| Panneaux | $L_x$<br>(m) | $L_y$<br>(m) | $L_x/L_y$ | $\mu_x$ | $\mu_y$ | $q_{ser}$<br>(kN/m) | $M_x$<br>(kNm) | $M_{tx}$<br>(kNm) | $M_y$<br>(kNm) | $M_{ty}$<br>(kNm) | $M_a$<br>(kNm) |
|----------|--------------|--------------|-----------|---------|---------|---------------------|----------------|-------------------|----------------|-------------------|----------------|
| $P_1$    | 4,55         | 5,50         | 0,827     | 0,0607  | 0,7381  | 194,54              | 244,46         | 207,79            | 180,43         | 153,37            | 122,23         |

### a.5. Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple (Organigramme I, voire annexe).

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

$f_{c28}=30 \text{ MPa}$  ;  $f_{t28}=2,4 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_{bc}=18 \text{ MPa}$  ;  $f_e=500 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_s=435 \text{ MPa}$  ;  $b=100 \text{ cm}$  ;  $h=35 \text{ cm}$   
 $d=0,9h=31,5 \text{ cm}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau .VI.6 : Ferrailage des panneaux du radier.**

|               | Sens | $M_u(kNm)$ | $\mu$ | $\alpha$ | $Z(cm)$ | $A_s^{cal}(cm^2)$ | Choix | $A_s^{adp}(cm^2)$ | $S_t(cm)$ |
|---------------|------|------------|-------|----------|---------|-------------------|-------|-------------------|-----------|
| <b>Travée</b> | x-x  | 249,38     | 0,141 | 0,017    | 31,27   | 19,87             | 8T20  | 25,13             | 14        |
|               | y-y  | 157,43     | 0,089 | 0,116    | 30,02   | 12,11             | 8T16  | 16,08             | 14        |
| <b>Appui</b>  |      | 124,69     | 0,082 | 0,082    | 30,13   | 9,48              | 8T14  | 12,3              | 12,5      |

#### Espacement :

$$Esp \leq \text{Min}(3h; 33cm) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(105cm; 33cm) = 33cm$$

#### • En travée :

##### Sens x-x :

$$S_t = \frac{100}{7} = 14,28cm < 33cm$$

On opte  $S_t=14 \text{ cm}$

##### Sens y-y :

$$S_t = \frac{100}{7} = 14,28cm < 33cm$$

On prend  $S_t=14 \text{ cm}$

#### • Aux Appuis :

$$S_t = \frac{100}{8} = 12,5cm < 33cm$$

On prend  $S_t=12,5 \text{ cm}$

### a.6. Vérifications nécessaires :

#### 1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,47cm^2 < 12,30cm^2$$

Donc la condition est vérifiée.

## 2. Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau .VI.7 : Vérification des contraintes.

|        | Sens | $M_{ser}$<br>(kNm) | $A_s$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $\sigma_{bc}$<br>(MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$<br>(MPa) | $\sigma_s$<br>(MPa) | $\bar{\sigma}_s$<br>(MPa) | Vérification |
|--------|------|--------------------|-----------------------------|------------------------|------------------------------|---------------------|---------------------------|--------------|
| Travée | x-x  | 207,79             | 25,13                       | 12,9                   | 18                           | 301                 | 250                       | Non          |
|        | y-y  | 153,37             | 16,08                       | 10,7                   | 18                           | 339,2               | 250                       | Non          |
| Appuis |      | 122,23             | 12,3                        | 9,44                   | 18                           | 349,1               | 250                       | Non          |

- Les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section d'armatures.

Tableau .VI.8 : Redimensionnement des armatures.

|        | Sens | $A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> ) | Choix | $A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> ) | $S_t$ (cm) |
|--------|------|--------------------------------|-------|--------------------------------|------------|
| Travée | x-x  | 19,87                          | 7T25  | 34,36                          | 14         |
|        | y-y  | 12,11                          | 6T25  | 29,45                          | 16         |
| Appui  |      | 9,48                           | 6T25  | 29,45                          | 16         |

Tableau .VI.9 : Vérification des contraintes

|        | Sens | $M_{ser}$<br>(kNm) | $A_s$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $\sigma_{bc}$<br>(MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$<br>(MPa) | $\sigma_s$<br>(MPa) | $\bar{\sigma}_s$<br>(MPa) | Vérification |
|--------|------|--------------------|-----------------------------|------------------------|------------------------------|---------------------|---------------------------|--------------|
| Travée | x-x  | 207,79             | 34,36                       | 11,3                   | 18                           | 224,2               | 250                       | Vérifiée     |
|        | y-y  | 153,37             | 29,45                       | 8,78                   | 18                           | 191,3               | 250                       | Vérifiée     |
| Appuis |      | 122,23             | 29,45                       | 6,99                   | 18                           | 152,5               | 250                       | Vérifiée     |

Donc :

$$A_{\text{Travée } x-x} = 39,27 \text{ cm}^2 \rightarrow 7 \text{ T25}$$

$$A_{\text{Travée } y-y} = 29,45 \text{ cm}^2 \rightarrow 6 \text{ T25}$$

$$A_{\text{Appuis}} = 29,45 \text{ cm}^2 \rightarrow 6 \text{ T25}$$

- **Espacement :**

$$Esp \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(105\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

- **En travée :**

Sens x-x :

$$S_t = \frac{100}{7} = 14\text{cm} < 33\text{cm}$$

On opte  $S_t = 12\text{ cm}$

Sens y-y :

$$S_t = \frac{100}{6} = 16,66\text{cm} < 33\text{cm}$$

On prend  $S_t = 16\text{ cm}$

- **Aux Appuis :**

$$S_t = \frac{100}{6} = 16,66\text{cm} < 33\text{cm}$$

On prend  $S_t = 16\text{ cm}$

### a.7. Vérifications nécessaires :

#### 1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\text{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,47\text{ cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée.

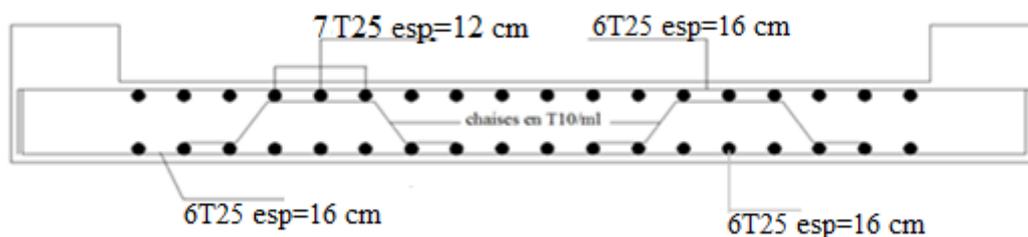


Figure .VI.4 : Ferrailage de la Dalle du Radier.

### b. Ferrailage des nervures :

#### b.1. Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire **BAEL91** [1].

$$\text{On a : } M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

**En travée :**  $M_t = 0,85M_0$

Sur appuis :  $M_a = 0,5M_0$

**b.2. Calcul des armatures :**

$b=60\text{ cm}; h=100\text{ cm}; d=90\text{ cm}$

Sens porteur :  $L=5,50\text{ m}; P=240,20\text{ kN/ml}; M_0 = 908,25\text{ kN m}$

**Tableau .VI.10 :** Ferrailage des nervures (sens porteur).

|        | $M_u(kNm)$ | $\mu$ | $\alpha$ | $Z(cm)$ | $A_s^{cal}(cm^2)$ | Choix | $A_s^{adp}(cm^2)$ |
|--------|------------|-------|----------|---------|-------------------|-------|-------------------|
| Travée | 772,01     | 0,093 | 0,122    | 85,57   | 21,78             | 10T20 | 31,42             |
| Appuis | 454,12     | 0,055 | 0,070    | 87,45   | 11,95             | 10T16 | 20,11             |

Sens non porteur :  $L=4,55\text{ m}; P=240,20\text{ kN/ml}; M_0 = 621,59\text{ kN m}$

**Tableau .VI.11 :** Ferrailage des nervures (sens non porteur).

|        | $M_u(kNm)$ | $\mu$ | $\alpha$ | $Z(cm)$ | $A_s^{cal}(cm^2)$ | Choix | $A_s^{adp}(cm^2)$ |
|--------|------------|-------|----------|---------|-------------------|-------|-------------------|
| Travée | 528,35     | 0,063 | 0,082    | 87,02   | 13,98             | 8T20  | 25,13             |
| Appuis | 310,79     | 0,037 | 0,088    | 88,2    | 8,1               | 8T16  | 16,08             |

**b.3. Vérifications nécessaires :**

**b.3.1. Condition de non fragilité :**

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 6,624cm^2 < 16,08cm^2 \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e$$

**b.3.2. Vérification des contraintes à l'ELS :**

$b=60\text{ cm}; h=100\text{ cm}; d=90\text{ cm}$

$P=194,54kN/ml;$

**Tableau .VI.12 :** Vérification des contraintes.

|             |        | $M_{ser}$<br>(kNm) | $A_s$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $\sigma_{bc}$<br>(MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$<br>(MPa) | $\sigma_s$<br>(MPa) | $\bar{\sigma}_s$<br>(MPa) | Vérification |
|-------------|--------|--------------------|-----------------------------|------------------------|------------------------------|---------------------|---------------------------|--------------|
| Porteur     | Travée | 625,26             | 31,42                       | 8,55                   | 18                           | 249,3               | 250                       | Oui          |
|             | Appuis | 367,80             | 20,11                       | 5,9                    | 18                           | 224,4               | 250                       | Oui          |
| Non porteur | Travée | 427,91             | 25,13                       | 5,44                   | 18                           | 211                 | 250                       | Oui          |
|             | Appuis | 251,71             | 16,08                       | 4,4                    | 180                          | 190,3               | 250                       | Oui          |

**b.3.3. Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3\text{MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{240,20 \times 5,50}{2} = 660,55\text{N}$$

$$\tau_u = \frac{660,55 \cdot 10^3}{600 \times 900} = 1,22\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

**b.4. Armatures transversales :**

- **BAEL91 [1] :**

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{ij} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left( \frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa} \right) = 0,4\text{MPa}$$

- **RPA99 [3] :**

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{4}; 12\phi_t \right) = 19,2\text{cm} \quad \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 100\text{cm} \quad \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10} \right) = 1,6\text{cm}$$

$$f_c = 500\text{MPa}; \tau_u = 0,41\text{MPa}; f_{t28} = 2,4\text{MPa}; b = 65\text{cm}; d = 180\text{cm}$$

On trouve :

$$S_t = 15\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$$

$$S_t = 30\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$$

$$A_t \geq 5,4\text{cm}^2$$

On prend :  $8T10 = 6,28 \text{ cm}^2$

**b.5. Armatures de peau :**

Les armatures de peau sont réparties et disposées partiellement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est de  $3 \text{ cm}^2$  par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction :

Dans notre cas :  $h = 100 \text{ cm}$

$A_p = 3 \text{ cm}^2/\text{m} \times 100 = 3 \text{ cm}^2$

On adopte :  $4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$

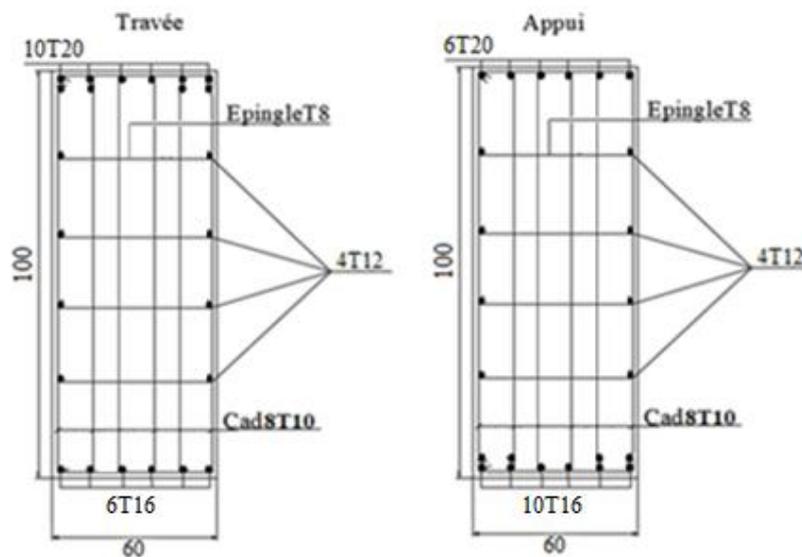


Figure .VI.5 : Ferrailage des nervures sens porteur.

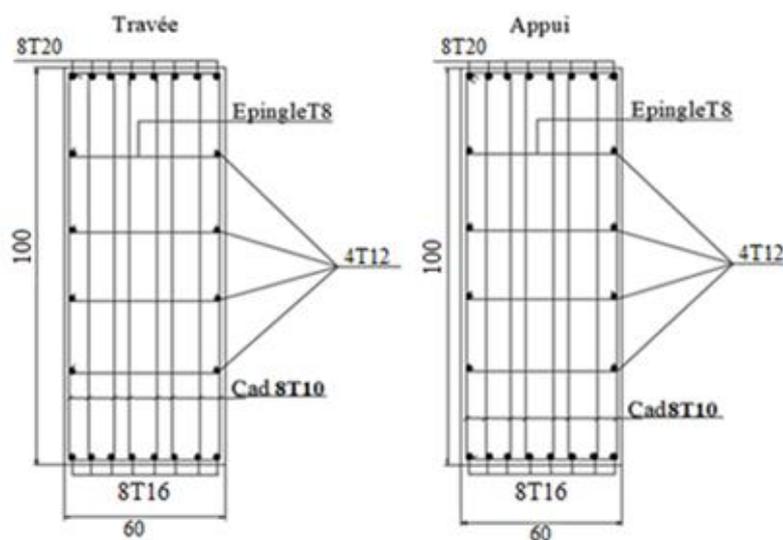
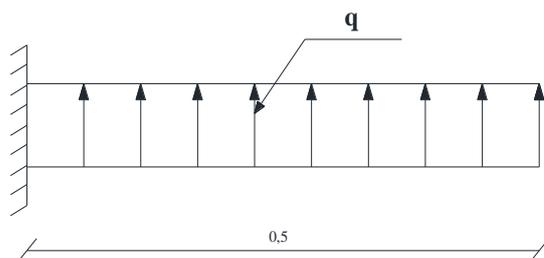


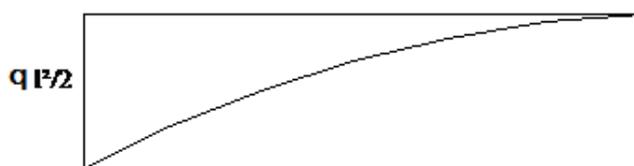
Figure .VI.6 : Ferrailage des nervures sens non porteur.

**c. Ferrailage des débords :**

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur L=0,5 m, le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de 1m à l'ELU.



**Figure .VI.7 :** Schéma statique des débords.



**Figure .VI.8 :** Diagramme des moments.

**c.1. Calcul de ferrailage :**

$q_u=240,20$  kN/ml ,  $b=100$  cm ,  $h=35$  cm ,  $f_{c28}=30$  MPa ,  $\sigma_{bc}=17$  MPa.

**Tableau .VI.13 :** Ferrailage des débords.

|        | $M_u(kNm)$ | $\mu$ | $\alpha$ | $Z(cm)$ | $A_s^{cal}(cm^2)$ | Choix | $A_s^{adp}(cm^2)$ |
|--------|------------|-------|----------|---------|-------------------|-------|-------------------|
| Travée | 30,02      | 0,017 | 0,022    | 31,21   | 2,21              | 4T12  | 4,52              |

**c.2. Condition de non fragilité :**

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,80cm^2 < 4,52cm^2 \dots\dots\dots vérifié$$

Choix : 4T12, avec  $A_s=4,52$  cm<sup>2</sup> , esp=25 cm

**c.3. Armature de répartition :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,13cm^2 \leq A_r \leq 2,26cm^2$$

On prend  $4T10=3,14 \text{ cm}$ ,  $S_t=25 \text{ cm}$

#### c.4. Vérification des contraintes à l'ELS :

$q_{ser}= 194,54 \text{ kN/ml}$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser}l^2}{2} = 24,31 \text{ kNm}$$

Les étapes de vérification sont données par l'organigramme II (voir annexe).

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e; \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right) = 250 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

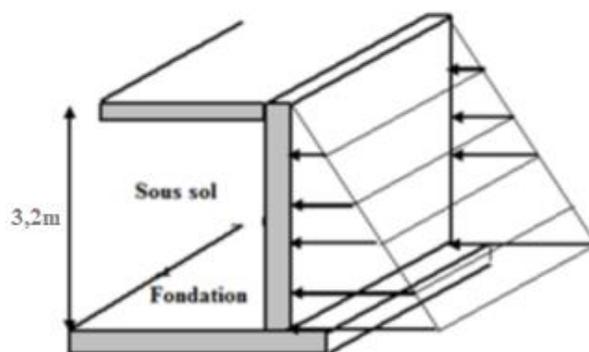
**Tableau .VI .14 :** Vérifications des contraintes du béton et d'acier.

| $M_{ser}(\text{kNm})$ | $A_s(\text{cm}^2)$ | $\sigma_{bc}(\text{MPa})$ | $\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$ | $\sigma_s(\text{MPa})$ | $\bar{\sigma}_s(\text{MPa})$ | Vérification |
|-----------------------|--------------------|---------------------------|---------------------------------|------------------------|------------------------------|--------------|
| 23,54                 | 4,52               | 2,79                      | 18                              | 182,1                  | 250                          | OK           |

#### VI.4 Voile périphérique

Notre structure comporte un voile périphérique de soutènement qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC et les fondations.



**Figure .VI.9 :** Evaluation des charges.

##### VI.4.1 Pré dimensionnement

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du

RPA99 [1] qui stipule d'après l'article 10.1.2.

#### VI.4.2 Evaluation des charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

$L_x=2,60m$  ;  $L_y=5,50m$  ;  $e=20\text{ cm}$ .

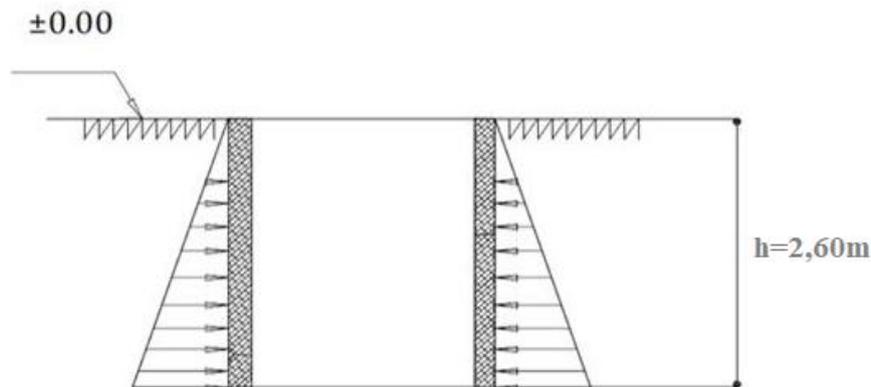


Figure .VI.10 : Poussées des terres.

La charge de poussées des terres est donnée par :

$$P_i = K_0 \cdot \gamma_d \cdot H$$

Avec :

$P_i$ : Contrainte sur une bande de 1m.

$\gamma$  : Poids spécifique des terres ( $\gamma=20,5\text{ kN/m}^3$ ).

$h$  : Hauteur du voile.

$A$  : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\varphi = 26,69^\circ \Rightarrow K_0 = f(\varphi) = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,380$$

$$\text{Donc } P_i = K_0 \cdot \gamma_h \cdot H = 20,254\text{ kN/ml} \Rightarrow P_u = 1,35P_i = 27,34\text{ kN/ml} .$$

#### 3. Effort dans le voile périphérique :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,47 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x=0,1008 ; \mu_y=0,2500$$

$$M_x = \mu_x P_u L_x^2 = 18,62kNm$$

$$M_y = \mu_y M_x = 4,65kNm$$

• **Moment en travée :**

$$M_{tx}=0,75M_x=13,96kNm$$

$$M_{ty}=0,75M_y= 3,48kNm$$

• **Moment sur appuis :**

$$M_{ax}=M_{ay}= 0,5M_x=9,31kNm$$

➤ **Calcul du Ferrailage :**

$$b=100\text{ cm} ; h=20\text{ cm} ; d=18\text{ cm} ; \sigma_{bc}=17\text{MPa}$$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.15 :** Ferrailage du Voile Périphérique.

|                           | Sen<br>s | $M_u(kNm)$<br>) | $\mu$      | $\alpha$   | Z(cm)<br>) | $A_s^{cal}(cm^2)$<br>) | Choi<br>x | $A_s^{adp}(cm^2)$<br>) | $S_t(cm)$<br>) |
|---------------------------|----------|-----------------|------------|------------|------------|------------------------|-----------|------------------------|----------------|
| <b>Travée</b><br><i>e</i> | x-x      | 13,96           | 0,025<br>3 | 0,032<br>0 | 17,76      | 1,81                   | 6T12      | 6,79                   | 15             |
|                           | y-y      | 3,48            | 0,006<br>3 | 0,007<br>9 | 17,94      | 0,45                   | 6T8       | 3,02                   | 15             |
| <b>Appui</b>              |          | 9,31            | 0,016<br>9 | 0,021      | 17,84      | 1,2                    | 6T8       | 3,02                   | 15             |

**a. Condition de Non Fragilité :**

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_c} = 1,98cm^2 < 3,02cm^2 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

**b. Condition exigée par le RPA99 [3] :**

Le RPA99 [3] préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et sera disposé en deux nappes.

$$A_s^{min} = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2\text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

**c. Vérification de l’Effort Tranchant :**

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 36,53kN$$

On doit vérifier  $T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 23,69kN$

r que :

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 36,53kN$$

$$\tau_u = \frac{36,53 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,20MPa < 1,5MPa \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,5MPa$$

**d. Vérification à l'ELS :**

**a. Evaluation des sollicitations à l'ELS :**

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,47 > 0,4 \Rightarrow Q_{ser} = 20,254kN / ml$$

$$\mu_x = 0,1038$$

$$\mu_y = 0,3402$$

$$M_x = \mu_x Q_{ser} L_x^2 = 14,221kNm$$

$$M_y = \mu_y M_x = 4,83kNm$$

• **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0,75M_x = 10,665kNm$$

$$M_{ty} = 0,75M_y = 3,62kNm$$

• **Moment sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 7,11kN$$

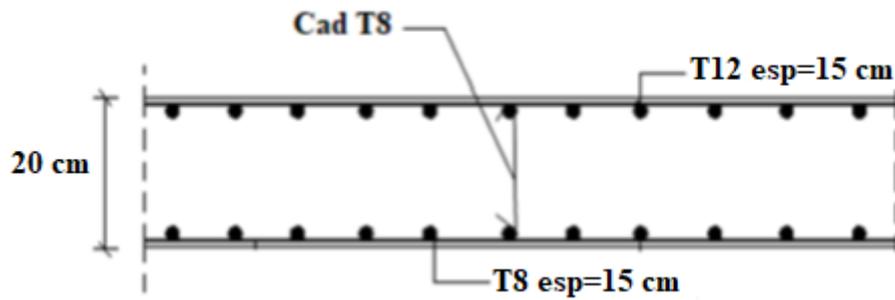
**b. Vérification des contraintes :**

Il faut vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18MPa$

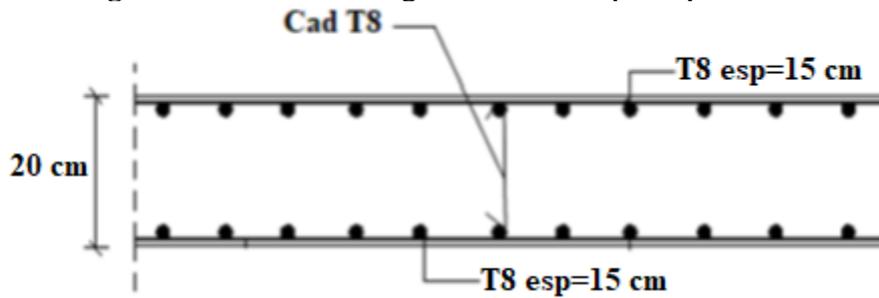
Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

**Tableau VI.16:** Vérification des contraintes à l'ELS.

|               |            | $M_{ser}$<br>(kNm) | $A_s$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $\sigma_{bc}$<br>(MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$<br>(MPa) | $\sigma_s$<br>(MPa) | $\bar{\sigma}_s$<br>(MPa) | Vérification |
|---------------|------------|--------------------|-----------------------------|------------------------|------------------------------|---------------------|---------------------------|--------------|
| <b>Travée</b> | <b>x-x</b> | 10,66              | 6,79                        | 2,55                   | 18                           | 96,4                | 250                       | <b>Oui</b>   |
|               | <b>y-y</b> | 3,62               | 3,02                        | 1,19                   | 18                           | 71,4                | 250                       | <b>Oui</b>   |
| <b>Appuis</b> |            | 7,11               | 3,02                        | 2,34                   | 18                           | 140,2               | 250                       | <b>Oui</b>   |
|               |            |                    |                             |                        |                              |                     |                           | <b>Oui</b>   |



Figures VI.11 : Ferrailage du Voile Périphérique sens x-x.



Figures VI.12 : Ferrailage du Voile Périphérique sens y-y.

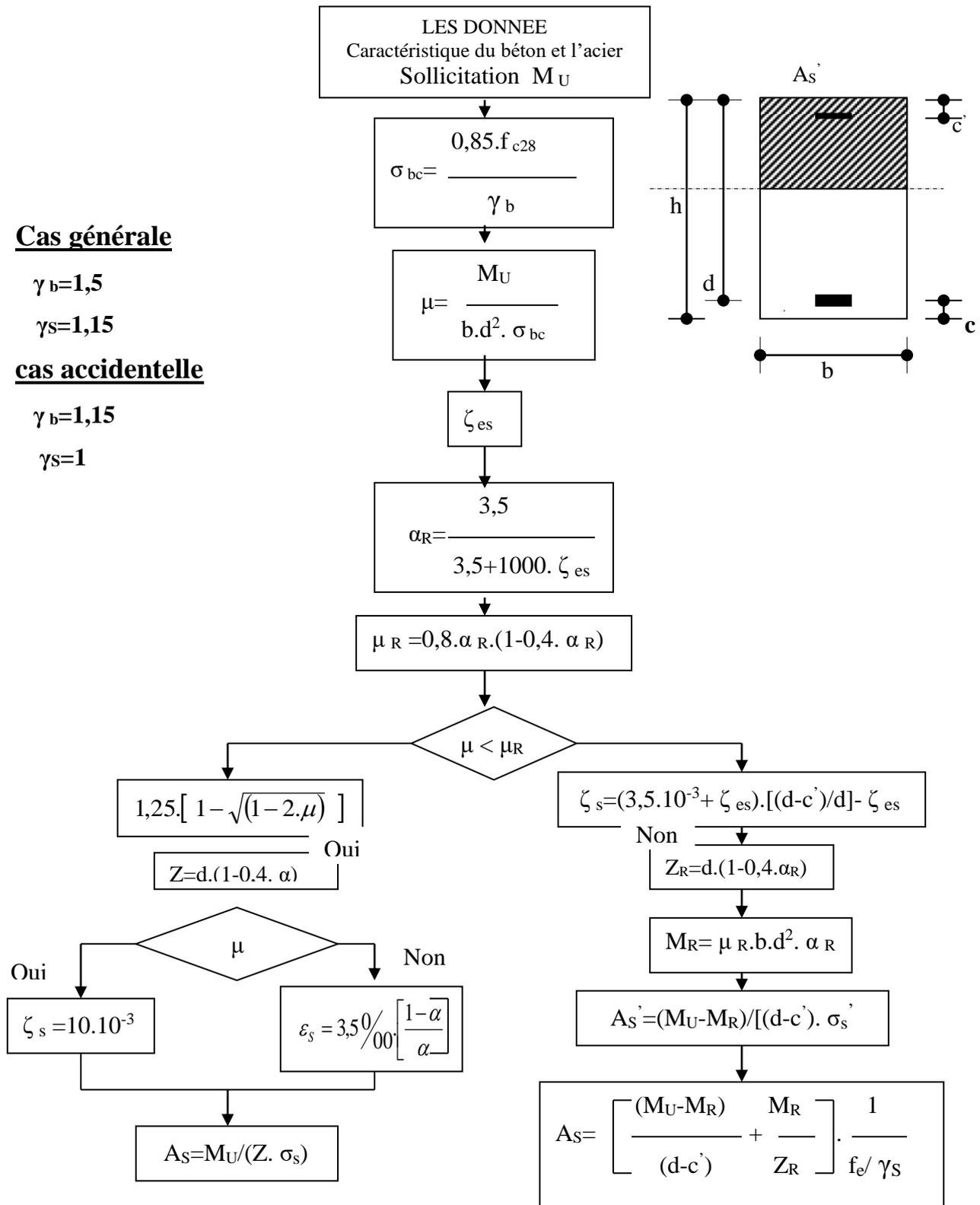
# **Conclusion générale**

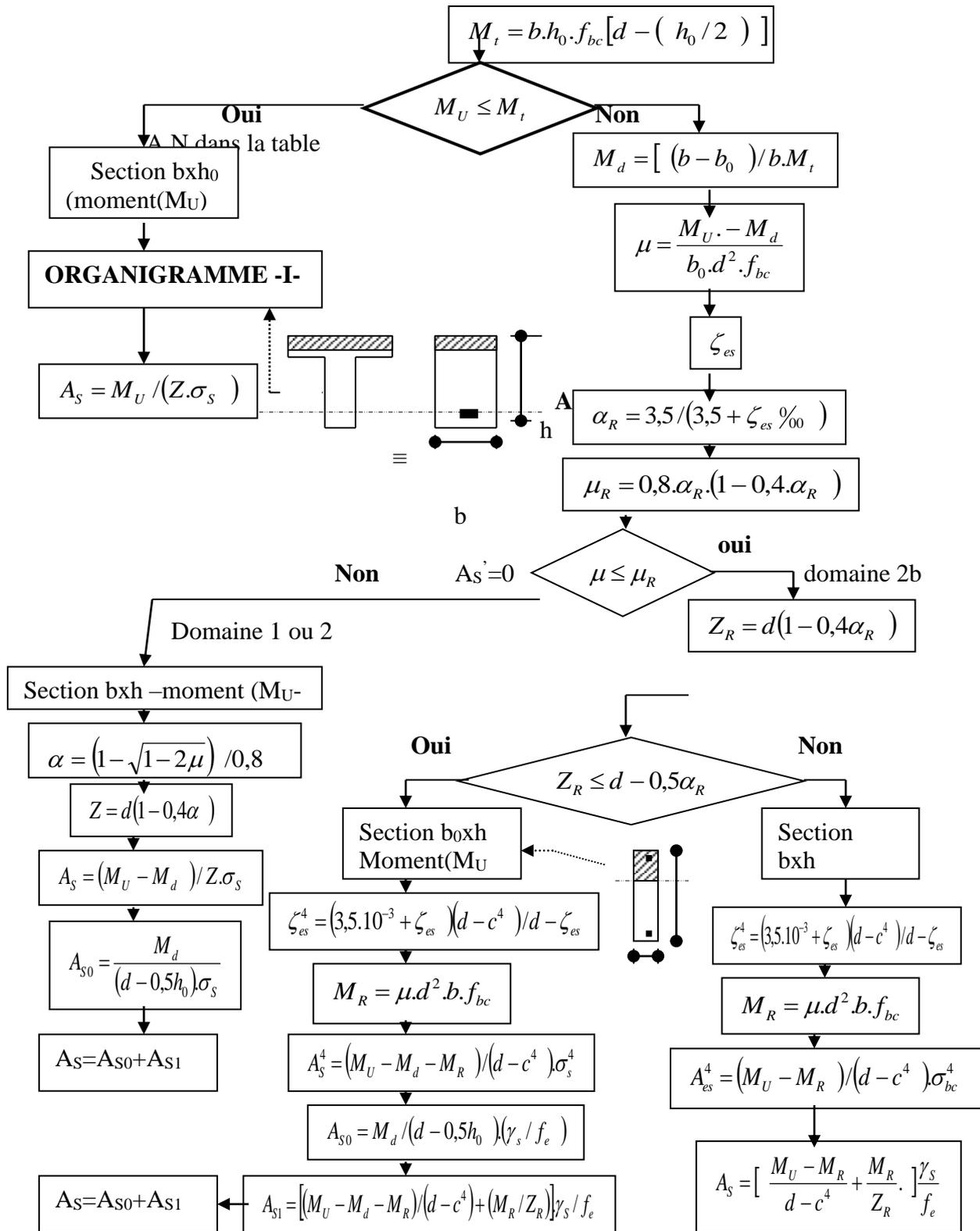
# REFERENCE

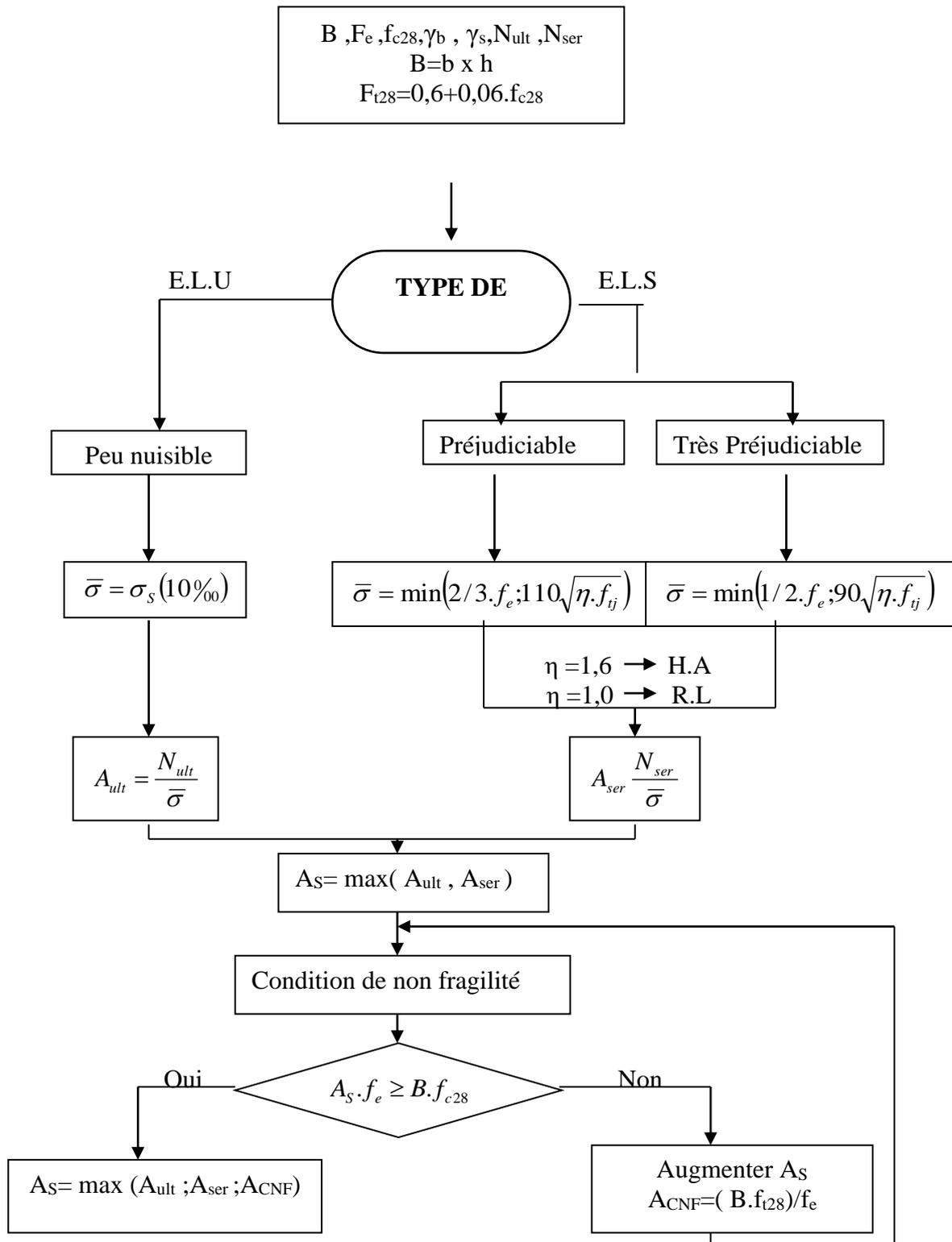
[1] **RPA99 version 2003** Règles parasismique Algérienne (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48)

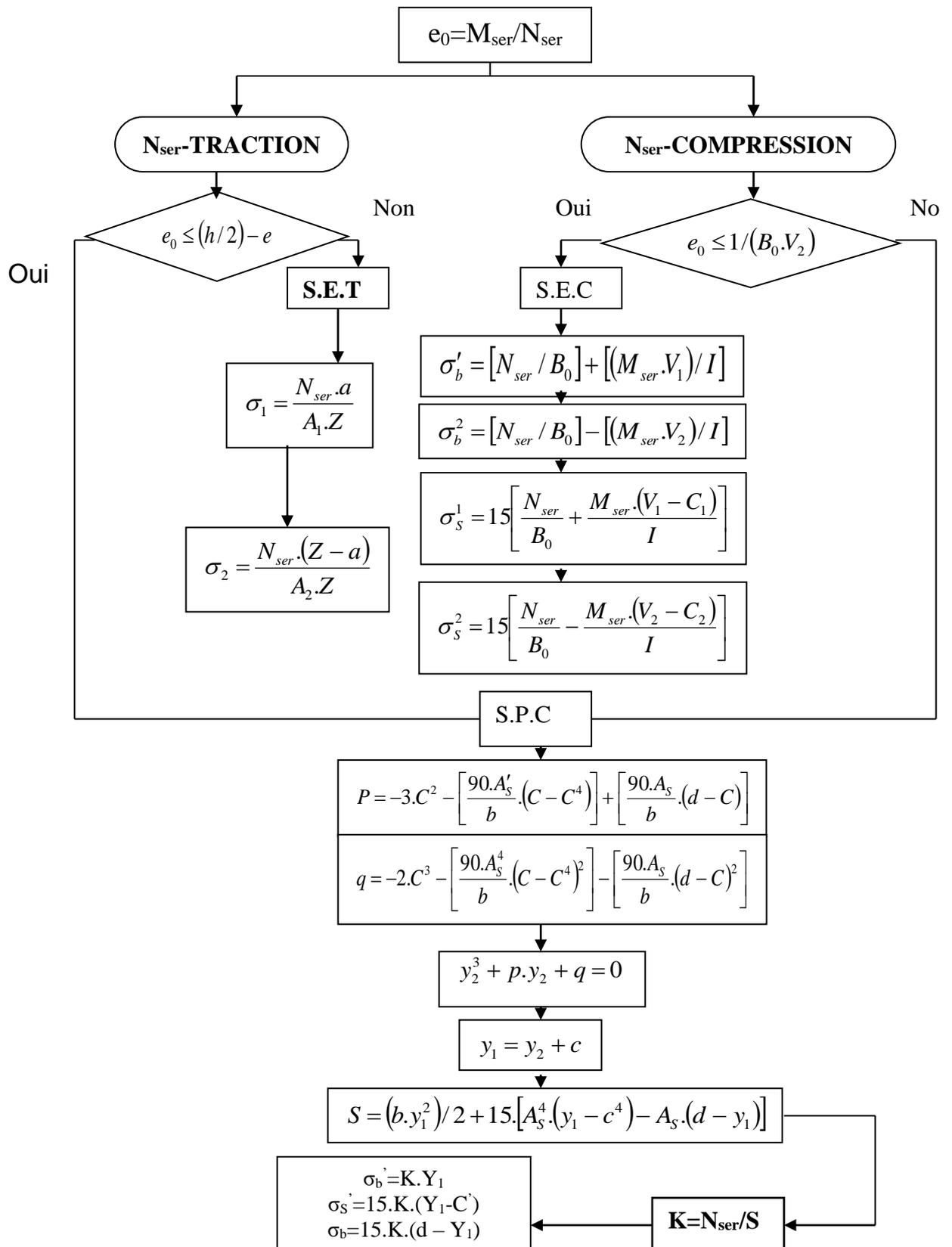
[2] **BAEL 91 modifié 99** Règles technique de conception et de calcule des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites DTU P18-702, février 2000.

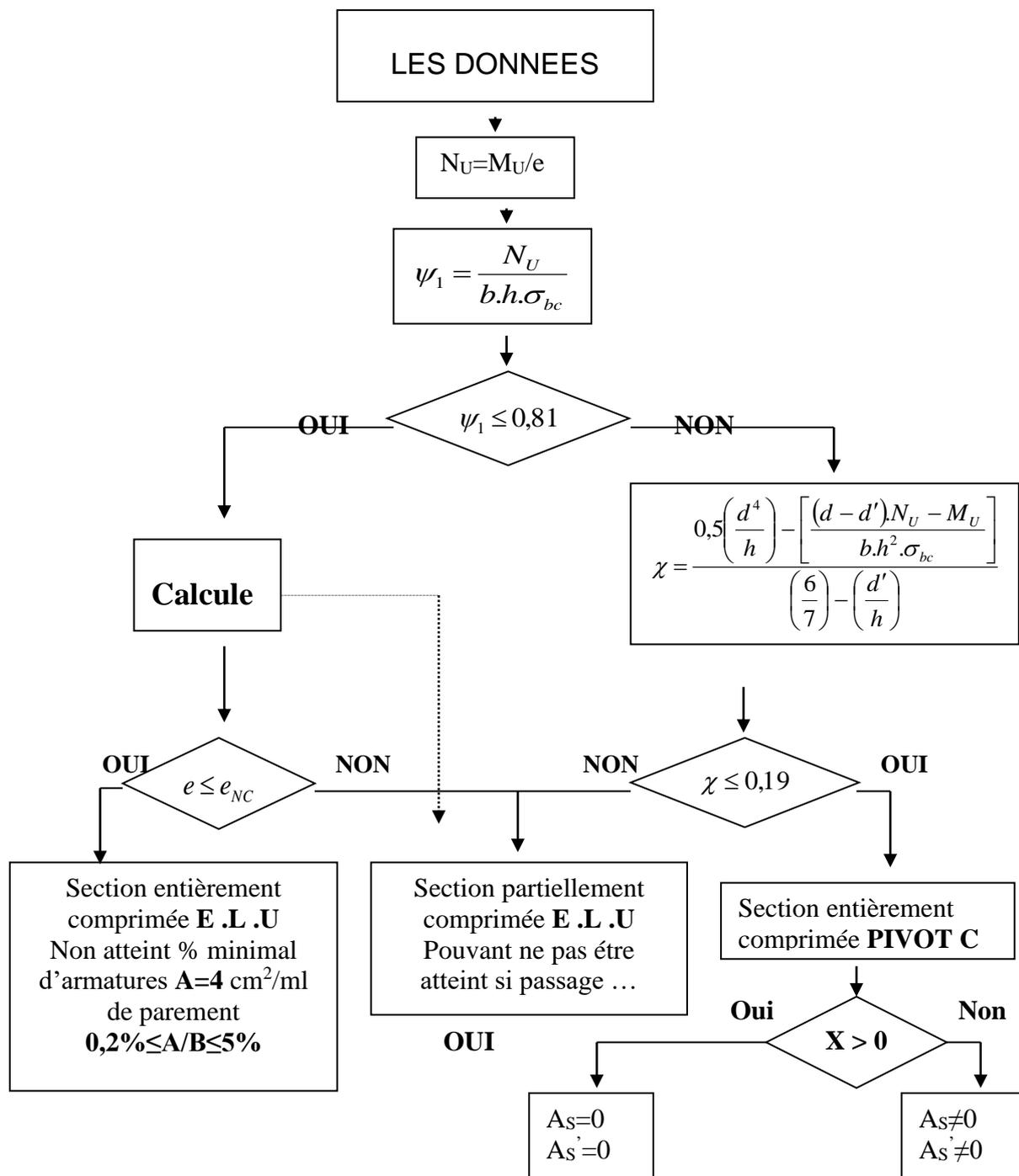
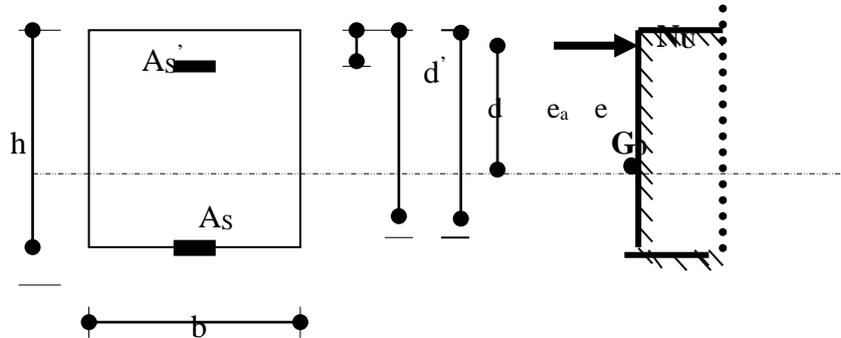
[3] **DTR CBA.93 C2-41** Règles des conceptions et de calcule des structures en béton armé.

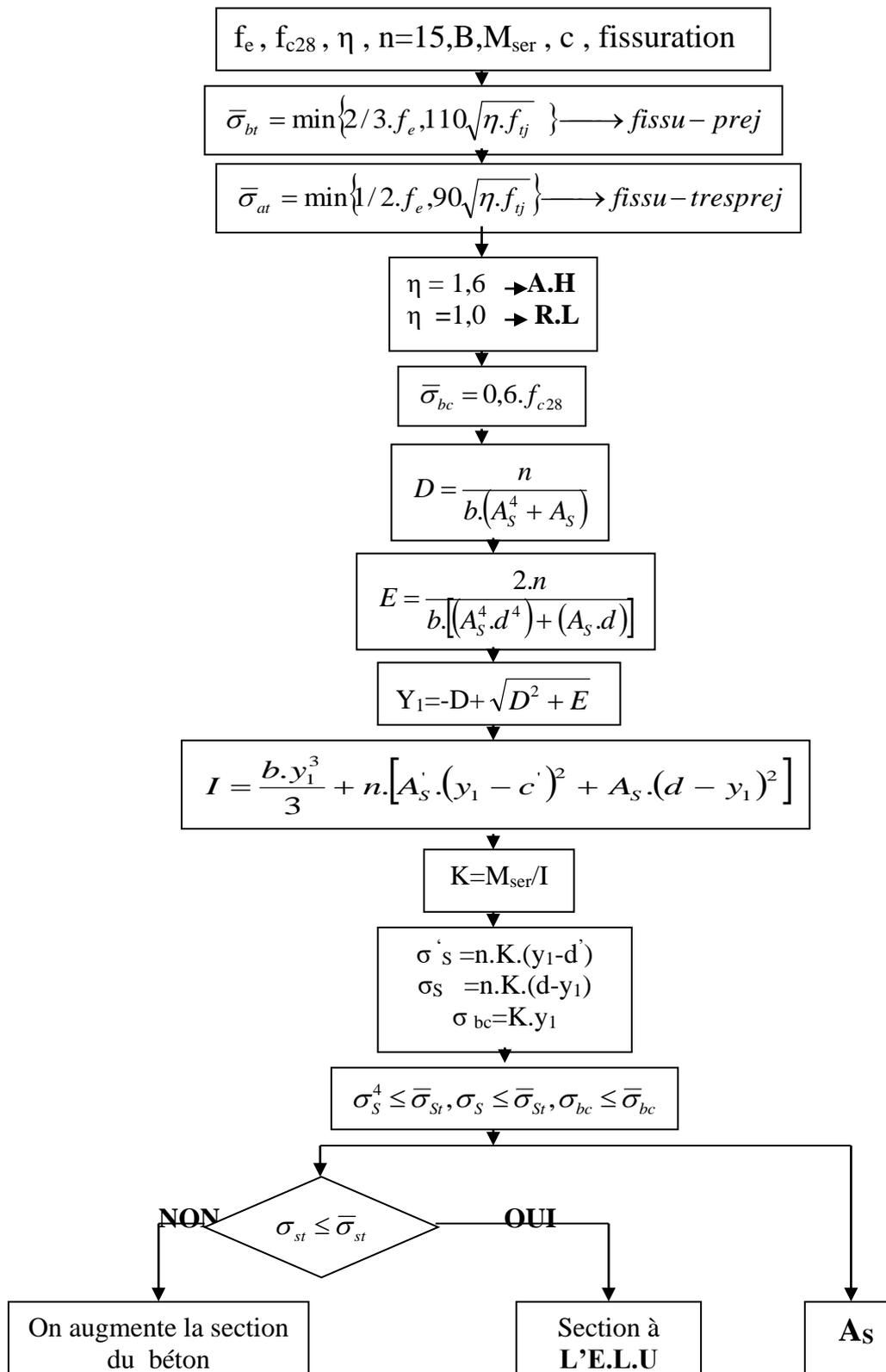
**ORGANIGRAMME -I-****SECTION RECTANGULAIRE A -ELU- EN FLEXION SIMPLE**

**ORGANIGRAMME -II-****CALCUL D'UNE SECTION EN -T- A -ELU- EN FLEXION SIMPLE**

**ORGANIGRAMME -III-****TRACTION SIMPLE**

**ORGANIGRAMME-IV-****FLEXION COMPOSEE A -ELS-**

**ORGANIGRAMME -V-****CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE  
A -ELU- EN FLEXION COMPOSEE**

**ORGANIGRAMME -VI-****VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A -ELU-**

**ORGANIGRAMME -VII-****CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE****A L'EFFORT TRANCHANT**