

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'enseignement supérieur et de la  
Recherche scientifique



Université de Khemis Miliana

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de la technologie

*Mémoire de fin d'études*

Etude d'une bâtiment (R+8+S-sol)  
contreventé par différents types de  
contreventement, implante à Ain Defla  
à usage d'habitation .

*En vue d'obtention du diplôme de master en génie civil.*

*Option : Structure*

Présenté par :

- Yakoub Mekkaoui
- Amer Ballout

Encadré par :

*M<sub>r</sub> : BENYAMINA Smain*

Année universitaire  
2019/2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

وَقُلْ إِنِّي بِلَدِينِي كَافِرٌ

## **Remerciements**

*Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant et mes parents qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.*

*Ainsi nous remercions tous les membres de jury d'avoir accepté d'examiner notre travail.*

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur Mr. BEN-YAMINA pour son soutien, ses conseils judicieux et sa grande bienveillance durant l'élaboration de ce projet malgré les difficultés de confinement impose par coronavirus COVID-19.*

*Nous remercions également l'ensemble des enseignants du département de génie civil et tous les administrateurs.*

*Enfin, à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.*

**MERCI**

## Dédicace

*C'est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail  
Aux Personnes les plus chères au monde,  
Mes chers parents pour leurs amours  
Et bonté et que sans eux je n'aurai jamais pu atteindre mon objectif,  
Que Dieu me les garde*

À... *Mon cher père, **Abd el kader**, Ma chère mère, **Fatima Zohra***

⊗ *Très chers proches à mon cœur que je les aime beaucoup*

⊗ *Tous mes chers frères*

⊗ *Toutes les familles : **Mekkaoui, Ballot***

⊗ *Mon binôme : **Ballot Amer***

⊗ *Mes amis : **Sofiane ; dirare, abd el Djalil, Hichem, Akrima,***

⊗ *Tous ceux qui me connaissent ...*

⊗ *À toute la promotion **2019-2020** de génie civil.*

**Yakoub**

## ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة مركز الأعمال بناية ذات طابق ارضي+8 طوابق+ قبو، يتم انجازها بولاية عين الدفلى المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم Iib حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (**RPA99 modifié en 2003**).

- التصميم الأولي للعناصر الحاملة أنجز طبقا لمقياس **BAEL91** المعدل سنة 1999 (الخرسانة المسلحة في الحالات النهائية) ومقياس هندسة الزلازل ال جزائر 99 إصدار سنة 2003.
- التحليل الستاتيكي والديناميكي للمنشأ أنجز ببرنامج التحليل ال إنشائي **ETABS** (البرنامج مرتكز على طريقة العناصر المحدودة).
- تسليح العناصر الحاملة (الأعمدة ; الروافد) أنجز ببرنامج التسليح **SOCOTEC** وأما الأرضيات والعناصر الثانوية فقد تم حسابها يدويا.

## Résumé

Le but de cette étude et la conception d'une structure de R +8+ Sous-sol, qui sera implanté dans la wilaya de Ain Defla, classé en zone de moyenne sismicité Iib selon le règlement parasismique Algérien (**RPA 99 modifié en 2003**).

- Le pré dimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément au **BAEL91 Modifié 1999**(Béton Armé aux Etats Limites) et **RPA99 Version 2003**.
- L'analyse statique et dynamique de la structure a été réalisée par le Programme d'Analyse Structural **ETABS** (Le programme basé sur la Méthode d'Eléments Finis).
- Le ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres) a été mené par le logiciel de ferrailage **SOCOTEC**, alors que celui des dalles et des éléments secondaires a été calculé manuellement.

## Summary

The aim of this study is the conception of a Structure Dedicated for living of R+8+Basment, which will be established in the wilaya of Ain Defla, classified in zone Iib according to the Algerian parasismic Norms (**RPA 99 modify en 2003**).

- The pre-dimensioning of the load-bearing elements was carried out in accordance with **BAEL91 modify 1999** (reinforced concrete at limit states) and **RPA99 version 2003**.
- The three-dimensional static and dynamic analysis was conducted by Structural Analysis Program **ETABS** with Finite Element method ).
- The reinforcement of the carrying elements (columns, beams) was carried out by **SOCOTEC** the reinforcement software, whereas that of the walls and the secondary elements was done manually.

# Table des matières

➤ <b>Introduction Générale</b> .....	1
➤ <b>Chapitre I : Présentations de l'ouvrage</b> .....	3
I.1.Introduction .....	3
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	3
I.3. Les éléments de l'ouvrage.....	4
I.4.Les éléments de la structure.....	4
I.5.Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	5
I.5.1.Béton.....	5
I.5.2. Aciers.....	10
I.5.3 Hypothèses de calcul .....	13
➤ <b>Chapitre II : Pré dimensionnement</b> .....	14
II.1.Introduction .....	14
II.2. Pré dimensionnement des éléments non structurant.....	14
II.2.1. Les Planchers .....	14
II.2.2. La salle machine.....	19
II.2.3. Les escaliers .....	20
II.3. Pré dimensionnement des éléments structurant .....	26
II.3.1. Les poutres .....	26
II.3.2 Les poteaux .....	27
II.3.3 Les voiles .....	30
II.4. Conclusion .....	31
➤ <b>Chapitre III: Evaluation et decante des charges</b> .....	32
III.1.Introduction .....	32
III.2. Les charges permanentes (G).....	32
III.3. Les surcharges d'exploitations (Q) .....	38
III.4. Descente des charges.....	39
III.5. Conclusion du 3 <sup>eme</sup> chapitre .....	46

➤ <b>Chapitre IV: Calcule des elements secondaires</b> .....	47
IV.1. Introduction .....	47
IV.2. Acrotère .....	47
IV.3. Escalier .....	56
IV.4 Calcul de la poutre palière.....	72
IV.5 Plancher .....	84
IV.6. Les balcons.....	106
IV.7. Etude de la dalle machine .....	118
➤ <b>Chapitre V: Modélisation et vérification selon RPA</b> .....	126
V.1. Introduction .....	126
V.2. Etude sismique .....	126
V.3. Choix de la méthode de calcul .....	128
V.4. Etapes de modélisation.....	130
V.5. Les différents systèmes de contreventement appliquent sur notre structure .....	130
V.5.1 Portiques auto stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide .	132
V.5.2 Système de contreventement de structures en portiques par des voiles .....	143
V.5.3 Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles .....	153
V.6. Conclusion du chapitre .....	161
➤ <b>Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants</b> .....	162
VI.1. Introduction .....	162
VI.2. Hypothèses. ....	163
VI.3. Sections minimales et maximales et les diamètres des barres .....	163
VI.4. Ferrailage des poteaux .....	164
VI.5. Ferrailage des poutres .....	174
VI.6. Ferrailage des voiles .....	185

➤ <b>Chapitre VII : Etude de l'infrastructure</b> .....	199
VII.1. Introduction .....	199
VII.2. Ferrailage de longrine.....	200
VII.3. Calcul des fondations. ....	202
VII.4. Les vérifications nécessaires .....	210
VII.5. Ferrailage du radier .....	215
VII.6. Débord .....	219
VII.7. Ferrailage des poutres de libages (nervure).....	220
VII.8. Etude du voile périphérique .....	225
➤ <b>Concluion Général</b> .....	230

## Liste des Tableaux

<b>Tableau I.1</b> : Propriétés mécaniques du béton.	7
<b>Tableau I.2</b> : La Contrainte en fonction de situation et le coefficient de sécurité".	8
<b>Tableau I.3</b> : Durée d'application de Coefficient d'application " $\theta$ ".	8
<b>Tableau I.4</b> : Propriétés mécaniques des aciers utilisés.	10
<b>Tableau II.1</b> : Dimensionnement d'escalier(S-sol).	22
<b>Tableau II.2</b> : Dimensionnement d'escalier (RDC).	24
<b>Tableau III.1</b> : Evaluation les charges permanentes du plancher terrasse.	32
<b>Tableau III.2</b> : Les Charges Permanentes du Planchers étages (courants+Rdc+S-sol).	33
<b>Tableau III.3</b> : Les charges permanentes d'un mur extérieure.	34
<b>Tableau III.4</b> : Les charges permanentes d'un mur intérieure.	34
<b>Tableau III.5</b> : Valeur de la charge permanente G du balcon en dalle pleine	35
<b>Tableau III.6</b> : Les charge du palier.	36
<b>Tableau III.7</b> : Les charges du Volée.	37
<b>Tableau III.8</b> : Les charges concentrées sur la volée	37
<b>Tableau III.9</b> : Surcharges d'exploitation des différents éléments secondaires.	38
<b>Tableau III.10</b> : Surface des poteaux sollicités.	40
<b>Tableau III.11</b> : Le poids propre de chaque niveau.	42
<b>Tableau III.12</b> : Coefficients de dégression de surcharges.	42
<b>Tableau III.13</b> : Dégression des surcharges.	42
<b>Tableau III.14</b> : Surcharges d'exploitation.	43
<b>Tableau III.15</b> : Choix des sections des poteaux centraux.	44
<b>Tableau III.16</b> : Vérification du flambement des poteaux.	45
<b>Tableau IV.1</b> : Quel que données de l'acrotère.	48
<b>Tableau.IV.2</b> : détermination les combinaisons fondamentales.	56
<b>Tableau IV.3</b> : Caractéristiques géométriques et mécaniques.	60
<b>Tableau IV.4</b> : Calcule les charges de la poutre palière.	72
<b>Tableau IV.5</b> : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles	84
<b>Tableau IV.6</b> : Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles	88
<b>Tableau IV.7</b> : Résultats de (M.T) travée type 01	88
<b>Tableau IV.8</b> : Tableau récapitulatif des efforts à (E.L.U)	89
<b>Tableau IV.9</b> : Tableau récapitulatif des efforts à (E.L.S)	90
<b>Tableau IV.10</b> : Tableau récapitulatif des efforts à (E.L.U).	91

<b>Tableau IV.11</b> : Tableau récapitulatif des efforts à (E.L.S).	92
<b>Tableau IV.12</b> : Tableau récapitulatif des efforts à (E.L.U).	93
<b>Tableau IV.13</b> : Tableau récapitulatif des efforts à (E.L.S).	94
<b>Tableau IV.14</b> : Les sollicitation maximas de la poutrelle.	95
<b>Tableau IV.15</b> : Représentation des données.	96
<b>Tableau IV.16</b> : Charges et surcharges d'exploitation sur les balcons.	106
<b>Tableau IV.17</b> :Ferrailage des dalles plains travaillent dans les deux sens .	108
<b>Tableau IV.18</b> :Vérification des contraintes de compression dans le béton et l'acier.	110
<b>Tableau IV.19</b> : Caractéristiques géométriques et mécaniques.	113
<b>Tableau IV.20</b> : Caractéristiques géométriques et mécaniques.	121
<b>Tableau IV.21</b> : Le ferrailage de la machine aux appuis et en traves	121
<b>Tableau IV 22</b> : Vérification des contraintes de compression dans le béton et l'acier.	124
<b>Tableau V.1</b> : Caractéristiques du spectre de la réponse	133
<b>Tableau V.2:</b> Périodes et facteurs de participation massique du modèle initiale	137
<b>Tableau V.3</b> : La force sismique totale ( $V_{RPA}$ ) appliqué à la base de la structure	141
<b>Tableau V.4</b> : vérification des périodes	141
<b>Tableau V.5</b> : La force sismique totale ( $V_{ETABS}$ ) avec la vérification	142
<b>Tableau V.6</b> : Caractéristiques du spectre de la réponse	143
<b>Tableau V.7</b> : Périodes et facteurs de participation massique du modèle initiale	146
<b>Tableau V.8</b> : détermination les paramètres de la période fondamentale	147
<b>Tableau V.9</b> : détermination les paramètres de la force sismique	147
<b>Tableau V.10</b> : vérification des périodes	148
<b>Tableau V.11</b> : La force sismique totale ( $V_{ETABS}$ ) avec la vérification	149
<b>Tableau V.12</b> : Vérification les déplacements relatifs	149
<b>Tableau V.13</b> : Vérification l'effet P- $\Delta$ inter étages du modèle finale	150
<b>Tableau V.13</b> : Vérification l'effet P- $\Delta$ inter étages du modèle finale	152
<b>Tableau V.15</b> : Caractéristiques du spectre de la réponse	153
<b>Tableau V.16</b> : Périodes et facteurs de participation massique du modèle initiale	155
<b>Tableau V.17</b> : détermination les paramètres de la période fondamentale	156
<b>Tableau V.18</b> : détermination les paramètres de la force sismique	156
<b>Tableau V.19</b> : vérification des périodes	157
<b>Tableau V.20</b> : La force sismique totale ( $V_{ETABS}$ ) avec la vérification	158
<b>Tableau V.21</b> : Vérification les déplacements relatifs	158
<b>Tableau V.22</b> : Vérification l'effet P- $\Delta$ inter étages du modèle finale	159

<b>Tableau V.23</b> : vérification des efforts normales réduites	160
<b>Tableau V.24</b> : Vérification l'interaction portiques - voiles	160
<b>Tableau VI.1</b> : Sections minimales et maximales des armatures.	163
<b>Tableau VI.2</b> : les diamètres des barres.	163
<b>Tableau VI.3</b> : Caractéristiques du béton et de l'acier	164
<b>Tableau VI.4</b> : Ferrailages des poteaux en situation accidentelle ( $N^{\max}$ , $M^{\text{corr}}$ )	166
<b>Tableau VI.5</b> : Ferrailages des poteaux en situation accidentelle ( $N^{\max}$ , $M^{\text{corr}}$ )	166
<b>Tableau VI.6</b> : Ferrailages des poteaux situation durable ( $N^{\max}$ , $M^{\text{corr}}$ )	167
<b>Tableau VI.7</b> : Choix des armatures des poteaux carrés	167
<b>Tableau VI.8</b> : Vérifications des contraintes pour les poteaux	168
<b>Tableau VI.8</b> : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux carrés	170
<b>Tableau IV.9</b> : Espacements maximales selon RPA99	171
<b>Tableau VI.10</b> : Choix des armatures transversales pour les poteaux	172
<b>Tableau VI.11</b> : Les sections des Efforts internes dans les poutres porteuses.	175
<b>Tableau VI.12</b> : Les sections des Efforts internes dans les poutres non porteuses.	176
<b>Tableau IV.5.3)</b> : Choix du ferrailage des poutres	177
<b>Tableau VI.13</b> : Vérification de la condition de non fragilité	177
<b>Tableau VI.14</b> : Vérification des poutres principales	179
<b>Tableau VI.15</b> : Vérification des poutres secondaires	180
<b>Tableau VI.16</b> : Vérification les contraintes de cisaillement.	181
<b>Tableau VI.17</b> : Calcul des armatures transversales	182
<b>Tableau VI.18</b> : Caractéristiques géométriques des voiles sens X-X	193
<b>Tableau VI.19</b> : Caractéristiques géométriques des violes sens Y-Y	194
<b>Tableau VI.20</b> : Ferrailage des voiles sens X-X	195
<b>Tableau VI.21</b> : Ferrailage des voiles sens Y-Y	196
<b>Tableau VI.22</b> : Vérification des efforts tranchant	197
<b>Tableau VII.1</b> : Effort normal appliqué sur les fondations	203
<b>Tableau VII.2</b> : Section et l'effort normal appliqué sur les fondations	205
<b>Tableau VII.3.</b> Vérification des contraintes	215
<b>Tableau VII.4.</b> Calcul des sollicitations et le ferrailage de radier.	218
<b>Tableau VII.5:</b> Calcul le ferrailage du débord	219
<b>Tableau VII.6</b> : Calcul le ferrailage du nervure	222
<b>Tableau VII.7</b> : Calcul des moments	226
<b>Tableau VII.8</b> : Ferrailage du voile périphérique	227

<b>Tableau VII.9 :</b> Calcul des moments	228
<b>Tableau VII.10 :</b> Vérification des contraintes à l'ELS	228

## Liste des figures

<b>Figure I.1.</b> diagramme contrainte déformation du béton	8
<b>Figure I.2.</b> diagramme contrainte déformation du béton à ELS	9
<b>Figure I.3.</b> diagramme contrainte déformation du l'acier	11
<b>Figure I.4 :</b> Digramme constraints –déformation de l'acier à L'ELU.	11
<b>Figure II.1 :</b> Coupe d'un plancher en corps creux.	15
<b>Figure II.2 :</b> La disposition de poutrelle	15
<b>Figure II.3 :</b> schéma d'une poutrelle.	16
<b>Figure II.4 :</b> Coupe transversale d'une poutrelle.	16
<b>Figure II.5 :</b> dalle sur un seul appui.	17
<b>Figure II.6 :</b> dalle (1),(2) sur deux appuis	17
<b>Figure II.8 :</b> dalle (1) sur trois appuis	18
<b>Figure II.9 :</b> dalle (2) sur trois appuis.	18
<b>Figure II.10 :</b> dalle (3) sur trois appuis.	18
<b>Figure II.11:</b> Schéma de l'ascenseur.	19
<b>Figure II.12 :</b> Schéma général d'un escalier.	20
<b>Figure II.13 :</b> coupe verticale d'un escalier	21
<b>Figure II.14 :</b> coupe horizontale d'un escalier (sous-sol).	21
<b>Figure II.15 :</b> schéma statique d'escalier (type 2)	22
<b>Figure II.16 :</b> coupe verticale d'un escalier (RDC+ étage courant).	23
<b>Figure II.17 :</b> coupe horizontale d'un escalier (RDC+ étage courant).	23
<b>Figure II.18 :</b> coupe verticale de la poutre palier.	25
<b>Figure II.19 :</b> coupe verticale de l'acrotère.	25
<b>Figure II.20 :</b> coupe verticale de la poutre principale.	26
<b>Figure II.21 :</b> coupe verticale de la poutre secondaire.	27
<b>Figure II.22 :</b> Section réduit de poteau.	28
<b>Figure II.23 :</b> Schéma présent un poteau.	22

<b>Figure II.24 :</b> Coupe de voile en élévation.	30
<b>Figure II.25 :</b> Coupes des voiles en plan.	30
<b>Figure III.1 :</b> Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux.	32
<b>Figure III.2.</b> Coupe verticale du plancher courant à corps creux.	33
<b>Figure III.3 :</b> Constituants d'un mur extérieur.	33
<b>Figure III.4 :</b> Constituants d'un mur intérieure	34
<b>Figure III.5.</b> Coupe verticale du plancher en dalle plain.	35
<b>Figure III.6 :</b> Section du poteau central.	39
<b>Figure III.7 :</b> Section du poteau rive.	39
<b>Figure III.8 :</b> Section du poteau d'angle.	40
<b>Figure III.9 :</b> les niveaux de la structure	41
<b>Figure IV.1:</b> Schéma statique de l'acrotère.	47
<b>Figure IV.2:</b> Schéma statique des efforts	48
<b>Figure IV.3:</b> Section rectangulaire soumise à la flexion composée.	49
<b>Figure IV.4:</b> Plan de Ferrailage de l'acrotère	55
<b>Figure IV.5:</b> Schéma statique de l'escalier à l'ELU.	57
<b>Figure IV.6 :</b> Diagramme des efforts internes à l'ELU.	59
<b>Figure IV.7 :</b> Section droite en travée.	60
<b>Figure IV.8 :</b> Section droite aux appuis.	61
<b>Figure IV.9 :</b> Schéma statique de l'escalier à l'ELS.	64
<b>Figure IV.10 :</b> Diagramme des efforts internes à l'ELS.	66
<b>Figure IV.11 :</b> section droite des escalier	70
<b>Figure IV.12 :</b> plan de ferrailage de l'escalier.	71
<b>Figure IV.13 :</b> Schéma de la poutre palière	72
<b>Figure IV.14 :</b> Schéma statique de la poutre	73
<b>Figure IV.15 :</b> Diagramme des efforts internes à l'ELU.	75
<b>Figure IV.16 :</b> Section droite en travée.	76

<b>Figure IV.17 :</b> Diagramme des efforts internes à l'ELS.	80
<b>Figure IV.18:</b> Schéma de ferrailage de la poutre Palière.	83
<b>Figure IV.19 :</b> Schéma statique des poutrelle	85
<b>Figure IV.20 :</b> Schéma statique d'une poutrelle	87
<b>Figure IV.21 :</b> Diagramme des Moments et des Efforts Tranchants type (1)	89
<b>Figure IV.22 :</b> Diagramme des Moments et des Efforts Tranchants à ELU (type 2)	90
<b>Figure IV.23 :</b> Diagramme des Moments et des Efforts Tranchants à ELS (type 2)	91
<b>Figure IV.24 :</b> Diagramme des Moments et des Efforts Tranchants à ELU (type 3)	92
<b>Figure IV.25 :</b> Diagramme des Moments et des Efforts Tranchants à ELS (type 3).	93
<b>Figure IV.26 :</b> Diagramme des Efforts Tranchants et des moments à ELU (type 4).	94
<b>Figure IV.28 :</b> Diagramme des Moments et des Efforts Tranchants à ELS (type 4).	95
<b>Figure IV.29 :</b> Section de la poutrelle	96
<b>Figure IV.30 :</b> schéma de Ferrailage de planche.	106
<b>Figure IV.31 :</b> Dalle plane sur trois appuis.	107
<b>Figure IV.32 :</b> Schéma de ferrailage de la dalle pleine (D1).	111
<b>Figure IV.33 :</b> dalle (3) sur trois appuis.	111
<b>Figure IV.34 :</b> Schéma statique du balcon.	112
<b>Figure IV.35 :</b> Section transversale de la dalle	113
<b>Figure IV.36 :</b> Schéma de ferrailage de la dalle pleine (D3).	117
<b>Figure IV.37 :</b> schéma statique de la dalle de la salle machine	119
<b>Figure IV.38 :</b> la section à étudier pour le ferrailage	119
<b>Figure IV.39 :</b> Plan de ferrailage de la salle machine	125
<b>Figure V.1 :</b> Spectre de réponse.	134
<b>Figure V.2 :</b> Modèle initial en 3D.	134
<b>Figure V.3 :</b> Modèle en plan initiale.	135
<b>Figure V.4 :</b> Le 1 <sup>er</sup> mode translation suivant x-x et rotation suivant z-z.	135
<b>Figure V.5 :</b> Le 2 <sup>eme</sup> mode translation suivant y-y et rotation suivant z-z.	136
<b>Figure V.6 :</b> Le 3 <sup>eme</sup> mode translation suivant x-x	136

<b>Figure V.7</b> : Spectre de réponse.	143
<b>Figure V.9</b> : Modèle en 3D.	144
<b>Figure V.10</b> : Le 1 <sup>er</sup> mode translation suivant x-x et rotation suivant z-z.	144
<b>Figure V.11</b> : Le 2 <sup>eme</sup> mode translation suivant y-y	145
<b>Figure V.12</b> : Le 3 <sup>eme</sup> mode rotation suivant z-z	145
<b>Figure V.13</b> : Evaluation des effets du second ordre.	151
<b>Figure V.14</b> : Spectre de réponse.	153
<b>Figure V.15</b> : Le 1 <sup>er</sup> mode translation suivant x-x et rotation suivant z-z.	154
<b>Figure V.16</b> : Le 2 <sup>eme</sup> mode translation suivant y-y	154
<b>Figure V.17</b> : Le 3 <sup>eme</sup> mode rotation suivant z-z	155
<b>Figure.VI.1</b> : Ferrailage des poteaux RDC, 1 <sup>ère</sup> et 2 <sup>ème</sup> étages.	173
<b>Figure.VI.2</b> : Ferrailage des poteaux 3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étages.	173
<b>Figure.VI.3</b> : Ferrailage des poteaux 6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étages.	173
<b>Figure. VI.4</b> : Ferrailage des poutres porteuses.	183
<b>Figure. VI.5</b> : Ferrailage des poutres non porteuses.	184
<b>Figure.VI.6</b> : Le schéma disposition des armatures.	184
<b>Figure.VI.7</b> : Diagramme des contraintes du 1 <sup>er</sup> cas.	186
<b>Figure.VI.8</b> : Diagramme des contraintes du 2 <sup>ème</sup> cas.	186
<b>Figure.VI.9</b> : Diagramme des contraintes du 3 <sup>ème</sup> cas.	187
<b>Figure.VI.10</b> : Nomination les voiles.	188
<b>Figure VI.11</b> : Voile plain VX8.	189
<b>Figure VI.12</b> : La zone tendue et comprimée.	190
<b>Figure VI.13</b> : la contrainte $\sigma_3$ partie V <sub>2</sub> .	190
<b>Figure VI.14</b> : Ferrailage de voile VX8.	198
<b>Figure. VII.1</b> : Ferrailage des longrines.	201
<b>Figure VII.2</b> : Dimensions de la semelle isolée	203
<b>Figure VII.3</b> : Dimensions de la semelle filante	204
<b>Figure VII.4</b> : Dimensions du radier	207

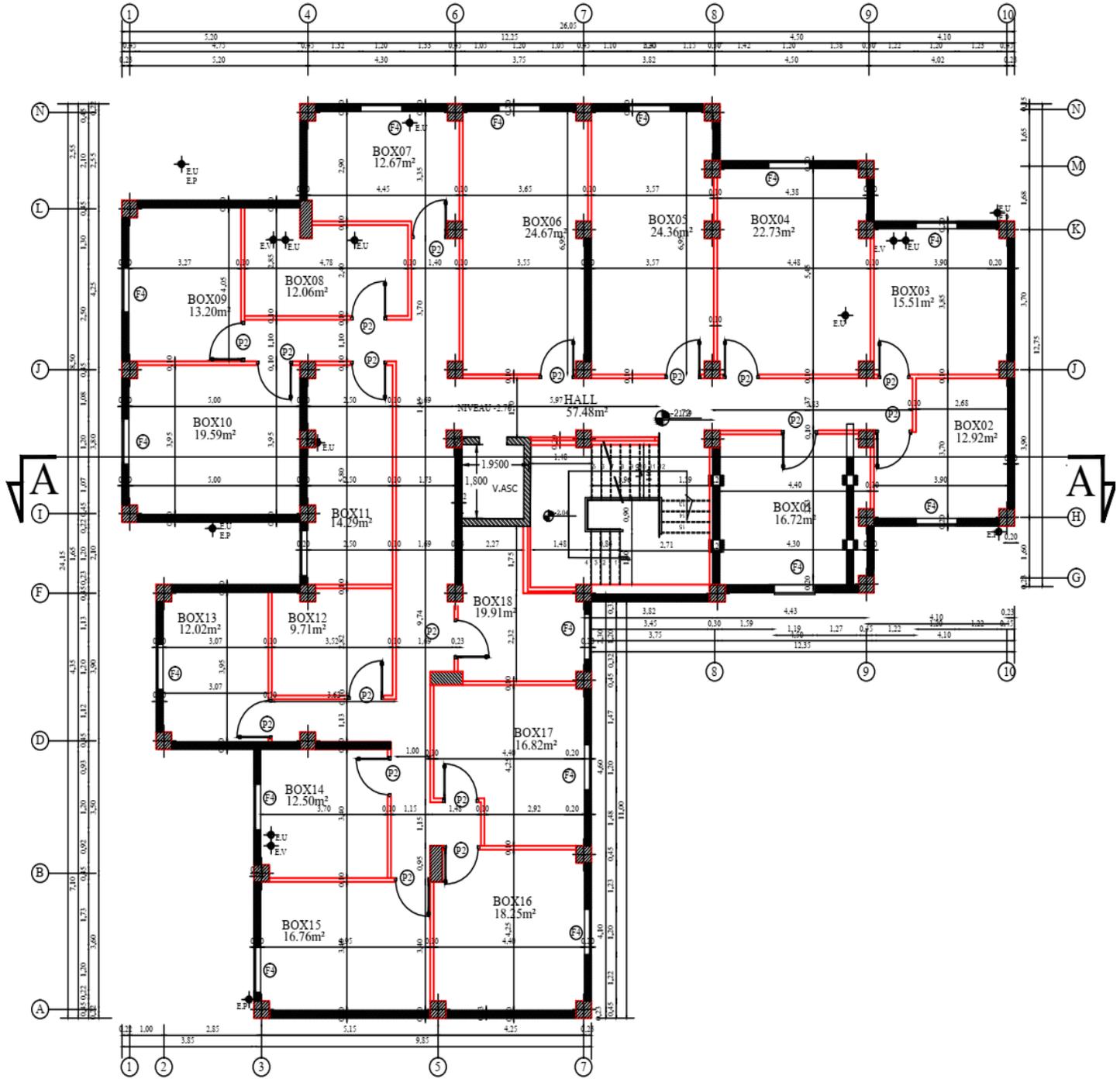
<b>Figure VII.5</b> : Périmètre utile des voiles et des poteaux	210
<b>Figure. VII.6</b> : Contrainte sous le radier	214
<b>Figure VII.7</b> : le panneau le plus sollicité	217
<b>Figure VII.8</b> : Schéma statique du débord	219
<b>Figure VII.9</b> : Répartition des charges sur les poutres selon Les lignes de rupture.	221
<b>Figure VII.10</b> : Ferrailage des poutres de libages dans les deux sens.	224
<b>Figure VII.11</b> : Schéma de ferrailage du radier aux appuis et en traves dans les deux sens	224
<b>Figure VII.12</b> : Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité	226
<b>Figure VII.13</b> : Ferrailage du voile périphérique en travée	229
<b>Figure VII.14</b> : Ferrailage du voile périphérique aux appuis	229

## Liste Des Symboles

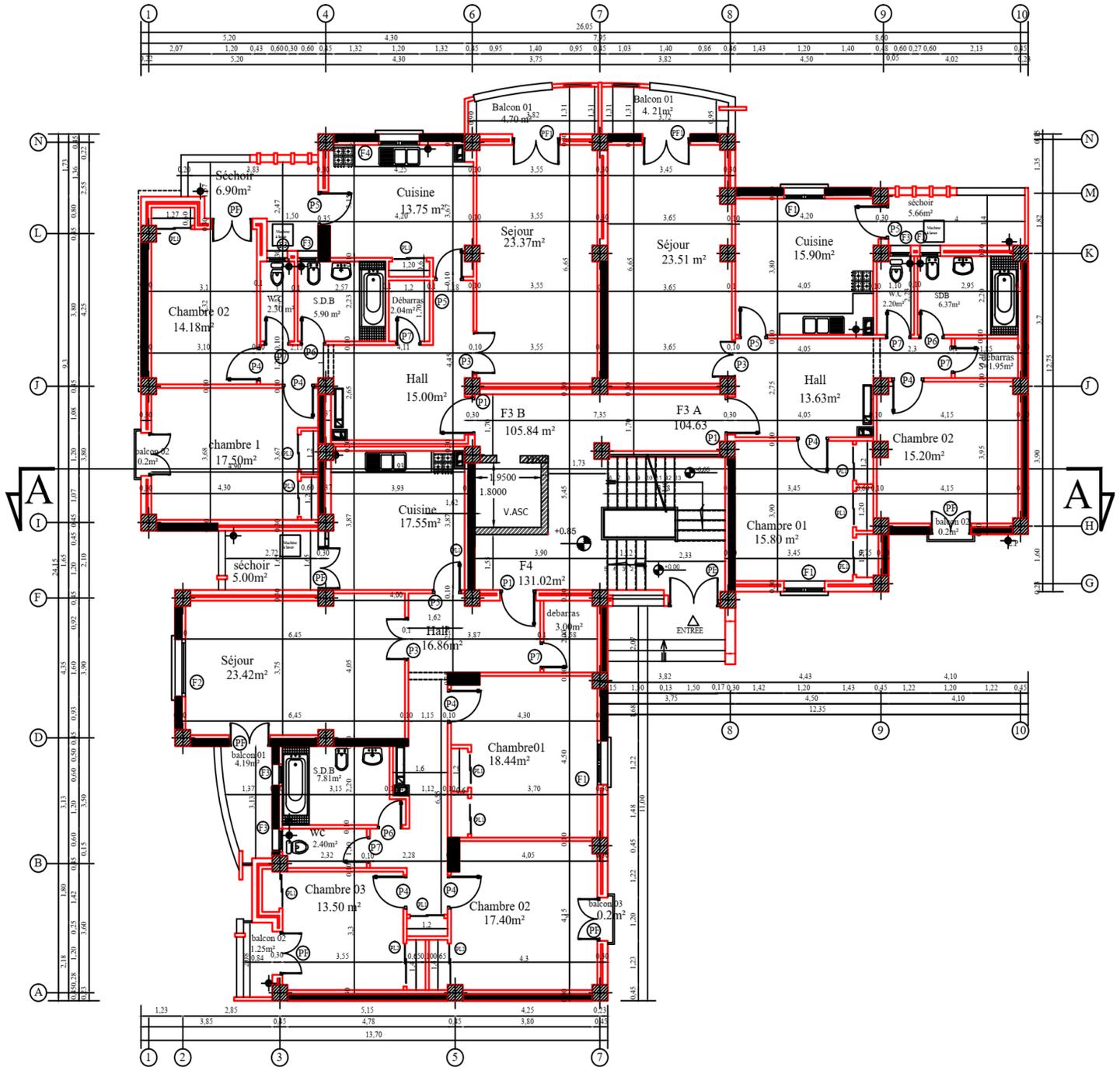
- $A$  : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- $A_s$  : Aire d'une section d'acier.
- $A_t$  : Section d'armatures transversales.
- $B$  : Aire d'une section de béton.
- $\phi$  : Diamètre des armatures.
- $\varphi$  : Angle de frottement.
- $\bar{q}$  : Capacité portante admissible.
- $Q$  : Charge d'exploitation.
- $C_d$  : Coefficient dynamique.
- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité dans le béton.
- $\sigma_s$  : Contrainte de traction de l'acier.
- $\sigma_{bc}$  : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$  : Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte de compression admissible du béton.
- $\tau_u$  : Contrainte ultime de cisaillement.
- $\tau$  : Contrainte tangentielle.
- $\beta$  : Coefficient de pondération.
- $\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol.
- $\sigma_m$  : Contrainte moyenne.
- $G$  : Charge permanente.
- $\xi$  : Déformation relative.
- $V_0$  : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$  : Etat limite ultime.
- $E.L.S$  : Etat limite service.
- $N_{ser}$  : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- $N_u$  : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- $T_u$  : Effort tranchant ultime.

- $T$  : Effort tranchant
- $S_t$  : Espacement.
- $\lambda$  : Elancement.
- $e$  : Epaisseur
- $F$  : Force concentrée.
- $f$  : Flèche.
- $\bar{f}$  : Flèche admissible.
- $D$  : Fiche d'ancrage.
- $L$  : Longueur ou portée.
- $L_f$  : Longueur de flambement.
- $d$  : Hauteur utile.
- $F_e$  : Limite d'élasticité de l'acier.
- $M_u$  : Moment à l'état limite ultime.
- $M_{ser}$  : Moment à l'état limite de service.
- $M_t$  : Moment en travée.
- $M_a$  : Moment sur appuis.
- $M_0$  : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- $I$  : Moment d'inertie.
- $f_i$  : Flèche due aux charges instantanées.
- $f_v$  : Flèche due aux charges de longue durée.
- $I_{fi}$  : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- $I_{fv}$  : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- $M$  : Moment, Masse.
- $E_{ij}$  : Module d'élasticité instantané.
- $E_{vj}$  : Module d'élasticité différé.
- $E_s$  : Module d'élasticité de l'acier.
- $f_{c28}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
- $f_{t28}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
- $F_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
- $\delta$  : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- $Y$  : Position de l'axe neutre.
- $I_0$  : Moment d'inertie de la section totale homogène.

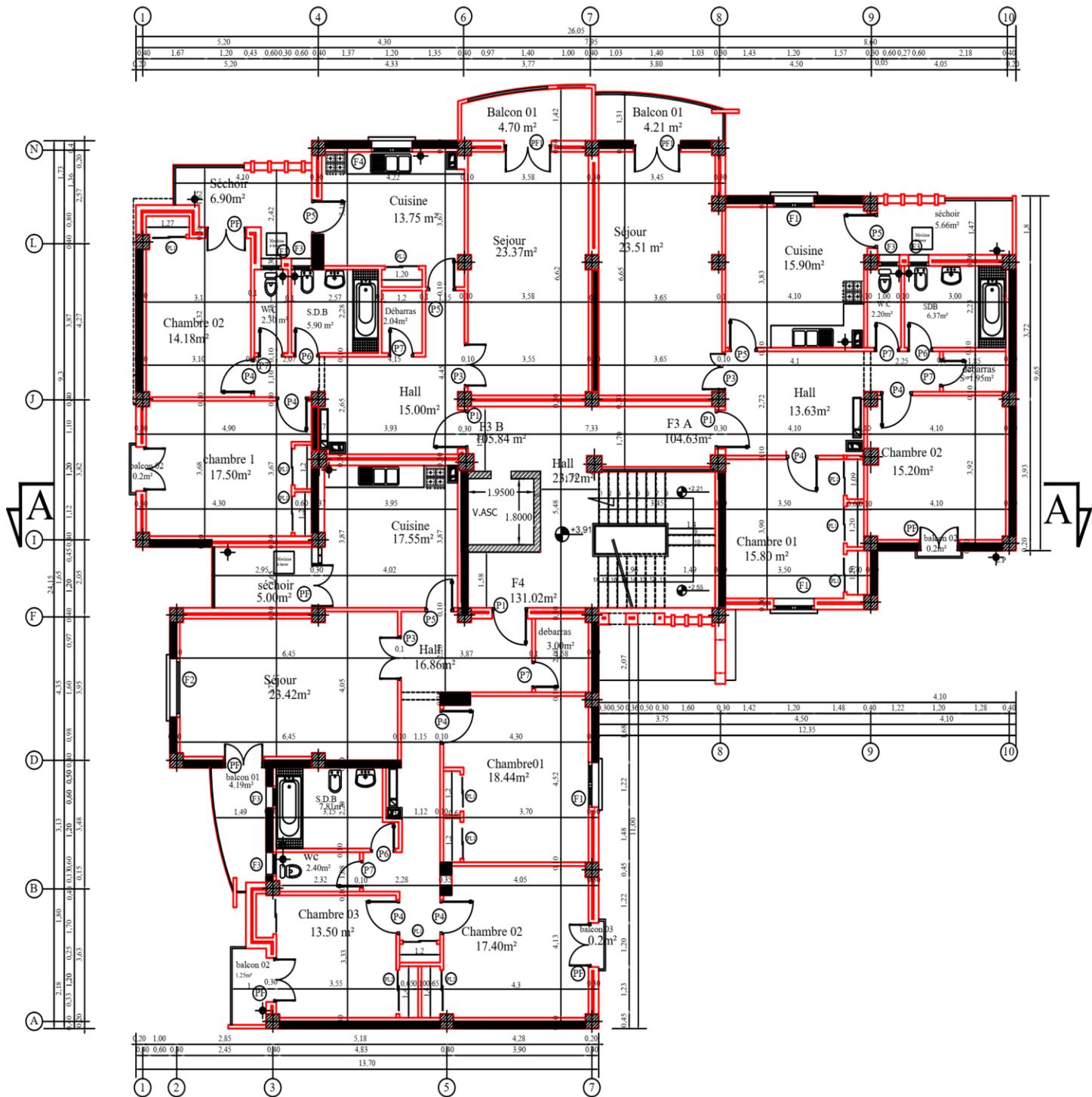
# Les Plans De La Structure



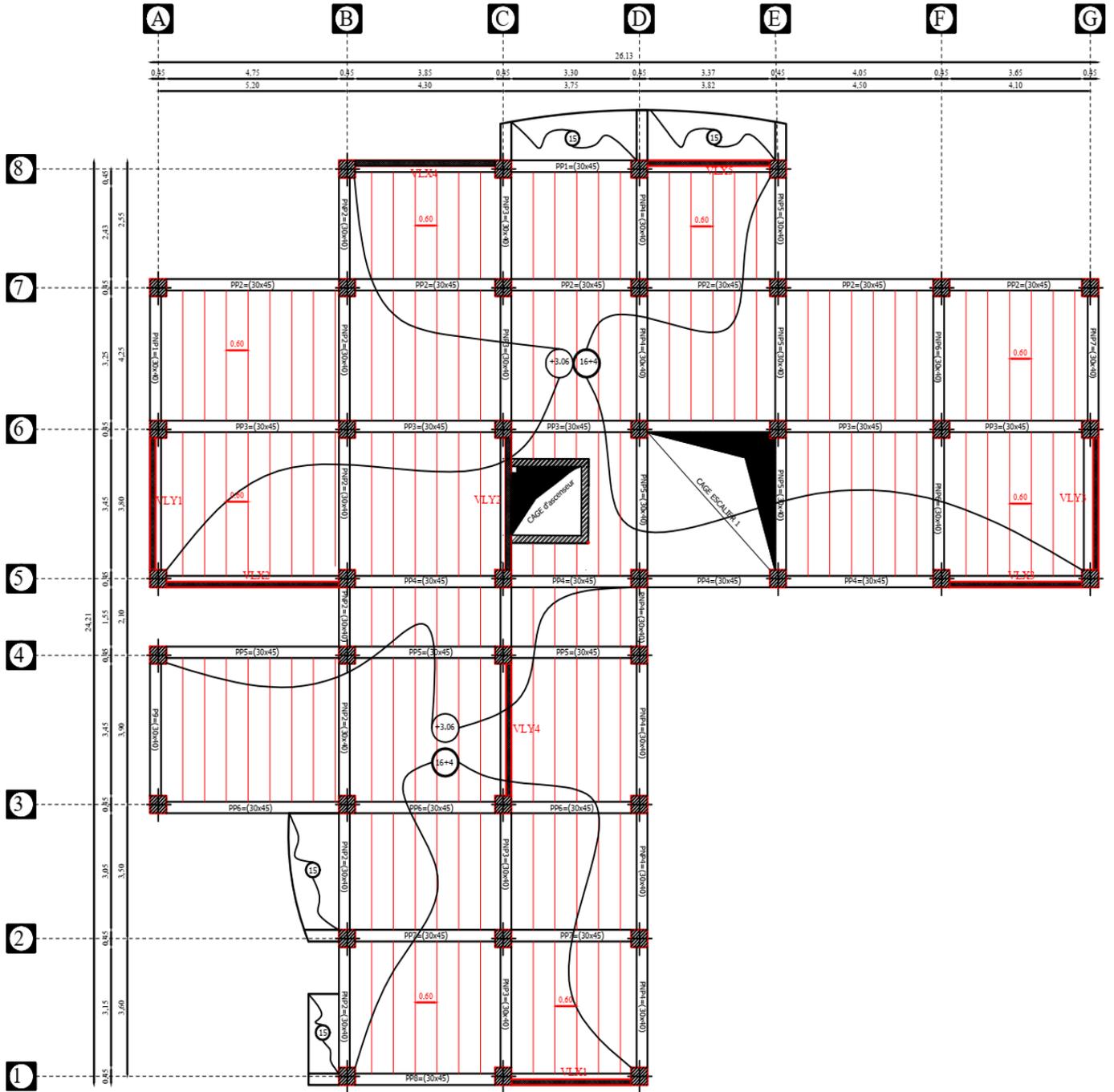
Plan de S-sol



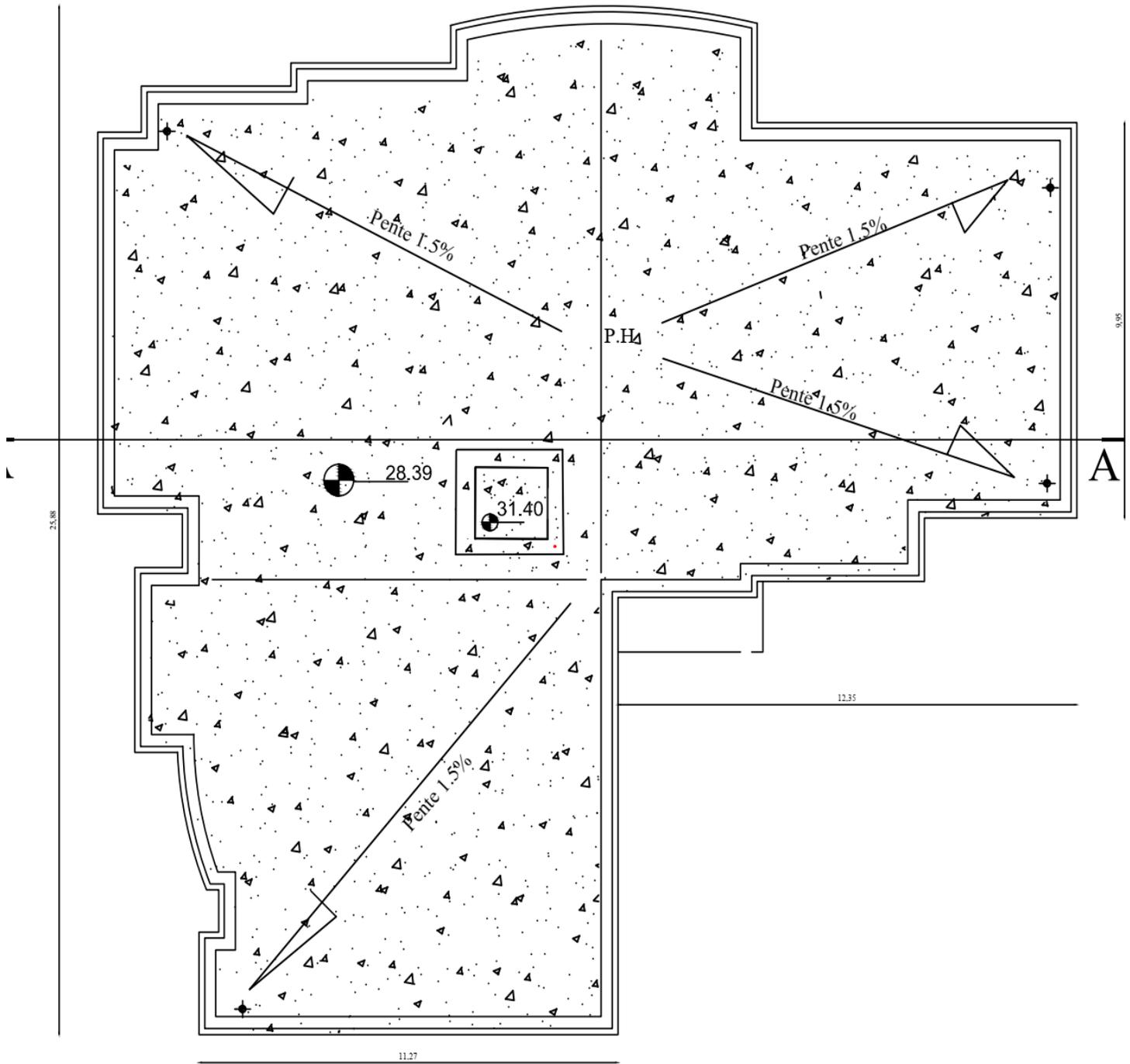
**Plan de RDC**



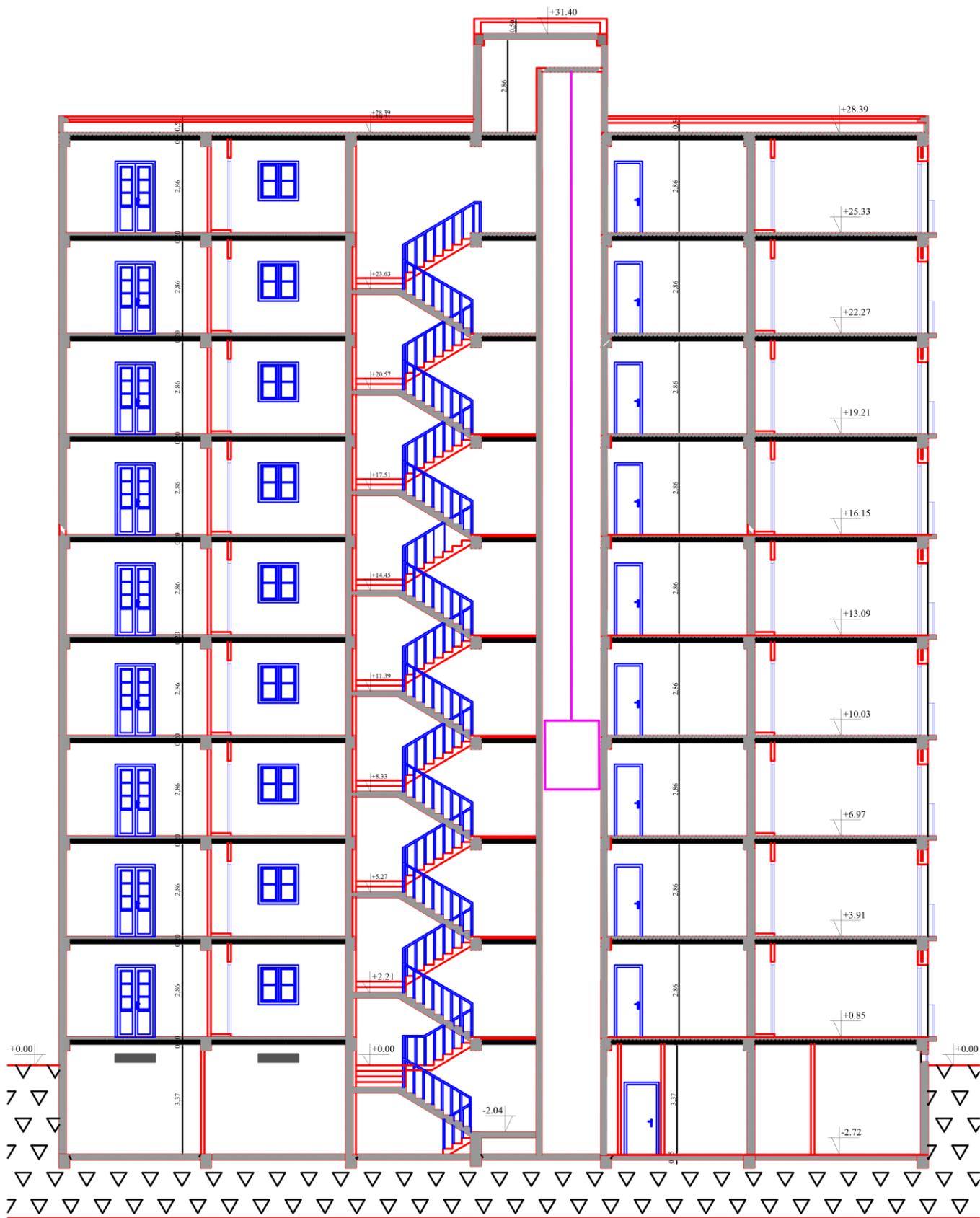
**Plan des étages courantes**



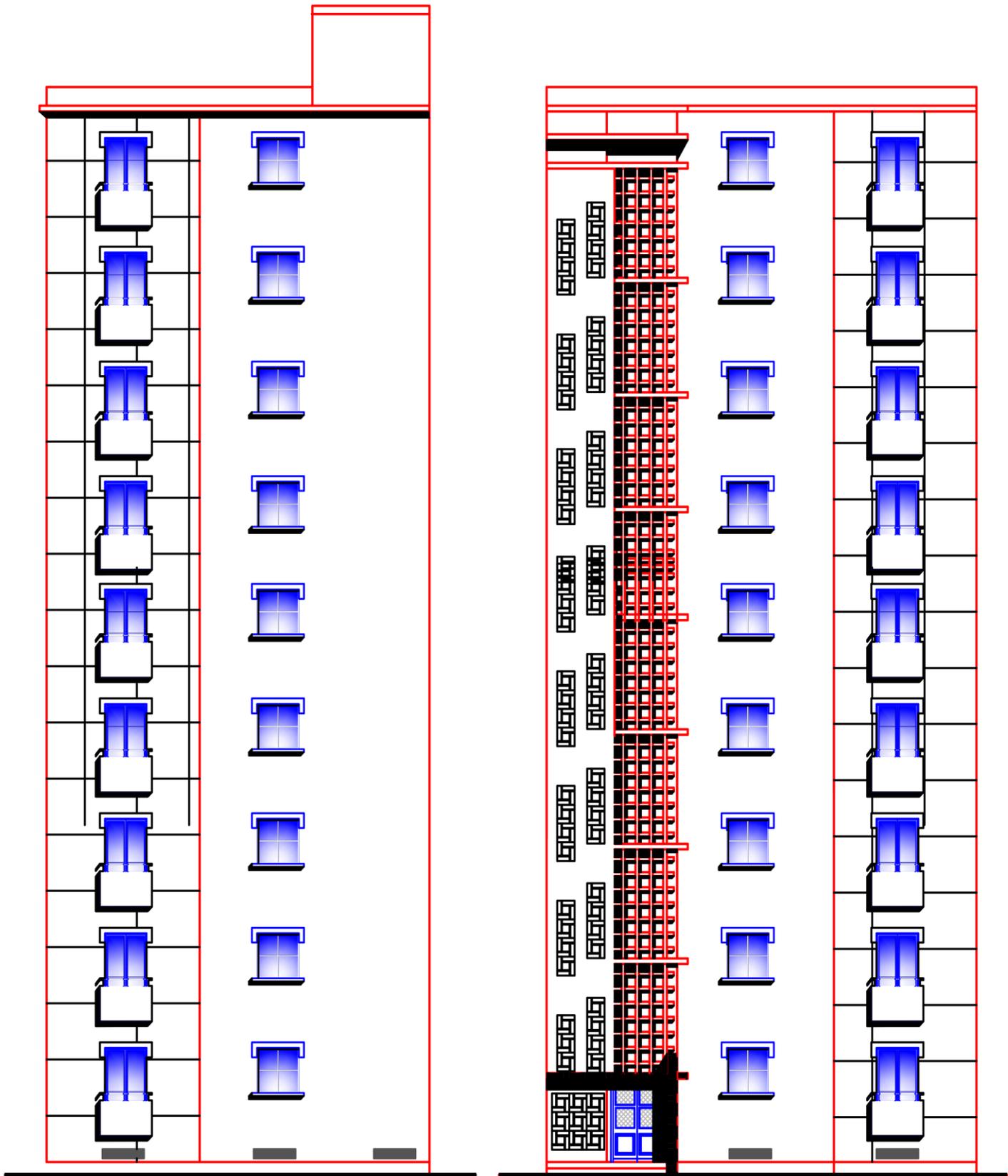
**Plan de Terrasse**



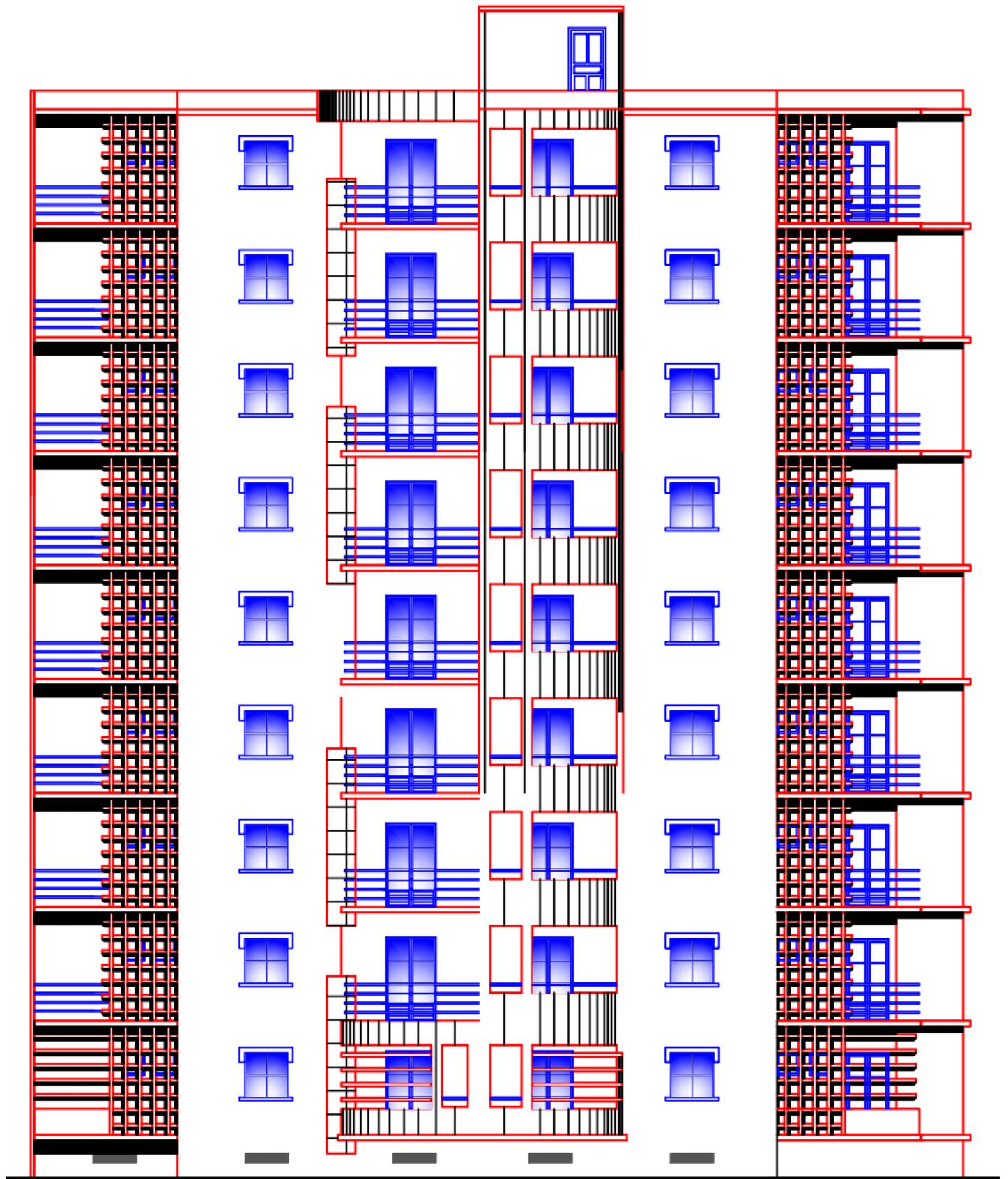
**Plan de Terrasse**



Coupe de fessade (A-A)



Fassade Principale et latérale



Fassade Sur la Rue

# **Introduction Générale**

## Introduction générale

La construction des bâtiments a connu un développement rapide, surtout après la seconde guerre mondiale. L'homme doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles techniques de construction, pour améliorer le comportement des structures des bâtiments.

L'expansion démographique et le manque du foncier a fait que l'homme doit toujours construire plus haut pour des surfaces en plan réduites.

Le Génie civil est l'ensemble des activités conduisant à la réalisation de tout ouvrage lié au sol, des buts :

- ✓ La sécurité (le plus important) : assurer la stabilité de l'ouvrage.
- ✓ Economie : sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins cher par rapport aux autres matériaux (charpente, bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- ✓ Souplesse d'utilisation
- ✓ Durabilité (duré de vie).
- ✓ Résistance au feu.

Le dernier séisme du 21 mai 2003, qui a touché la région du payé (BOUMERDES, ALGER ...) est un exemple très probant. Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine des mouvements forts de sol.

Les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts. Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, ainsi que la capacité portante du sol. L'ingénieur en structure doit respecter les codes de calculs et la réglementation en vigueur à savoir, **RPA99/2003**, **BAEL**, **CBA93** et les **DTR**.

Notre projet a pour objectif de faire une étude d'un bâtiment (RDC+8 étages Sous-sol), à usage d'habitation contreventé par différents systèmes de contreventement exigés par **RPA 99v2003** (auto stable, voile porteuse, mixte).

A cet effet, nous allons organiser le travail en six chapitres :

- ❖ Généralités ;
- ❖ Pré dimensionnement des éléments de la structure ;
- ❖ Evaluation des charges et surcharges ;
- ❖ Calcul des éléments secondaires ;
- ❖ Etude dynamique de la structure ;
- ❖ Calcul et ferrailage des éléments structuraux ;
- ❖ Etude des fondations.

# **Chapitre I**

**Présentation de l'ouvrage**

## I.1. Introduction

Ce projet porte sur l'étude des éléments résistants d'un bâtiment **d'angle**, et de forme **irrégulière** en plan. Il s'inscrit dans le cadre de réalisation de 75 logements collectifs.

## I.2. Présentation de l'ouvrage

Notre projet est l'étude d'un bâtiment (**R+8+sous-sol**) à usage d'habitation, l'ouvrage sera implanté à la commune de Ain defla wilaya de Ain defla qui est classée comme zone de moyenne sismicité, **Zone IIb**, selon le classement des zones établi par le Règlement Parasismique Algérien. [RPA99 v2003 Art3.2].

Le bâtiment est composé de :

- Une entre sol de 18 box avec un hall.
- Un rez-de-chaussée et huit étages à usage d'habitation avec deux logements F3 et logement F4.
- Une terrasse inaccessible.

### I.2.1. Caractéristiques géométriques

#### ➤ Dimensions en élévation

- Hauteur totale de la super- structure est de : ..... 31.9 m.
- Hauteur totale de la super et l'infrastructure : ..... 34.42 m.
- Hauteur du sous-sol est de : ..... 3.37 m.
- Hauteur du rez-de-chaussée est de : ..... 3.06 m.
- Hauteur des étages courants est de : ..... 3,06 m.
- Hauteur d'acrotère est de : ..... 0,5 m.

#### ➤ Dimensions en plan

- Longueur totale en plan ..... 26.05 m
- Largeur totale en plan .....24.15 m

### I.2.2. Classification du bâtiment selon le RPA 99 (version 2003)

Le bâtiment est un ouvrage classé dans :

- Zone forte sismicité (**Zone IIb**).
- Groupe d'usage **2**.
- Site ferme (**S2**).

### I.3. Les éléments de l'ouvrage

#### I.3.1. Ossature

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

- Poteaux et poutres formant un système de portiques destinés à reprendre essentiellement les charges et surcharges.
- Des voiles en béton armé disposés dans les deux sens longitudinal et transversal, assurant la rigidité et la stabilité de l'ouvrage ainsi ils reprennent les charges horizontales et une partie des charges verticales.

#### I.3.2. Planchers

Les planchers sont des parties horizontales de la construction, supporter leurs poids propres et les charges d'exploitation pour transmettre aux éléments porteurs de l'ossature ils ont pour but de séparer entre Chaque deux niveaux successifs et assurent l'isolation thermique et acoustique des différents étages du bâtiment.

Dans notre projet nous avons adopté des planchers à corps creux pour tous les étages et des planchers à dalle pleine pour les balcons.

#### I.4.3. Terrasse inaccessible

C'est une aire plane servant à supporter son poids propre et les surcharges d'exploitation.

#### I.3.4. Balcons

Ce sont des éléments consolidés au niveau des planchers, ils seront formés en dalle pleine en béton armé.

#### I.3.5. Escalier

La structure comporte un seul type d'escaliers en béton armé coulé sur place.

Escaliers : servant à relier les planchers de tous les étages, avec trois volés et deux paliers de repos.

#### I.3.6. Acrotère

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse (**50 cm**), il se greffe à la périphérie de la terrasse.

L'acrotère est soumis à une flexion composée.

#### I.3.7. Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Murs extérieurs : constitués d'une double paroi en briques (**10 cm** et **10 cm** d'épaisseur) séparées par une âme d'air de **5cm** d'épaisseur.
- Murs intérieurs constitués par une seule paroi de brique de **15 cm** d'épaisseur.

### **I.3.8. Revêtement**

- En carrelage pour les planchers.
- En mortier de ciment pour les murs extérieurs.
- En plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.
- Faïence en céramiques recouvrant les murs dans les salles d'eau et les cuisines.

### **I.3.9. Le Coffrage**

Le coffrage est assuré par un coffrage traditionnel (bois) pour les poteaux et les poutres et un coffrage métallique pour les voiles et les dalle plane.

Le choix du type de fondation et des charges transmises par à ce dernier. On choisira le type de fondation approprié au bâtiment après l'étude de la superstructure.

### **I.3.10. La fondation**

Élément dépend de la capacité portante du sol qui permet de transmettre les charges de la superstructure vers le sol.

### **I.4. Règlements et normes utilisés**

- Les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armée suivant la méthode des états limites (BAEL 99).
- Règlements Parasismiques Algériennes (RPA 99 VERSION 2003).
- Documents Technique Règlementaires (DTR-BC-22) : Les charges et les surcharges d'exploitation.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé (CBA 93).

### **I.5. Caractéristiques des matériaux**

Le matériau essentiel utilisé pour la construction de cet ouvrage est le béton armé, constitue de béton et d'acier.

#### **I.5.1. Propriétés mécaniques du béton**

##### **I.5.1.1. Définition**

C'est un mélange constitué d'un ciment, granulats (sable, gravillons), l'eau de gâchage et des adjuvants qui sont des produits chimiques pour améliorer la qualité de béton. Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression qui seront développées.

La composition d'un **mètre cube** du béton est la suivante :

- 350 kg de ciment (7sac) CEM II/ A 42,5.
- 400 L de sable  $\phi \leq 5$  mm
- 800 L de gravillons  $5 < \phi \leq 25$  mm
- 160L à 180 L d'eau de gâchage.
- Adjuvants : dosage entre (2% à 5%) par rapport poids de ciment.

Le béton obtenu aura une masse volumique apparente qui varie entre 2200 et 2500Kg /m<sup>3</sup>.

### I.5.1.2. Résistances caractéristiques du béton

Elle est notée  $f$  et s'exprime en MPA et correspond dans la norme à la valeur de la résistance au-dessous de laquelle peuvent se situer au plus 5% de la population de tous les résultats des essais sur éprouvettes dites (16x32). Cette résistance caractéristique est donc bien inférieure à la valeur moyenne des résultats d'essai.

#### ➤ Résistance à la compression « $f_{cj}$ » :

Un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite "valeur caractéristique requise" est notée  $f_{c28}$ . Cette résistance se mesure par des essais de compression simple sur éprouvettes cylindriques de hauteur double de leur diamètre (16x32).

Pour notre dosage courant la résistance caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 Mpa ( $f_{c28} = 25$  Mpa) [BAEL91 (Art A.2.1,1.3)].

Pour les éléments principaux le béton doit avoir les résistances  $f_{c28}$  au moins égale à 20 Mpa et au plus égale à 45 Mpa. [RPA 99 (art 8.1.1)].

On peut admettre que :

- Pour des résistances  $f_{c28} \leq 40$ MPa : [BAEL91 (Art A2.1,1.1)].

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83 \times j} \quad \text{si } j < 28 \text{ jours.}$$

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours.}$$

- Pour des résistances  $f_{c28} > 40$ MPa : [BAEL91 (Art A2.1,1.1)].

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1.40 + 0.95 \times j} \quad \text{si } j < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours.}$$

Avec :  $f_{cj}$  : résistance du béton à l'âge  $j$ .

$j$  : l'âge en jours.

- Pour notre dosage la résistance caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 Mpa ( $f_{c28} = 25$  Mpa). [BAEL91 (Art A.2.1,1.3)]

➤ **La Résistance caractéristique à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est de l'ordre 10 % de la résistance à la compression est définie par la relation suivante :

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06f_{cj} \quad \text{en Mpa} \quad \text{pour} \quad f_{cj} \leq 60 \text{ Mpa.}$$

$$f_{ij} = 0.275f_{cj}^{2/3} \quad \text{en Mpa} \quad \text{pour} \quad f_{cj} > 60 \text{ Mpa.}$$

Dans note cas :  $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times (25) = \mathbf{2.1 \text{ Mpa}}$  [BAEL 91(Art A.2.1,1.2)].

**I.5.1.3. Module de déformation longitudinale**

Il existe deux modules de déformation longitudinale.

➤ **Module de déformation instantanée « E<sub>ij</sub> » :** [BAEL91 (Art A.2.1,2.1) ].

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h.

➤ **Module de déformation différée « E<sub>vj</sub> »:** [BAEL91 (Art A.2.1,2.2) ].

Sous des contraintes de longue durée d'application.

**I.5.1.4 Coefficient de poisson**

[BAEL91 (Art A.2.1.3) ].

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale.

Les propriétés mécaniques du béton sont données par le tableau suivant :

**Tableau I.1 : Propriétés mécaniques du béton.**

Module d'élasticité		Coefficient de Poisson	Module de déformation transversale
Instantané	différé		
$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3}$ $E_{ij} = 32164.20 \text{ Mpa}$	$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3}$ $E_{ij} = 10818.87 \text{ Mpa}$	$\nu = \frac{\Delta_L}{L}$ à l'ELS : $\nu = 0.2$ à l'ELU : $\nu = 0$	$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$  E : Module de Young  V : Coefficient de poisson

**I.5.2. Les contraintes limites de calcul :**

**1. Contraintes limites à l'état limite ultime (ELU)**

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

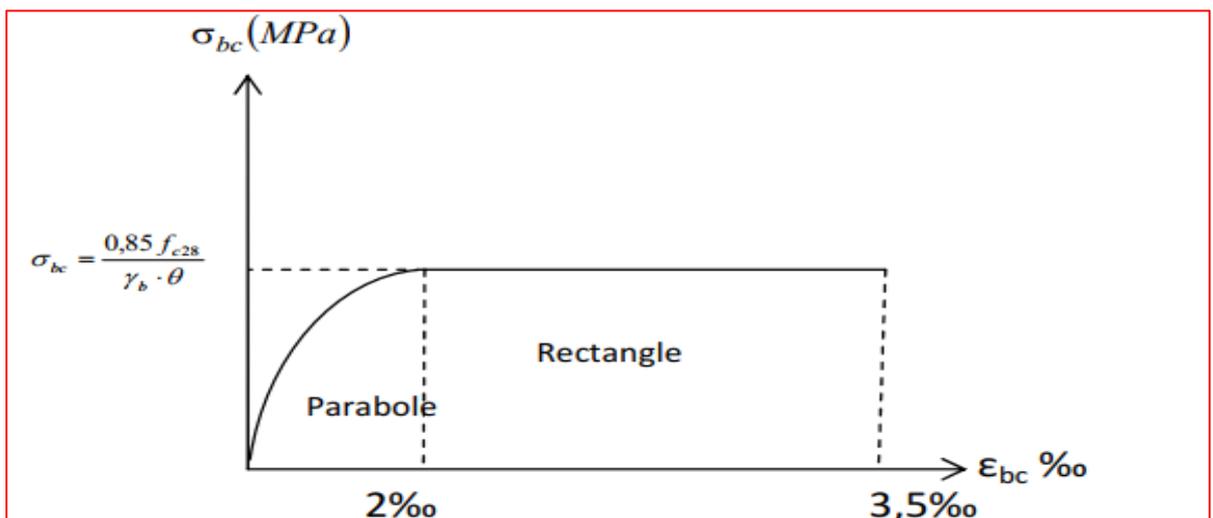
$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{bu}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{en [ Mpa]} \quad \text{[BAEL 91(Art A.4.3,41)] .}$$

**Tableau I.2 :** La Contrainte en fonction de situation et le coefficient de sécurité".

Coefficient de sécurité $\gamma_b$	situations	Contrainte de calcul ( Mpa) $f_{bu}$
1.5	durables ou transitoires	14.17
1.15	situations accidentelles	18.18

**Tableau I.3 :** Durée d'application de Coefficient d'application "  $\theta$  ".

$\theta$	Durée d'application
1	$t > 24h$
0.9	$1h \leq t \leq 24h$
0.85	$t < 1h$



**Figure I.1 :** Diagramme Contraintes – Déformations à L'ELU.

## 2. Contraintes limites à l'état limite de service (ELS) : [BAEL91 (Art A.4.2) ].

C'est l'état au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprend les états limites de fissuration 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.

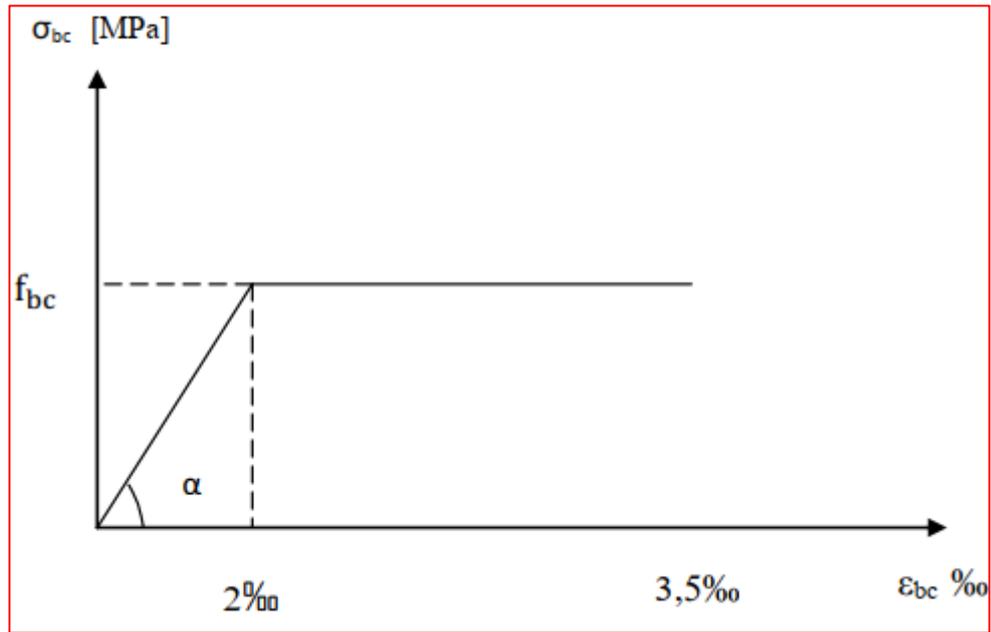


Figure I.2 : Diagramme Contraintes – Déformations à l'ELS.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

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

Avec :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \quad [\text{BAEL 91(Art A.4.5.2)}] .$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Donc Dans notre cas :  $\sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

### 3. contrainte limite de cisaillement

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \cdot d} \quad \text{en Mpa.} \quad [\text{BAEL 91(Art A.5.1,21)}].$$

Avec :

$V_u$  : effort tranchant dans la section étudiée.

$b$  : largeur de la section cisillée.

$d$  : hauteur utile .

$$\tau_u = \min\left\{\frac{0,2f_{c28}}{\gamma b} ; 5 \text{ Mpa}\right\} \text{ pour une fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_u = \min\left\{\frac{0,15f_{c28}}{\gamma b} ; 4 \text{ Mpa}\right\} \text{ pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

## I.5.2. ACIERS

### I.5.2.1. Généralités :

L'acier est un alliage du fer et faible pourcentage du carbone, caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression. On intègre dans les éléments du béton pour reprendre et équilibrer les efforts de traction, cisaillement et de torsion.

Elles se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface, (RL, HA). Les caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

**Tableau I.4 : Propriétés mécaniques des aciers utilisés.**

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe en MPa	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement $\psi$
<b>Aciers en Barre</b>	Rond lisse FeE235	RL	235	410-490	22‰	1	1
	Haute adhérence FeE400	HA	400	480	14‰	1.6	1.5
<b>Aciers en treillis</b>	Treillis soudé (T S) TL 520( $\Phi < 6$ )	TS	550	550	8‰	1.3	1

### I.5.2.2. Limite d'élasticité longitudinale

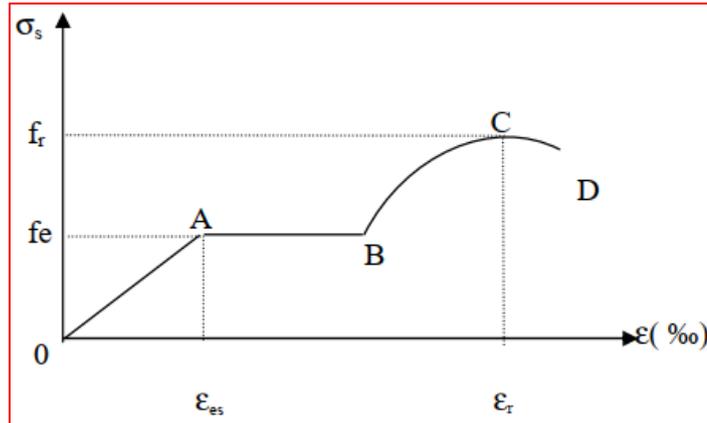
Le module d'élasticité longitudinale ( $E_s$ ), à une valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 200000 \text{ MPa.} \quad [\text{BAEL91(ArtA.2.2.1)}].$$

### I.5.2.3. Diagramme contrainte déformation

Les caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction simple.

Le diagramme contrainte déformation illustrée par la figure ci-dessous



**Figure I.3 :** Diagramme contrainte déformation de l'acier

Les paramètres représentés sur la figure sont définis comme suit :

- $f_r$  : Résistance à la rupture de l'acier.
- $f_e$  : Limite d'élasticité.
- $\epsilon_{es}$  : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier.
- $\epsilon_r$  : Allongement à la rupture.

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

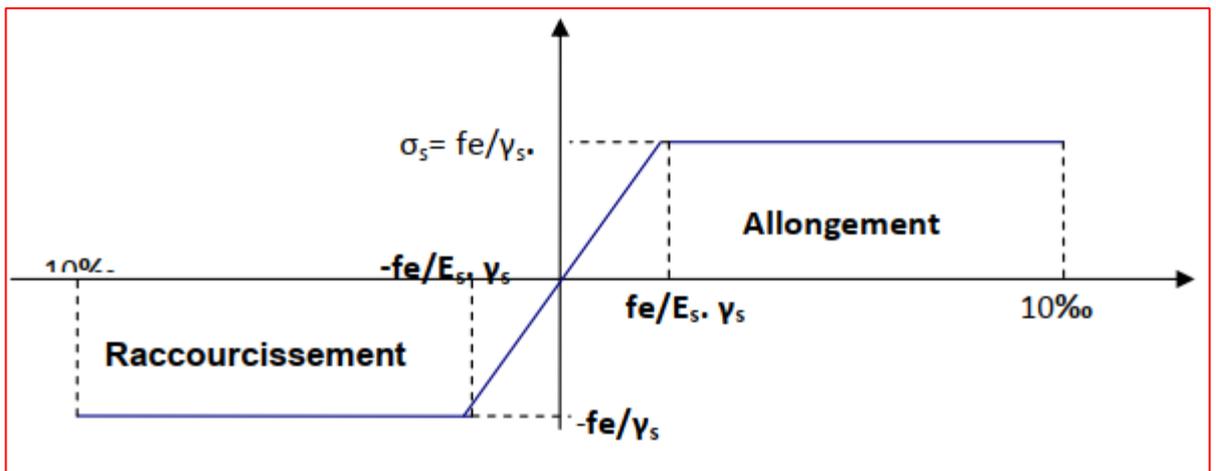
- Zone OA : Domaine élastique linéaire
- Zone AB : Domaine plastique
- Zone BC : Domaine de raffermissement
- Zone CD : domaine de striction

#### I.5.2.4. Les contraintes limites de calcul :

##### 1. Contraintes limites à l'état limite ultime (ELU) :

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{f_e}{\gamma_b} \quad [\text{BAEL 91(Art A.4.3.2)}].$$

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant : [BAEL 91(Art A.2.2.2)].



**Figure I.4 :** Diagramme contraintes –déformation de l'acier à L'ELU.

Avec :

$\bar{\sigma}_{st}$  : Contrainte admissible d'élasticité de l'acier.

$f_e$  : Limite d'élasticité

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité tel que :

$\gamma_s=1,15$  en situation courante.

$\gamma_s =1,00$  en situation accidentelle.

$\bar{\sigma}_{st} = 384 \text{ Mpa}$  pour situation courantes.

$\bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ Mpa}$  pour les situations accidentelles.

## 2. Contraintes limites à l'état limite de service (ELS) :

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

- **Fissuration peu nuisible** : Au milieu peu agressif, aucune vérification car la contrainte n'est soumise à aucune limitation si les aciers sont protégés.

$$\bar{\sigma}_{st} = f_e$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{pour (HA).} \quad [\text{BAEL 91(Art A.4.5.32)}].$$

- **Fissuration préjudiciable** :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right) \quad [\text{MPa}] \quad [\text{BAEL 91(Art A.4.5.33)}].$$

Avec :

$\eta$  : Coefficient de fissuration.

$\eta =1$  pour les aciers ronds lisses (RL) et treillis soudés (ES).

$\eta =1.3$  pour les HA<6mm.

$\eta =1.6$  pour les hautes adhérences (HA) de diamètre  $\geq 6\text{mm}$ .

Dans notre cas :  $\eta =1.6$   $f_{t28}=2.1 \text{ Mpa}$   $\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$  .

- **Fissuration très préjudiciable** :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{1}{2} f_e; 90\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right) \quad [\text{MPa}] \quad [\text{BAEL 91(Art A.4.5.34)}].$$

Dans notre cas :  $\eta =1.6$   $f_{t28}=2.1 \text{ Mpa}$

$$\bar{\sigma}_{st} = 165 \text{ MPa}.$$

### I.5.2.5. Protection des armatures : [BAEL 91 mod 99(Art A.7.1)].

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets des agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- $C \geq 5\text{cm}$  : pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3\text{cm}$  : pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- $C \geq 1\text{cm}$  : pour les parois situées dans les locaux couverts et ceux non exposés aux condensations.

Pour notre cas, on prend la valeur  $C=2\text{ cm}$ .

### I.5.3. Les hypothèses de calcul

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

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est :  $f_{c28} = 25\text{ Mpa}$ .
- La résistance du béton à la traction est :  $f_{t28} = 2.1\text{ Mpa}$ .
- Le module d'élasticité différé de béton est :  $E_{vj} = 10818.87\text{ Mpa}$ .
- Le module d'élasticité instantané de béton est :  $E_{ij} = 32456.6\text{ Mpa}$ .
- Pour les armatures de l'acier :

- longitudinales : on a choisi le : « fe.E.400 » H.A  $f_e = 400\text{MPa}$ .

- transversales : on a choisi le : « fe.E.235 »( R.L).

- treillis soudés (de la dalle de compression) : « fe.E.500 » (H.A)  $f_e = 500\text{ MPa}$ .

# **Chapitre II**

## **Prédimensionnement des éléments**

### II.1.Introduction

Après avoir défini les caractéristiques de notre ouvrage, ainsi que les divers matériaux le constituant, il faut passer par le pré dimensionnement des éléments résistants tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux et les voiles afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage. Le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles :

- Le **RPA 99.vartion 2003**.
- Le **CBA 93**.
- Le **BAEL 91 modifié 99**.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

### II.2. Pré dimensionnement des éléments non structurant

#### II.2.1. Les planchers

Les planchers sont des éléments plans horizontaux de la structure limitant les différents niveaux d'un bâtiment, il assure deux fonctions principales :

- **Une fonction de résistance mécanique** : Transmettre les efforts aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs.
- **Une fonction d'étanchéité et d'isolation acoustique et thermique** : Offrir une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

##### II.2.1.1. Plancher à corps creux

Les planchers sont constitués des poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec dalle décompression mince en béton armé.

$$h_{tp} \geq \frac{L_{max}}{22.5} \quad [\text{BAEL91 /Art (B 6.8,424)}].$$

- $L_{max}$  : la portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.
- $h_{tp}$  : hauteur totale du plancher.

**Le RPA exige :**

Min (b, h)  $\geq$  30 cm en zone **IIb** . [RPA(A.7.4,1)].

On prend : min = 30 cm  $L_{max} = 425 - 30 = 395$  cm.

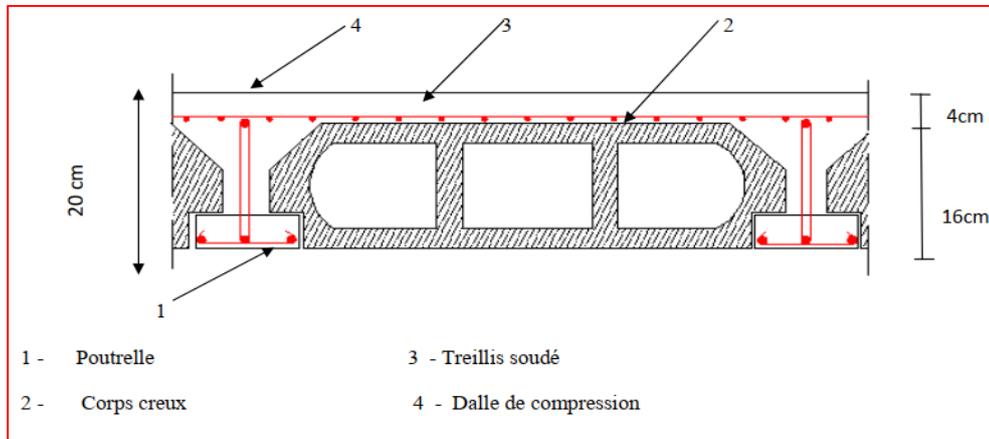
$$h_{tp} \geq \frac{L_{max}}{22.5} = \frac{395}{22.5} = \mathbf{17.55 \text{ cm}}$$

On adoptera un plancher de  $(16+4)=20\text{cm}$

$h=16\text{ cm}$  : étant la hauteur du corps creux.

[DTR C.3]

$e=4\text{ cm}$  : L'épaisseur minimal de la dalle de compression.



**Figure II.1 :** Coupe d'un plancher en corps creux.

### II.2.1.1.1 Disposition des poutrelles

Il y a deux critères qui conditionnent le choix du sens de disposition :

- **Le critère de la plus petite portée** : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée afin de diminuer la flèche.
- **Le critère de la continuité** : les poutrelles sont disposées selon la travée qui comporte le plus grand nombre d'appuis possible.

Dans notre projet nous disposons nos poutrelles comme le montre la figure suivante :



**Figure II.2 :** La disposition de poutrelle.

## II.2.1.1.2. Pré dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé supportent le plancher et transmettent les charges à la structure porteuse.

Les poutrelles se calculent comme une section en T. La largeur de la dalle de compression à prendre est définie par :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min \left( \frac{L_x}{2} ; \frac{L_y}{10} \right) \quad [\text{CBA93(artA.4.1.3)}].$$

$L_x$  : distance entre nus de poutrelles.

$L_y$  : La portée minimale de la poutrelle (nus d'appuis).

$h_t$  : Hauteur totale de la poutrelle (**20 cm**).

$h_0$  : Hauteur de la dalle de compression (**4 cm**).

$b_0$  : Largeur de la nervure :

$$b_0 = (0.4; 0.6) h_t$$

$$\Rightarrow 08 \text{ cm} \leq b_0 \leq 12 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \mathbf{b_0 = 10 \text{ cm}}$$

$b$  : Largeur efficace

$$L_x = L_{cr} - b_0 = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

$$L_y = 155 \text{ cm}$$

$$\frac{b-10}{2} \leq \min \left( \frac{55}{2} ; \frac{155}{10} \right) = 15.5 \text{ cm}$$

$$\mathbf{b = 40 \text{ cm}}$$

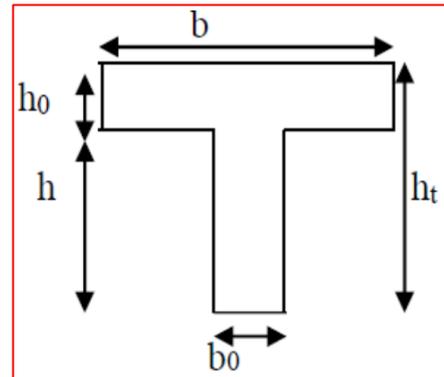
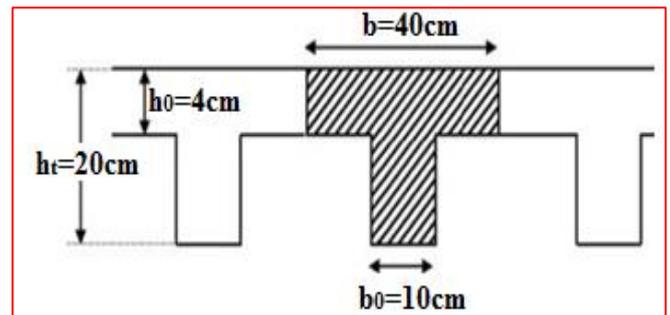


Figure II.3 : Schéma d'une poutrelle.



FigurII.4 : Coupe transversale d'une poutrelle.

## II.2.1.2. Plancher dalle pleine (balcon)

Ce type de plancher est un élément minces horizontal (en consoles), généralement de forme rectangulaire, dont l'épaisseur ( $e$ ) est faible par-appoint aux autres dimensions (les portées  $l_x$  et  $l_y$ ). On désigne par  $l_x$  la plus petite portée du panneau le plus sollicité. Il peut être encastré sur deux ou plusieurs appuis. Le pré-dimensionnement des dalles pleines se fait selon trois critères :

**1. critère de résistance au feu :** [CBA93]

- $e \geq 7\text{cm}$  pour une heure de coupe-feu ;
- $e \geq 11\text{cm}$  pour deux heures de coupe-feu.
- $e \geq 14 \text{ cm}$  trois heures de coupe-feu.

On admet :  $\mathbf{e = 14 \text{ cm}}$ .

## 2. Isolation phonique : [CBA93]

Selon les règles techniques (CBA93) en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à **13 cm** pour obtenir une bonne isolation acoustique. On limite.

On admet : **e=15 cm**.

## 3. Critère de résistance à la flexion : [RPA 99/2003]

- $e \geq \frac{Lx}{20}$  .....pour une dalle sur un seul appui .
- $\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$  ..... pour une dalle sur deux appuis, avec :  $\rho \leq 0.4$
- $\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$  ..... Pour une dalle sur trois ou quatre appuis, avec :  $\rho > 0.4$

Dans notre projet les différentes dalle pleine qu'on a :

- dalle pleine sur un seul appui.
- dalle pleine sur deux appuis.
- dalle pleine sur trois appuis.

### Type 1 : dalle sur un seul appui

$$e \geq \frac{0.15}{20} = 0.75 \text{ cm}$$

**e = 1.00 cm**

### Type 2 : dalle sur deux appuis

✓ **Dalle1 :**

- $\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$
- $\frac{0.84}{35} = 2.4 \text{ cm}$        $\frac{0.84}{30} = 2.8 \text{ cm}$
- **e = 2.8 cm**
- $\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{0.84}{2.08} = 0.4 \leq 0.4$

⇒ La dalle travaille dans un seul sens.

✓ **Dalle2 :**

- $\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$
- $\frac{1}{35} = 2.9 \text{ cm}$        $\frac{1}{30} = 3.3 \text{ cm}$
- **e = 3 cm**
- $\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1}{2.08} = 0.48 > 0.4$

⇒ La dalle travaille dans les deux sens.

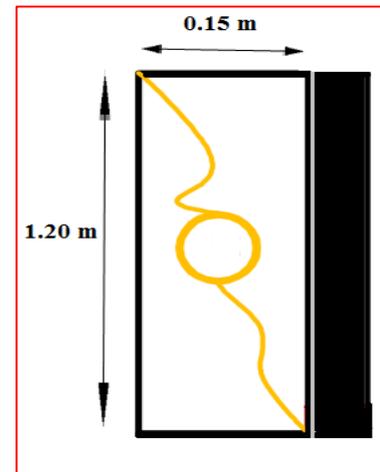


Figure II.5 : dalle sur un seul appui.

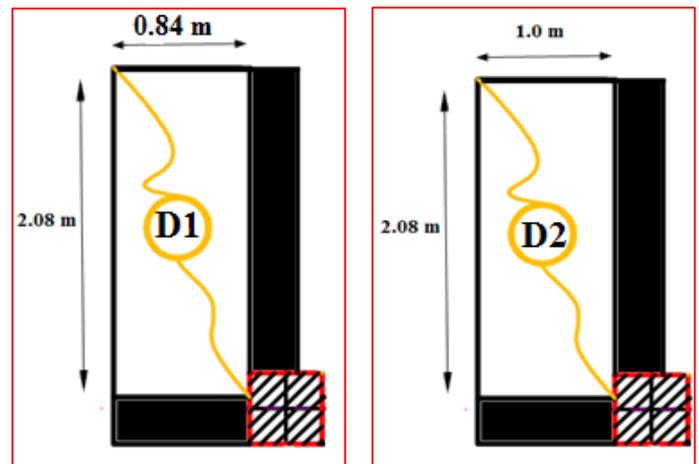


Figure II.6 : dalle (1),(2) sur deux appuis

## Type 3 : des dalles sur trois appuis

### ✓ Dalle1 :

- $\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$
- $\frac{150}{45} = 3.33 \text{ cm}$
- $\frac{150}{40} = 3.75 \text{ cm}$
- **$e = 3.5 \text{ cm}$**
- $\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.5}{3.13} = 1.48 > 0.4$

⇒ La dalle travaille dans les deux sens.

### ✓ Dalle2 :

- $\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$
- $\frac{131}{45} = 2.91 \text{ cm}$
- $\frac{131}{40} = 3.28 \text{ cm}$
- **$e = 3 \text{ cm}$**
- $\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.31}{3.72} = 0.035 < 0.4$

⇒ La dalle travaille dans un seul sens.

### ✓ Dalle3 :

- $\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$
- $\frac{131}{45} = 2.91 \text{ cm}$
- $\frac{131}{40} = 3.28 \text{ cm}$
- **$e = 2 \text{ cm}$**
- $\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.31}{3.82} = 0.034 < 0.4$

⇒ La dalle travaille dans un seul sens.

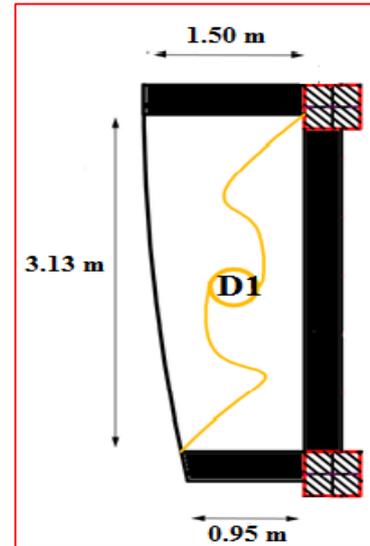


Figure II.7 : dalle (2) sur trois appuis

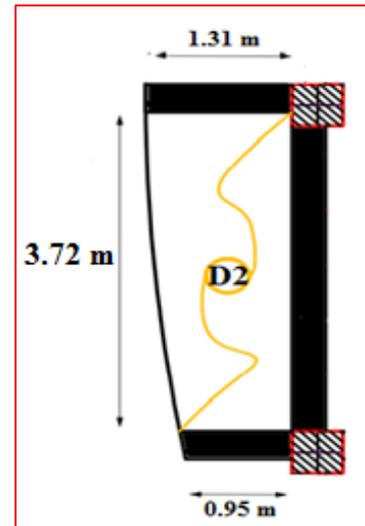


Figure II.8 : dalle (2) sur trois appuis

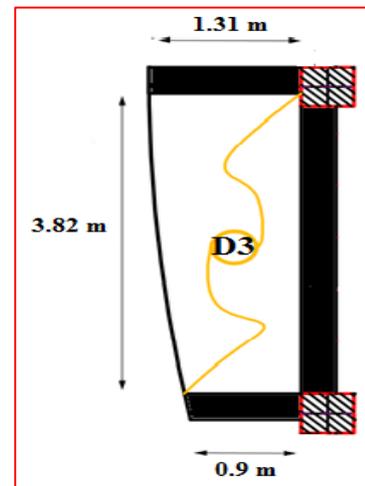


Figure II.9 : dalle (3) sur trois appuis.

### ❖ Conclusion

On voit bien que les épaisseurs des dalle pleines donnée par le critère de résistance sont petites, par rapport à celles estimées par le critère de coupe-feu ( $e \geq 14 \text{ cm}$ ). L'épaisseur optée pour l'ensemble des dalles pleines est :  $e = 15 \text{ cm}$ .

### II.2.2. La salle machine

#### II.2.2.1 Définition de l'ascenseur :

C'est un appareil élévateur desservant les différents niveaux, il manifeste l'accès des personnes se déplaçant le long du guide verticale. L'ascenseur est composé de trois parties essentielles :

- Treuil de levage et sa poulie ;
- La cabine ;
- Le contre poids.

Notre immeuble est constitué d'une cage d'ascenseurs dont les caractéristiques techniques sont comme suit :

- Vitesse d'entraînement  $V = (1\text{m/s})$ .
- La surface de la cabine est de  $3.51\text{m}^2$  (1.80x1.95).
- La charge jusqu'à 8 personnes de  $6,3 \text{ KN}$ .
- La charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de 9 tonnes (90KN).

#### II.2.2.2 Dimensionnement

$$L_x = 1.8 \text{ m.}$$

$$L_y = 1.95 \text{ m.}$$

- L'épaisseur de la dalle :

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{180}{30} = 6 \text{ cm}$$

- Exigence de le **RPA 2003** :

$$h_t \geq 12 \text{ cm}$$

Soit :  $h_t = 15 \text{ cm}$ .

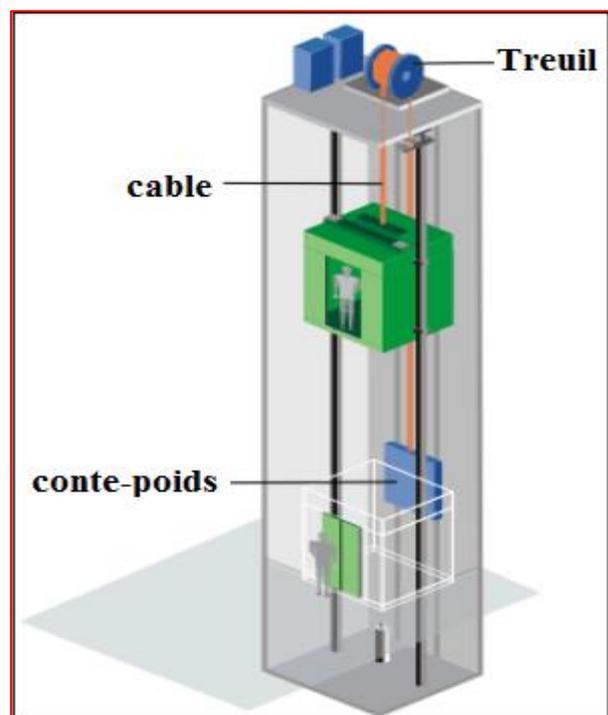


Figure II.10 : Schéma de l'ascenseur.

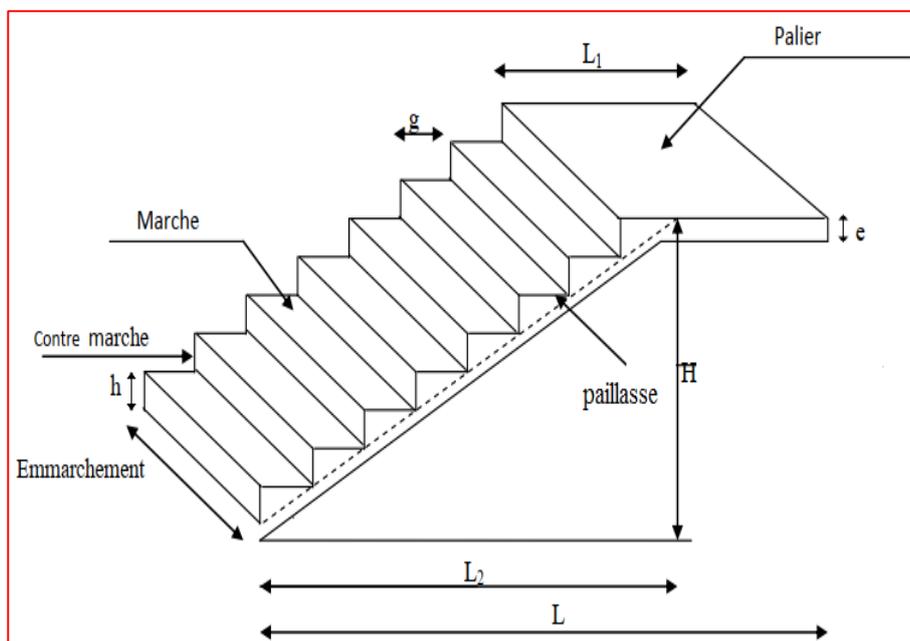
### II.2.3. Les escaliers

#### II.2.3.1 Définition :

L'escalier est un ouvrage en béton armé constituée d'une suite régulière des marches et contre marches permettant d'accéder d'un niveau à un autre. Ils sont en béton armé, métallique ou en bois, dans notre cas, ils sont réalisés en béton coulé sur place.

#### II.2.3.2 Terminologie :

- **La marche** : est la surface plane sur laquelle se pose le pied.
- **La contre marche** : C'est la partie verticale entre deux marches successives.
- **La hauteur  $h$**  : représente la différence de niveau entre deux marches successives, elle varie généralement entre 14 et 18 cm.
- **L'embranchement** : C'est la longueur des marches.
- **Le giron** : C'est la distance en plan sur laquelle on pose le pied, il sépare deux contre marches successives.
- **La volée** : est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers.
- **Un palier** : est une plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires entre chaque étage.



**Figure II.11** : Schéma général d'un escalier.

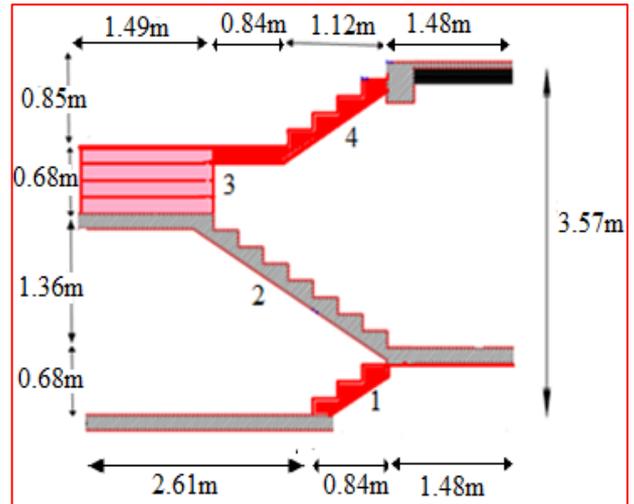
## II.2.3.3 Pré dimensionnement de l'escalier

On a deux escaliers selon le choix architectural :

- **Escalier du sous-sol :**

A quatre volées contrariées avec trois paliers intermédiaires. Le dimensionnement des marches et des contre marches sera fait à l'aide de la formule de **BLONDEL**, qui est donnée par :

$$59\text{cm} \leq 2h+g \leq 66\text{cm}.$$



**Figure II.12 :** coupe verticale d'un escalier

Avec :

h : hauteur de la contre marche, tlg :  $13\text{ cm} \leq h \leq 17\text{cm}$ .

g : largeur de la marche, avec :  $28\text{ cm} \leq g \leq 32\text{cm}$ .

Nous adoptons : h=17cm et g=28cm.

$$59\text{cm} \leq 2h+g=34+28=62 \leq 66\text{cm} \dots\dots\dots \text{c.v}$$

➤ **Nombre de marches et contre marches :**

Pour :

$$H=357\text{ cm}$$

$$N_c = \frac{H}{h} = \frac{357}{17} = 21$$

$$n = N_c - 1 = 21 - 1 = 20$$

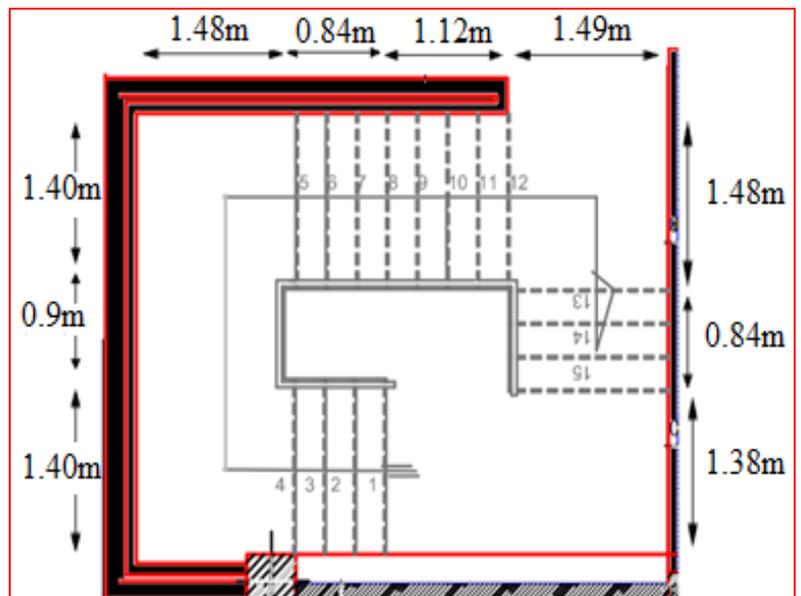
On aura :

**21** contre marches :

- ✓ 4 pour 1<sup>ère</sup> et 3<sup>ème</sup> volée
- ✓ 5 pour 4<sup>ème</sup> volée.
- ✓ 8 pour 2<sup>ème</sup> volée.

**17** marches avec **3** paliers :

- ✓ 3 pour 1<sup>ère</sup> et 3<sup>ème</sup> volées.
- ✓ 4 pour 4<sup>ème</sup> volées.
- ✓ 7 pour 2<sup>ème</sup> volées.



**Figure II.13 :** coupe horizontale d'un escalier (sous-sol).

➤ Angle de raccordement  $\alpha$  :

Calcul à l'état limite ultime :  $\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{h}{g}\right)$

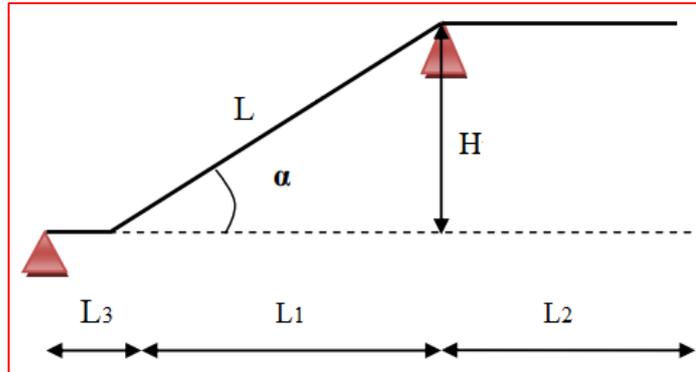


Figure II.14 : schéma statique d'escalier (type 2)

➤ Epaisseur de la paillasse (e) :

$$L_{\text{paillasse}} = \sqrt{L1^2 + H^2}$$

Elle se détermine en satisfaisant les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \\ e \geq 11\text{cm} \dots \dots \text{pour deux heures de coupe - feu.} \end{cases}$$

Avec :  $L = l_{p1} + L_{\text{paillasse}} + l_{p2}$

$l_v$  : Longueur de la volée.

$l_{p1}$  : Longueur du palier du départ

$l_{p2}$  : Longueur du palier d'arrivée.

$l_0$  : Longueur totale de l'escalier

Tableau II.1 : Dimensionnement d'escalier.

type	H (m)	h (cm)	n	g (cm)	$l_0$ (m)	$l_{p1}$ (m)	$l_{p2}$ (m)	$L_{\text{paillasse}}$ (m)	L (m)	$\alpha$ (°)	e (cm)
1	0.68	17	4	28	2.32	0	1.48	1.08	2.56	31.26	12
2	1.36	17	8	28	3.44	1.48	1.49	2.39	5.36	31.26	18
3	0.68	17	4	28	3.70	1.38	1.48	1.08	3.94	31.26	15
4	0.85	17	5	28	4.93	2.33	0	1.41	3.74	31.26	15

On opte pour une paillasse et palier l'épaisseur de  $e_p=15\text{ cm}$ .

- **Escalier de RDC et les étage courant :**

A trois volées contrariées avec deux paliers intermédiaires.

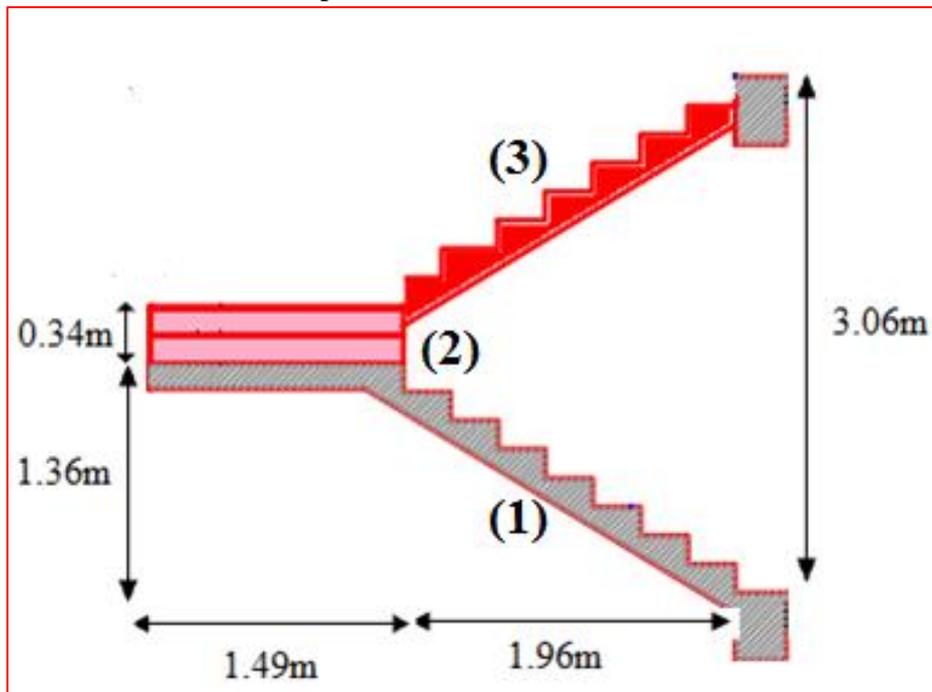


Figure II.15 : coupe verticale d'un escalier (RDC+ étage courant).

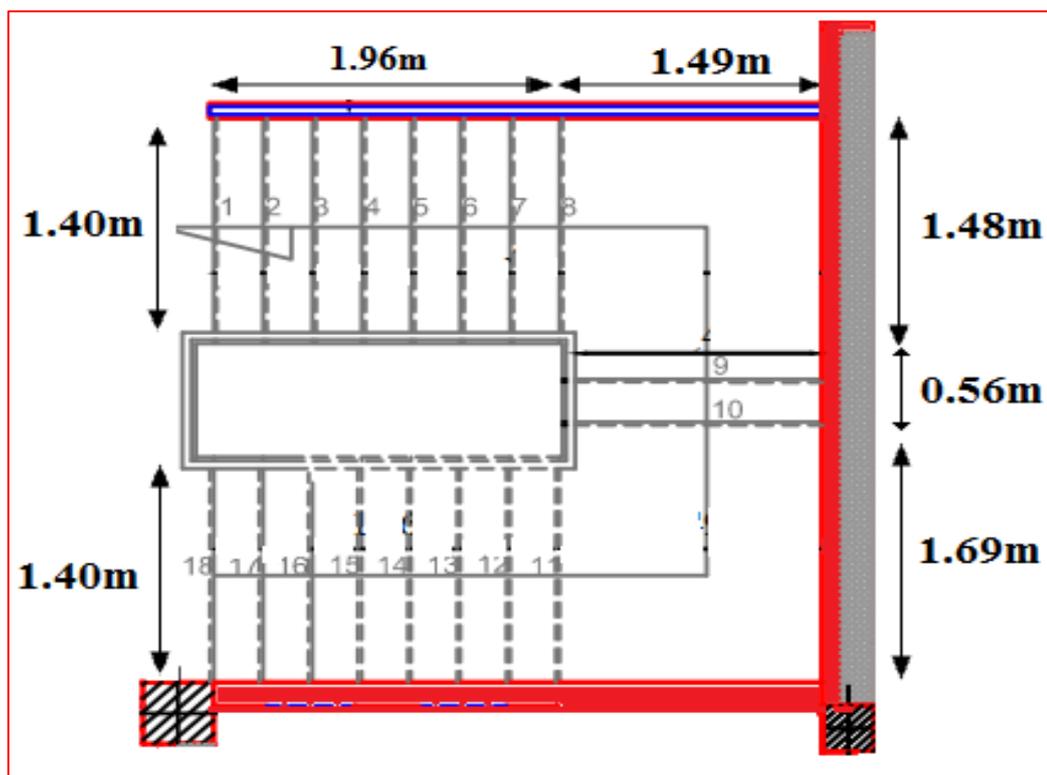


Figure II.16 : coupe horizontale d'un escalier (RDC+ étage courant).

Les dimensionnements de l'escalier sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau II.2 : Dimensionnement d'escalier.**

type	H (m)	h (cm)	n	g (cm)	l <sub>0</sub> (m)	l <sub>p1</sub> (m)	l <sub>p2</sub> (m)	L <sub>paillasse</sub> (m)	L (m)	α	e (cm)
<b>1</b>	1.36	17	8	28	3.45	0	1.49	2.39	3.88	31.26	15
<b>2</b>	0.34	17	2	28	3.73	1.48	1.69	0.66	3.83	31.26	15
<b>3</b>	1.36	17	8	28	3.45	1.49	0	2.39	3.88	31.26	15

On opte pour une paillasse et palier l'épaisseur de  $e_p=15$  cm.

### II.2.4 La poutre palière

#### II.2.4.1 Définition :

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire (b×h), elle est prévue pour être supporté son poids propre, le poids de mur et la réaction des escaliers.

Selon les règles [BAEL 91], les poutres seront pré-dimensionnées suivant la condition de la flèche (critère de rigidité) et vérifiées en suite

selon [RPA99. v.2003]. par les relations suivantes :

- **h**: La hauteur de la poutre est comprise entre  $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$  [BAEL91 /Art (A-4.14)].

- **b** : largeur de la poutre est comprise entre  $0,4h \leq b \leq 0,7h$

- **L<sub>max</sub>** : portée libre entre nus d'appuis.

seront vérifiées à :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \quad [\text{R.P.A.99/Art (A-7.5.1)}].$$

#### II.2.4.2. Dimensionnement :

✓ **Hauteur :**  $L = 3.94$  m

$$\frac{3.94}{15} \leq h \leq \frac{3.94}{10} \Rightarrow 26.26 \text{ cm} \leq h \leq 39.4 \text{ cm} \quad \text{on prend : } \mathbf{h = 35\text{cm.}}$$

✓ **Largeur :**

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 10.5 \leq b \leq 24.5 \quad \text{on prend : } \mathbf{b=30\text{cm.}}$$

**Remarque :** pour la facilité de mise en œuvre du coffrage, on est amené à adopter la valeur de  $b=30\text{cm}$ .

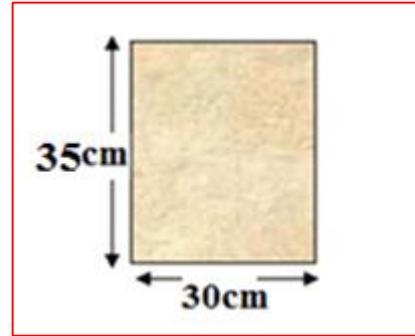
✓ **Vérification selon RPA 99 version 2003**

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots \text{Cv.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots \text{Cv.}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1.16 < 4 \dots\dots \text{Cv.}$$

Donc la section de la poutre palier est :  $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$



**Figure II.17** : coupe verticale de la poutre palier.

## II.2.5. Acrotère

### II.2.5.1. Définition :

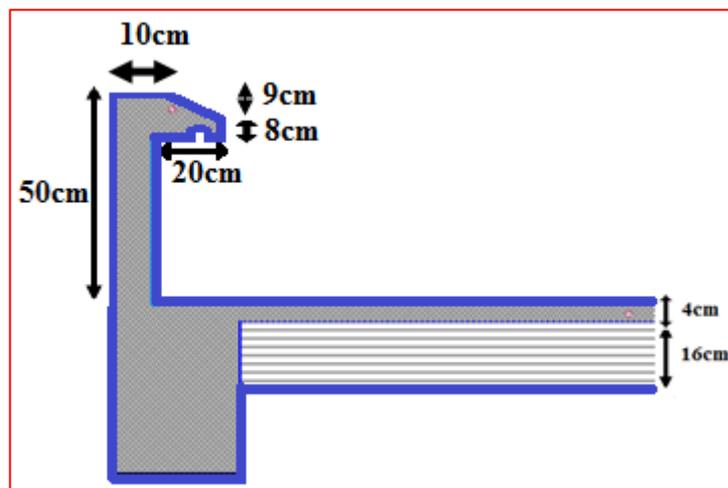
L'acrotère est un élément secondaire réalisé en béton armé et placé à la périphérie du plancher terrasse inaccessible.

### II.2.5.2. Rôle de l'acrotère :

- ✓ Assurer la sécurité à ce niveau.
- ✓ Protéger l'usagers de la terrasse.
- ✓ Exposée aux chocs thermiques.
- ✓ Empêche l'écoulement de l'eau

### II.2.5.3. Dimensionnement :

1. Les dimensions de l'acrotère sont représentées sur la figure suivant.



**Figure II.18** : coupe verticale de l'acrotère.

### 2. Surface de l'acrotère :

$$S = \left[ (0.1 \times 0.5) + (0.08 \times 0.2) + \frac{0.09 \times 0.2}{2} \right] = 0.075 \text{ m}^2$$

**3. Périmètre extérieure :**

$$P_{ex}=50+10+21.93+8+=90 \text{ cm}$$

**4. Caractéristiques géométriques de l'acrotère :**

périmètre =0.9 m

La surface :  $S = 0,075 \text{ m}^2$ .

L'épaisseur :  $h_0 = 10\text{cm}$ .

L'enrobage  $c = 2 \text{ cm}$ .

**II.3. Pré dimensionnement des éléments structurant**

**II.3.1. Les poutres**

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé coulés sur place, destinées à supporter les charges et les efforts d'une partie de la construction et les transmettre aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Les poutres seront pré dimensionnées selon les formules empiriques voire (II.2.3.1).

Dans les constructions en béton armé, on distingue deux types de poutres :

**a) Les poutres porteuses (principales) :**

✓ **Hauteur :**  $L = 4.75 \text{ m}$

$$\frac{475}{15} \leq h \leq \frac{475}{10} \Rightarrow 31.66 \leq h \leq 47.5 \text{ on prend : } h = 45\text{cm}$$

✓ **Largeur :**

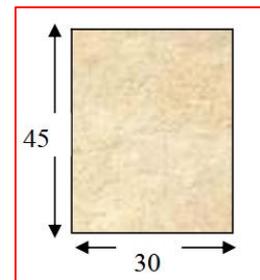
$$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 13.5 \leq b \leq 31.5 \text{ on prend : } b = 30\text{cm}$$

✓ **Vérification selon RPA 99 version 2003**

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots \text{Cv.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots \text{Cv.}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1.5 < 4 \dots \text{Cv.}$$



**Figure II.19 :** coupe verticale de la poutre.

Donc la section de la poutre principale est :  $(b \times h) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$ .

**b) Les poutres non porteuse (secondaire) :**

✓ **Hauteur :**  $L = 3.45 \text{ m}$

$$\frac{345}{15} \leq h \leq \frac{345}{10} \Rightarrow 23 \text{ cm} \leq h \leq 34.5 \text{ cm} \text{ on prend : } h = 35\text{cm}$$

**Remarque :** pour la facilité de mise en œuvre du coffrage, on est amené à adopter la valeur de  $b=35\text{cm}$

✓ **Largeur :**

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \quad \Rightarrow \quad 10.5\text{cm} \leq b \leq 24.5\text{cm} \quad \text{on prend :} \quad \mathbf{b=30\text{cm}}$$

✓ **Vérification selon RPA 99 version 2003**

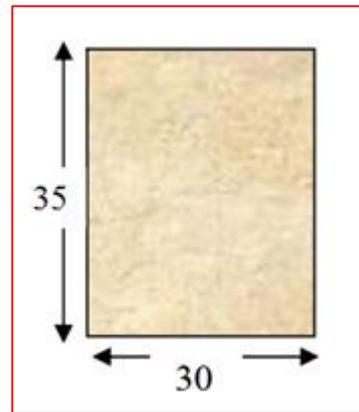
$$b \geq 20 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \quad \dots \text{ Cv.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \quad \dots \text{ Cv.}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \quad \Rightarrow \quad \frac{h}{b} = 1.16 < 4 \quad \dots \text{ Cv.}$$

Donc la section de la poutre secondaire est :

$$\mathbf{(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2.}$$



**Figure II.20 :** coupe verticale de la poutre secondaire.

### II.3.2 Les poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure près dimensionnée à ELS en compression simple selon **BAEL91 et RPA 99 version 2003**. En choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure (poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle)

#### II.3.2.1 Etapes de pré dimensionnement

- ✓ Calcul de la surface reprise par le poteau.
- ✓ Evaluation 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**
- ✓ Vérifier la section à l'E.L.S.

#### II.3.2.2 Pré dimensionnement des poteaux

Les dimensions des poteaux seront fixées après avoir effectué la descente de charge, tout en satisfaisant les recommandations du **RPA99/2003**.

Les poteaux sont pré dimensionnés selon trois critères suivant :

**a) Critère de résistance : selon BAEL91.**

$$B \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{bc}}$$

Avec : 
$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{1.5} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ Mpa} .$$

**b) Critère de stabilité de forme : (flambement).**

$$N_u = \alpha \left[ \frac{Br \cdot f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots (1) \text{ [BAEL91 / Art (A-8.4,1)].}$$

Avec :

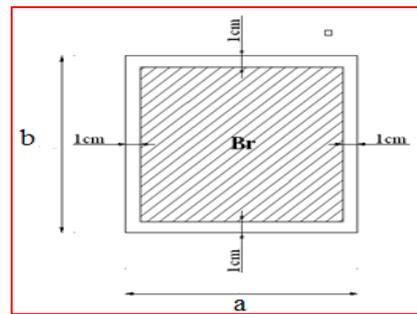
$N_u$  : Effort normal ultime (compression) :

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

$A_s$  : Section d'acier comprimée :

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

On prend : 
$$\frac{A_s}{B} = 1\%$$



**Figure II.21 : Section réduit de poteau.**

$B$  : Surface de la section du béton :

$$B = a \times b$$

Avec :  $a$  et  $b$  : dimensions du poteau.

$Br$  : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie :

$$Br = (a - 0,02) (b - 0,02).$$

$f_e$  : Limite élastique de l'acier :

$$f_e = 400 \text{ MPa}.$$

$\alpha$  : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ( $\alpha = f(\lambda)$ ).

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

[BAEL99/B.8.4 ,1]

$\lambda$ : Elancement d'EULER  $\left( \lambda = \frac{l_f}{i} \right)$ .

$l_f$  : Longueur de flambement.

$$l_f = 0.7 l_0 \quad \text{[BAEL91/B.8.3,31].}$$

$l_0$  : Longueur libre du poteau. [BAEL91art (B.3.1)].

$i$ : Rayon de giration  $\left( i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$ .

$I$ : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement  $\left( I = \frac{bh^3}{12} \right)$  (section rectangulaire).

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité pour le béton ( $\gamma_b=1,50$ ).....situation durable.

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité pour l'acier ( $\gamma_s=1,15$ ).....situation durable.

$f_{c28}$  : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ( $f_{c28}=25\text{MPa}$ ).

On tire de l'équation (1) la valeur de  $Br$  :

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left( \frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right)} = 0,066N_u$$

### c) Vérification Les règles du RPA99/2003.

Pour une zone sismique IIb :

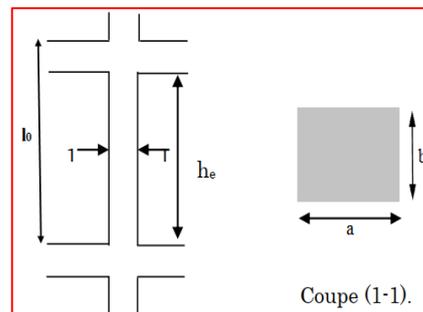
$$\left\{ \begin{array}{l} * \text{Min}(a;b) \geq 30\text{cm} \\ * \text{Min}(a;b) > \frac{h_e}{20} \\ * \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{array} \right.$$

Avec :

(a ;b) : Dimensions de la section.

$h_e$  : Hauteur d'étage.

On opte pour des poteaux de section carrée ( $a = b = 45\text{cm}$ ). (Pour des raisons architecturales).



**Figure II.22** : Schéma présent un poteau.

## II.3.3 Les voiles

### II.3.3.1. Définition :

Élément en mur est réalisé en béton armé. Il servant d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant la totalité des efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux (charges permanentes et surcharges) qu'ils transmettent aux fondations.

### II.3.3.2 Pré dimensionnement :

[R.P.A.99/Art (A7.7.1)].

Pour leur pré dimensionnement, nous sommes basés sur les recommandations du **RPA99 version 2003**.

Dans notre projet les voiles sont considérés comme étant des voiles de contreventement (RDC et étage) et périphérique (sous- sol).

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

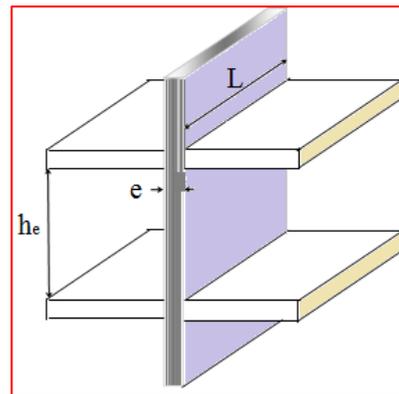
- $L_{\min} \geq 4.a$
- $a \geq \frac{h_e}{20}$
- $a_{\min} \geq 15\text{cm}$ .

Avec :

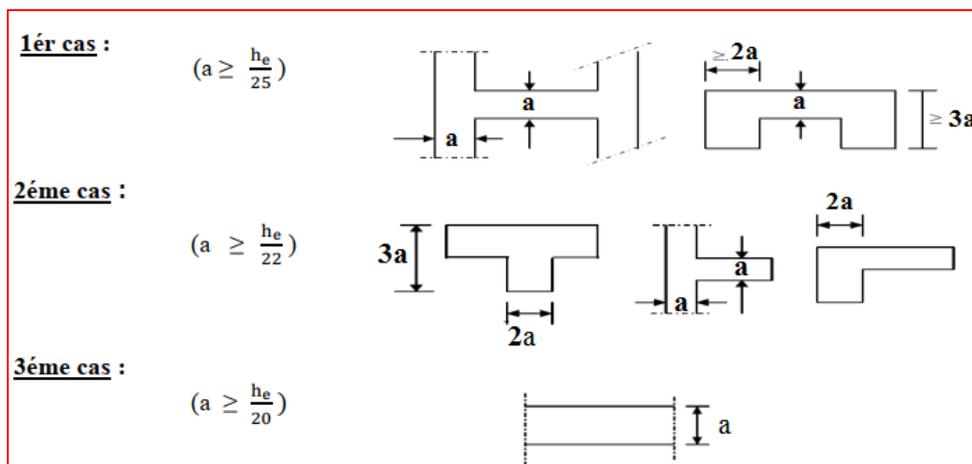
$L$  : La longueur du voile

$a$  : L'épaisseur du voile

$h_e$  : hauteur libre d'étage



**Figure II.23 :** Coupe de voile en élévation.



**Figure II.24 :** Coupes des voiles en plan.

### 1. Les voiles des contreventements : pour RDC et les étages courants :

✓ **L'épaisseur des voiles :**

$$h_e = 2.86 \text{ m}$$

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

On adopte une épaisseur de 15 cm pour tous les voiles : **a = 15 cm**

✓ **Largeur minimale du voile :**

$$L_{\min} \geq 4.e = 4 \times 15 = 60 \text{ cm}$$

On adopte une largeur minimale de 80 cm pour tous les voiles.  **$L_{\min} \geq 60 \text{ cm}$**

### 2. Voiles périphérique de sous- sol

Selon le **RPA99** l'épaisseur minimale du voile périphérique est de l'ordre de 15cm plus, la condition de l'épaisseur en fonction de la hauteur libre :

✓ **L'épaisseur de voile :**

$$h_e = 3.37 \text{ m}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{337}{20} = 16.85 \text{ cm.}$$

$$a_{\min} \geq 15 \text{ cm.}$$

[R.P.A.99/Art (A10.1.2)].

On prend : **a = 20 cm**

On adopte une épaisseur de 20 cm pour les voiles périphériques. **a = 20 cm**

### II.4. Conclusion du 2<sup>eme</sup> chapitre :

A ce niveau on a pré dimensionné tous les éléments structuraux de notre ouvrage, mais les sections trouvées ne sont pas définitives car on peut les changer après la descente des charges et l'étude dynamique.

Le pré dimensionner des éléments de notre structure sont :

- Hauteur du plancher  $h_t = 20 \text{ cm}$  soit un plancher à corps creux de **16+4 cm**.
- Section des poutres principales **(30x45) cm<sup>2</sup>**.
- Section des poutres secondaires **(30x35) cm<sup>2</sup>**.
- Sections de tous les poteaux : **(45x45) cm<sup>2</sup>**.
- Epaisseur des voiles :  $\left\{ \begin{array}{l} \text{les voiles périphériques: } \mathbf{20 \text{ cm}} \\ \text{les voiles} \qquad \qquad \qquad : \mathbf{15 \text{ cm}} \end{array} \right.$

# **Chapitre III**

**Evaluation et décente des  
charges**

## III.1.Introduction

L'évaluation et la descente des charges et surcharges consiste à déterminer les efforts dans la structure pour chaque élément porteur (poutre, poteau...) depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations. Les différents charges et surcharges existantes sont :

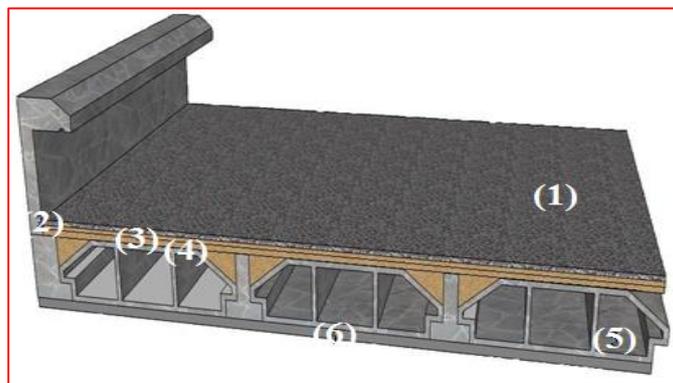
- Les charges permanentes (**G**).
- Les surcharges d'exploitation (**Q**).

## III.2. Les charges permanentes (G)

### III.2.1 Les planchers

#### III.2.1.1 Plancher terrasse (inaccessible)

La terrasse inaccessible est réalisée en plancher à corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.



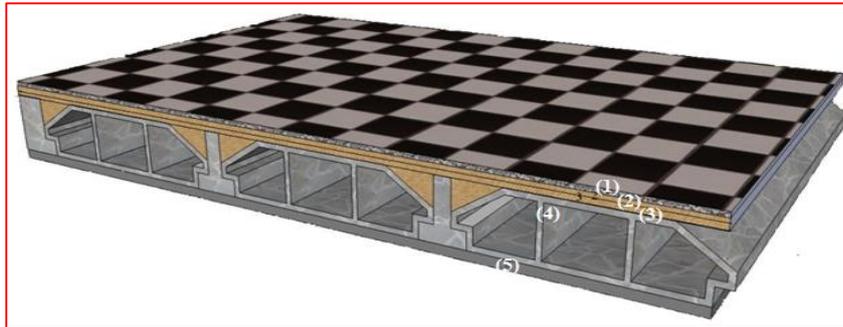
**Figure III.1** : Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux.

**Tableau III.1** : Evaluation les charges permanentes du plancher terrasse.

N	Matériaux	Epaisseur (m)	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Gravillon de protection	0,05	20	1.00
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Forme de pente en béton	0.07	22	1.54
4	Liège (Isolation thermique)	0,04	4	0,16
5	Dalle à corps creux 16+4	0.2	14	2,80
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
<b>Charge permanente <math>G_t</math></b>				<b><math>\sum G_t = 5.83</math></b>

## III.2.1.2. Planchers des étages (courants + RDC + sous-sol)

Réalise en corps creux (16+04) cm.



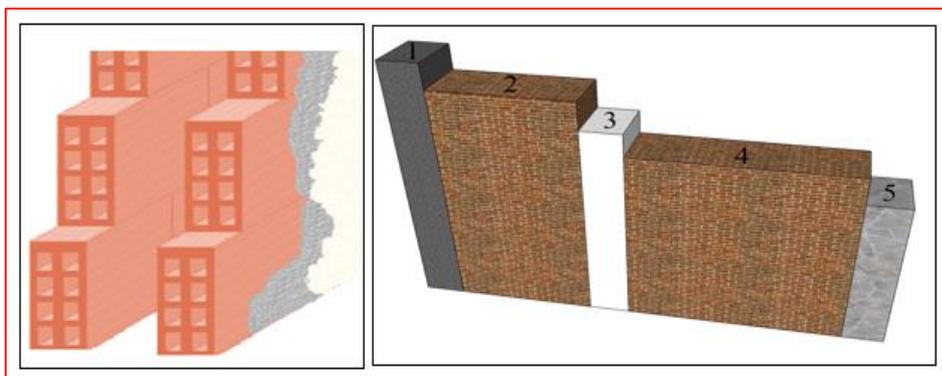
**Figure III.2.** Coupe verticale du plancher courant à corps creux.

**Tableau III.2 :** Les Charges Permanentes du Planchers étages (courants+Rdc+S-sol).

N <sup>o</sup>	Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0.4
2	Mortier de Pose	0,02	22	0.4
3	Couche de Sable	0,02	18	0.36
4	Plancher en corps creux	0,20	14	2.80
5	Cloison intérieurs	0,10	09	0,90
6	Enduit en plâtre	0,02	10	0.20
<b>Charge permanente <math>G_t</math></b>				<b><math>\sum G_t = 5,10</math></b>

## III.2.2. Maçonnerie

**III.2.2.1. Murs extérieurs :** En double cloisons (avec briques creuses) d'épaisseur égale à 30 cm.



**Figure III.3 :** Constituants d'un mur extérieur.

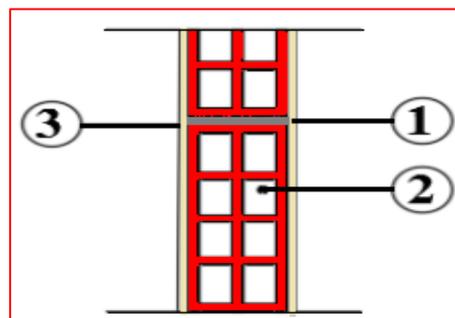
**Tableau III.3 :** Les charges permanentes d'un mur extérieure.

N°	Matériaux	Epaisseur (m)	Masse volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit-ciment	0.02	18	0.36
2	Briques creuses	0.10	09	0.9
3	L'âme d'aire	5	/	/
4	Briques creuses	0.10	09	0.9
5	Enduit-plâtre	0.02	10	0.2
<b>Charge permanente <math>G_t</math></b>				<b><math>\sum G_t = 2.36</math></b>

### III.2.2.2. Murs intérieures :

**Tableau III.4 :** Les charges permanentes d'un mur intérieure.

N°	Matériaux	Epaisseur (m)	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit-plâtre	0.02	10	0.2
2	Briques creuses	0.10	09	0.9
3	Enduit-plâtre	0.02	10	0.2
<b>Charge permanente <math>G_t</math></b>				<b><math>\sum G_t = 1.3</math></b>



**Figure III.4 :** Constituants d'un mur intérieure.

III.2.3. Dalle pleine (balcon)

Tableau III.5: Valeur de la charge permanente G du balcon en dalle pleine

N°	Matériaux		Epaisseur (m)	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfaccique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage		0,02	22	0,44
2	Mortier de pose		0,02	22	0,44
3	Couche de sable		0,02	18	0,36
4	Dalle pleine		0,15	25	3,75
5	Enduit ciment		0,02	18	0,36
6	Garde- corps	maçonnerie en brique creuses	0.10	09	0.9
		enduit de ciment	0.02	18	0.36
<b>Charge permanente G<sub>t</sub></b>					<b>∑ G<sub>t</sub> = 6.61</b>

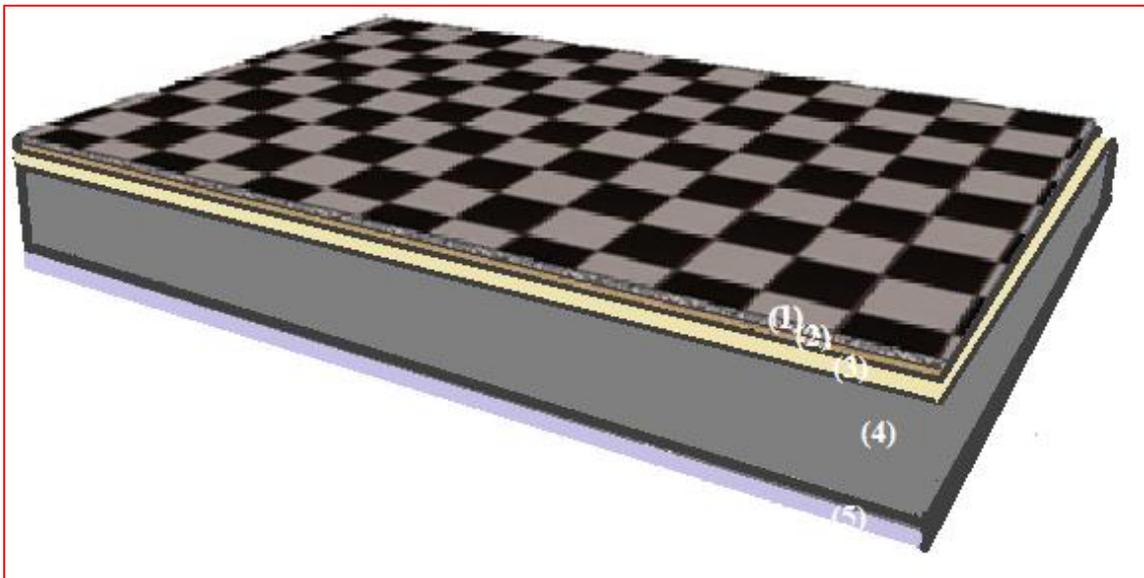


Figure III.5 : Coupe verticale du plancher en dalle pleine.

### III.2.4. L'acrotère

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

$$G_1 = \rho_{\text{béton}} \times S_{\text{acr.}}$$

$$G_2 = \rho_{\text{ec}} \times P_{\text{acr}} \times e_{\text{cim.}}$$

Avec :

$$\rho_{\text{béton}} : \text{ poids volumique du béton} = 25 \text{ KN/m}^3.$$

$$S_{\text{acr}} : \text{ section longitudinale de l'acrotère} = 0.075 \text{ m}^2.$$

$$P_{\text{acr}} : \text{ périmètre extérieure de l'acrotère} = 0.90 \text{ m.} \quad \text{Voir (II.2.4.3.)}$$

$$\rho_{\text{ec}} : \text{ poids volumique de l'enduit du ciment} = 18 \text{ KN/m}^3.$$

$$e_{\text{cim}} : \text{ épaisseur de l'enduit de ciment} = 0.02 \text{ m}$$

$$G_1 = 25 \times 0.075 = 1.875 \text{ KN/ml.}$$

$$G_2 = 18 \times 0.90 \times 0.02 = 0.324 \text{ KN/ml.}$$

$$G_t = G_1 + G_2 = 2.2 \text{ KN/ml.}$$

### III.2.5. Escalier

#### III.2.5.1 Palier :

**Tableau III.6:** Les charge du palier.

Matériaux	Epaisseur (m)	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Carrelage</b>	0.02	22	0.44
<b>Couche de sable</b>	0.02	20	0.4
<b>Mortier de pose</b>	0.02	22	0.44
<b>Poids propre de palier</b>	0.15	25	3.75
<b>Enduit en ciment</b>	0.015	18	0.27
<b>Charge permanente G<sub>t</sub></b>			<b>∑ G<sub>t</sub> 5.3</b>

III.2.5.2 volée (Paillasse)

Tableau III.7: Les charges du Volée.

Matériaux	Epaisseur (m)	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Revetment en Carrelage horizontal	0.02	22	0.44
Mortier en ciment horizontal	0.02	20	0.40
Couche de sable	0.02	18	0.36
Revetment en Carrelage vertical	0.02	22	$e_p \times 22 \times \frac{h}{g} = 0.27$
Mortier de ciment vertical	0.02	20	$e_p \times 20 \times \frac{h}{g} = 0.24$
Paillasse en B.A	0.15	25	$\frac{e_p \times 25}{\cos \alpha} = 4.39$
Contre marche	/	22	$22 \times \frac{h}{2} = 1.87$
Garde-corps métallique	/	/	0.1
Enduit en ciment	0.015	18	0.27
<b>Charge permanente G<sub>t</sub></b>			<b><math>\sum G_t</math> 8.34</b>

III.2.5.3 Les charges concentrées sur le palier (mur de sous-sol)

Une charge concentrée (verticale) sur l'extrémité du palier due à la charge du mur (P).

Tableau III.8: Les charges concentrées sur la volée.

Elements	Poids propre (KN /m <sup>2</sup> )	hauteur de mur(m)	La charge concentrée (KN) <b>P =G<sub>t</sub>×h<sub>mur</sub>×1</b>
Murs	2.2	3.37	7.41

### III.2.6. Les Poutres

Détermination la charge permanente des éléments porteur :

Avec :  $\rho = 25\text{KN/m}^3$

**1. Poutre principale : ( 30× 45 )cm<sup>2</sup>**

$$G_{tpp} = 0.45 \times 0.30 \times 25 = 3.375 \text{ KN/ml}$$

$$G_{tpp} = 3.375 \text{ KN/ml}$$

**2. Poutre secondaire : ( 30× 35 )cm<sup>2</sup>**

$$G_{tps} = 0.35 \times 0.30 \times 25 = 2.625 \text{ KN/ml}$$

$$G_{tps} = 2.625 \text{ KN/ml}$$

**3. Poutre palier :( 30× 35 )cm<sup>2</sup>**

$$G_{tpp} = 0.35 \times 0.30 \times 25 = 2.63 \text{ KN/ml}$$

$$G_{tpp} = 2.63 \text{ KN/ml}$$

### III.2.7. Les Poteaux : ( 45× 45 )cm<sup>2</sup>

$$G_{tp} = 0.45 \times 0.45 \times 25 = 5.06 \text{ KN/ml}$$

$$G_{tp} = 5.06 \text{ KN/m.}$$

### III.3. Les surcharges d'exploitations (Q)

Les surcharges d'exploitation sont données par le [DTR B.C. 2.2] dans le tableau suivant

**Tableau III.9:** Surcharges d'exploitation des différents éléments secondaires.

Elements	Surcharge Q (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Plancher terrasse inaccessible</b>	1.0
<b>Planchers à usage d'habitation</b>	1,5
<b>Plancher Rdc à usage d'habitation</b>	1.5
<b>Plancher Sous-sol à usage d'habitation</b>	3.5
<b>Acrotère</b>	1.0
<b>Escaliers</b>	2.5
<b>Dalles pleines (balcons)</b>	3,5

## III.4 : Descente des charges

La descente des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou voiles) ainsi que les fondations, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément appelée surface d'influence.

### III.4.1. Choix du poteau le plus sollicité

#### 1. Poteau central : ( B-6)

$$S = \left( \left( \frac{3.85}{2} + \frac{4.75}{2} \right) \times \left( \frac{3.25}{2} + \frac{3.45}{2} \right) \right)$$

$$S = 14.41 \text{ m}^2$$

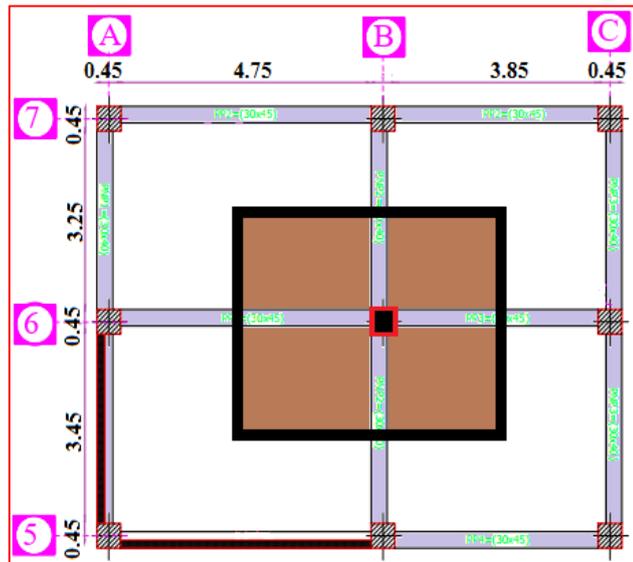


Figure III.6 : Section du poteau central.

#### 2. Poteau de rive : ( A-6)

$$S = \left( \left( \frac{4.75}{2} \right) \times \left( \frac{3.25}{2} + \frac{3.45}{2} \right) \right)$$

$$S = 7.96 \text{ m}^2$$

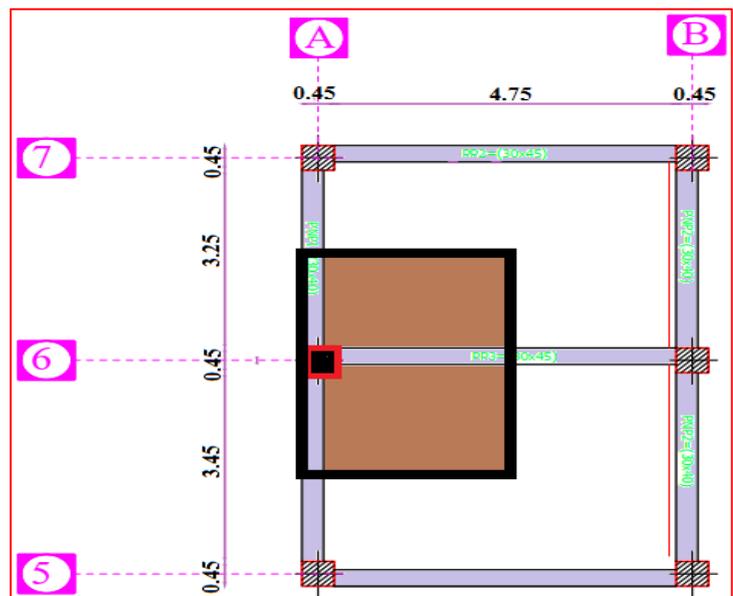
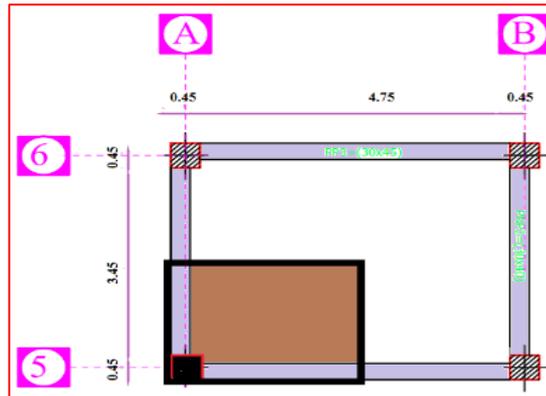


Figure III.7 : Section du poteau rive.

**Poteau d'angle: (A-5) :**

$$S = \left( \frac{4.75}{2} \right) \times \left( \frac{3.45}{2} \right)$$

$$S = 4.1 \text{ m}^2$$



**Figure III.8 :** Section du poteau d'angle.

**Tableau III.10 :** Surface des poteaux sollicités.

Surface d'influence (m <sup>2</sup> )		
Poteau central	Poteau de rive	Poteau d'angle
14.41	7.96	4.1

Donc on prend le poteau central le poteau plus sollicité.

Détermination du poids propre des éléments :

➤ **Niveau0 :**

- Poids plancher terrasse :

$$P_{PT} = 5.83 \times 14.41 = \mathbf{84 \text{ KN.}}$$

- Poids des poutres porteuse :

$$P_{PP} = 3.375 \times 4.3 = \mathbf{14.51 \text{ KN.}}$$

- Poids des poutres non porteuse :

$$P_{PNP} = 2.625 \times 3.35 = \mathbf{8.79 \text{ KN.}}$$

- Poids de poteau :

$$P_P = 5.06 \times 3.06 = \mathbf{15.48 \text{ KN.}}$$

$$\mathbf{P_0 = 122.78 \text{ KN}}$$

➤ **Niveau 1 :**

- Poids revenant au Niveau 0 :

$$P_0 = 122.78 \text{ KN.}$$

Poids plancher courant :

- $P_{PT} = 5.10 \times 14.41 = 73.49 \text{ KN.}$

Poids des poutres porteuse :

- $P_{PP} = 3.375 \times 4.3 = 14.51 \text{ KN.}$

Poids des poutres non porteuse :

- $P_{PNP} = 2.625 \times 3.35 = 8.79 \text{ KN.}$

- Poids de poteau :

$$P_P = 5.06 \times 3.06 = 15.48 \text{ KN.}$$

$$P_1 = 235.05 \text{ KN}$$

➤ **Niveau 9 :**

- Poids revenant 8<sup>eme</sup> Niveau :

$$P_8 = 1020.94 \text{ KN.}$$

- Poids plancher courant :

$$P_{PT} = 5.10 \times 14.41 = 73.49 \text{ KN.}$$

- Poids des poutres porteuse :

$$P_{PP} = 3.375 \times 4.3 = 14.51 \text{ KN.}$$

- Poids des poutres non porteuse :

$$P_{PNP} = 2.625 \times 3.35 = 8.79 \text{ KN.}$$

- Poids du poteau :

$$P_P = 5.06 \times 3.57 = 18.06 \text{ KN.}$$

$$P_9 = 1135.79 \text{ KN.}$$

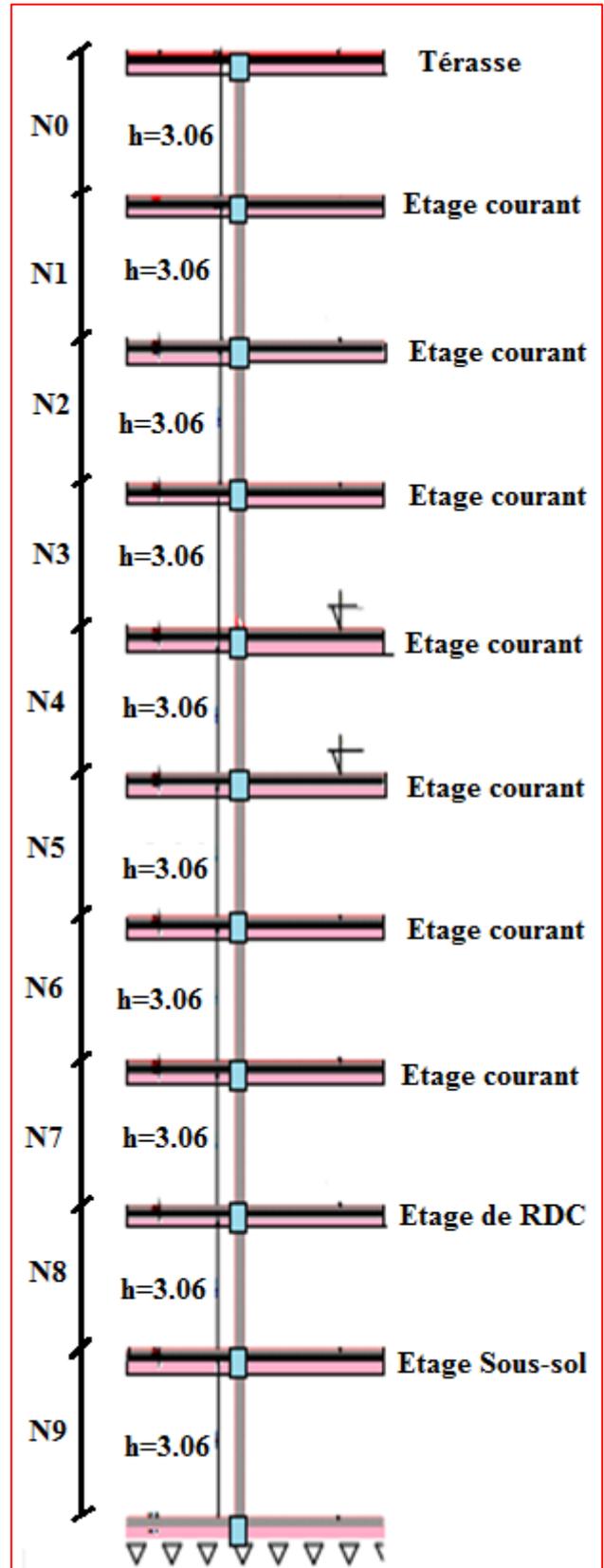


Figure III.9: les niveaux de la structure.

**Tableau III.11 :** Le poids propre de chaque niveau.

N0	N1	N2	N3	N4	N5	N6	N7	N8	N9
(KN)	(KN)	(KN)	(KN)	(KN)	(KN)	(KN)	(KN)	(KN)	(KN)
<b>122.78</b>	235.05	347.32	459.59	571.86	684.13	796.4	908.67	1020.94	1135.79

**III.4.2 Charges d'exploitations**

**III.4.2.1 Loi de dégression :**

Le (DTR.B.C.2.2) nous impose une dégression des charges sur tous les planchers. Cette loi s'applique aux bâtiments élancés dont le nombre de niveau est supérieur à 5, ce qui est notre cas. La loi de dégression des surcharges est comme suit :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{pour } n \geq 5 \quad \text{[DTR BC.2.2 (art 6.3)]}$$

**Avec :** Q<sub>0</sub> : charge d'exploitation à la terrasse. ; Q<sub>i</sub> : charge d'exploitation de l'étage i.

n: numéro de l'étage du haut vers le bas ; Q<sub>n</sub> : charge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges. **Q :la Charge d'exploitation.**

**Tableau III.12 :** Coefficients de dégression de surcharges.

Niveau	09	08	07	06	05	04	03	02	RDC	Sous-sol
<b>Coefficient</b>	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.687	0.667

**Tableau III.13 :** Dégression des surcharges.

Niveau des planchers	Surcharge	∑ surcharge	∑ surcharge (kN/m <sup>2</sup> )
<b>T</b>	Q <sub>0</sub>	∑ <sub>0</sub> =Q <sub>0</sub>	1
<b>P07</b>	Q <sub>1</sub>	∑ <sub>1</sub> =Q <sub>0</sub> +Q <sub>1</sub>	2,5
<b>P06</b>	Q <sub>2</sub>	∑ <sub>2</sub> =Q <sub>0</sub> +0,95(Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> )	3,85
<b>P05</b>	Q <sub>3</sub>	∑ <sub>3</sub> =Q <sub>0</sub> +0,9(Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> )	5,05
<b>P04</b>	Q <sub>4</sub>	∑ <sub>4</sub> =Q <sub>0</sub> +0,85(Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> )	6,1
<b>P03</b>	Q <sub>5</sub>	∑ <sub>5</sub> =Q <sub>0</sub> +0,8(Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> +Q <sub>5</sub> )	7
<b>P02</b>	Q <sub>6</sub>	∑ <sub>6</sub> =Q <sub>0</sub> +0,75(Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> +Q <sub>5</sub> +Q <sub>6</sub> )	7,75
<b>P01</b>	Q <sub>7</sub>	∑ <sub>7</sub> =Q <sub>0</sub> +0,714 (Q <sub>1</sub> +.....+Q <sub>7</sub> )	8,497
<b>RDC</b>	Q <sub>8</sub>	∑ <sub>8</sub> =Q <sub>0</sub> +0,687(Q <sub>1</sub> +.....+Q <sub>8</sub> )	9,244
<b>S-SOL</b>	Q <sub>9</sub>	∑ <sub>9</sub> =Q <sub>0</sub> +0,667(Q <sub>1</sub> +.....+Q <sub>9</sub> )	11.23

**III.4.2.2 Surcharge d'exploitation**

**Tableau III.14 : Surcharges d'exploitation.**

Niveau	Surface d'influence ( m <sup>2</sup> )	Surcharge d'exploitation(KN)
T	<b>S = 14.41</b>	14.41
P01		36.03
P02		55.48
P03		72.77
P04		87.90
P05		100.87
P06		111.68
P07		122.44
RDC		133.21
Sous -soul		161.82

**III.4.2.3 Détermination de la section du poteau**

**voir (II.3.2.2)**

Pour limiter l'élanement des poteaux, on prend  $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

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

On tire de l'équation (1) la valeur de Br:

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

**Alors :**

$B_r = 0,66N_u$                       **avec :**  $N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q$

$B_r = (a-0,02) \times (b-0,02)$ ;    On a:  $a=b \Rightarrow B_r = (a-0,02)^2$

**Tableau III.15 : Choix des sections des poteaux centraux.**

NIV	$N_G(kN)$	$N_Q(kN)$	$N_U(kN)$	$B_r(cm^2)$	$a= (cm)$	Le Choix
T	122.78	14.41	186.96	123.4	11.12	30×30
P01	235.05	36.03	371.41	245.13	15.67	30×30
P02	347.32	55.48	552.10	364.39	19.10	30×30
P03	459.59	72.77	729.6	481.54	21.96	30×30
P04	571.86	87.90	903.86	596.55	24.44	30×30
P05	684.13	100.87	1074.88	709.42	26.65	30×30
P06	796.4	111.68	1242.66	820.16	28.66	30×30
P07	908.67	122.44	1410.36	930.84	30.53	35×35
RDC	1020.94	133.21	1578.1	1041.54	32.29	35×35
S-soul	1135.79	161.82	1776.05	1172.19	34.25	35×35

**III.4.2.4 Vérification Les règles du RPA99/2003.**

• **Poteaux (30×30) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} * \text{Min}(a;b) \geq 30\text{cm} \\ * \text{Min}(a;b) > \frac{h_e}{20} \\ * \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{array} \right.$$
  

$$\left\{ \begin{array}{l} * \text{Min}(30;30) \geq 30\text{cm}. \\ * \text{Min}(30;30) > \frac{306}{20} = 15.3\text{cm}. \dots\dots\dots \text{Condition vérifier.} \\ * \frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4. \end{array} \right.$$

• **Poteaux (35×35) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} * \text{Min}(a;b) \geq 30\text{cm} \\ * \text{Min}(a;b) > \frac{h_e}{20} \\ * \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{array} \right.$$
  

$$\left\{ \begin{array}{l} * \text{Min}(40;40) \geq 30\text{cm}. \\ * \text{Min}(35;35) > \frac{306}{20} = 15.3\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier.} \\ * \frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4. \end{array} \right.$$

**III.4.2.5 Vérification au flambement :**

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier la condition :  $\left( \lambda = \frac{l_f}{i} \right) \leq 50$

**Tableau III.16 :** Vérification du flambement des poteaux.

Niveaux	a(cm)	b(cm)	I (cm <sup>4</sup> ) $\left( I = \frac{ab^3}{12} \right)$	S (cm <sup>2</sup> ) a × b	i (cm) $\left( i = \sqrt{\frac{I}{S}} \right)$	L <sub>0</sub> (cm)	L <sub>f</sub> (cm) 0.7 l <sub>0</sub>	λ $\left( \lambda = \frac{l_f}{i} \right)$	Cond
T	30	30	67500	900	8,66	306	214,2	24,73	C.V
P01	30	30	67500	900	8,66	306	214,2	24,73	C.V
P02	30	30	67500	900	8,66	306	214,2	24,73	C.V
P03	30	30	67500	900	8,66	306	214,2	24,73	C.V
P04	30	30	67500	900	8,66	306	214,2	24,73	C.V
P05	30	30	67500	900	8,66	306	214,2	24,73	C.V
P06	30	30	67500	900	8,66	306	214,2	24,73	C.V
P07	35	35	125052,08	1225	10,10	306	214,2	21,20	C.V
RDC	35	35	125052,08	1225	10,10	306	214,2	21,20	C.V
S-soul	35	35	125052,08	1225	10,10	357	249,9	24,73	C.V

- **Conclusion :** On conclue que la condition du **RPA** étant vérifiée, tous les poteaux de l'ossature sont prémunis contre le flambement,  $\lambda \leq 50$  est vérifiée.

**III.4. Conclusion du 3<sup>ème</sup> chapitre**

Les dimensions et les sections des poteaux entre niveau à l'autre sont donnés comme suit :

- Poteaux  $\left\{ \begin{array}{l} \text{S. Sol} \\ \text{RDC} \\ \text{1 étage} \end{array} \right. \dots\dots\dots (35 \times 35) \text{ cm}^2$ .
- Poteaux de 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup>, 6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup> étage ... (30 × 30) cm<sup>2</sup>.

# **Chapitre IV**

**Calcule des éléments  
secondaires**

### IV.1. Introduction

Après avoir pré-dimensionné les éléments de contreventement, on passera au dimensionnement des éléments non structuraux qui ne font pas partie du système de contreventement. Ils ont une influence plus au moins directe sur la structure globale à savoir l'acrotère, les planchers, les escaliers et les consoles.

L'étude sera basée sur le dimensionnement et le calcul se fera conformément aux règles (**BAEL 91 modifié 99**) et le **RPA 99/2003**.

### IV.2. Acrotère

Elle sera calculée comme console encastrée au niveau de la poutre du plancher. Le calcul des armatures se fera à l'ELU et la vérification à l'ELS pour une bande d'un mètre soumise à la flexion composée due au poids propre de l'acrotère « N » et d'une poussée latérale « Q » due à la main courante provoquant un moment de renversement « Mr ». L'acrotère est exposé aux intempéries donc les fissurations sont préjudiciables.

#### IV.2.1 Détermination des sollicitations

Pour une bande unitaire :

1) Poids propre :

$$G = 2.2 \text{ KN/ml.}$$

2) Surcharge due à la main courante (effort horizontal):

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

3) Effort normal dû au poids propre:

$$N_G = G \times 1 = G = 2.2 \text{ KN/ml.}$$

4) Moment de renversement  $M_Q$  dû à l'effort horizontal:

$$M_Q = Q \times 1 \text{ ml} \times H = 1 \times 1 \times 0,5 = 0,5 \text{ KN.m}$$

5) Effort tranchant :

$$T_Q = Q \times 1 = 1,00 \text{ KN.}$$

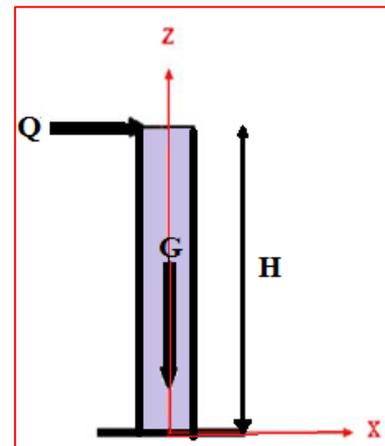


Figure IV.1: Schéma statique de l'acrotère.

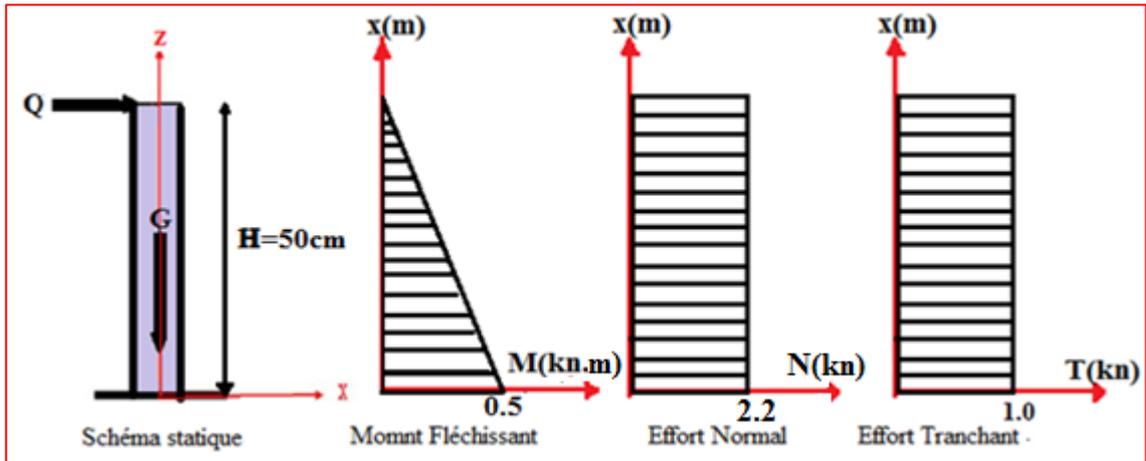


Figure IV.2: Schéma statique des efforts

#### IV.2.2. Combinaisons des charges

a) ELU :

[BAEL 91/art (A.3.2.2,1)].

La combinaison à considérer est :  $1.35 G + 1.5 Q$

$$\begin{cases} N_u = 1.35 N_G + 0 = 1.35 \times 2.2 = 2.97 \text{ kN} \\ T_u = 0 + 1.5 T_Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kN} \\ M_u = 0 + 1.5 M_Q = 1.5 \times 0.5 = 0.75 \text{ kN.m} \end{cases}$$

b) ELS:

[(BAEL 91/art( A.3.3.3)].

La combinaison à considérer est :  $G+Q$

$$\begin{cases} N_s = N_G = 2.2 \text{ kN} \\ T_s = T_Q = 1.0 \text{ kN} \\ M_s = M_Q = 0.5 \text{ kN.m} \end{cases}$$

#### IV.2.3. Ferrailage

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire du béton en flexion simple d'une hauteur ( $h = 10\text{cm}$ ) et d'une largeur ( $b = 100\text{cm}$ ). Le principe est d'étudier la section sous un moment fictif  $M_f$  afin de déterminer les armatures fictives  $A_f$ , puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles  $A$  :

Tableau IV.1 : Quel que données de l'acrotère.

$f_{c28}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$f_{t28}(\text{MPa})$	B(cm)	h(cm)	d (cm)	c=c'(cm)	Fe(MPa)
25	14,16	2,1	100	10	8	2	400

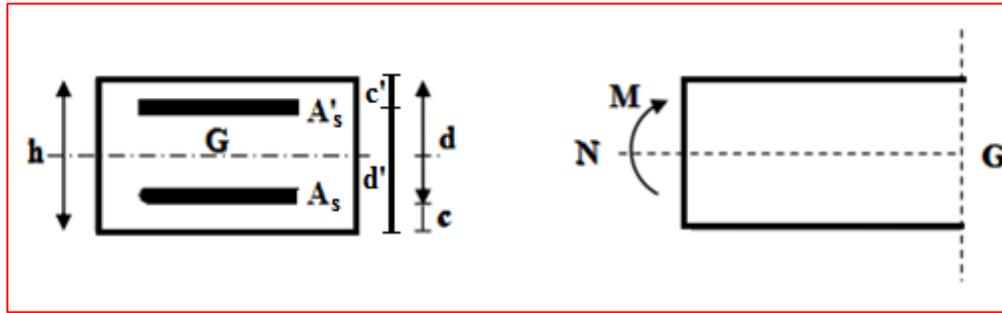


Figure IV.3: Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

#### IV.2.3.1. Calcul à L'ELU :

##### IV.2.3.1.1 Position du point d'application de l'effort normal (N) :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,75}{2,97} = 0,25m \quad e_0 = 25.25cm.$$

$$e_0 = 25.25 > \left(\frac{h}{2} - c\right) = \left(\frac{10}{2} - 2\right) = 3cm.$$

Avec:

$M_u$ : moment dû à la compression

$e_0$  : excentricité

⇒ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif ( $M_f$ ) puis on passe à la flexion composée.

##### IV.2.3.1.2 Calcul en flexion simple :

###### ➤ Moment fictif :

$$M_f = M_U + N_U \times \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$M_f = 0,75 + 2,97 \times \left(\frac{0,1}{2} - 0,02\right) = 0,839 KN.m$$

###### ➤ Moment réduit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,16 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{0,839 \times 10^3}{1 \times 80^2 \times 14,16} = 0,093$$

$$\mu_{bu} = 0,093 < \mu_{lu} = 0,392$$

⇒ la section est simplement armée (SSA) Donc la section ne besoin pas d'acier

Comprimés  $A's = 0$ .

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bU}})$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,093}) = 0,122$$

$$z_b = d(1 - 0,4\alpha) \quad z_b = 0,08(1 - 0,4 \times 0,122) = 0,076 \text{ m}$$

$$A_S = \frac{M_f}{z_b \times \sigma_s} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,8 \approx 348 \text{ MPa}$$

$$A_S = \frac{0,839 \times 10^6}{76 \times 348} = 0,32 \text{ cm}^2$$

#### IV.2.3.1.3 Armatures réelles en flexion composée :

$$A_{fc} = A_S - \frac{N_U}{\sigma_s} = 0,32 - \frac{2,97 \times 10^3}{348} = 0,24 \text{ cm}^2$$

#### IV.2.3.2. Vérification à l'ELU:

##### IV.2.3.2.1 Condition non fragilité

[BAEL91(Art : A.4.2, 1)]

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \left[ \frac{(e_u - 0,455d)}{(e_u - 0,185d)} \right] \approx 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc} = 0,24 < A_{\min} = 0,966 \text{ cm}^2$$

Nous avons  $A_s < A_{\min}$ .....CNV

Donc on adoptera une section  $A_s = A_{\min} = 0,966 \text{ cm}^2$

Soit :  $A_s = 5\text{HA}6/\text{ml} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

⇒ Mais comme les aciers HA6 ne sont pas disponible sur le marché On prend :

⇒  $A_s = 5\text{HA}8/\text{ml} = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

##### IV.2.3.2.2 Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,63 \text{ cm}^2$$

Soit :  $3\text{HA}8 = 1,51 \text{ cm}^2$  repartie sur 50 cm de hauteur.

**IV.2.3.2.3 Calcul des espacements**

a) Les armatures principales :

$$S_t \leq \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ on prend: } S_t=20\text{cm.}$$

- **Verification :**  $S_t=20 \leq \min\{2h_t, 25\text{cm}\}$  [BAEL 91mod 99(Art/A.4.5,33)].

$$S_t=20 \leq \min\{20, 25\text{cm}\} = 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

b) Les armatures de répartition :

$$S_t \leq \frac{50}{3} = 16.67 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ on prend: } S_t=15\text{cm.}$$

- **Verification :**  $S_t=15 \leq \min\{2h_t, 25\text{cm}\} \leq 20 \dots\dots\dots \text{CV}$

**IV.2.3.3. Vérification au cisaillement**

Pour une fissuration préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\{0,1f_{c28}; 4\text{MPa}\} = 2,5\text{MPa} \quad \text{[BAEL 91mod 99(Art.5.1,211)]}$$

$V_u$  : Effort tranchant à l'ELU avec :  $V_u=T_u=1.5$

b : Largeur de la bande considérée

d : Hauteur utile de la section

$$\tau_u = \frac{1,5 \cdot 10^3}{1000 \cdot 80} = 0,0187\text{MPa} < \bar{\tau} = 2,5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- Condition vérifiée donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires (pas de risque de cisaillement).

**IV.2.3.4. Vérification de l'adhérence des barres**

Il est nécessaire de connaître le comportement de l'interface entre le béton et l'acier. Pour cela le **BAEL (A-6-2-3)** exige que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} \quad \text{avec:} \quad \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum u_i} \quad \text{[BAEL99(art.6.1.1.3)]}$$

$\sum u_i$  : Somme des périmètres ultimes des barres

$$\Sigma u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \cdot \pi \cdot 0,8 = 12,56 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 80 \times 125,6} = 0,1658 \text{ Mpa} < \overline{\tau_{se}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

**IV.2.3.5. Ancrage des barres**

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit « L<sub>s</sub> »

a)  $L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$  [BAEL91mod99(Art.6.1.2)]

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{0,8 \cdot 400}{4 \cdot 2,835} = 28,22 \text{ cm}$$

b)  $L_s = 40\phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm}$  [(BAEL 91(art.1.2.2)]

Donc on prend :  $L_s = 30 \text{ cm}$

**IV.2.3.6. Vérification des contraintes à l'ELS :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable, On doit vérifier les conditions suivantes :

**IV.2.3.6.1. Vérification des contraintes de compression dans le béton :**

$$\sigma_b < \overline{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{[(BAEL 91mod 99(Art.4.5.2)]}$$

• **Position de l'axe neutre :**

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,50}{2,2} = 22,73 \text{ cm}$$

$$C = -(e_0 - \frac{h}{2}) = -(22,73 - \frac{10}{2}) = -17,73 \text{ cm}$$

C : distance entre le centre de pression et la fibre la plus éloignée tenu des conventions de signe C < 0

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

Y<sub>c</sub> : distance de l'axe neutre au centre de pression définie par l'équation du 3<sup>ème</sup> degré suivante :

$$Y_c^3 + P \cdot Y_c^2 + q = 0 \dots \dots \dots (1)$$

$$P = -3c^2 + \frac{90 \cdot A_s \cdot (d-c)}{b} = -3 \times (-17,73)^2 + \frac{90 \times (2,51) \times (8+17,73)}{100} = -884,93$$

$$q = -2c^3 - \frac{90 \cdot A_s \cdot (d-c)^2}{b} = -2(-17,73)^3 - \frac{90 \times 2,51 \times (8+17,73)^2}{100} = 9651,42$$

- La solution de l'équation (1) dépend de  $\Delta$  :

$$\Delta = q^2 + \frac{4}{27} \times p^3 = -9.5 \times 10^6 < 0$$

$$\Delta < 0 \text{ donc : } \cos\varphi = \left(\frac{3q}{2p}\right) \cdot \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.95$$

$$\Rightarrow \varphi = \arccos(-1) \approx 162.28^\circ$$

$$a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}} = 34.35$$

- Donc il existe 3 racines réelles :

$$Y_{c1} = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 20.14 \text{ cm}$$

$$Y_{c2} = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right) = -34.17 \text{ cm}$$

$$Y_{c3} = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ\right) = 14.02 \text{ cm} \quad \text{on prend } Y_{c1} = \mathbf{20.14}$$

- Calcul de  $Y_{ser}$  :

$$Y_{ser} = Y_c + C$$

$$Y_{ser1} = Y_{c1} + C = 2.41 \text{ cm}$$

$$Y_{ser2} = Y_{c2} + C = -51.9 \text{ cm} \quad \dots\dots \text{ Il faut donc vérifier que : } \mathbf{0 \leq Y_{ser} \leq d = 8 \text{ cm}}$$

$$Y_{ser3} = Y_{c3} + C = -3.71 \text{ cm}$$

Alors la solution est :  $Y_{ser} = Y_{ser1} = \mathbf{2.41 \text{ cm}}$

- Le moment d'inertie de la section homogène réduite :

$$I = \frac{b \cdot Y_{ser}^3}{3} + 15 \cdot A_s \cdot (d - Y_{ser})^2$$

$$I = \frac{100 \times (2.41)^3}{3} + 15 \times 2.51 \times (8 + 2.41)^2 = 1643.07 \text{ cm}^4$$

- **Le coefficient angulaire des contraintes :**

$$K = \frac{N_{ser} \cdot Y_c}{I} = \frac{2.2 \times 20.14}{1643.07} = 0,027 \text{ KN/Cm}^3$$

- **Etat limite de compression de béton :**

$$\sigma_{bc} = K \cdot Y_{ser} = 0,065 \text{ KN/Cm}^2 = 0.65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0.65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier.}$$

**IV.2.3.6.2. Vérification de la contrainte d'ouvertures des fissures dans l'acier :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \quad \text{[BAEL99(Art. A.4.5.32)]}$$

$$\sigma_s = \eta \cdot Y_c \cdot \frac{N_{ser}}{I} \cdot (d - Y_{ser}) \quad \text{Avec : } \eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

$$\sigma_s = 15 \times 20.14 \times \frac{2.2 \times 10}{1643.07} \times (8 - 2.41) \quad \sigma_s = 22.61 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e ; \max(0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right)$$

Avec :

$\eta$  : coefficient de fissuration {  $\eta = 1.6$  H.A ;  $\eta = 1$  r.l }

Dans notre cas :  $\eta = 1.6$

$$\bar{\sigma}_s = \min \{266.6, \max (200, 201.63)\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 22.61 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier.}$$

**IV.2.3.7. Vérification au séisme**

Selon [R.P.A 99 version 2003, Art 6.2.3] les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure, surjetant à des forces horizontales données par la formule suivante :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

Avec : A : Coefficient d'accélération de zone obtenu **R.P.A 99**.

Pour la zone et le groupe d'usage appropriés : [RPA99, (art 4.2.3 tableau 4-1)]

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone IIb} \\ \text{Groupe d'usage 2} \end{array} \right. \quad A = 0,20$

$C_p$  : Facteur de force horizontale pour l'élément secondaire [RPA99, (art 6.2.3 tableau 6-1)]

$C_p = 0,3$

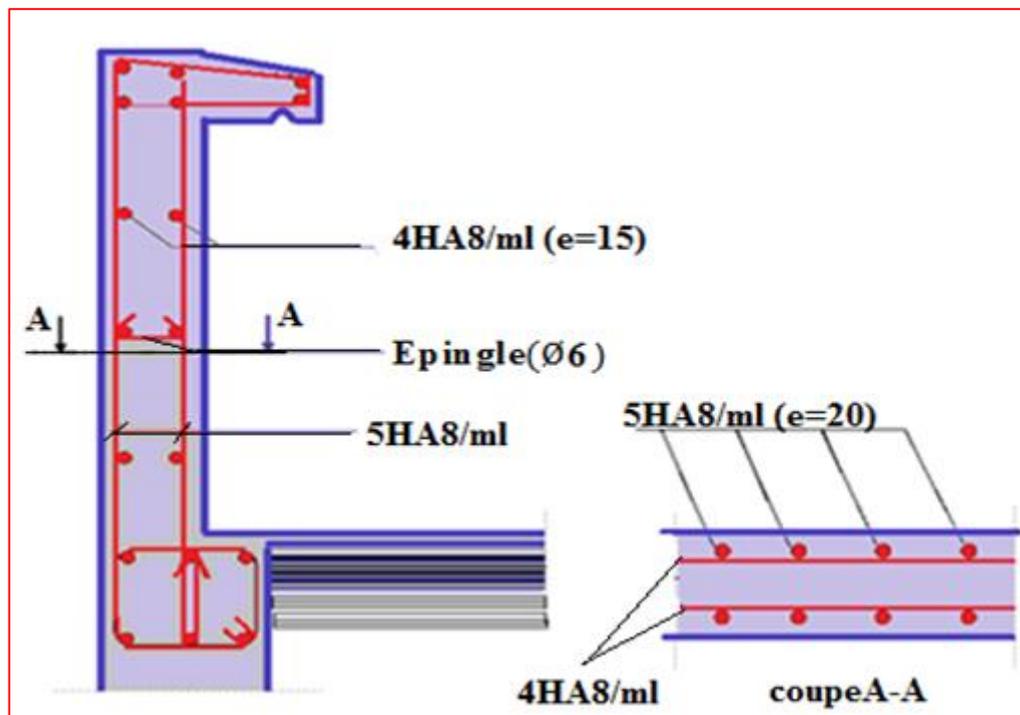
$W_p$  : poids de l'élément pour une bande de 1,00m       $W_p = G = 2,2 \text{ KN/ml}$

$F_p = 4 \times (0,20) \times (0,8) \times (2,2) = 0,53 \text{ KN/ml}$       **Epingle(Ø6)**

La condition pour que l'acrotère puisse résister à cette force est

$F_p = 0,53 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$  .....condition vérifier.

Donc : Le calcul sismique n'est pas nécessaire.



**Figure IV.4:** Plan de Ferrailage de l'acrotère

### IV.3. Escalier :

#### IV.3.1. Etude des escaliers

Les escaliers travaillent à la flexion simple, en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée et en tenant compte des types d'appuis sur lesquels elle repose. Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes :

- La méthode des charges équivalentes.
- La méthode R.D.M

#### IV.3.2. Combinaisons des charges (voir III.2.5)

Le calcul se fera pour une bande de **1 ml** de projection horizontale de la volée et paillasse.

**Tableau.IV.2** : détermination les combinaisons fondamentales.

Eléments		charges		Combinaisons fondamentales	
		G	Q	ELU (KN/ml)	ELS (KN/ml)
		(KN/m <sup>2</sup> )	(KN/m <sup>2</sup> )	qu	qs
				$(1.35G+1.5Q) \times 1$	$(G+Q) \times 1$
<b>volée</b>		8.34	2.5	15	10.84
<b>Palier</b>	<b>Charge répartie</b>	5.3	2.5	10.91	7.8
	<b>Charge concentrée (KN)</b>	7.41	/	10	7.41

#### IV.3.3. Détermination des sollicitations de calcul

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

**Remarque :** Le calcul se fera pour le cas qui donne les efforts les plus défavorables. (Escalier du sous-sol « type 2 »). Voir **II.2.2.3**

IV.3.3.1. Calcul à l'état limite ultime

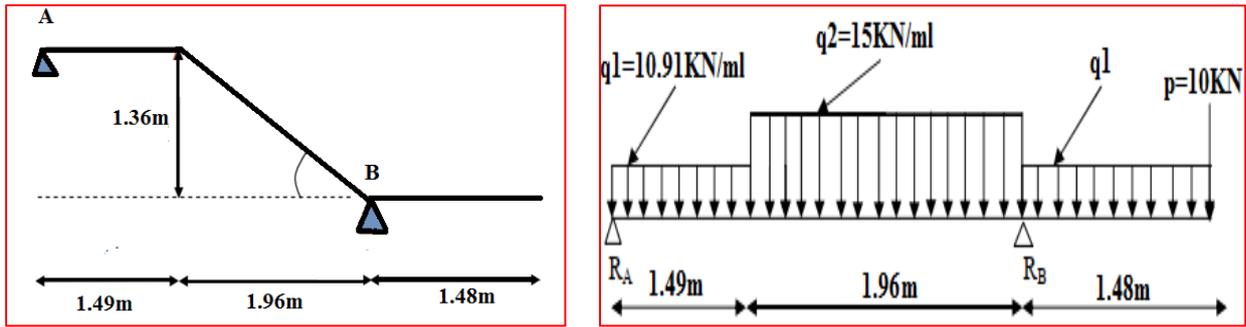


Figure IV.5: Schéma statique de l'escalier à l'ELU.

a) Calcul des réactions :

$$\sum f_{/X} = 0 \rightarrow R_{AX} = R_{BX} = 0$$

$$\sum f_{/y} = 0 \rightarrow R_{By} + R_{Ay} - 10.91 \times 1.49 - 15 \times 1.96 - 10.91 \times 1.48 - 10 = 0$$

$$\sum M_{/B} = 0 \rightarrow -10.91 \times \frac{(1.48)^2}{2} + 15 \times \left(\frac{1.96^2}{2}\right) + 10.91 \times 1.49 \left(\frac{1.49}{2} + 1.96\right) - 10 \times 1.48 - R_A \times 3.45 \rightarrow R_B = 58.46 \text{ KN et } R_A = 13.34 \text{ KN}$$

b) Calcul des efforts internes :

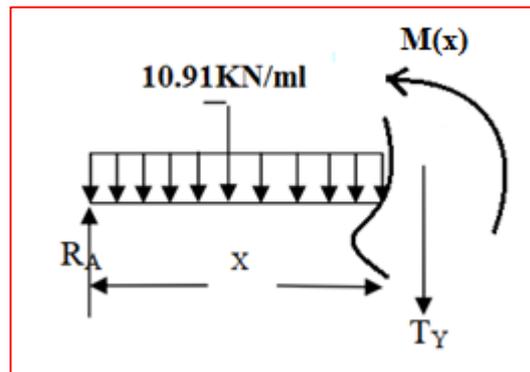
1<sup>ere</sup> coupe :  $0 \leq x \leq 1.49 \text{ m}$

a) Effort tranchant :

$$T(x) = R_A - q_1(x)$$

$$T(x) = 13.34 - 10.91x$$

$$\begin{cases} T(x=0) = 13.34 \text{ KN} \\ T(x=1.49) = -2.92 \text{ KN} \end{cases}$$



Calcul de la valeur de x pour laquelle  $T_y = 0$  et  $M(x) = M_{max}$

$$T(x) = 0 \Rightarrow T(x) = R_A - q_1(x) = 0$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = \frac{R_A}{q_1} \quad T(x) = 0 \Rightarrow x = \frac{13.34}{10.91}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = 1.22 \text{ m}$$

$$x = 1.22 \text{ m ; } x \in [0 ; 1.49].$$

b) Le moment fléchissant :

$$\sum M_{/y} = 0$$

$$M(x) = -10.91(x^2/2) + 13.34(x)$$

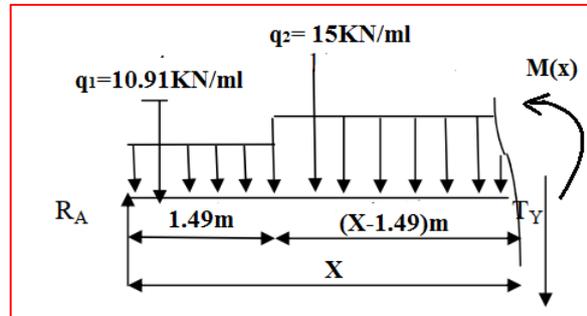
$$\begin{cases} M(x = 0) = 0 \\ M(x = 1.49) = 7.77 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2<sup>ere</sup> coupe :  $1.49\text{m} \leq x \leq 3.45\text{m}$

c) Effort tranchant :

$$T(x) = R_A - q_1 (1.49) - q_2 (x-1.49).$$

$$\begin{cases} T(x = 1.49) = -2.92 \text{ KN} \\ T(x = 3.45) = -32.32 \text{ KN} \end{cases}$$



d) Le moment fléchissant :

$$M(x) = R_A \cdot x - q_1 \times 1.49 \times (x - \frac{1.49}{2}) - q_2 \left[ \frac{(x-1.49)^2}{2} \right]$$

$$M(x) = 13.34 \times x - 16.26 \times (x - \frac{1.49}{2}) - 15 \left[ \frac{(x-1.49)^2}{2} \right]$$

$$\begin{cases} M(x = 1.49) = 7.77 \text{ KN.m} \\ M(x = 3.45) = -26.77 \text{ KN.m} \end{cases}$$

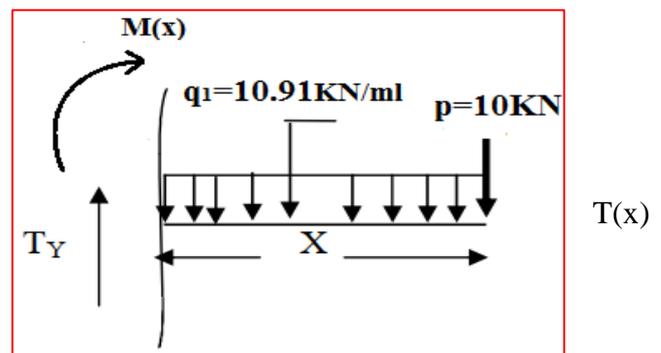
3<sup>ere</sup> coupe :  $0 \leq x \leq 1.48\text{m}$

e) Effort tranchant :

$$T(x) = +P + q_1 \cdot x.$$

$$= 10 + 10.91(x).$$

$$\begin{cases} T(x = 0) = 10 \text{ KN} \\ T(x = 1.48) = 26.14 \text{ KN} \end{cases}$$



f) Le moment fléchissant :

$$M(x) = -P x - q_1 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = -10(x) - 10.91 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(x = 0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(x = 1.48) = -26.75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

c) Calcul du moment max :

On a : pour  $x = 1.68 \text{ m}$  ;  $T_y = 0 \text{ KN}$

$$M_{\max} = M(x=1.22) = -10.91((1.22)^2/2) + 13.34(1.22)$$

$$M_{\max} = 8.16 \text{ KN.m}$$

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

- A l'appui A:  $M_{ua} = -0.3 M_{\max} = -0.3 \times 8.16 = -2.45 \text{ KN.m}$
- En travée :  $M_{ut} = 0.85 M_{\max} = 0.85 \times 8.16 = 6.94 \text{ KN.m}$

d) Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU :

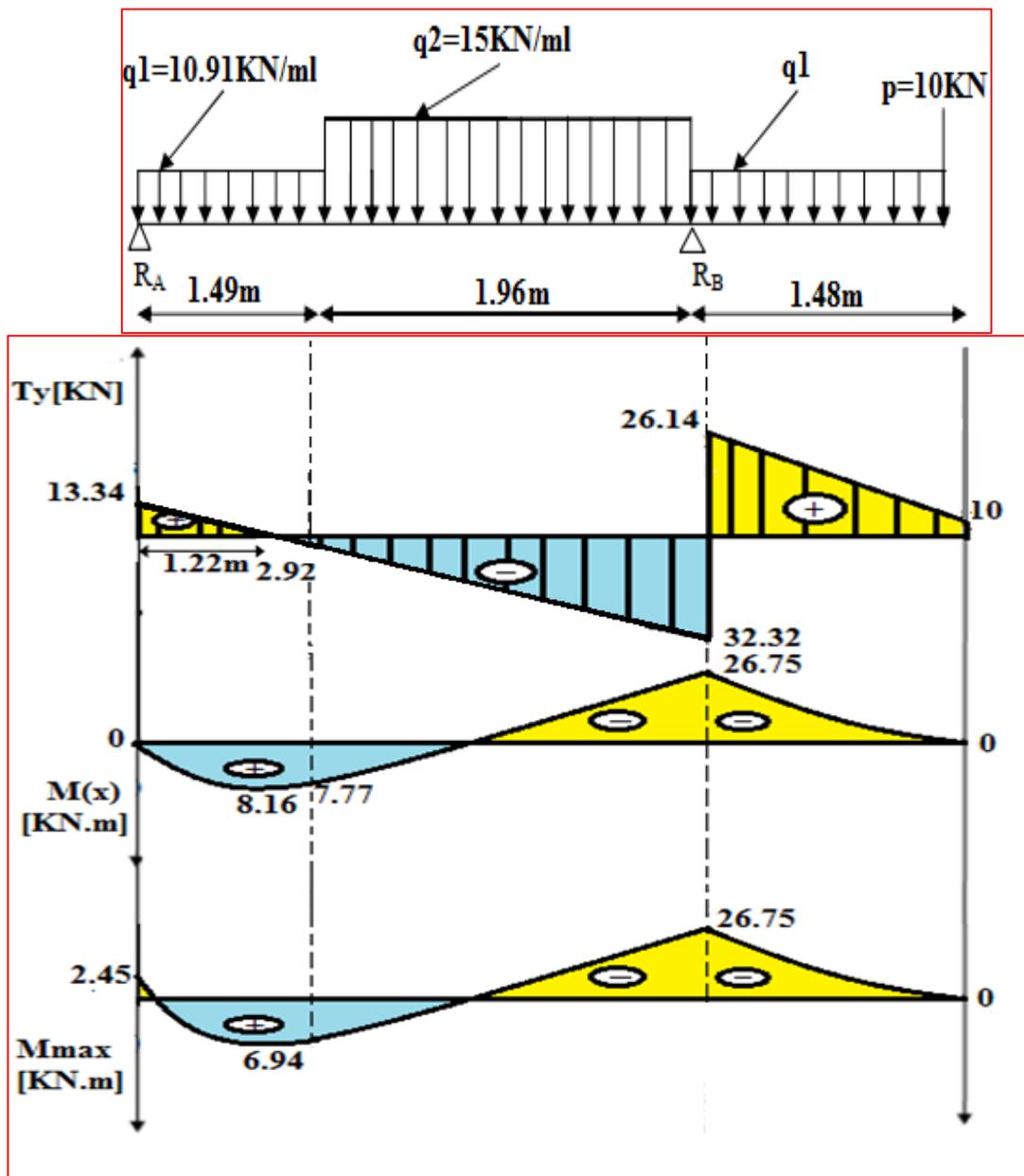


Figure IV.6 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.

e) Ferrailage

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de (1m), en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment. Dont les caractéristiques géométriques sont :

$$b = 100 \text{ cm}; \quad h = 15 \text{ cm}; \quad c = 2 \text{ cm}; \quad d = 13 \text{ cm};$$

Acier FeE400 ; Fissuration peu nuisible

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ Mpa}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,8 \approx 348 \text{ MPa}$$

Tableau IV.3: Caractéristiques géométriques et mécaniques.

$f_{c28}$ [MPa]	$f_{t28}$ [MPa]	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$d$ [cm]	$f_{bu}$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]	$f_e$ [MPa]	$b$ [cm]
25	2,1	1.5	1.15	13	14.17	348	400	100

1) En travées :  $M_{ua} = 6.94 \text{ KN.m}$

➤ Armatures principales :

$$\mu_{bU} = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bU} = \frac{6.94 \times 10^3}{1 \times 130^2 \times 14.17} = 0.029$$

$$\mu_{bU} = 0,029 < \mu_{lu} = 0,392$$

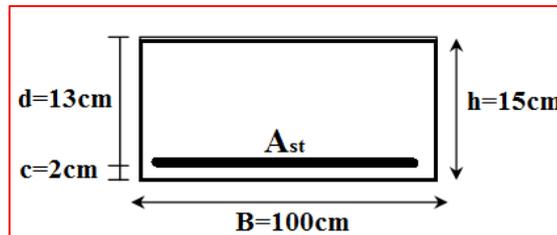


Figure IV.7 : Section droite en travée.

⇒ La section est simplement armée (SSA) Donc la section ne besoin pas d'acier

Comprimés  $A's = 0$ .

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bU}})$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,029}) = 0,037$$

$$z_b = d(1 - 0,4\alpha) \quad z_b = 0,13 \times (1 - 0,4 \times 0,013) = 0,128 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{ut}}{z_b \times \sigma_s} \quad A_s = \frac{6.94 \times 10^6}{128 \times 348} = 1.56 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4HA10( $A_t = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ ) ; Avec un espacement  $St = 25 \text{ cm}$ .

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_t / 4 = 0,79 \text{ cm}^2.$$

On prendre :  $A_r = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$ . Avec un espacement  $St=25\text{cm}$ .

2) **Aux appuis :**

- **Appuis (A) :**

$$M_{ua} = 2.45 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{2.45 \times 10^3}{1 \times 130^2 \times 14.17} = 0.010$$

$$\mu_{bu} = 0,01 < \mu_{lu} = 0,392$$

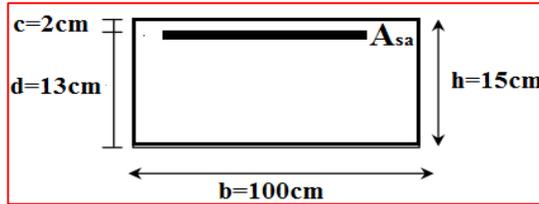


Figure IV.8 : Section droite aux appuis.

⇒ La section est simplement armée (SSA) Donc la section  $A's = 0$ .

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,01}) = 0,013$$

$$z_b = 0.13 \times (1 - 0,4 \times 0,013) = 0,129 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{2.45 \times 10^6}{129 \times 348} = 0.55\text{cm}^2$$

On opte pour 4HA8( $A_t = 2.01\text{cm}^2 / \text{ml}$ ) ; Avec un espacement  $St=20\text{cm}$ .

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_t / 4 = 0,50 \text{ cm}^2.$$

On prendre :  $A_r = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$ . Avec un espacement  $St=20\text{cm}$ .

- **Appuis (B) :**

$$M_{ua} = 26.75 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{26.75 \times 10^3}{1 \times 130^2 \times 14.17} = 0.11 \quad \mu_{bu} = 0,11 < \mu_{lu} = 0,392$$

⇒ La section est simplement armée (SSA) Donc la section ne besoin pas d'acier

Comprimés  $A's = 0$ .

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,11}) = 0,15$$

$$z_b = 0.13 \times (1 - 0,4 \times 0,15) = 0,122 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{26.75 \times 10^6}{122 \times 348} = 6.3\text{cm}^2$$

On opte pour 4HA10+4HA10( $A_t = 6.28\text{cm}^2 / \text{ml}$ ) ; Avec un espacement  $St=20\text{cm}$ .

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_t / 4 = 1.57 \text{ cm}^2.$$

On prendre :

$$A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2. \text{ Avec un espacement } St = 20 \text{ cm}.$$

**IV.3.3.2 Vérification à l'ELU :**

**IV.3.3.2.1 Condition non fragilité**

$$A_s \geq A_{min} \quad [\text{BAEL91(Art : A.4.2, 1)}]$$

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

$$A_{min} = 0,23 \times 1000 \times 130 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

**1) En travée :**

$$A_s = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}.$$

**2) Aux appuis :**

**Appuis (A) :**  $A_s = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}.$

**Appuis (B) :**  $A_s = 4HA10 + 4HA10 = 6.28 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}.$

**IV.3.3.2.2 vérification des espacements**

$$S_t = 20 \leq \min\{3h_t, 33 \text{ cm}\} \quad [\text{BAEL 91 mod 99(Art/A.4.2,42)}].$$

**a) Les armatures principales :**

$$\min\{45, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} > \begin{cases} \text{Appuis (A) } \dots\dots St = 20 \text{ cm} \\ \text{Appuis (B) } \dots\dots St = 20 \text{ cm} \quad \dots\dots \text{CV} \\ \text{Travée } \dots\dots St = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

**b) Les armatures de répartition :**

$$\min\{45, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} > \begin{cases} \text{Appuis (A) } \dots\dots St = 20 \text{ cm} \\ \text{Appuis (B) } \dots\dots St = 20 \text{ cm} \quad \dots\dots \text{CV} \\ \text{Travée } \dots\dots St = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

### IV.3.3.2.3 Vérification au cisaillement

Pour une fissuration peu nuisible :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\{0,13f_{c28}; 5\text{MPa}\} = 3.33\text{MPa} \quad [\text{BAEL 91mod 99(Art.5.1,2)}]$$

$V_u$  : Effort tranchant à l'ELU avec :  $V_u = T_{u \max} = 32.32 \text{ KN}$ .

$b$  : Largeur de la bande considérée.

$d$  : Hauteur utile de la section.

$$\tau_u = \frac{32.32 \cdot 10^3}{1000 \cdot 130} = 0,25\text{MPa} < \bar{\tau} = 3.33\text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires (pas de risque de cisaillement).

### IV.3.3.2.4 Vérification de l'adhérence des barres

Il est nécessaire de connaître le comportement de l'interface entre le béton et l'acier. Pour cela le **BAEL (A-6-2-3)** exige que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} \quad [\text{BAEL99(art.6.1.1.3)}]$$

Avec : 
$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum u_i}$$

$\sum u_i$  : Somme des périmètres ultimes des barres

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \cdot \pi \cdot 1,2 = 15.07\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{32.32 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 150.7} = 1.83 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- Il n'ya aucun risque d'entraînement des barres.

### IV.3.3.2.5 Ancrage des barres

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur

de scellement droit «  $l_s$  » 
$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} \quad [\text{BAEL91mod99(Art.6.1.2)}]$$

$$\tau_{su} = 0.6 \cdot \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33\text{cm} \quad \text{Vu que } (l_s) \text{ dépasse la largeur de la poutre dans laquelle elle sera ancrée,}$$

on prévoit un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à  $0,4 l_s$ . [BAEL91 (Art A.6.253 )]

$$l_c = l_s \times 0,4 = 42.33 \times 0,4 = 16.93 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit } l_c = \mathbf{17\text{cm}}$$

IV.3.3.3. Calcul à l'état limite de service

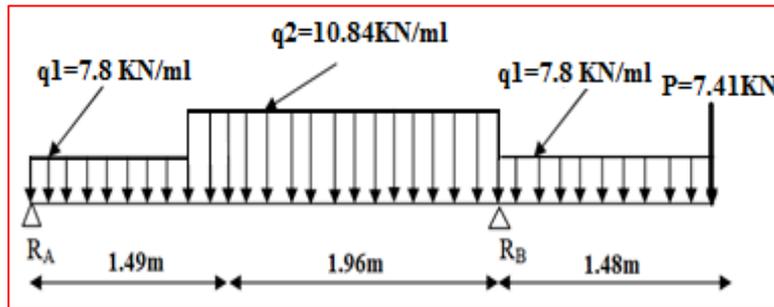


Figure IV.9: Schéma statique de l'escalier à l'ELS.

a) Calcul des réactions :

$$\sum f_{/X} = 0 \rightarrow R_{AX} = R_{BX} = 0$$

$$\sum f_{/y} = 0 \rightarrow R_{By} + R_{Ay} = 11.62 + 21.24 + 11.54 + 7.41 = 0$$

$$\sum M_{/B} = 0 \rightarrow -7.8 \times \frac{(1.48)^2}{2} + 10.84 \times \left(\frac{1.96^2}{2}\right) + 7.8 \times 1.49 \left(\frac{1.49}{2} + 1.96\right) - 7.41 \times 1.48 - R_A \times 3.45 \rightarrow R_A = 9.49 \text{ KN} \quad R_B = 42.4 \text{ KN}$$

b) Calcul des efforts internes :

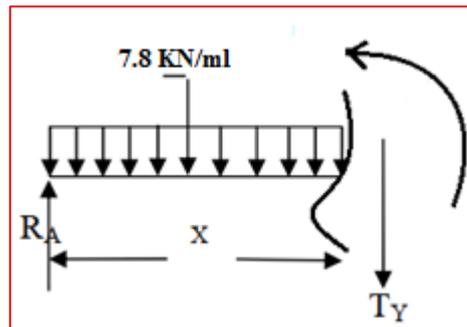
1<sup>ere</sup> coupe :  $0 \leq x \leq 1.49 \text{ m}$

g) Effort tranchant :

$$T(x) = R_A - q_1 \times (x)$$

$$T(x) = 9.49 - 7.8 \times (x)$$

$$\begin{cases} T(x = 0) = 9.49 \text{ KN} \\ T(x = 1.49) = -2.13 \text{ KN} \end{cases}$$



Calcul de la valeur de x pour laquelle  $T_y = 0$  et  $M(x) = M_{\max}$

$$T(x) = 0 \Rightarrow T(x) = R_A - q_1 (x) = 0$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = \frac{R_A}{q_1} \Rightarrow x = \frac{9.49}{7.8}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = 1.22 \text{ m}$$

$$x = 1.22 \text{ m} ; x \in [0 ; 1.49].$$

h) Le moment fléchissant :

$$\sum M_{/y} = 0 \rightarrow M(x) = -7.8(x^2/2) + 9.49(x)$$

$$\begin{cases} M(x = 0) = 0 \\ M(x = 1.49) = 5.48 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2<sup>ere</sup> coupe :  $1.49\text{m} \leq x \leq 3.45\text{m}$

i) Effort tranchant :

$$T(x) = R_A - q_1(1.49) - q_2(x-1.49)$$

$$\begin{cases} T(x = 1.49) = -2.13 \text{ KN} \\ T(x = 3.45) = -23.38 \text{ KN} \end{cases}$$

j) Le moment fléchissant :

$$k) M(x) = R_A \cdot (x) - q_1 \times 1.49 \times (x - \frac{1.49}{2}) - q_2 \left[ \frac{(x-1.49)^2}{2} \right]$$

$$M(x) = 9.49 \times x - 11.62 \times (x - \frac{1.49}{2}) - 10.84 \cdot \left[ \frac{(x-1.49)^2}{2} \right]$$

$$\begin{cases} M(x = 1.49) = 5.84 \text{ KN.m} \\ M(x = 3.45) = -19.51 \text{ KN.m} \end{cases}$$

3<sup>ere</sup> coupe :  $0 \leq x \leq 1.48\text{m}$

l) Effort tranchant :

$$\begin{aligned} T(x) &= +P + q_1 \cdot x \\ &= 7.41 + 7.8(x) \end{aligned}$$

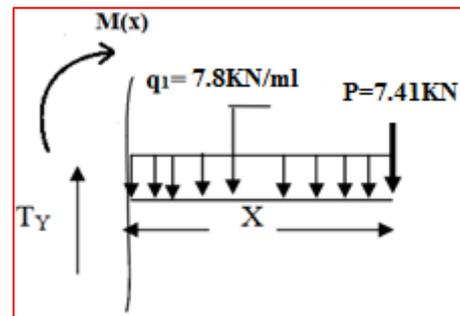
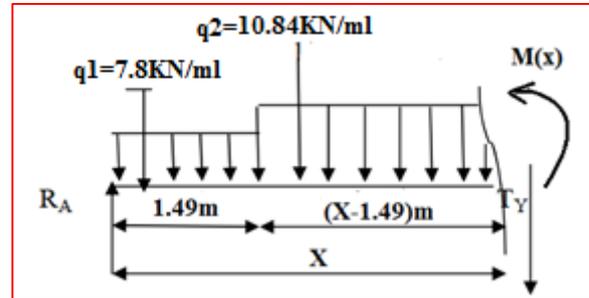
$$\begin{cases} T(x = 0) = 7.41 \text{ KN} \\ T(x = 1.48) = 18.95 \text{ KN} \end{cases}$$

m) Le moment fléchissant :

$$M(x) = -P \cdot x - q_1 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = -7.41(x) - 7.8 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(x = 0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(x = 1.48) = -19.50 \text{ KN.m} \end{cases}$$



c) Calcul du moment max :

On a : pour  $x = 1.22 \text{ m}$  ;  $T_y = 0 \text{ KN}$

$$M_{\max} = M(x=1.22) = -7.8((1.22)^2/2) + 9.49 (1.22)$$

$$M_{\max} = 5.77 \text{ KN.m}$$

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

- A l'appui (A):  $M_{ua} = -0.3 M_{\max} = -0.3 \times 5.77 = -1.73 \text{ KN.m}$
- En travée :  $M_{ut} = 0.85 M_{\max} = 0.85 \times 5.77 = 4.90 \text{ KN.m}$

d) Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU :

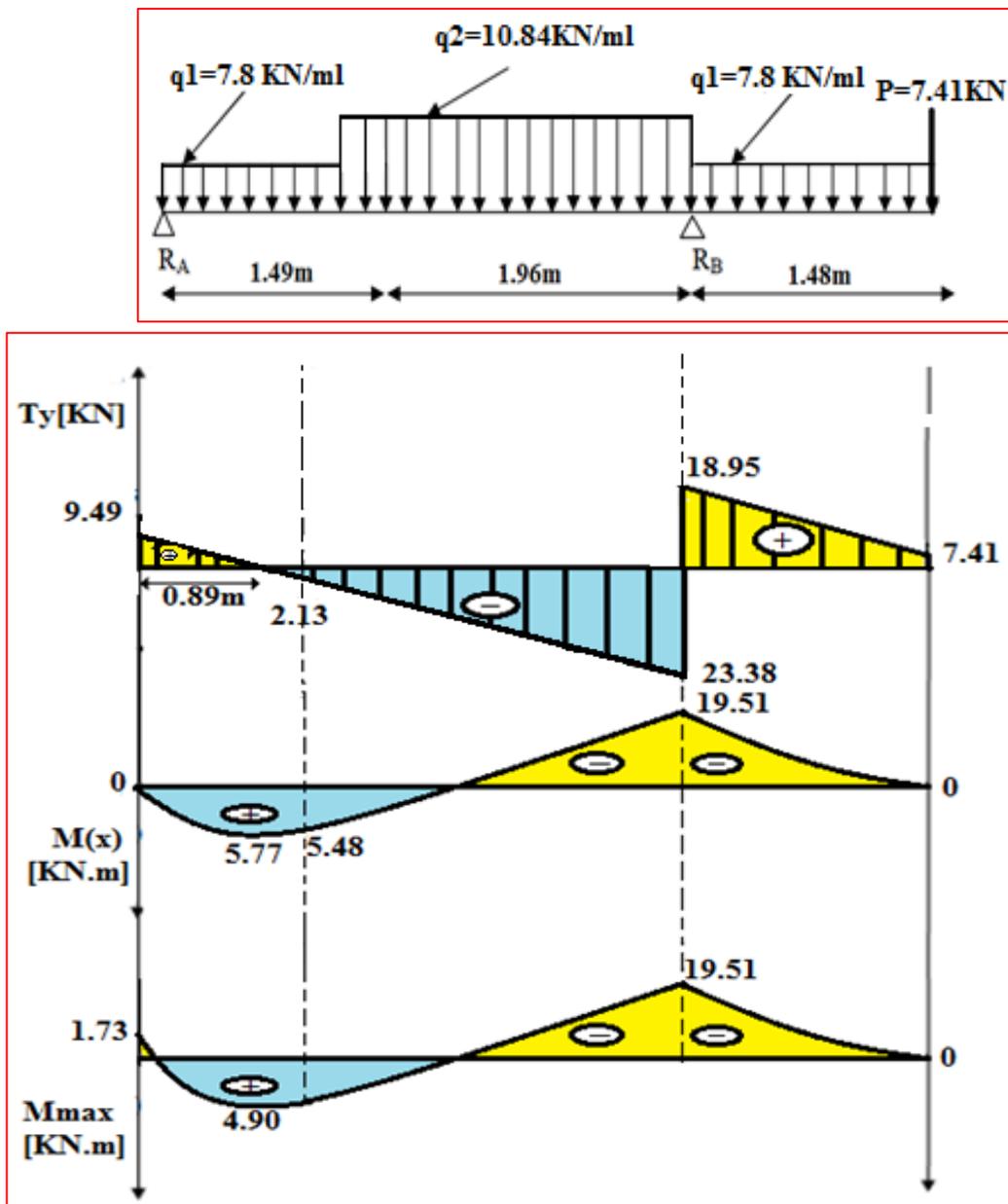


Figure IV.10 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.

**IV.3.3.4 Vérification à l'ELS**

Les moments calculés à l'ELS sont inférieurs à ceux calculés à l'ELU, nous garderons le même ferrailage. On doit vérifier les conditions suivantes :

**IV.3.3.4.1 État limite à la résistance à la compression du béton :**

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0,6.f_{c28} = 15\text{MPa} \quad \text{[(BAEL 91mod 99(Art4.5.2)]}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton :**

1) **En travée :**

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{3,14}{100} = 0,471\text{cm}$$

$$E = 2.D.d = 2 \times 0,471 \times 13 = 12,25\text{cm}^2$$

$$Y = -0,471 + \sqrt{0,471^2 + 12,25} = 3,06\text{cm}$$

$$Y = 3,06\text{cm}$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} Y^3 + 15A(d - Y)^2$$

$$I = \frac{100}{3} (3,06)^3 + 15 \times 3,14 \times (13 - 3,06)^2$$

$$I = 5608,74\text{cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{4,90 \times 10^3}{5608,74} = 0,87\text{MPa/cm}$$

➤ **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_b = K.Y = 0,87 \times 3,06 = 2,67\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15\text{MPa} \quad \text{..... Condition vérifier}$$

$$\sigma_b = 2,67\text{MPa} < \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa}$$

2) En Appuis :

• Appuis (A) :

➤ Position de l'axe neutre :

$$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{2.01}{100} = 0,3 \text{ cm}$$

$$E = 2.D.d = 2 \times 0,3 \times 13 = 7.84 \text{ cm}^2$$

$$Y = -0.3 + \sqrt{0.3^2 + 7.84} = 2.52 \text{ cm} \quad Y = 2.52 \text{ cm}$$

➤ Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} Y^3 + 15A(d - Y)^2$$

$$I = \frac{100}{3} (2.52)^3 + 15 \times 2.01 \times (13 - 2.52)^2$$

$$I = 3844.82 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{1.73 \times 10^3}{3844.82} = 0.45 \text{ MPa/cm}$$

➤ Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b = K.Y = 0.45 \times 2.52 = 1.13 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifier.}$$

$$\sigma_b = 1.13 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa.}$$

• Appuis (B) :

➤ Position de l'axe neutre :

$$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{6.28}{100} = 0,94 \text{ cm}$$

$$E = 2.D.d = 2 \times 0,98 \times 13 = 24.49 \text{ cm}^2$$

$$Y = -0.94 + \sqrt{0.94^2 + 25.50} = 4.1 \text{ cm}$$

$$Y = 4.1 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} Y^3 + 15A(d - Y)^2$$

$$I = \frac{100}{3} (4.1)^3 + 15 \times 6.28 \times (13 - 4.1)^2$$

$$I = 9754.61 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{19.51 \times 10^3}{9754.61} = 2.0 \text{ MPa/cm}$$

➤ **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_b = K.Y = 2 \times 4.1 = 8.2 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier.}$$

$$\sigma_b = 8.2 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ Mpa.}$$

**IV.3.3.4.2 Vérification de la contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = n.K.(d - y) < \overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa. Pour une fissuration peu nuisible}$$

1) **En travée :**

$$15 \times 0.87 \times (13 - 3.06) = 229.72 \text{ MPa} < 348 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier.}$$

2) **En Appuis :**

$$\text{Appuis (A) : } 15 \times 0.45 \times (13 - 2.52) = 70.74 < 348 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier.}$$

$$\text{Appuis (B) : } 15 \times 2 \times (13 - 4.1) = 267 < 348 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier.}$$

**IV.3.3.4.3 Vérification de la flèche**

[ BAEL 91 mod 99 (Art. B.6.5, 2) ]

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les trois conditions ci-après sont vérifiées :

$$1 \bullet \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_o} \rightarrow \frac{15}{345} = 0.043 \geq \frac{6.94}{10 \times 8.16} = 0.085 \quad (\text{c.n.v})$$

$$2 \bullet \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.043 \geq 0.0625 \quad (\text{c.n.v})$$

$$3 \bullet \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.0024 \leq \frac{2}{400} = 0.0105 \quad (\text{c.v})$$

⇒ Ainsi on doit procéder à la vérification de la flèche.

#### IV.3.3.4.4 Calcul de la flèche :

Le calcul de la flèche se fait à l'aide des formules indiquées par le règlement **CBA93**, la flèche maximale sous charges instantanées.  $f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I_0} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$

Avec :

$f$  : flèche due aux charges instantanée.

$\bar{f}$  : flèche admissible.

$$q_s = \max (q_{s1} ; q_{s2}) = \max (7.8; 10.84) = 10.84 \text{ KN/ml}$$

$E_v$  : Module de déformation différé.

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_c} = 10818.86 \text{ Mpa} \quad f_{c28} = 25 \text{ Mpa.}$$

$I_0$  : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité.

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - C)^2$$

$S_{xx}$  : moment statique

$$S_{xx}' = \frac{bh^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx}' = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 3.14 \times 13$$

$$S_{xx}' = 11862.3 \text{ cm}^2$$

$B_0$  : Aire de la section homogénéisée

$$B_0 = b \times h + 15A_t$$

$$B_0 = 100 \times 15 + 15 \times 3.14 = 1547.1 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}'}{B_0} = \frac{11862.3}{1547.1} = 7.67 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7.67 = 7.33 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100}{3}(7.67^3 + 7.33^3) + 15 \times (7.33 - 2)^2$$

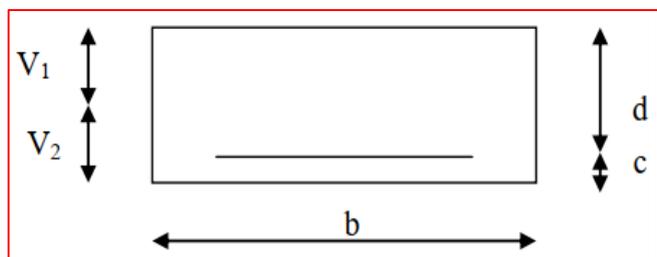


Figure IV.11 : section droite des escalier

$$I_0 = 28608.23 \text{ cm}^4$$

En remplaçant tous les coefficients trouvés précédemment ; on aura une valeur de la flèche :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{10.84 \times 3.45^4}{10818.86 \times 28608.23 \times 10^{-5}} = 6.46 \times 10^{-3} \leq \bar{f} = \frac{3.45}{500} = 6.9 \times 10^{-3}$$

$f = 6.46 \times 10^{-3} \leq \bar{f} = 6.9 \times 10^{-3}$  ..... Condition vérifier.

#### IV.3.3.4.5 Etat limite d'ouverture des fissures

[BAEL 91(Art A.5.34)]

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

#### IV.3.3.5 Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisante pour le ferrailage de l'escalier.

#### • Armatures principales :

$$\text{Aux appuis : } \begin{cases} \text{appuis (A): } A_a = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 & (\text{St} = 20\text{cm}) \\ \text{appuis(B): } A_a = 4HA10 + 4HA10 = 6.28 \text{ cm}^2 & (\text{St} = 20\text{cm}) \end{cases}$$

$$\text{En travées : } A_t = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2 \quad (\text{St} = 25\text{cm})$$

#### • Armatures de répartitions :

$$\text{Aux appuis : } \begin{cases} \text{appuis (A): } A_a = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 & (\text{St} = 20\text{cm}) \\ \text{appuis(B): } A_a = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 & (\text{St} = 20\text{cm}) \end{cases}$$

$$\text{En travées : } A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 \quad (\text{St} = 25\text{cm})$$

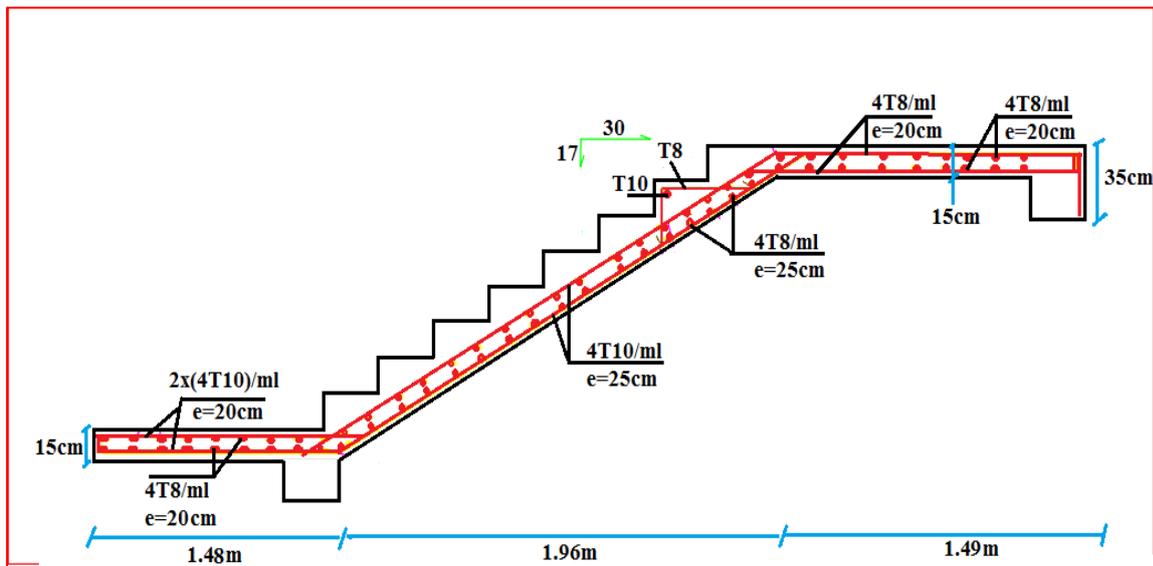


Figure IV.12 : plan de ferrailage de l'escalier.

#### IV.4 Calcul de la poutre brisée

##### IV.4 .1 Détermination des Charges et surcharges

Elle est soumise à son poids propre, aux réactions du palier, réactions du paillasse et aux poids du mur extérieur

**Remarque :** Le calcul se fera pour le cas qui donne les efforts les plus défavorables. (Poutre d'escalier du sous-sol « type 3 »). Voir II.2.2.3

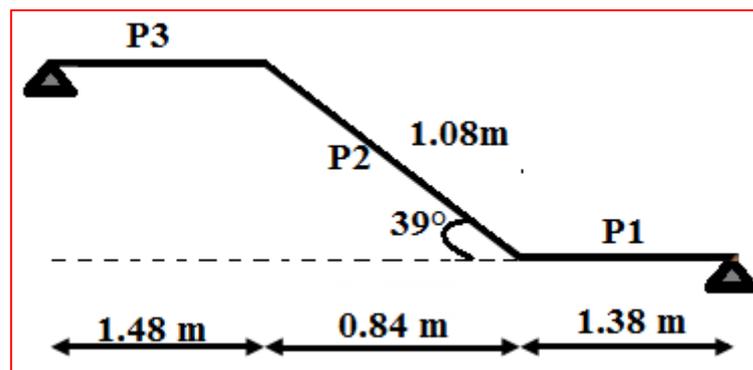


Figure IV.13 : Schéma statique de la poutre brisée.

Tableau IV.4: Calcule les charges de la poutre brisée.

Eléments	Poids propre [KN/ml]	Réactions de Palier [KN]	Poids du mur [KN/ml]	qu [KN/ml]	qs [KN/ml]
<b>P1</b>	$0.35 \times 0.3 \times 25$ =2.63	58.46	$1.53 \times 2.36 = 3.61$	10.92	8.73
<b>P2</b>	$\frac{2.63}{\cos 39} = 3.38$	0	chargement trapézoïdale	13.19	9.49
				11	7.88
<b>P3</b>	2.63	58.46	$0.85 \times 2.36 = 2$	10	7.13

IV.4 .1 Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELU

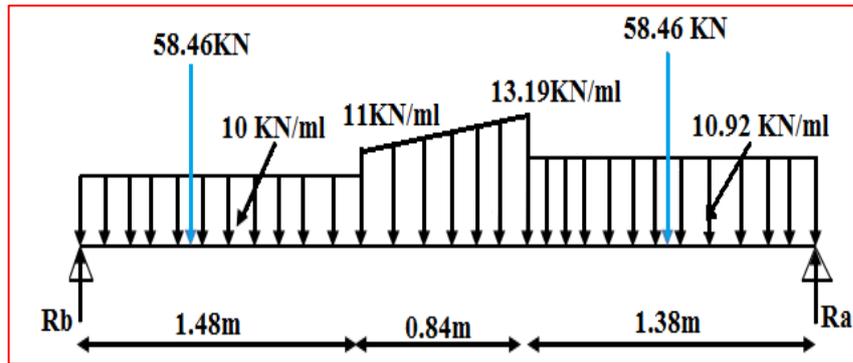


Figure IV.14 : schéma statique de la poutre brisée.

IV.4 .1.1 Calcul des réactions d'appuis

$$\sum F_{/y} = 0$$

$$R_a + R_b = 58.46 + 10 \times 1.48 + 11 \times 0.84 + \frac{13.19 - 11}{2} \times 0.84 + 58.46 + 10.92 \times 1.38 = \mathbf{156.95 \text{ KN}}$$

$$\sum M_{/b} = 0$$

$$10 \times \frac{1.48^2}{2} + 58.46 \times 0.74 + 11 \times \left( \frac{0.84^2}{2} + 1.48 \right) + \left( \frac{(13.19 - 11) \times 0.84}{2} \right) \times 2.04 + 58.46 \times 3.01 + 10.92 \times 1.38 \times 3.01 - R_a \times 3.7$$

$$\begin{cases} R_a = \mathbf{80.43 \text{ KN}} \\ R_b = \mathbf{76.52 \text{ KN}} \end{cases}$$

IV.4 .1.2 Calcul des efforts internes

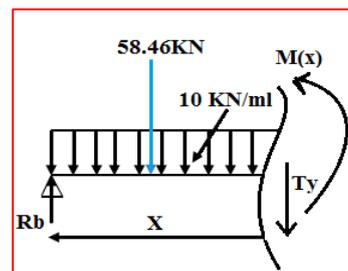
1<sup>ere</sup> coupe :  $0 < x < 1.48 \text{ m}$

a) Effort tranchant

$$T(x) = 77.31 - 58.46 - 10 \times (x)$$

$$T(x) = 18.06 - 10(x)$$

$$\begin{cases} T(x = 0) = \mathbf{18.85 \text{ KN}} \\ T(x = 1.48) = \mathbf{4.05 \text{ KN}} \end{cases}$$



b) Le moment fléchissant :

$$\sum M_{/y} = 0$$

$$M(x) = -10(x^2/2) + 77.31(x) - 58.46(x/2)$$

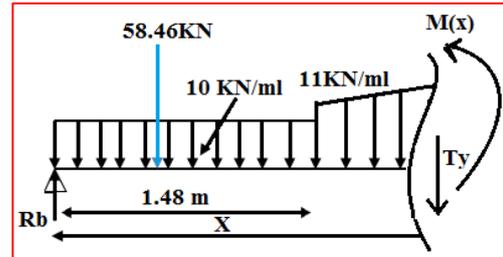
$$\begin{cases} M(x = 0) = 0 \\ M(x = 1.48) = 60.21 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2<sup>eme</sup> coupe :  $1.48 < x < 2.32 \text{ m}$

a) Effort tranchant

$$T(x) = 4.05 - 11 \times (x - 1.48) - \left( \frac{2.19 \times (x - 1.48)}{2} \right)$$

$$\begin{cases} T(x = 1.48) = 4.05 \text{ KN} \\ T(x = 2.32) = -6.11 \text{ KN} \end{cases}$$



Calcul de la valeur de x pour laquelle  $T_y = 0$  et  $M(x) = M_{max}$

$$T(x) = 0 \Rightarrow T(x) = 3.87 - 11 \times (x - 1.48) - \left( \frac{2.19 \times (x - 1.48)}{2} \right) = 0$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = 1.8 \text{ m}$$

$$x = 1.8 \text{ m} ; x \in [1.48 ; 2.32].$$

b) Le moment fléchissant :

A partir des triangles semblables nous avons :

$$1.48 / q_x = 2.19 / 0.84 ; \text{ Donc: } q_x = 2.6(x)$$

$$\sum M_{/y} = 0 \quad M(x) = 77.31(x) - 73.26 \times (x - 0.74) - \frac{11 \times (x - 1.48)^2}{2} - \frac{2.6(x) \times (x - 1.48)^2}{6}$$

$$\begin{cases} M(x = 1.48) = 60.21 \text{ KN.m} \\ M(x = 2.32) = 55.95 \text{ KN.m} \end{cases}$$

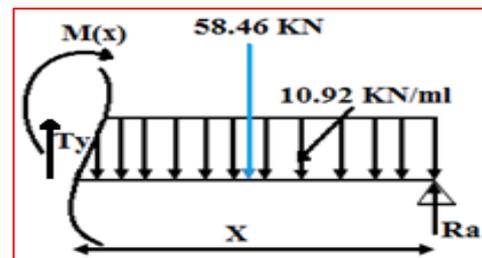
3<sup>eme</sup> coupe :  $0 < x < 1.38 \text{ m}$

a) Effort tranchant

$$T(x) = -79.64 + 58.46 + 10.92 \times (x)$$

$$T(x) = -21.18 + 10.92(x)$$

$$\begin{cases} T(x = 0) = -21.18 \text{ KN} \\ T(x = 1.38) = -6.11 \text{ KN} \end{cases}$$



b) Le moment fléchissant :

$$\sum M_{/y} = 0 \quad M(x) = -10.92(x^2/2) + 77.31(x) - 58.46(x/2).$$

$$\begin{cases} M(x=0) = 0 \\ M(x=1.38) = 55.95 \text{ KN.m} \end{cases}$$

c) Calcul du moment max :

On a : pour  $x = 1.8 \text{ m}$  ;  $T_y = 0 \text{ KN}$

$$M_{\max} = M(x=1.8) = 77.31(1.8) - 73.26 \times (1.8 - 0.74) - \frac{11 \times (1.8 - 1.48)^2}{2} - \frac{2.6(1.8) \times (1.8 - 1.48)^2}{6}$$

$$M_{\max} = M(x=1.8) = 60.85 \text{ KN.m}$$

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

- A l'appui :  $M_{ua} = -0.3 M_{\max} = -0.3 \times 60.85 = -18.26 \text{ KN.m}$
- En travée :  $M_{ut} = 0.85 M_{\max} = 0.85 \times 60.85 = 51.72 \text{ KN.m}$

#### IV.4 .1.3 Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant

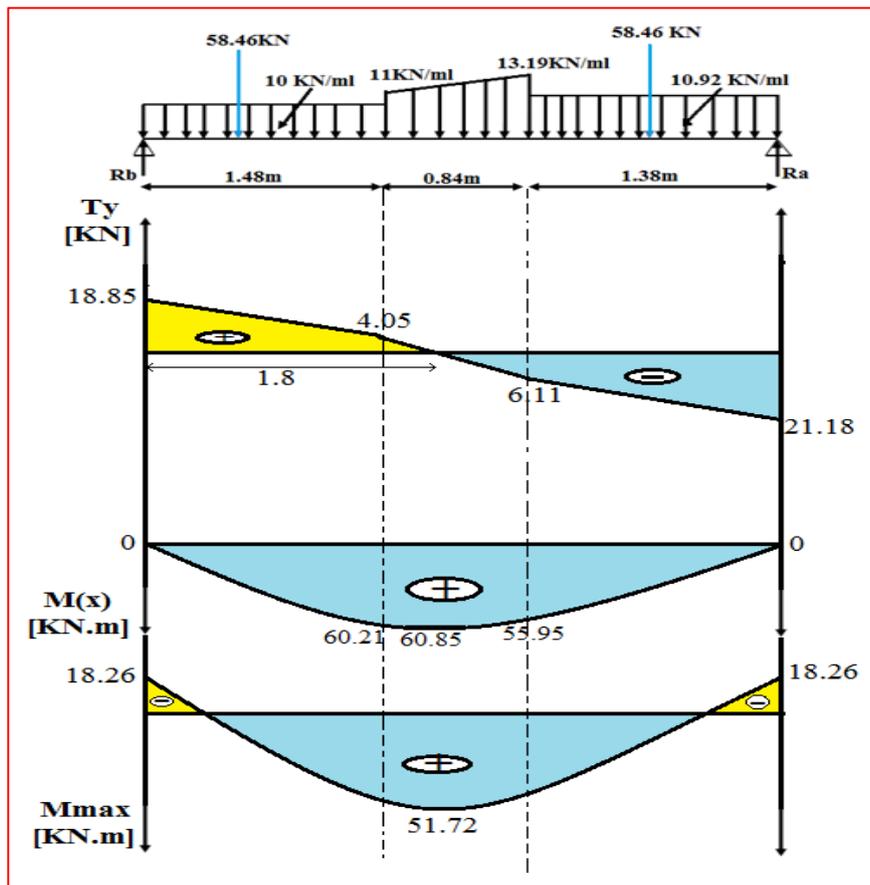


Figure IV.15 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.

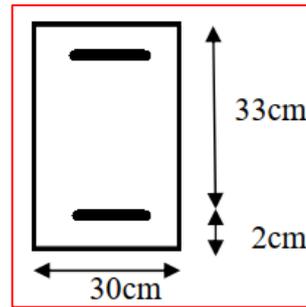
IV.4 .2 Ferrailage à l'ELU

IV.4 .2.1 Calcul des armatures longitudinales

1) En travées :  $M_{ut} = 51.72 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bU} = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bU} = \frac{51.72 \times 10^3}{0.33 \times 330^2 \times 14.17} = 0.102$$



$$\mu_{bU} = 0,102 < \mu_{lu} = 0,392$$

Figure IV.16 : Section droite en travée.

⇒ La section est simplement armée (SSA) Donc la section ne besoin pas d'acier Comprimés  $A's = 0$ .

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bU}})$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.102}) = 0,13$$

$$z_b = d(1 - 0,4\alpha) \quad z_b = 0.33 \times (1 - 0,4 \times 0,13) = 0,312 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{ut}}{z_b \times \sigma_s} \quad A_s = \frac{51.72 \times 10^6}{312 \times 348} = 4.76 \text{ cm}^2$$

⇒ On opte pour **4HA12+2HA10 (At = 6.1cm<sup>2</sup>)**

2) Aux appuis :

**$M_{ua} = 18.26 \text{ KN.m}$**

$$\mu_{bU} = \frac{18.26 \times 10^3}{0.33 \times 330^2 \times 14.17} = 0.036$$

$$\mu_{bU} = 0,036 < \mu_{lu} = 0,392$$

⇒ La section est simplement armée (SSA) Donc la section ne besoin pas d'acier Comprimés  $A's = 0$ .

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.036}) = 0,046$$

$$z_b = d(1 - 0,4\alpha) \quad z_b = 0.33 \times (1 - 0,4 \times 0,046) = 0,323 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{ut}}{z_b \times \sigma_s} \quad A_s = \frac{18.26 \times 10^6}{323 \times 348} = 1.62 \text{ cm}^2$$

On opte pour **2HA12+HA10 (At = 3.05 cm<sup>2</sup>)**.

**IV.4 .2.2 Calcul des armatures transversales**

[BEAL 91/99 (Art A.7.2.2)]

⇒ **Diamètre des armatures :**

$$\varphi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \varphi_{1\min}\right\} = \min\left\{\frac{350}{35}, \frac{300}{10}, 12\text{mm}\right\} = 10\text{mm}$$

Nous adopterons 1 cadre et un trier en ( $\varphi_t = 8\text{mm}$ ), Donc :  $A_t = 2.01\text{cm}^2$

⇒ **Espacement des armatures :** [BAEL91/99(Art A.5.1.22)]

$$S_t = \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) = \min(0.9 \times 33; 40\text{ cm}) = 29.7\text{ cm}$$

On prend :  $S_t = 25\text{ cm}$ .

La section d'armature transversale selon [BAEL91/99 (Art A.5.22)] doit vérifier :

$$\frac{A_s \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4\text{Mpa} \quad \frac{2.01 \times 400}{25 \times 30} = 1.07 \geq 0.4\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

⇒ **Exigences du RPA :** [RPA2003 (Art 7.5.2.2)]

• **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\varnothing\right) = \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1.2\right) = \min(8.75; 14.4) = 8.75\text{cm}$$

On opte pour  $S_t = 8\text{ cm}$

• **Zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5\text{ cm}$$

On opte pour  $S_t = 15\text{ cm}$

⇒ **Quantité d'armatures transversales minimale :**

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.575\text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.58\text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01\text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

**IV.4 .3 Vérifications à l'ELU**

**IV.4 .3.1 Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{\min}$$

[BEAL 91/99 (Art A.4.2.1)]

$$A_{\min} \approx 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 350 \times 330 \times \frac{2.1}{400} = 1.39\text{ cm}^2$$

1) **En travée :**

$$A_s = 4HA12 + 2HA10 = 6.1\text{cm}^2 > A_{\min} = 1.39\text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{CV.}$$

2) **Aux appuis :**

$$A_s = 2HA12 + HA10 = 3.05\text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.39\text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{CV.}$$

**IV.4.3.2. Contrainte tangentielle**

Pour les fissurations non préjudiciables :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\{0,13f_{c28}; 5\text{MPa}\} = 3.33\text{MPa} \quad \text{[BAEL 91mod 99(Art.5.1,2)]}$$

$V_u$  : Effort tranchant à l'ELU avec :  $V_u = T_{u\max} = 21.18\text{ KN}$ .

$b$  : Largeur de la bande considérée.

$d$  : Hauteur utile de la section.

$$\tau_u = \frac{21.18 \cdot 10^3}{350 \cdot 330} = 0,18\text{MPa} < \bar{\tau} = 3.33\text{MPa}_u \dots\dots\dots\text{CV}$$

- Condition vérifiée donc pas de risque de cisaillement.

**IV.4.3.3 Vérification de l'adhérence des barres**

Il est nécessaire de connaître le comportement de l'interface entre le béton et l'acier. Pour cela le **BAEL (A-6-2-3)** exige que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} \quad \text{avec:} \quad \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum u_i} \quad \text{[BAEL99(art.6.1.1.3)]}$$

$\sum u_i$  : somme des périmètres ultimes des barres

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \cdot \pi \cdot 1,2 = 15.07\text{cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{21.18 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 150.7} = \mathbf{0.47\text{ Mpa}} < \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = \mathbf{3.15\text{ Mpa}} \dots\dots\dots\text{CV}$$

- Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

#### IV.4.3.4 Ancrage des barres

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit «  $l_s$  »

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} \quad [\text{BAEL91 mod 99 (Art. 6.1.2)}]$$

$$\begin{aligned} \tau_{su} &= 0.6 \cdot \psi_s^2 \times f_{t28} \\ &= 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

Vu que ( $l_s$ ) dépasse la largeur de la poutre dans laquelle elle sera ancrée, on prévoit un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à  $0,4 \cdot l_s$  [BAEL91 (Art A.6.253)]

$$\begin{aligned} l_c &= l_s \times 0,4 \\ &= 42.33 \times 0,4 = 16.93 \text{ cm} \end{aligned}$$

⇒ Soit  $l_c = 17 \text{ cm}$ .

#### IV.4.3.5 Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis

**a) Influence sur les armatures :** [BAEL91 (Art 5.132)]

$$\begin{aligned} A_u &= \frac{T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}}{\frac{f_e}{1.15}} \\ &= \frac{21.18 \times 10^3 + \frac{18.26 \times 10^6}{0.9 \times 330}}{\frac{400}{1.15} \times 10^4} = \mathbf{0.024 \text{ cm}^2} \end{aligned}$$

$A_a = 3.05 \geq A_u = 0.024 \text{ cm}^2$  ..... Condition vérifier.

**b) Influence sur le béton :**

$$\begin{aligned} T_{u \max} &\leq 0,4 \times b \times 0,9 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \\ &= 0,4 \times 300 \times 0,9 \times 330 \times \frac{25}{1.5} = 594 \text{ KN} \end{aligned}$$

$T_{u \max} = 21.18 \text{ KN} \leq 594 \text{ KN}$  ..... condition vérifier.

IV.4.4 Vérifications à l'ELS :

IV.4.4.1 Diagramme des efforts à l'ELS

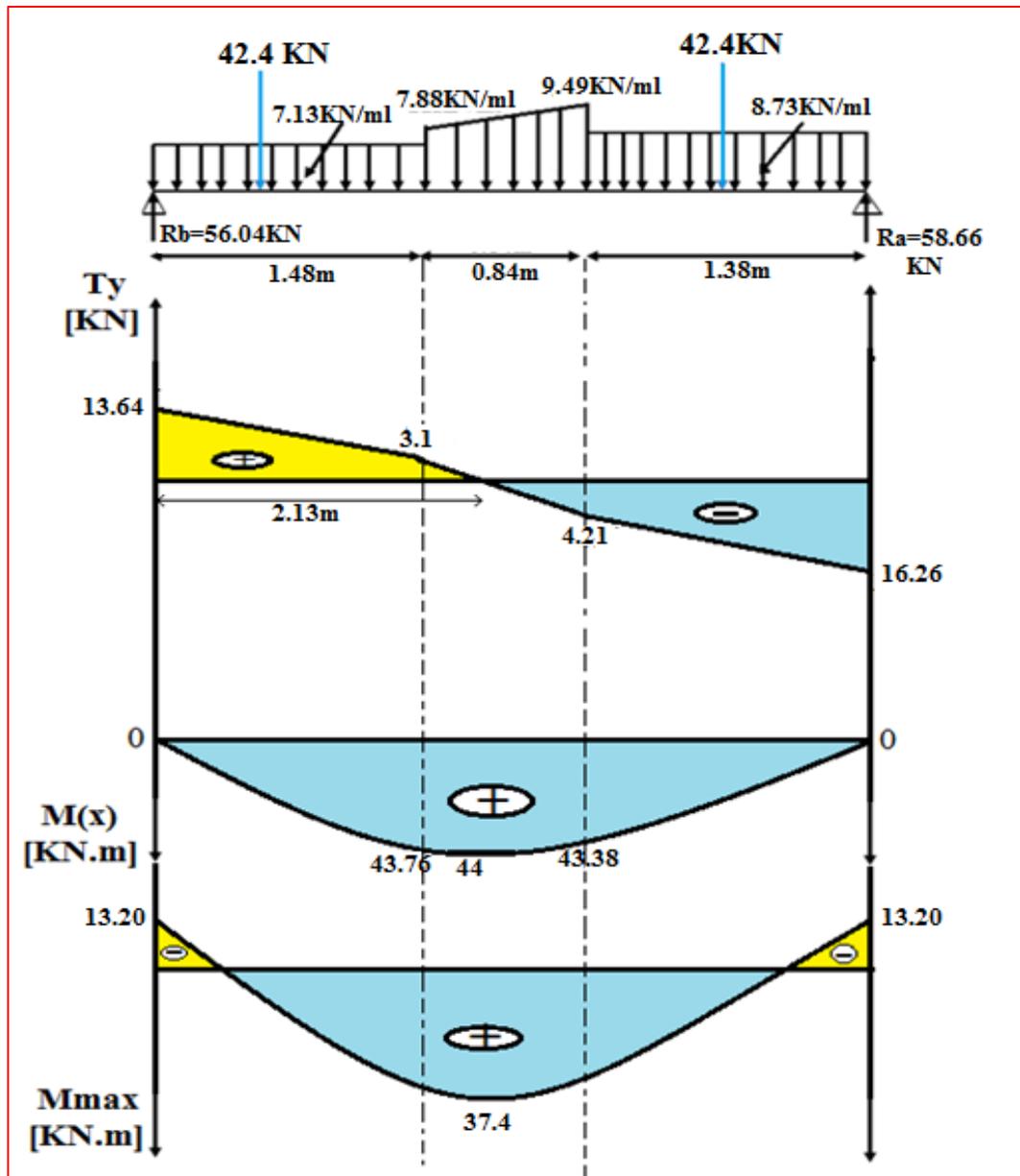


Figure IV.17 : Diagramme des efforts internes à l'ELS.

Remarque :

Les moments calculés à l'ELS sont inférieurs à ceux calculés à l'ELU, nous garderons le même ferrailage. On doit vérifier les conditions suivantes :

**IV.4.4.2 Etat limite de compression dans le béton et dans l'acier**

**IV.4.4.2.1 Vérification des contraintes dans le béton :** [(BAEL 91mod 99(Art4.5.2)]

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0,6.f_{c28} = 15\text{MPa}$$

**1) En travée :**

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{6.1}{30} = 3.05\text{cm}$$

$$E = 2.D.d = 2 \times 3.05 \times 33 = 201.3\text{cm}^2$$

$$Y = -3.05 + \sqrt{3.05^2 + 201.3} = 11.46\text{cm}$$

$$Y = 11.46\text{cm}$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} Y^3 + 15A(d - Y)^2$$

$$I = \frac{30}{3} (11.46)^3 + 15 \times 6.1 \times (33 - 11.46)^2$$

$$I = 57512.48\text{cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{37.4 \times 10^3}{57512.48} = 0,65\text{MPa/cm}$$

➤ **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_b = K.Y = 0,65 \times 11.46 = 7.45\text{MPa}$$

$$\sigma_b = 7.45\text{MPa} < \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa} \quad \text{..... Condition vérifier}$$

**2) En Appuis :**

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{3.05}{30} = 1.53\text{cm}$$

$$E = 2.D.d = 2 \times 1.53 \times 33 = 100.65\text{cm}^2$$

$$Y = -1.53 + \sqrt{1.53^2 + 100.65} = 8.62\text{cm} \quad Y = 8.62\text{cm}$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} Y^3 + 15A(d - Y)^2$$

$$I = \frac{30}{3} (8.62)^3 + 15 \times 3.05 \times (33 - 8.62)^2$$

$$I = 33601.6 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{13.20 \times 10^3}{33601.6} = 0.39 \text{ MPa/cm}$$

➤ **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_b = K \cdot Y = 0.39 \times 8.62 = 3.39 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 3.39 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ Mpa.} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifier.}$$

**IV.3.3.4.2 Vérification de la contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = n \cdot K \cdot (d - y) \leq \overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa.}$$

⇒ Pour une fissuration **peu nuisible**

**3) En travée :**

$$\sigma_s = 15 \times 0.65 \times (33 - 11.46)$$

$$\sigma_s = 210 \text{ MPa} < 348 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier.}$$

**4) En Appuis :**

$$\sigma_s = 15 \times 0.39 \times (33 - 8.62)$$

$$\sigma_s = 142.62 \text{ MPa} < 348 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier.}$$

**IV.3.3.4.3 Etat limite d'ouverture des fissures** [BAEL 91(Art A.5.34)]

La fissuration, dans les poutres est considérée comme peu nuisible cette vérification n'est pas nécessaire.

IV.3.3.4 Vérification de la flèche

[ BAEL91mod 99(Art. B.6.5, 2 )]

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les trois conditions ci-après sont vérifiées :

$$1 \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_o} ; \quad 2 \Rightarrow \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{16} ; \quad 3 \Rightarrow \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec : h : la hauteur de la poutre.

L : longueur max entre nus d'appuis.

M<sub>t</sub> : moment max en travée.

M<sub>o</sub> : valeur maximum de moment en travée.

d : hauteur utile de la section droite.

$$1 \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_o} \rightarrow \frac{35}{370} = 0.0095 \geq \frac{37.4}{10 \times 44} = 0.085 \quad (c.v)$$

$$2 \Rightarrow \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.095 \geq 0.0625 \quad (c.v)$$

$$3 \Rightarrow \frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{6.1}{30 \times 33} = 0.0062 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad (c.v)$$

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

IV.3.3.5 Conclusion

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

➤ Armatures principales

• En travée

$$A_t = 4HA12 + 2HA10 = 6,1 \text{ cm}^2$$

• Aux appuis

$$A_a = 2HA12 + HA10 = 3.39 \text{ cm}^2$$

➤ Armatures transversales

$$A_{st} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

• Espacement

Zone courante : S<sub>t</sub> = 15 cm

Zone nodale : S<sub>t</sub> = 8 cm

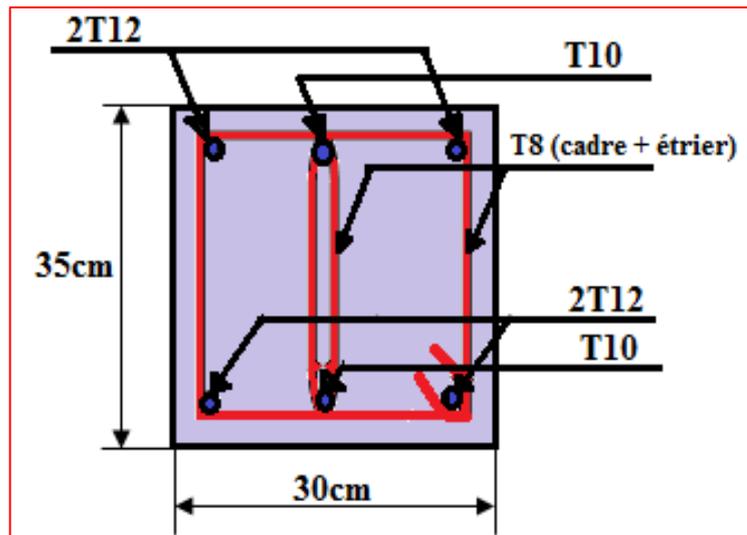


Figure IV.18 : Schéma de ferrailage de la poutre brisée.

#### IV.4 Plancher

##### IV.4.1 Etude de poutrelles :

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple, sont des sections en **Té** en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales.

##### IV.4.1.1 Calcul des sollicitations

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_{ser} = G + Q$$

$$P = l_0 \times q$$

$$G' = \frac{2}{3} G$$

Avec :  $l_0 = 0,65 \text{ m}$ . (l'entraxe des poutrelles)

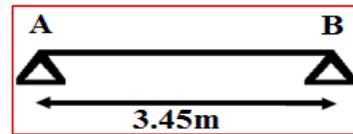
**Tableau VI.5** : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles

Designation	G (KN/m <sup>2</sup> )	G' (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
				q <sub>u</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>u</sub> (KN/ml)	q <sub>s</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>s</sub> (KN/ml)
<b>Plancher Terrasse</b>	5.83	3.89	1.00	9.37	6.1	6.83	4.44
<b>Etages Courants + RDC</b>	5.10	3.4	1.50	9.14	5.94	6.60	4.29
<b>Plancher Sous-sol</b>	5.10	3.4	3.5	12.14	7.89	8.60	5.59

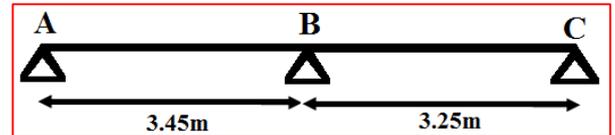
**Remarque** : on prend dans le calcul le plancher **sous-sol** la plus sollicité.

IV.4.1.2 Les différents types de poutrelles

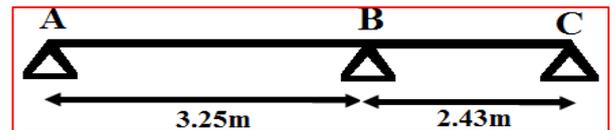
Type (1) :



Type (2) :



Type (3) :



Type (4) :

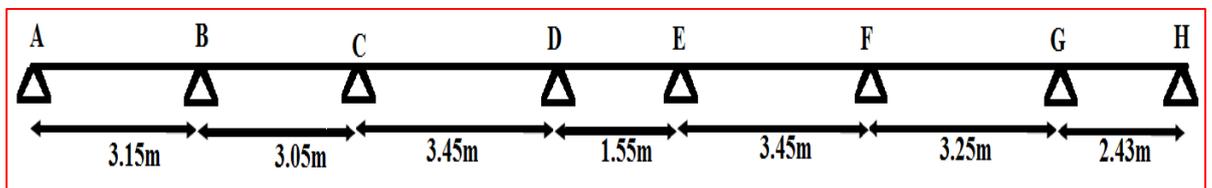


Figure IV.19 : Schéma statique des poutrelle

IV.4.1.3 Les méthode de calcul

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues. Les méthodes de la RDM ont été modifiées et adaptées au béton armé et ont donné résultat à deux méthodes de calcul :

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot.
- Méthode de la RDM

1) Méthode forfaitaire

[BAEL 91/99(annexe E.1)]

a) Domaine d'application

[BAEL (Art : b.6.2.210)]

Cette méthode est applicable si :

**H<sub>1</sub>** :  $Q \leq \text{Max} \{2G ; 5\text{kN/m}^2\}$

**H<sub>2</sub>** : Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.

**H<sub>3</sub>** : Le rapport entre deux travée successives ( $l_i / l_{i+1}$ ) est compris entre 0.8 et 1.25.

**H<sub>4</sub>** : Fissuration non préjudiciable.

**b) Exposé de la méthode :**

**1) Moments en travées**

Les moments en travées sont calculés à partir des deux conditions suivantes.

$$1) \quad M_t - \frac{|M_d| - |M_g|}{2} \geq \max \{ 1,05M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0 \}$$

$$2) \quad \begin{cases} M_t \geq \max \left\{ \left( \frac{1+0,3\alpha}{2} \right) M_0 \dots\dots\dots \text{travée intermédiaire.} \right. \\ \left. M_t \geq \max \left\{ \left( \frac{1,2+0,3\alpha}{2} \right) M_0 \dots\dots\dots \text{travée de rive.} \right. \right. \end{cases}$$

Avec :  $\alpha = \text{degré de surcharge} : \alpha = \frac{Q}{G+Q}$

$M_0$  : Moment isostatique maximal dans chaque travée :  $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

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

$M_t$  : Le moment maximal en travée.

**2) Moment sur appuis**

• **Appuis de rive :**

Les moments sur les appuis de rive sont nuls seulement le **BAEL91** préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à **(-0.15M0)**.

Tel que :  $M_0 = \max (M_{01}, M_{0n})$

Avec :  $n =$  nombre de travées d'une poutre.

• **Appuis intermédiaires :**

- $M=0,6M_0$  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 travée.
- $M=0,4M_0$  pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées

**3) Efforts tranchants**

Les efforts tranchants sont calculés forfaitairement au niveau des appuis :

$V=V_0 = \frac{ql}{2}$  Sur tous les appuis sauf les appuis voisins de rives où :

$V = \begin{cases} 1.15V_0 & : \text{ pour une poutre à deux travées} \\ 1.10V_0 & : \text{ pour une poutre à plusieurs travées} \end{cases}$

**2) Méthode de CAQUOT :**

[BAEL 91/99(annexe E.2)]

➤ **Domaine d'application**

[BAEL (Art : b.6.2.210)]

Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevées mais peut également s'appliquer pour les planchers à surcharge modérée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite, Là on applique la méthode de Caquot minorée, on remplace la charge permanent G par  $G' = \frac{2}{3}G$  pour le calcul des moments au niveau des appuis seulement.

**Exposé de la méthode :**

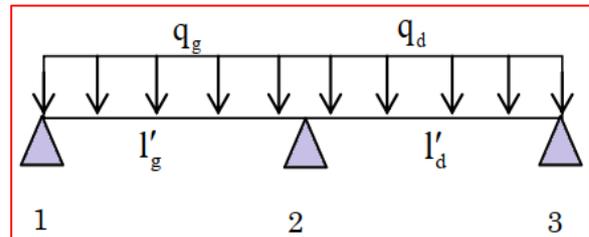
**1) Moment sur appuis**

• **Appuis de rive :**

$$M_a = 0,15M_0 \quad \text{avec : } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

• **Appuis intermédiaires :**

$$M_a = -\frac{q_g \times l_g^3 + q_d \times l_d^3}{8,5 \times (l_g' + l_d')}$$



**Figure IV.20 :** Schéma statique

**Moment en travée :** d'une poutrelle

$$M_t(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left( \frac{ql}{2} + \frac{M_d - M_g}{1} \right) x + M_g \quad \text{avec : } x = \frac{1}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

Avec :

- $M_0$  : La valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée.
- $(M_g ; M_d)$  : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.
- $(q_g ; q_d)$  : les Charges réparties à gauche et à droite de l'appui considérée.

On calcul, de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives «  $l'_g$  » à gauche et «  $l'_d$  » à droite,

avec :  $\begin{cases} l' = 1 & \text{pour une travée de rive.} \\ l' = 0,8 \times l & \text{pour une travée intermédiaire.} \end{cases}$

$l$  : la portée de la travée libre.

**2) Effort tranchant**

$$\begin{cases} T_g = \frac{ql}{2} + \frac{(M_d - M_g)}{1} \\ T_d = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_d - M_g)}{1} \end{cases}$$

Avec :  $T_g$  : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.  $T_d$  : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

#### IV.4.1.4 Choix de la méthode de calcul des sollicitations

Le choix de la méthode de calcul à suivre pour les différents types est défini dans le tableau suivant:

**Tableau VI.6 :** Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles

Types de Poutrelle	Conditions de la méthode forfaitaire	cause	Méthode adoptée
<b>Type (1)</b>	/	Poutrelle isostatique	Méthode de la RDM
<b>Type (2)</b>	vérifie	$H_1 : 3.5 \leq \text{Max} \{10.2 ; 5\text{kN/m}^2\}$ $H_2 : \text{vérifies}$ $H_3 : 0.8 < 1.06 < 1.25$ $H_4 : \text{F.P.N}$	Méthode forfaitaire
<b>Type (3)</b> <b>Type (4)</b>	non vérifies	$0,8 \leq x = \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$  x = ne compris pas entre les deux valeurs (0.8 ; 1.25)	Méthode CAQUOT

#### IV.4.1.5 Calcul des efforts internes

➤ **Type 1 :** On utilise la méthode de RDM pour déterminer les efforts internes.

**Tableau VI.7 :** Résultats de (M.T) travée type 01

E.L.U				E.L.S			
$P_u = 7.89 \text{ KN/m.}$				$P_{ser} = 5.59 \text{ KN/m.}$			
$M_0 = \frac{Pl^2}{8}$ [KN. m]	$M_t = 0,85M_0$ [KN. m]	$M_a = 0,3M_0$ [KN. m]	$V_u = \frac{Pl}{2}$ [KN]	$M_0 = \frac{Pl^2}{8}$ [KN. m]	$M_t = 0,85M_0$ [KN. m]	$M_a = 0,3M_0$ [KN. m]	$V_s = \frac{Pl}{2}$ [KN]
<b>11.74</b>	<b>9.98</b>	<b>- 3.52</b>	<b>13.61</b>	<b>8.32</b>	<b>7.07</b>	<b>-2.5</b>	<b>9.64</b>

The diagram shows a horizontal beam of length 3.45m supported by a pin at point A and a roller at point B. A uniformly distributed load P [KN/ml] is applied downwards along the entire length of the beam.

IV 4.1.5.1 Diagrammes des efforts internes.

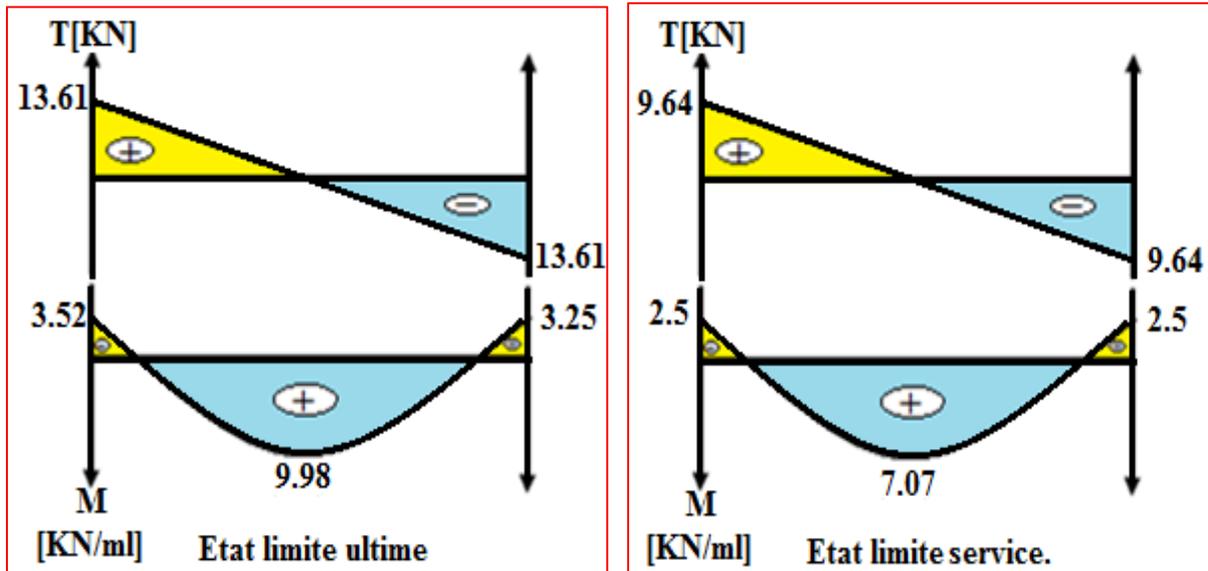
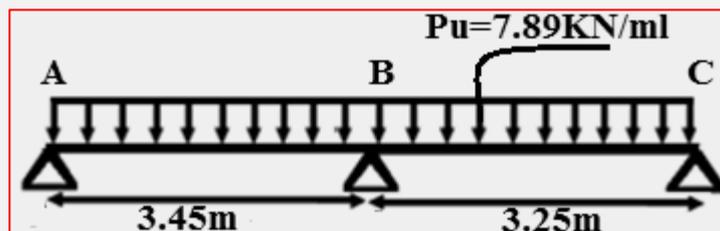


Figure IV.21 : Diagramme des Moments et des Efforts Tranchants type (1)

➤ **Type 2 :** On utilise la méthode forfaitaire pour déterminer les efforts internes.

Tableau VI.8 : Tableau récapitulatif des efforts à (E.L.U)

Appuis	L [m]	M <sub>0</sub> [KN.m]	M <sub>a</sub> [KN.m]	$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$	M <sub>t</sub> [KN.m]	V <sub>0</sub> [KN]	V [KN]
A	3.45	11.74	-1.76	0.41	15.82	13.61	13.61
B <sub>gauche</sub>			-7.04				-15.65
B <sub>droite</sub>	3.25	10.42	-1.56		8.96	12.82	14.74
C			-12.82				



IV 4.1.5.2 Diagrammes des efforts internes (E.L.U)

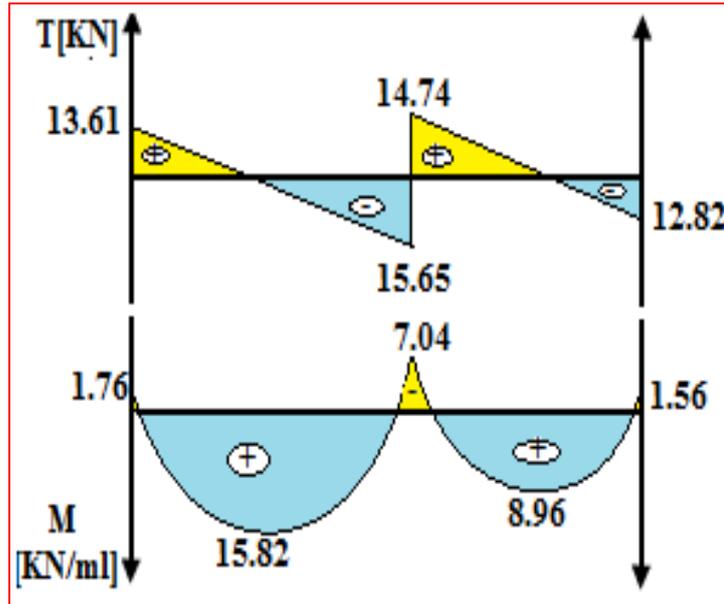


Figure IV.22 : Diagramme des Moments et des Efforts Tranchants à ELU (type 2)

Tableau VI.9: Tableau récapitulatif des efforts à (E.L.S)

Appuis	L [m]	M <sub>0</sub> [KN.m]	M <sub>a</sub> [KN.m]	$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$	M <sub>t</sub> [KN.m]	V <sub>0</sub> [KN]	V [KN]
A			-1.25				9.64
B gauche	3.45	8.32		0.41	11.21	9.64	-11.09
B droite			- 4.99				10.45
C	3.25	7.38	-1.11		6.34	9.08	-9.08

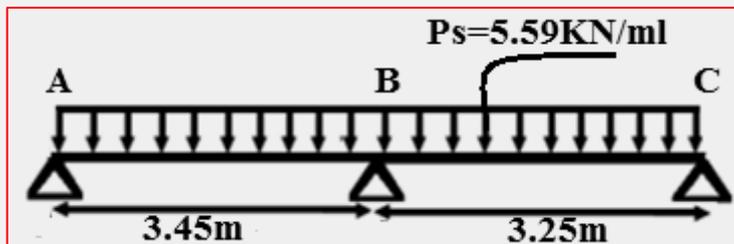


Schéma statique de la poutre

IV 4.1.5.3 Diagrammes des efforts internes (E.L.S)

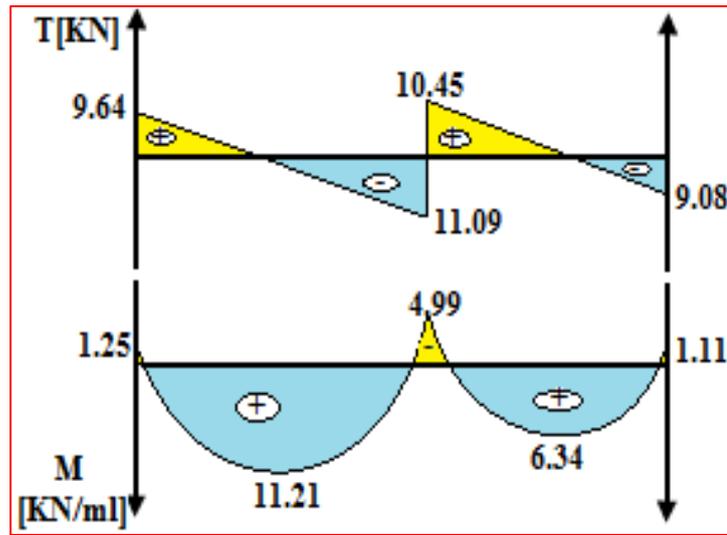


Figure IV.23 : Diagramme des Moments et des Efforts Tranchants à ELS (type 2)

➤ Type 3 et 4 : On utilise la méthode CAQUOT pour déterminer les efforts internes.

1) Type 3 :  $P'_u = 6.4 \text{ KN/ml}$  ;  $P'_s = 4.49 \text{ KN/ml}$

Tableau IV.10 : Tableau récapitulatif des efforts à (E.L.U).

Appuis	L [m]	$M_0$ [KN.m]	$M_a$ [KN.m]	X [m]	$M_t$ [KN.m]	T [KN]
A			-1.27			11.23
B gauche	3.25	8.45		1.83	8.6	-14.41
B droite			-6.45			11.95
C	2.43	4.72	-0.71	0.92	1.56	-7.23

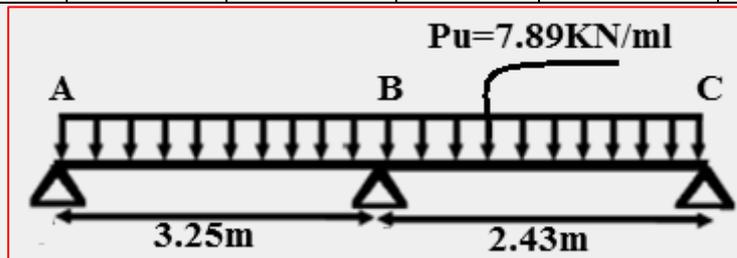


Schéma statique de la poutrelle.

IV 4.1.5.4 Diagrammes des efforts internes (E.L.U)

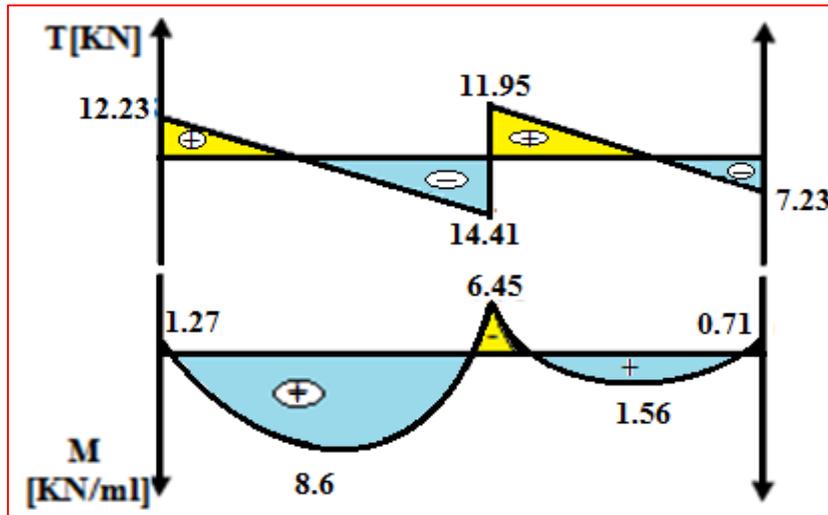


Figure IV.24 : Diagramme des Moments et des Efforts Tranchants à ELU (type 3)

Tableau IV.11: Tableau récapitulatif des efforts à (E.L.S).

Appuis	L [m]	M <sub>0</sub> [KN.m]	M <sub>a</sub> [KN.m]	X [m]	M <sub>t</sub> [KN.m]	T [KN]
A	3.25	5.93	-0.9	1.82	4.33	7.96
B gauche						-10.19
B droite	2.43	3.31	-4.53	0.92	0.89	8.45
C						-0.5

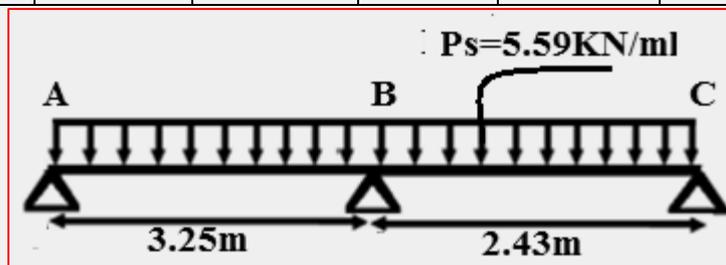


Schéma statique de la poutrelle.

IV 4.1.5.5 Diagrammes des efforts internes (E.L.S)

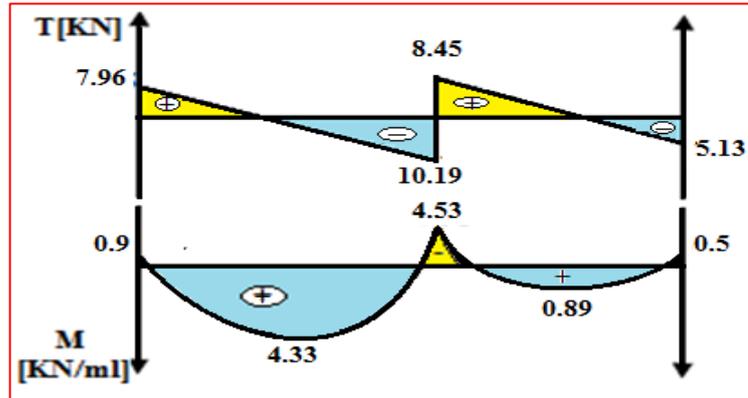


Figure IV.25 : Diagramme des Moments et des Efforts Tranchants à ELS (type 3).

2) Type 4 :

Tableau IV.12 : Tableau récapitulatif des efforts à (E.L.U).

travées	$l'$ [m]	$M_0$ [KN.m]	$M_a$ [KN.m]	$X$ [m]	$M_t$ [KN.m]	$T_g$ [KN]	$T_d$ [KN]
A-B	3.15	7.94	-1.19	1.78	6.6	10.85	-14.01
			-6.17				
B-C	2.44	7.44	-3.21	1.4	4.3	13	-11.06
C-D	2.76	9.52	-4.32	1.77	7.95	13.29	-13.93
D-E	1.24	1.92	-4.32	0.78	0.67	9.48	-9.48
E-F	2.76	9.52	-5.42	1.77	6.84	13.29	-13.93
F-G	2.6	8.45	-4.78	1.6	5.31	13.02	-12.62
G-H	2.43	4.72	-0.71	1.0	2.54	11.26	-7.92

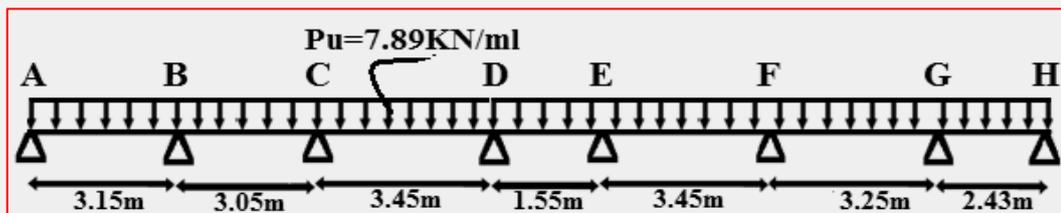


Schéma statique de la poutrelle.

IV 4.1.5.6 Diagrammes des efforts internes (E.L.U)

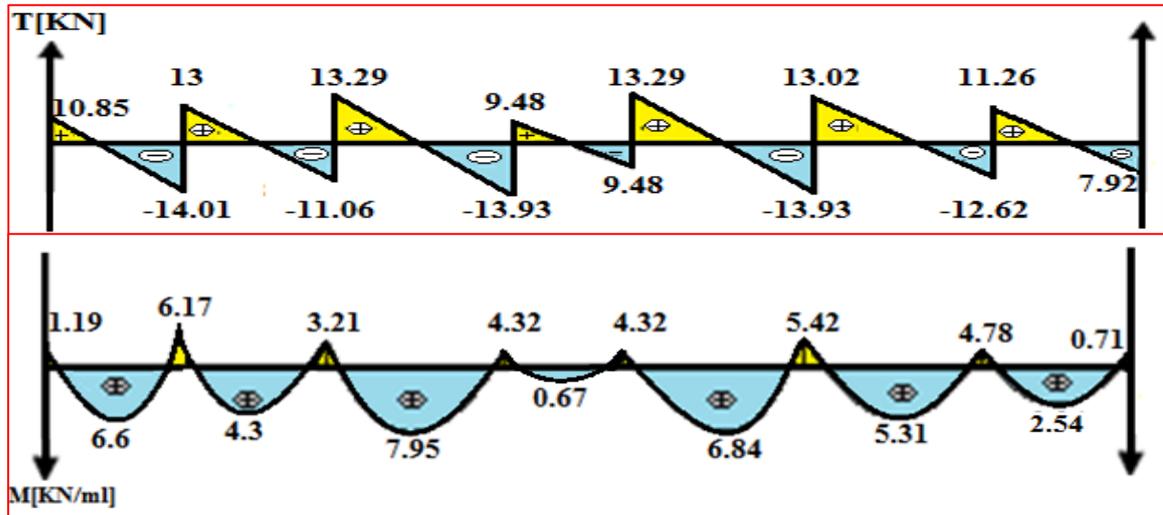
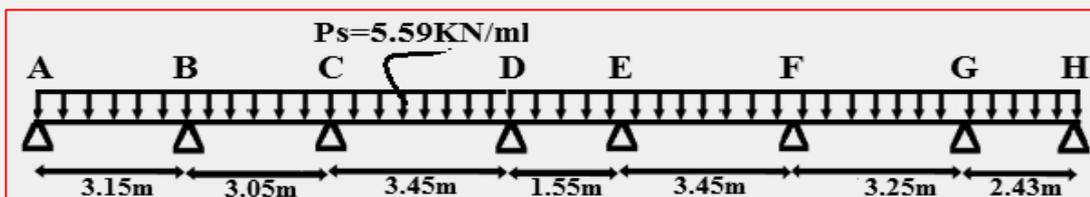


Figure IV.26 : Diagramme des Efforts Tranchants et des moments à ELU (type 4).

Tableau IV.13 : Tableau récapitulatif des efforts à (E.L.S).

travées	$l'$ [m]	$M_0$ [KN.m]	$M_a$ [KN.m]	X [m]	$M_t$ [KN.m]	$T_g$ [KN]	$T_d$ [KN]
A-B	3.15	5.57	-0.84	1.77	4.02	7.69	-9.91
			-4.33				
B-C	2.44	5.22	-3.61	1.48	2.51	8.76	-8.28
C-D	2.76	6.68	-3.03	1.69	4.98	9.81	-9.47
D-E	1.24	1.35	-3.03	0.78	-1.35	4.33	-4.33
E-F	2.76	6.68	-3.8	1.76	4.89	9.42	-9.86
F-G	2.6	5.93	-3.35	1.6	3.79	9.22	-8.94
G-H	2.43	3.31	-0.5	1.0	1.82	7.96	-5.62



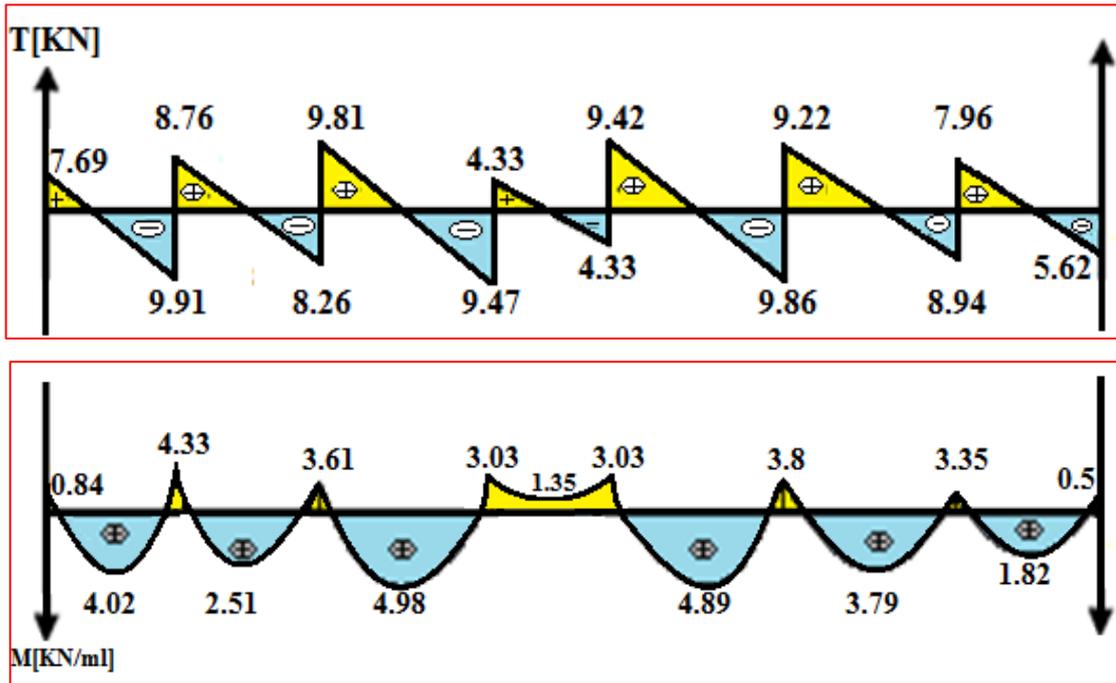


Figure IV.27 : Diagramme des Moments et des Efforts Tranchants à ELS (type 4).

Les efforts maximaux sur appuis et en travée avec l'effort tranchant résultant sur le tableau suivant sont :

Tableau IV.14 : Les sollicitations maximales de la poutrelle.

Etat limite d'ultime			Etat limite de service		
$M_a^{\max}$ [KN/ml]	$M_t^{\max}$ [KN/ml]	$T_{\max}$ [KN]	$M_a^{\max}$ [KN/ml]	$M_t^{\max}$ [KN/ml]	$T_{\max}$ [KN]
7.04	15.82	15.65	4.99	11.21	11.09

IV.4.1.6 Ferrailage des poutrelles à E.L.U

On fait le calcul d'une section en « T » soumise à la flexion simple selon les règles du BEAL 91.

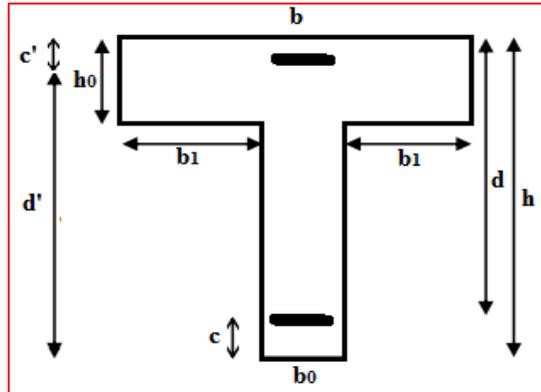


Figure IV.28 : Section de la poutrelle

Tableau IV.15 : Représentation des données.

Caractéristiques géométriques de la section						Caractéristiques des matériaux				
b	b <sub>0</sub>	h	h <sub>0</sub>	d=d'	c = c'	f <sub>c28</sub>	f <sub>e</sub>	f <sub>t28</sub>	f <sub>su</sub>	f <sub>bu</sub>
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[MPa]
65	12	20	4	18	2	25	400	2.1	348	14.17

1) Armatures longitudinale :

• En travée :

Moment est équilibré par la table de compression  $M_{tu}$  :

$$M_{tu} = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \cdot \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

- Si  $M_u \leq M_{tu}$  la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de Compression. On calcule une section rectangulaire ( $b \times h$ ).
- Si  $M_u > M_{tu}$  L'axe neutre passe par la nervur, on calcule une section en T.

$$M_{tu} = 650 \times 40 \times 14,17 \times \left( 180 - \frac{40}{2} \right)$$

$$M_{tu} = 58,95 \text{ KN.m} > M_u = 15.82 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre est dans la table de compression, le calcul se fait comme une section rectangulaire (**b×h**).

$$\mu_{bU} = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \mu_{bU} = \frac{15.82 \times 10^3}{0.65 \times 180^2 \times 14.17} = 0.053$$

$$\mu_{bU} = 0,053 < \mu_{lu} = 0,392 \quad \text{Pivot « A »} \quad \epsilon_s = 10\%$$

⇒ La section est simplement armée (SSA) Donc la section ne besoin pas d'acier  
Comprimés A's = 0. ⇒

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bU}})$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.053}) = 0,068$$

$$z_b = d(1 - 0,4\alpha) \quad z_b = 0.18 \times (1 - 0,4 \times 0,068) = 0,175 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{Mu}{z_b \times \sigma_s} \quad A_s = \frac{15.82 \times 10^6}{175 \times 348} = 2.3 \text{ cm}^2$$

On opte pour **3HA10 (At = 2.36cm<sup>2</sup>)**

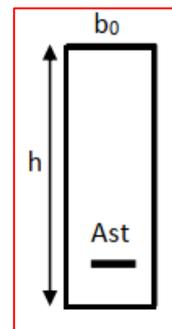
- **Aux appuis**

La table se trouvant dans la partie tendue, donc nous avons à considérer une section rectangulaire de (12x20) cm<sup>2</sup>.

$$M_a^{\max} = 7.04 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bU} = \frac{7.04 \times 10^3}{0.12 \times 180^2 \times 14.17} = 0.128$$

$$\mu_{bU} = 0,128 < \mu_{lu} = 0,392 \quad \text{Pivot « A »} \quad \epsilon_s = 10\%$$



⇒ La section est simplement armée (SSA) .la section ne besoin pas d'acier Comprimés A's = 0.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.128}) = 0,17$$

$$z_b = 0.18 \times (1 - 0,4 \times 0,17) = 0,168 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{Mu}{z_b \times \sigma_s} \quad A_s = \frac{7.04 \times 10^6}{168 \times 348} = 1.2 \text{ cm}^2$$

On opte pour **2HA10 (At = 1.57cm<sup>2</sup>)** .

2) **Armatures transversales** [BEAL 91/99 (Art A.7.2.2)]

⇒ **Diamètre des armatures :**

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \varphi_{1\min} \right\} = \min \left\{ \frac{200}{35}, \frac{120}{10}, 10\text{mm} \right\} = 5.71\text{mm}$$

Nous adopterons  $\varphi_t = 6\text{mm}$ , Donc :  $A_t = 0.57\text{cm}^2$

⇒ **Espacement des armatures :** [BAEL91/99(Art A.5.1.22)]

$$S_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} (0,9.d;40\text{cm}) = \min(0,9 \times 18;40\text{cm}) = 16.2\text{cm}. \\ \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times 0.4} = \frac{0.57 \times 400}{12 \times 0.4} = 47.5 \text{ cm}. \\ \frac{A_t \times 0.8 f_e \sin \alpha + \cos \alpha}{b_0 \times (\tau_u - 0.3K \times f_{t28})} = 1085.71 \text{ cm}. \end{array} \right.$$

Avec :

$\alpha = 90^\circ$  armatures droites.

$K = 1$  pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peu nuisible.

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

**IV.4.1.7 Vérification à l'ELU :**

**IV.4.1.7.1 Condition non fragilité**

$A_s \geq A_{\min}$  [BAEL91(Art : A.4.2, 1)]

$$A_{\min} \approx 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 200 \times 180 \times \frac{2.1}{400} = 0.43 \text{ cm}^2$$

1) **En travée :**

$$A_s = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.43 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{CV}.$$

2) **Aux appuis :**

$$A_s = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.43 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{CV}.$$

**IV.4.1.7.2 Vérification au cisaillement**

Pour une fissuration peu nuisible :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\{0,13f_{c28}; 5\text{MPa}\} = 3.33\text{MPa} \quad [\text{BAEL 91mod 99(Art.5.1,2)}]$$

$V_u$  : Effort tranchant à l'ELU avec :  $V_u = T_{u \max} = 15.65 \text{ KN}$ .

$b$  : Largeur de la bande considérée.

$d$  : Hauteur utile de la section.

$$\tau_u = \frac{15.65 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,72\text{MPa} < \bar{\tau} = 3.33\text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- Condition vérifiée donc pas de risque de cisaillement.

**IV.4.1.7.3 Vérification de l'adhérence des barres**

**1) En travée :**

Il est nécessaire de connaître le comportement de l'interface entre le béton et l'acier. Pour cela le **BAEL (A-6-2-3)** exige que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} \quad \text{avec:} \quad \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9.d \sum u_i} \quad [\text{BAEL99(art.6.1.1.3)}]$$

$\sum u_i$  : Somme des périmètres ultimes des barres

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \cdot \pi \cdot 1 = 9.42 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{15.65 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 94.2} = 1.03 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

**2) Aux appuis :**

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 2 \cdot \pi \cdot 1 = 6.28 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{15.65 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 62.8} = 1.54 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

#### IV.4.1.7.4 Ancrage des barres

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit «  $l_s$  »

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} \quad [\text{BAEL91mod99(Art.6.1.2)}]$$

$$\tau_{su} = 0.6 \cdot \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35.27 \text{ cm}$$

Les règles de **BAEL** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet «  $L_c$  » est au moins égale à  $0.4 \times l_s$  pour les aciers **H.A.**

$$l_c = 0,4 \times l_s = 0.4 \times 35.27 = 14.11 \text{ cm.} \quad [\text{BAEL91 (Art A.6.253)}]$$

⇒ Soit  $l_c = 15 \text{ cm}$ .

#### IV.4.1.8 Vérification à l'ELS :

##### IV.4.1.8.1 Vérification des contraintes dans le béton : [(BAEL 91mod 99(Art4.5.2)]

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

##### 1) En travée :

##### ➤ Position de l'axe neutre :

$$H = b \times \frac{h_0^2}{2} - 15A \times (d - h_0) \quad [\text{(BAEL 91(Art:L.III.3)}]$$

$$H = 0.12 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = -3.99 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$H = -3.99 \times 10^{-4} \text{ m} < 0$$

⇒ L'axe neutre passe par la nervure.

$$b_0 \times y^2 + [2 \times (b - b_0) \times h_0 + 30 \times A] \times y - [(b - b_0) \times h_0^2 + 30 \times A \times d] = 0$$

$$12 y^2 + 494.8 \times y - 2122.4 = 0$$

La solution de l'équation est :  $y = 3.91 \text{ cm}$

##### ➤ Moment d'inertie :

$$I = \frac{b_0}{3} Y^3 + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times \left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15A(d - Y)^2$$

$$I = \frac{12}{3} (3.91)^3 + (65 - 12) \times \frac{4^3}{12} + (65 - 12) \times 4 \times \left(3.91 - \frac{4}{2}\right)^2 + 15 \times 2.36 (18 - 3.91)^2$$

$$I = 8323.06 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{11.21 \times 10^3}{8323.06} = 1.35 \text{ MPa/cm}$$

➤ **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_b = K.y = 1.35 \times 3.91 = 5.27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 5.27 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$$

2) **En Appuis :**

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + 15 \times (A + A') \times y - 15 \times (Ad + A'd') = 0$$

$$A' = 0 \Rightarrow 6y^2 + 23.55 \times y - 423.9 = 0$$

⇒ La solution de l'équation est : **y = 6.67 cm**

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2$$

$$I = \frac{12}{3} (6.67)^3 + 15 \times 1.57 \times (18 - 6.67)^2$$

$$I = 4210.63 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{4.99 \times 10^3}{4210.63} = 1.19 \text{ MPa/cm}$$

➤ **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_b = K.Y = 1.19 \times 6.67 = 7.9 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 7.9 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ Mpa.} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifier.}$$

**IV.4.1.8.2 Vérification de la contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = n.K.(d - y) < \overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa.} \quad \text{Pour une fissuration **peu nuisible**}$$

1) **En travée :**

$$15 \times 1.35 \times (18 - 3.91) = 285.32 \text{ MPa} < 348 \text{ Mpa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifier.}$$

2) **En Appuis :**

$$15 \times 1.19 \times (18 - 6.67) = 202.24 \text{ MPa} < 348 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier.}$$

**IV.4.1.8.3 Etat limite d'ouverture des fissures**

[BAEL 91(Art A.5.34)]

La fissuration, dans les poutres est considérée comme peu nuisible cette vérification n'est pas nécessaire.

**IV.4.1.8.4 Vérification de la flèche**

[ BAEL 91 mod 99 (Art. B.6.5, 2 )]

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les trois conditions ci-après sont vérifiées :

$$1 \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_o} ; \quad 2 \Rightarrow \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{16} ; \quad 3 \Rightarrow \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec : h : la hauteur de la poutre.

L : longueur max entre nus d'appuis.

M<sub>t</sub> : moment max en travée.

M<sub>o</sub> : valeur maximum de moment en travée.

A : section des armatures.

b : longueur de la section.

d : hauteur utile de la section droite.

$$1 \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_o} \rightarrow \frac{20}{345} = 0.058 \geq \frac{11.21}{10 \times 11.74} = 0.095 \quad (\text{c.n.v})$$

$$2 \Rightarrow \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.058 \geq 0.0625 \quad (\text{c.n.v})$$

$$3 \Rightarrow \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.0109 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad (\text{c.n.v})$$

Toutes les conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de procéder à un calcul de flèche.

➤ **Position du centre de gravité :**

$$V_1 = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} = \frac{b \times h_0 \times (h - \frac{h_0}{2}) + b_0 (h - h_0) \times (\frac{h - h_0}{2}) + 15 \times A \times (h - 2 - \frac{\phi}{2})}{b \times h_0 + b_0 \div (h - h_0) + 15 \times A}$$

$$V_1 = \frac{65 \times 4 \times 18 + 12 \times 16 \times 8 + 15 \times 2.36 \times 13}{65 \times 4 + 16 \times 12 + 15 \times 2.36} = 13.7 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 13.7 = 6.3 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie de la section totale rendue homogène :**

$$I_0 = \frac{b \times h_0^3}{12} + b \times h_0 \left( V_2 - \frac{h_0}{2} \right)^2 + \frac{b_0 \times (h - h_0)^3}{12} + b_0 \times (h - h_0) \times \left[ V_1 - \frac{(h - h_0)}{2} \right]^2 + 15 \times A \left( V_2 - c - \frac{1}{2} \right)^2$$

$$I_0 = \frac{65 \times 4^3}{12} + 65 \times 4 \times (6.3 - 2)^2 + \frac{12 \times 16^3}{12} + 12 \times 16 \times [13.7 - 8]^2 + 15 \times 2.36 \times (6.3 - 2.5)^2$$

$$I_0 = 15622.67 \text{ cm}^4$$

➤ **Evaluation des charges :**

▪ Charge de faible durée :  $q_i = \left( \frac{Q}{2} \right) \times b = 1.75 \times 0,65 = 1.14 \text{ KN/ml}$

▪ Charge de longue durée :  $q_v = \left( G + \frac{Q}{2} \right) \times b = (5.10 + 1.75) \times 0,65 = 4,45 \text{ KN/ml}$ .

➤ **Calculs des moments :**

▪ Moment dû à la charge instantanée :  $M_i = \frac{M_s \times q_i}{P_s} = \frac{4.99 \times 1.14}{5.59} = 1.02 \text{ KN.m}$

▪ Moment dû à la charge différée :  $M_v = \frac{M_s \times q_v}{P_s} = \frac{4,99 \times 4,45}{5.59} = 3.97 \text{ KN.m}$

➤ **Contraintes de traction dans les armatures**

$$K_i = \frac{M_i}{I_0} = \frac{1.02 \times 10^3}{15622.67} = 0,065 \text{ MPa/cm.}$$

$$K_v = \frac{M_v}{I_0} = \frac{3.97 \times 10^3}{15622.67} = 0,25 \text{ MPa/cm.}$$

▪ Charge instantanée :

$$\sigma_{si} = 15 \times K_i \times (d - y_1) = 15 \times 0,065 \times (18 - 13.7) = 4.19 \text{ MPa.}$$

▪ Charge différée :

$$\sigma_{sv} = 15 \times K_v \times (d - y_2) = 15 \times 0,25 \times (18 - 6.3) = 43.88 \text{ MPa.}$$

➤ **Module de déformation longitudinale :**

$$E_i = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 32164,2 \text{ Mpa.}$$

$$E_v = 3700 (f_{c28})^{1/3} = 10818,87 \text{ Mpa.}$$

➤ **Evaluation des flèches**

- Flèches due aux charges instantanées :

$$\rho = \frac{A}{d \times b_0} = \frac{2.36}{18 \times 12} = 0,0109$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times ft_{28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,0109 \times (2 + 3 \times \frac{12}{65})} = 3.77$$

$$\mu_i = 1 - \frac{1,75 \times ft_{28}}{4 \times \rho \times \sigma_{si} + ft_{28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0109 \times 4.19 + 2,1} = -0,61 < 0 \Rightarrow \mu_i = 0$$

- L'inertie fissurée vaut :

$$I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_i} = \frac{1,1 \times 15622.67}{1 + 3.77 \times (0,61)} = 5208.03 \text{cm}^4.$$

- Flèche maximal de travée :

$$f_i = \frac{ML^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} = \frac{4,99 \times 3.45^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 5208.03} = 0,35 \text{cm}.$$

- Flèches dues aux charges de longue durée :

$$\mu_v = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0109 \times 43.88 + 2,1} = 0.08$$

- L'inertie fissurée :

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 15622.67}{1 + 3.77 \times 0,08} = 13041.84 \text{cm}^4$$

- Flèche Maximale de la travée :

$$f_v = \frac{4,99 \times 10^7 \times 3.45^2}{10 \times 10818,87 \times 13041.84} = 0.42 \text{cm}$$

- Vérification de la flèche admissible :

$$\Delta f_{\text{total}} = f_v - f_i = 0,071 \text{ cm}.$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{L}{500} = \frac{345}{500} = 0,69 \text{ cm} \Rightarrow f_{\text{adm}} > \Delta f_{\text{total}} \dots \dots \dots (\text{CV}).$$

#### IV.4.1.9 Le ferrailage de la dalle de compression :

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

- 20 cm (5.par m) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm (3.par m) pour les armatures parallèles aux nervures.

➤ **Section minimale des armatures perpendiculaires aux nervures :**

$$A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \quad [\text{cm}^2/\text{ml}] \quad \text{si } l \leq 50\text{cm}$$

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times l}{f_e} \quad [\text{cm}^2/\text{ml}] \quad \text{si } 50\text{cm} \leq l \leq 80\text{cm} \quad [\text{CBA93/art : (B.6.8.4.2.3)}]$$

Avec :

$l$  : l'espacement entre l'axe des nervures :  $l = 0,65 \text{ m}$  ;  $f_e = 235 \text{ Mpa}$

$$50\text{cm} \leq l = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{235} = 1.11 \text{ cm}^2/\text{ml} .$$

On adopte :  $A_{\perp} = 5\phi 6 = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement  $S_t = 20\text{cm}$ .

➤ **Section minimale des armatures parallèles aux nervures :**

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \quad A_{//} \geq \frac{1.41}{2} = 0.7 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte:  $A_{//} = 3\phi 6 = 0,85\text{cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement  $S_t = 33\text{cm}$ .

#### IV.4.2 Conclusion

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

➤ **Armatures principales :**

- **En travée :**  $A_t = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$
- **Aux appuis :**  $A_a = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$

➤ **Armatures transversales :**

$$\phi_t = 6\text{mm} \Rightarrow A_t = 0.57\text{cm}^2 \text{ avec un espacement } S_t = 15\text{cm}.$$

➤ **Dalle de compression :**

- **armatures perpendiculaires :**  $A_{\perp} = 5\phi 6 = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$ . avec un espacement  $S_t = 20\text{cm}$ .
- **armatures parallèles :**  $A_{//} = 3\phi 6 = 0,85\text{cm}^2/\text{ml}$  . avec un espacement  $S_t = 33\text{cm}$ .

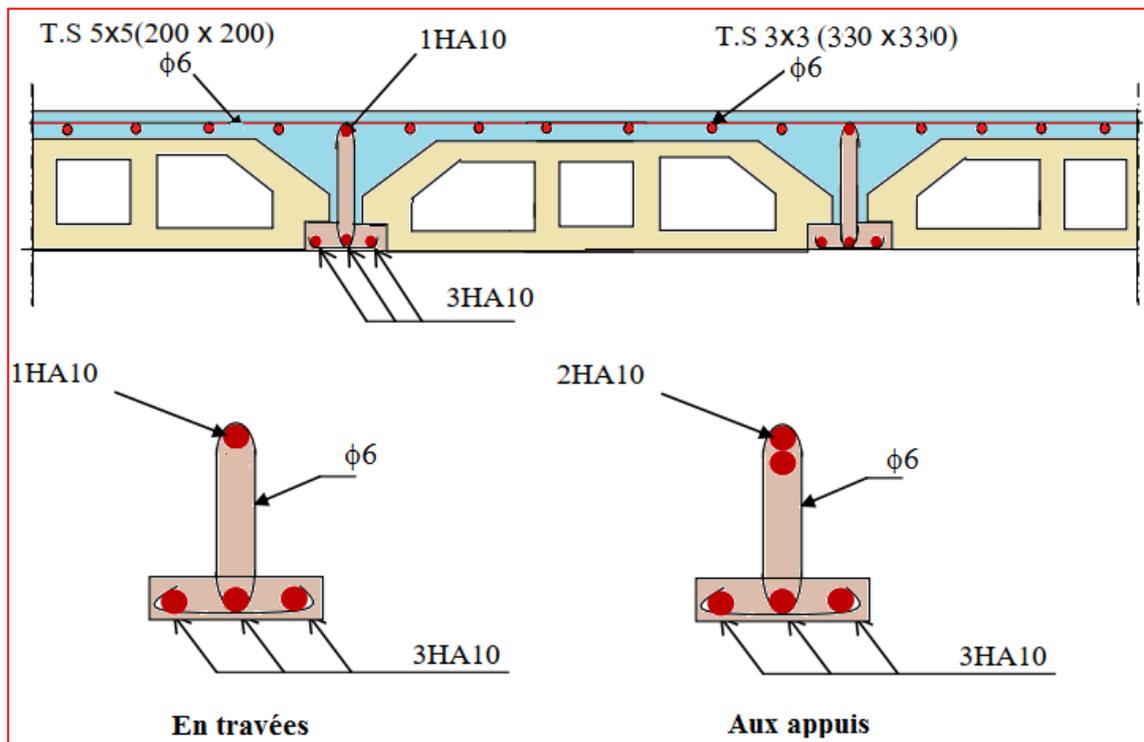


Figure III.29 : schéma de ferrailage de plancher

#### IV.5 Les balcons

##### IV.5.1. Évaluation des charges

Le calcul se fait pour une bonde de **1m** de longueur

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times b$$

$$q_{ser} = (G + Q) \times b$$

Tableau VI.16 : Charges et surcharges d'exploitation sur les balcons.

Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU	ELS
			q <sub>u</sub> (KN/m)	q <sub>s</sub> (KN/m)
Balcon en dalle pleine type (1,2,3)	6.61	3.5	14.17	10.11

**IV.5.2. Dalle pleine travaille dans les deux sens. Voir (II.2.1.2)**

Dans notre projet, on a deux types des dalles plains travaillent dans les deux sens :

- Dalle sur trois appuis (D1).
- Dalles sur deux appuis (D2).

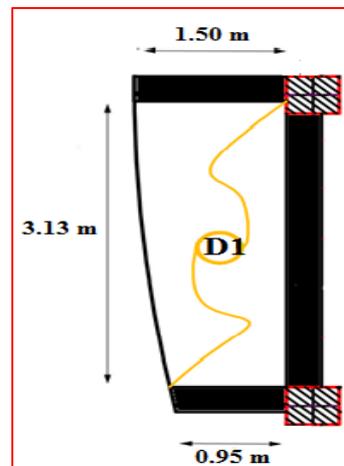
On prend le premier cas qui le plus sollicitée (**D1**).

**IV.5.2.1 Calcul à l'ÉLU**

**IV.5.2.1.1 calcule les sollicitations**

On utilise la théorie des lignes de rupture [**BAEL91**] on détermine les moments isostatiques sollicitant la pièce comme suit :

$$\begin{aligned} \blacksquare \quad l_x \geq \frac{l_y}{2} & \quad \begin{cases} M_{oy} = \frac{P \times l_y^2}{8} \left( l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48} \\ M_{ox} = \frac{P \times l_y^3}{24} \end{cases} \\ \blacksquare \quad l_x < \frac{l_y}{2} & \quad \begin{cases} M_{oy} = \frac{P \times l_x^3}{6} \\ M_{ox} = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \end{cases} \end{aligned}$$



Dans notre cas :

**Figure VI.30** : dalle pleine sur trois appuis.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.5}{3.13} = 0.48 > 0.4 \quad \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$l_x = 1.5\text{m} < \frac{3.13}{2} = 1.57\text{m}$$

$$M_{oy} = \frac{14.17 \times 1.5^3}{6} = 7.97 \text{ KN.m}$$

$$M_{ox} = \frac{14.17 \times 1.5^2 \times 3.13}{2} - \frac{2 \times 14.17 \times 1.5^3}{3} = 18 \text{ KN.m}$$

**• Moments en travées :**

$$M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 15.31 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_{oy} = 6.77 \text{ KN.m}$$

**• Moments aux appuis :**

$$M_y^a = M_x^a = -0.3 \times M_{ox} = -5.4 \text{ KN.m}$$

### IV.5.2.1.2 Le ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple, les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous

**Tableau VI.17** :Ferrailage des dalles plains travaillent dans les deux sens .

localisation		M	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z	A calculée	A <sub>min</sub>	A <sub>adopté</sub>
		[KN.m]			[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]
<b>En travées</b>	Sens xx	15.31	0.064	0.083	12.57	3.5	1.57	5HA10 = 3.93
	Sens yy	6.77	0.028	0.036	12.81	1.52	1.57	4HA10 =3.14
<b>Aux appuis</b>	Sens xx	5.4	0.023	0.029	12.85	1.21	1.57	5HA8 = 2.51
	Sens yy							4HA10 =3.14

### IV.5.2.1.3 Espacement des armatures

[BAEL 91mod 99(Art/A.4.2,42)].

Armatures // Lx:  $S_t \leq \min\{3e, 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20\text{cm}$ .

Armatures // Ly:  $S_t = 20 \leq \min\{4e, 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25\text{cm}$

### IV.5.2.2 Vérification à l'ELU

#### IV.5.2.2.1 Condition de non fragilité

$$e = 15\text{cm} > 12\text{cm} \quad \left\{ \begin{array}{l} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \end{array} \right.$$

$\Rightarrow \rho_0 = 0.0008$  Coefficient qui dépend du type d'acier utilisé ( Acier HA Fe400)

$$A_x^{\min} = 0.0008 \times \frac{3-0.48}{2} \times 100 \times 15 = \mathbf{1.51\text{cm}^2} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 15 = \mathbf{1.2\text{ cm}^2} \dots\dots\dots \text{CV}$$

**IV.5.2.2.2 Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V^{\max}}{b \times d} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} = 1.17 \text{Mpa}$$

$$V^{\max} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{14.17 \times 1.5}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.48}{2}} = 8.57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{8.57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 6.59 \times 10^{-2} \text{ Mpa} < \tau_{adm} = 1.17 \text{Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

⇒ Pas de risque par cisaillement.

**IV.5.2.3 Calcul à l'ELS :**

**IV.5.2.3.1 Calcul des sollicitations**

**Moments isostatiques :**

$$M_{oy} = \frac{10.11 \times 1.5^3}{6} = 5.69 \text{ KN.m}$$

$$M_{ox} = \frac{10.11 \times 1.5^2 \times 3.13}{2} - \frac{2 \times 10.11 \times 1.5^3}{3} = 12.85 \text{ KN.m}$$

• **Moments en travées :**

$$M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 10.92 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_{oy} = 4.84 \text{ KN.m}$$

• **Moments aux appuis :**

$$M_y^a = M_x^a = -0.3 \times M_{ox} = -3.86 \text{ KN.m}$$

**IV.5.2.3.2 Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.**

$$\sigma_b = \frac{M_{Ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{MPa} \quad [(\text{BAEL 91 mod 99}(\text{Art4.5.2})]$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{Ser}}{I} (d - y) < \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e ; \max(0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right)$$

Avec:

$\eta$  : coefficient de fissuration {  $\eta = 1.6$  H.A ;  $\eta = 1$  r.l }

Dans notre cas :  $\eta = 1.6$

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ 266.6, \max (200, 201.63) \} \quad \bar{\sigma}_s = \mathbf{201.63 \text{ MPa}}$$

• **Position de l'axe neutre :**

La position de l'axe neutre  $y$  est donnée par la résolution de l'équation ci-après :

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times Ad = 0$$

• **Moment d'inertie :** 
$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.18 :** Vérification des contraintes de compression dans le béton et l'acier.

Désignation	Sens	M <sub>ser</sub> [KN.m]	y [cm]	I [cm <sup>4</sup> ]	σ <sub>bc</sub> [MPa]	σ <sub>s</sub> [MPa]	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub> [MPa]	σ <sub>s</sub> < σ̄ <sub>s</sub> [MPa]
<b>Travées</b>	x-x	12.85	3.37	6742.47	6.42	175.29	Vérifiée	Vérifiée
	y-y	5.69	3.06	5608.64	3.10	151.26		
<b>Appuis</b>	x-x	3.86	2.77	4648.58	2.3	127.42		
	y-y	3.86	3.06	5608.64	2.11	102.61		

**IV.5.2.3.3 Vérification de la flèche**

[ BAEL 91 mod 99 (Art. B.6.5, 2) ]

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les trois conditions ci-après sont vérifiées :

$$1 \Rightarrow \frac{e}{l_x} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t^x}{M_0^x} \rightarrow \frac{15}{150} = 0.10 \geq \frac{15.31}{10 \times 18} = 0.085 \quad (\text{c.v})$$

$$2 \Rightarrow \frac{e}{l_x} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.10 \geq 0.0625 \quad (\text{c.v})$$

$$3 \Rightarrow \frac{A_t^x}{b \cdot d_x} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{3.93}{100 \times 13} = 0.003 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad (\text{c.v})$$

Tous les conditions sont vérifiées, donc on n'a pas besoin de vérifier la flèche.

IV.5.2.4 Schéma de ferrailage

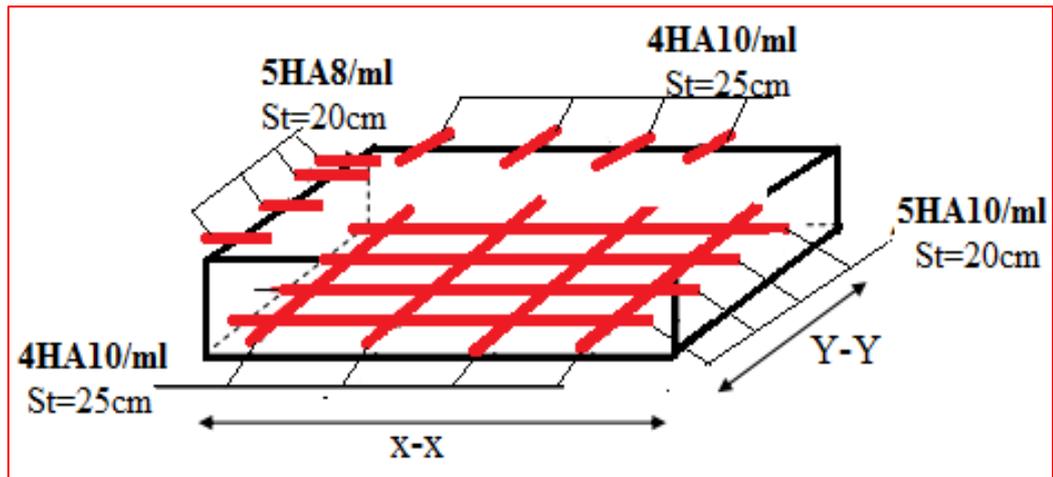


Figure VI.31 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine (D1).

IV.5.3. Dalle pleine travaille dans un seul sens

Voir (II.2.1.2)

Dans notre projet, on a quatre types des dalles plains travaillent

dans un seul sens :

- Dalles sur trois appui (D2, D3)
- Dalle sur deux appuis (D1)
- Dalle sur un seul appui

On prend le premier cas qui le plus sollicitée (D3).

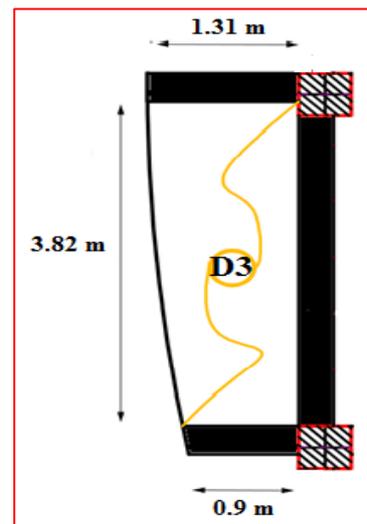


Figure II.32 : dalle (3) sur trois appuis.

IV.5.3.1. Combinaisons de charges :

Dalle plain :  $G = 5.35 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$ .

Garde-corps :  $G = 1.26 \text{ KN/m}^2$ .

$qu = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{m} = 12.47 \text{ KN/ml}$ .

$Pu = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{m} \times 1\text{m} = 1.7 \text{ KN}$ .

$qs = (G + Q) \times 1\text{m} = 8.45 \text{ KN/ml}$ .

$Ps = (1.35G) \times 1\text{m} \times 1\text{m} = 1.26 \text{ KN}$ .

IV.5.3.2 Calcul des efforts internes

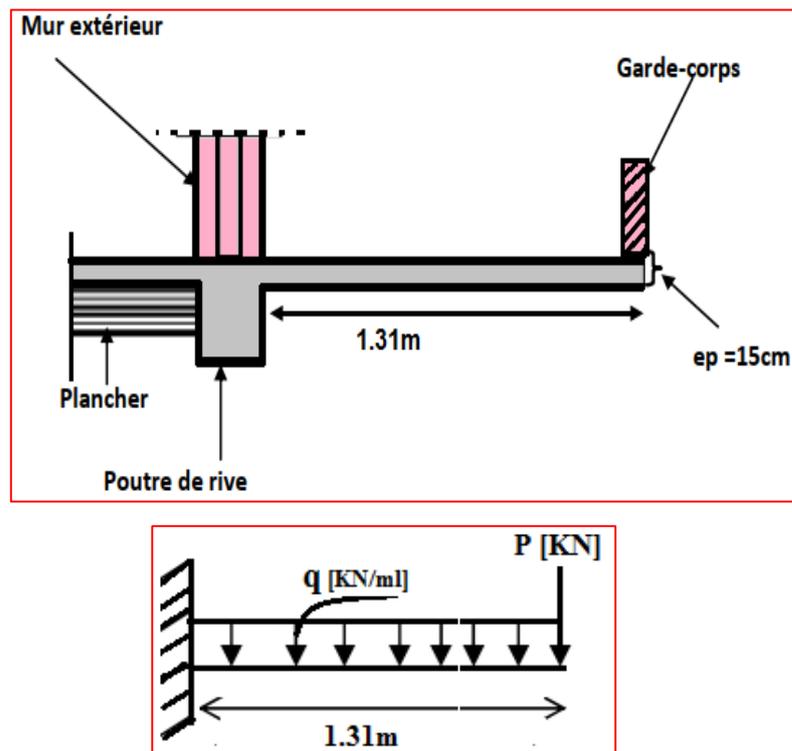


Figure II.33 : Schéma statique du balcon.

1. ELU

- Moment fléchissant :

$$M_u = (q_u \frac{l^2}{2} + p_u l) = \left( 12.47 \times \frac{1.31^2}{2} + 1.7 \times 1.31 \right) = 12.93 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant

$$T = q_u \times l + p_u = 12.47 \times 1.31 + 1.7 = 18.04 \text{ KN.}$$

2. ELS

$$M_s = \left( 8.45 \times \frac{1.31^2}{2} + 1.26 \times 1.31 \right) = 8.9 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant

$$T = q_s \times l + P_s = 8.45 \times 1.31 + 1.26 = 12.33 \text{ KN.}$$

### IV.5.3.3 Ferrailage à ELU

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple. La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

**Tableau IV.19:** Caractéristiques géométriques et mécaniques.

<b>h = e</b>	<b>d</b>	<b>c</b>	<b>b</b>	<b>f<sub>c28</sub></b>	<b>f<sub>t28</sub></b>	<b>f<sub>bu</sub></b>	<b>f<sub>e</sub></b>	<b>σ<sub>st</sub></b>	<b>μ</b>
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	
<b>15</b>	13	2	100	25	2.1	14.17	400	348	0.392

#### 1. Armatures principales :

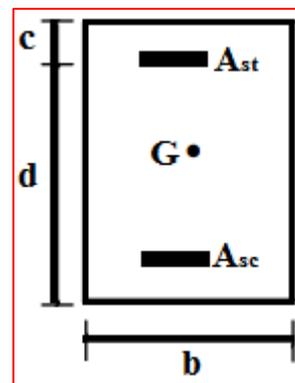
$$\mu_{bU} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bU} = \frac{12.93 \times 10^3}{1 \times 130^2 \times 14.17} = 0.054$$

$$\mu_{bU} = 0,054 < \mu_{lu} = 0,392$$

⇒ La section est simplement armée (SSA)

$$A'_{sc} = 0.$$



**Figure IV.34 :** Section transversale de la dalle

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bU}})$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.054}) = 0,069$$

$$z_b = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$z_b = 0.13 \times (1 - 0,4 \times 0,069) = 0,126 \text{ m}$$

$$A_S = \frac{M_u}{z_b \times \sigma_s} \quad A_S = \frac{12.93 \times 10^6}{126 \times 348} = 2.95 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4HA12** ( $A_t = 4.53 \text{ cm}^2$ )

- **Espacement**

On prend : **St = 25 cm.**

**2. Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.53}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4HA10 ( $A_t = 3.14 \text{ cm}^2$ ).

• **Espacement**

On prend :  $St = 25 \text{ cm}$ .

**IV.5.3.4 Vérifications à l'ELU.**

**IV.5.3.4.1 Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_{min} \quad \text{[BAEL91(Art : A.4.2, 1)]}$$

$$A_{min} \approx 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

**1. Armatures principales**

$$A_s = 4HA12 = 4.53 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV.$$

**2. Armatures de répartition**

$$A_s = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV.$$

**IV.5.3.4.2 Vérification au cisaillement**

Fissuration est préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\{0,1f_{c28}; 4\text{MPa}\} = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{[BAEL 91mod 99(Art.5.1,2)]}$$

$V_u$  : Effort tranchant à l'ELU avec :  $V_u = T_{u \max} = 18.04 \text{ KN}$ .

$$\tau_u = \frac{18.04 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,139 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$$

- Condition vérifiée donc pas de risque de cisaillement.

### IV.5.3.4.3 Vérification de l'adhérence des barres

#### 1. Armatures principales

Il est nécessaire de connaître le comportement de l'interface entre le béton et l'acier. Pour cela le **BAEL** exige que :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} \quad \text{avec:} \quad \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9.d \sum u_i} \quad [\text{BAEL99(art.6.1.1.3)}]$$

$\sum u_i$  : Somme des périmètres ultimes des barres

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \cdot \pi \cdot 1.2 = 15.08 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{18.04 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 150.8} = \mathbf{1.02 \text{ Mpa}} < \overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = \mathbf{3.15 \text{ Mpa}} \dots \dots \dots \text{CV}$$

#### 2. Armatures de répartition

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \cdot \pi \cdot 1 = 12.57 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{18.04 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 125.7} = \mathbf{1.23 \text{ Mpa}} < \overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = \mathbf{3.15 \text{ Mpa}} \dots \dots \dots \text{CV}$$

- Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

### IV.5.3.4.4 Ancrage des barres

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur

de scellement droit «  $l_s$  » :  $l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} \quad [\text{BAEL91 mod 99 (Art.6.1.2)}]$

$$\tau_{su} = 0.6 \cdot \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = \mathbf{42.33 \text{ cm}}$$

Les règles de **BAEL** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet «  $l_c$  » est au moins égale à  $0.4 \times l_s$  pour les aciers **H.A.**

$$l_c = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 42.33 = \mathbf{16.93 \text{ cm.}} \quad [\text{BAEL91 (Art A.6.253)}]$$

⇒ Soit  $l_c = 17 \text{ cm.}$

### IV.5.3.4.5 Vérification de l'espacement des barres : [BAEL91( Art : A.8.2,42)]

#### 1. Armatures principales

$$St = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = \min(45 ; 33) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

#### 3. Armatures de répartition

$$St = 25 \text{ cm} \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = \min(60 ; 45) = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

### IV.5.3.5 Vérifications à l'ELS.

#### IV.5.3.5.1 Vérification des contraintes dans le béton

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad [(\text{BAEL } 91 \text{ mod } 99(\text{Art}4.5.2)]$$

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

La position de l'axe neutre y est donnée par la résolution de l'équation ci-après :

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times Ad = 0$$

$$50 \times y^2 + 67.95 \times y - 883.35 = 0$$

La solution de l'équation est : **y = 3.58 cm**

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2$$

$$I = \frac{100}{3} 3.53^3 + 15 \times 4.53 \times (13 - 4.53)^2$$

$$I = 6340.88 \text{ cm}^4$$

- **verification:**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{8.9 \times 10^6}{6340.88 \times 10^4} \times 35.8 = 4.8 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

#### IV.5.3.5.2 Vérification des contraintes dans l'acier

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = \sigma_s = 15 \times \frac{8.9 \times 10^6}{6340.88 \times 10^4} (130 - 35.8) = 198.33 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e ; \max(0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right)$$

Avec :

$\eta$  : coefficient de fissuration {  $\eta = 1.6$  H.A ;  $\eta = 1$  r.l }

Dans notre cas :  $\eta = 1.6$

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ 266.6, \max (200, 201.63) \}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} > \sigma_s = 198.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

**IV.5.3.5.3 Vérification de la flèche**

[ BAEL 91 mod 99 (Art. B.6.5, 2) ]

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les deux conditions ci-après sont vérifiées :

$$1 \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_o} \rightarrow \frac{20}{131} = 0.153 \geq \frac{12.93}{10 \times 12.93} = 0.10 \quad (\text{c.v})$$

$$2 \Rightarrow \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.153 \geq 0.0625 \quad (\text{c.v})$$

$$3 \Rightarrow \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{4.53}{100 \times 13} = 0.0035 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad (\text{c.v})$$

Tous les conditions sont vérifiées, donc on n'a pas besoin de vérifier la flèche.

**IV.5.3.6 Schéma de ferrailage**

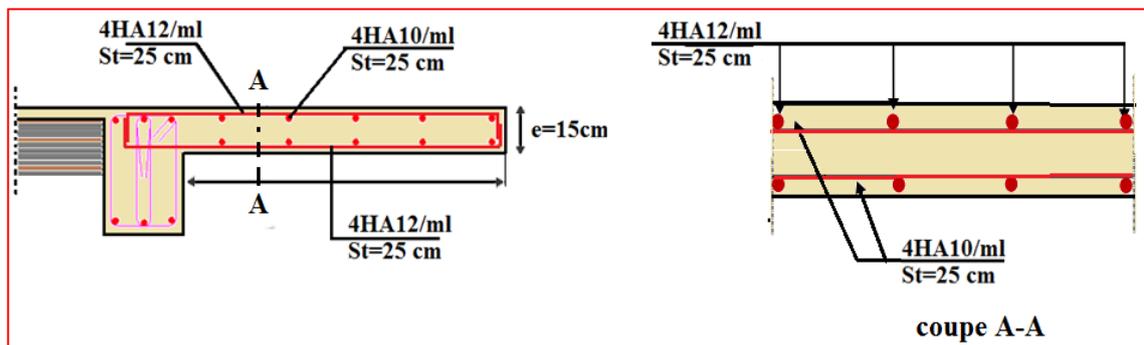


Figure VI.35 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine (D3).

**IV.5.4 Conclusion**

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

➤ **Dalle pleine travaille dans les deux sens :**

- **En travée :**  $\begin{cases} A_x^t = 5\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2 & S_t = 20\text{cm}. \\ A_y^t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2 & S_t = 25\text{cm}. \end{cases}$
- **Aux appuis :**  $\begin{cases} A_x^a = 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2 & S_t = 20\text{cm}. \\ A_y^a = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2 & S_t = 25\text{cm}. \end{cases}$

➤ **Dalle pleine travaille dans un seul sens :**

- **Armatures principales :**  $A_t = 4\text{HA}12 = 4.53 \text{ cm}^2$  avec :  $S_t = 25\text{cm}$ .
- **Armatures de répartition :**  $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$  avec :  $S_t = 25\text{cm}$ .

**IV.6. Etude de la dalle machine      voir (II.2.2.)**

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

**IV.6.1 Calcul à l'ELU**

**IV.6.1.1 Evaluation des moments  $M_x$  et  $M_y$  dus au système de levage :**

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés on Calcul «  $\rho$  » :  $0,4 < \rho < 1$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.8}{1.95} = 0,92$$

$\Rightarrow \rho = 0.92 > 0.4$  ..... La dalle travail dans les deux sens.

$$U = U_0 + k \times h_r + h_t$$

$$V = V_0 + k \times h_r + h_t$$

Avec :

**$h_r$**  : revêtement de la dalle (5cm).

**U** et **V** : côtés du rectangle sur lequel s'applique la charge « **P** » compte tenu de la diffusion à 45° dans le revêtement et la dalle de béton, ils sont déterminés au feuillet moyen de la dalle.

**U0** et **V0** : Dimensions de rectangle dans lequel la charge est centrée. **(0.8x0.8)** m.

Les cotés **U0** et **V0** sont supposés parallèles respectivement à **Lx** et **Ly**

**K** : Revêtement aussi solide que le béton (**K = 2**).

**P** : La charge totale centrée.

$$U = U_0 + k \times h_r + h_t = 0.8 + 2 \times 0.05 + 0.15 = \mathbf{1.05 \text{ m}}$$

$$V = V_0 + k \times h_r + h_t = 0.8 + 2 \times 0.05 + 0.15 = \mathbf{1.05 \text{ m}}$$

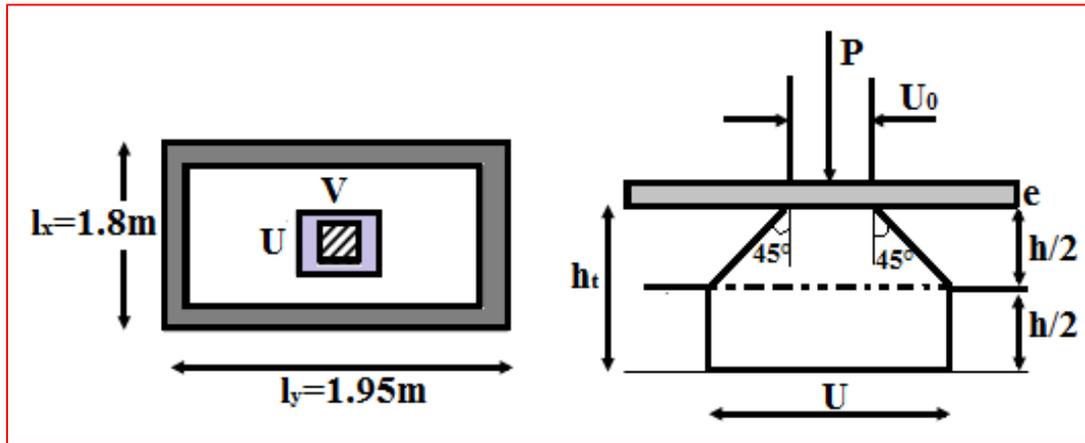


Figure IV.36 : Schéma statique de la dalle de la salle machine

➤ **Combinaison des charges**

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

$$q = 1,35 \times 90 + 1,5 \times 0 = 121.5 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = (M1 + \nu M_2) \times q \\ M_{y1} = (M2 + \nu M_1) \times q \end{cases}$$

Avec :

$\nu$  : Coefficient de poisson

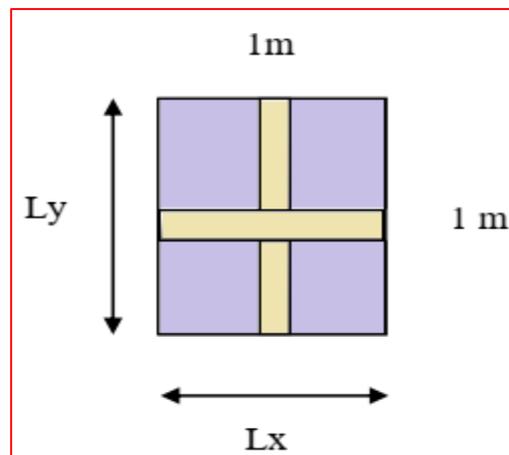


Figure IV.37 : la section à étudier pour le ferrailage

$$\begin{cases} \nu = 0 \text{ à l'ELU} \\ \nu = 0.2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$$

$M1$  et  $M2$  coefficients donnés en fonction de  $(\rho; \frac{U}{l_x}; \frac{V}{l_y})$  à partir des abaques de

**PIGEAUD.**

$$\left. \begin{aligned} \rho &= 0.92 \\ \frac{U}{l_x} &= \frac{1.05}{1.8} = 0.6 \\ \frac{V}{l_y} &= \frac{1.05}{1.95} = 0.5 \end{aligned} \right\} M_1 = 0.089 ; M_2 = 0.073$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 0.089 \times 121.5 = 10.81 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 0.073 \times 121.5 = 8.87 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### IV.6.1.2 Les moments dus aux poids propre de la dalle pleine $M_{x2}$ ; $M_{y2}$

#### 1. Combinaison des charges :

$$G = (25 \times 0,15 + 22 \times 0,05) \text{ ml} = \mathbf{4,85 \text{ KN/ml}}$$

$$\text{On a : } \begin{cases} G = 4.85 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} \text{ELU} & q_u = 1,35G + 1,5Q = 8.05 \text{ kN/m}^2 \\ \text{ELS} & q_{ser} = G + Q = 5.85 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

#### 2. Calcul des efforts :

$$\rho = 0.92 > 0.4 \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0437 \\ \mu_y = 0,8251 \end{cases}$$

$$\text{ELU} \begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_u L_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.0437 \times 8.05 \times 1.8^2 = 1.14 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y M_x \Rightarrow M_{y2} = 1.4 \times 0.8251 = 0.94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### 3. Les moments globaux :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.81 + 1.14 = \mathbf{11.95 \text{ KN.m}}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.87 + 0.94 = \mathbf{9.81 \text{ KN.m}}$$

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, on obtient les moments suivants :

##### a) Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85M_x = 10.16 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 8.34 \text{ KN.m}$$

##### b) Moments sur appuis:

$$M_{ax} = -0,3M_x = -3.59 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,3M_y = -2.94 \text{ KN.m} \quad M_a = \text{Max}(M_{ax}; M_{ay}) = \mathbf{-3.59 \text{ KN.m}}$$

### IV.6.1.3 Ferrailage de la dalle

Pour une bande de 1m, on aura une section (b x h) = (100x15) cm<sup>2</sup> qui travaille en flexion simple.

**Tableau IV.20** : Caractéristiques géométriques et mécaniques.

<b>b [cm]</b>	<b>h [cm]</b>	<b>d [cm]</b>	<b>c [cm]</b>	<b><math>\sigma_{bc}</math> [Mpa]</b>	<b><math>\sigma_s</math> [Mpa]</b>
<b>100</b>	15	12	3	14.17	348

#### 1. Les armatures principales :

**Tableau IV.21:** Le ferrailage de la machine aux appuis et en travées.

<b>Désignation</b>	<b>Travée</b>		<b>Appuis</b>
	<b>Sens (x-x)</b>	<b>Sens (y-y)</b>	
<b>Mu(KN.m)</b>	10.16	8.34	3.59
<b><math>\mu_{bu}</math></b>	0,042	0,035	0.015
<b><math>\mu_{bu} &lt; \mu_{lu} = 0,392</math></b>	Oui	Oui	Oui
<b><math>A_s</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	0	0	0
<b><math>\alpha</math></b>	0,054	0,044	0.019
<b>Z(cm)</b>	12.72	12.77	12.9
<b><math>A_s</math>(cm<sup>2</sup>)</b>	2.3	1.88	0.8
<b>Choix (ml)</b>	4HA10	4HA8	4HA8
<b><math>A_s</math>(cm<sup>2</sup>)</b>	3.14	2,01	2.01
<b><math>S_t</math>(cm)</b>	25	25	25

**2. Les Armatures transversales :**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 1,25\text{MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 6.21\text{KN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 4.83\text{KN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 6.21\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{6.21 \cdot 10^3}{1000 \times 130} = 0,048\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**IV.6.2. Vérification à l'ELU**

**IV.6.2.1 Vérification de la condition de non fragilité**

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh \\ A_y \geq \rho_0 bh \end{cases} \quad \text{[BAEL91(Art : A.4.2.1)]}$$

Avec :  $\begin{cases} \rho_0 = 0,8\% \text{ pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.92 \end{cases}$

$$\begin{cases} A_x \geq 0.0008 \times \frac{(3-0.92)}{2} \times 100 \times 15 = 1,25\text{cm}^2 \\ A_y \geq 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2\text{cm}^2 \end{cases}$$

• **Sens (x-x) :**

Sur appuis :  $A_x = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} > 1.25 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$

En travée :  $A_x = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} > 1.25 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$

• **Sens (y-y) :**

Sur appuis :  $A_y = 2,01\text{cm}^2/\text{ml} > 1.2 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$

En travée :  $A_y = 2,01\text{cm}^2/\text{ml} > 1.2 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$

**IV.6.2.2 Écartement des barres :** [BAEL91(Art : A.8.2.42)]

- Dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser 2h et 25cm.  
 $St = 25\text{cm} \leq \max(2h = 30 \text{ cm}; 25\text{cm}) = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$
- Dans la direction perpendiculaire à la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser 3h et 45cm.  
 $St = 25\text{cm} \leq \max(3h = 45 \text{ cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$

**IV.6.3. Calcul à l'ELS**

**IV.6.3.1 Evaluation des moments  $M_x$  et  $M_y$  dus au système de levage**

$q = G + Q$

$q = 90 + 1,5 \times 0 = 90 \text{ KN/ml}$

$$\left. \begin{array}{l} \rho = 0.92 \\ \frac{U}{l_x} = \frac{1.05}{1.8} = 0.6 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{1.05}{1.95} = 0.5 \end{array} \right\} M_1 = 0.089 ; M_2 = 0.073$$

$$v = 0.2 \begin{cases} M_{x1} = (0.089 + 0.2 \times 0.073) \times 90 = 9.32 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = (0.073 + 0.2 \times 0.089) \times 90 = 8.17 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**IV.6.2 Les moments dus aux poids propre de la dalle pleine  $M_{x2}$  ;  $M_{y2}$**

**1. Calcul des efforts :**  $q_{\text{ser}} = 5.85\text{KN/m}$

$$\rho = 0.92 > 0.4 \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0437 \\ \mu_y = 0,8251 \end{cases}$$

$$\text{ELU} \begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_u L_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.0437 \times 5.85 \times 1.8^2 = 0.83 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.83 \times 0.8251 = 0.68 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**2. Les moments globaux :**

$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.32 + 0.83 = \mathbf{10.15 \text{ KN.m}}$

$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.17 + 0.68 = \mathbf{8.85 \text{ KN.m}}$

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, on obtient les moments suivants :

**a) Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85M_x = 8.63 \text{ KN. m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 7.52 \text{ KN.m}$$

**b) Moments sur appuis:**

$$M_{ax} = - 0,3M_x = -3.05 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = - 0,3M_y = -2.66 \text{ KN.m}$$

$$M_a = \text{Max} (M_{ax} ; M_{ay}) = -3.05 \text{ KN.m}$$

**III.5.4. Vérification à L'E.L.S**

**IV.5.4.1 Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad [(\text{BAEL 91 mod 99( Art4.5.2)})]$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa. Pour une fissuration peu préjudiciable.}$$

• **Position de l'axe neutre :**

La position de l'axe neutre y est donnée par la résolution de l'équation ci-après :

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times Ad = 0$$

• **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.22 : Vérification des contraintes de compression dans le béton et l'acier.**

Designation	Sens	M <sub>ser</sub> [KN.m]	y [cm]	I [cm <sup>4</sup> ]	σ <sub>bc</sub> [MPa]	σ <sub>s</sub> [MPa]	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub> [MPa]	σ <sub>s</sub> < σ̄ <sub>s</sub> [MPa]
<b>Travées</b>	x-x	8.63	3.06	5608.64	4.71	229.42	Vérifiée	Vérifiée
	y-y	7.52	2.51	3844.82	4.91	307.76		
<b>Appuis</b>	x-x	3.05	2.51	3844.82	1.99	124.82		
	y-y	2.66	2.51	3844.82	1.74	108.86		

**IV.5.4.2 Etat limite de fissuration :**

La fissuration est peu préjudiciable. Aucune vérification n'est nécessaire

**IV.5.2.3.3 Vérification de la flèche**

[ BAEL 91 mod 99 (Art. B.7.5) ]

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les trois conditions ci-après sont vérifiées :

$$1 \Rightarrow \frac{e}{l_x} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t^x}{M_0^x} \rightarrow \frac{0.15}{1.80} = 0.083 \geq \frac{10.16}{20 \times 11.95} = 0.042 \quad (\text{c.v})$$

$$2 \Rightarrow \frac{e}{l_x} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.83 \geq 0.0625 \quad (\text{c.v})$$

$$3 \Rightarrow \frac{A_t^x}{b.d_x} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.002 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad (\text{c.v})$$

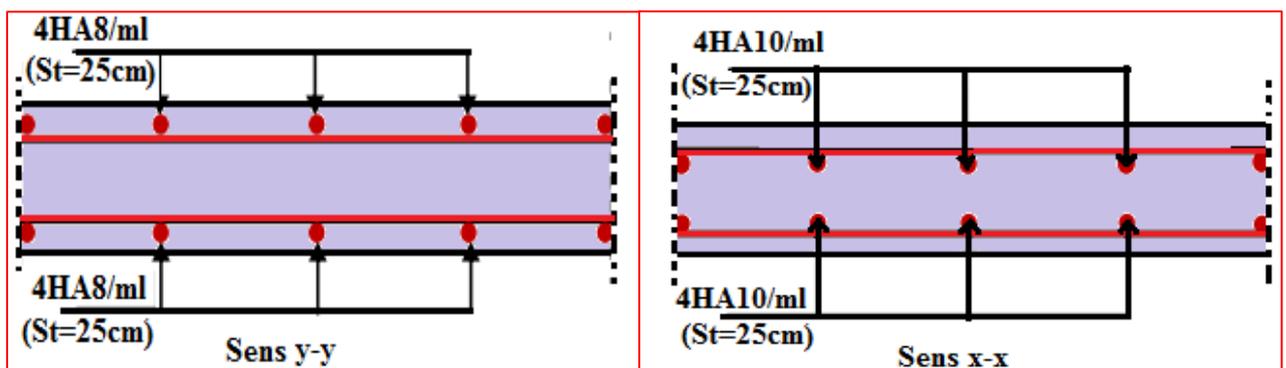
Toutes les conditions sont vérifiées, donc on n'a pas besoin de vérifier la flèche.

**IV.5.3. Conclusion**

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- **En travée :**  $\begin{cases} A_x^t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2 & S_t = 25\text{cm.} \\ A_y^t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 & S_t = 25\text{cm.} \end{cases}$
- **Aux appuis :**  $\begin{cases} A_x^a = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 & S_t = 25\text{cm.} \\ A_y^a = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 & S_t = 25\text{cm.} \end{cases}$

**IV.5.4. Schéma de ferrailage**



**Figure IV.38 :** Plan de ferrailage de la salle machine.

# **Chapitre V**

**Modalisation et vérification  
selon RPA99**

### V.1. Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées.

Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

### V.2. Etude sismique

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propres de vibration et des efforts engendrés par l'action sismique.

#### V.2.1. Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des Caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

#### V.2.2. Programme de calcul

Voire à la complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis aux forces horizontales engendrées particulièrement par le séisme, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis (M.E.F), comme (Robot.Sap.Etabs) permettant les calculs automatiques. En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

### V.2.3. Description du logiciel ETABS

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures particulièrement adaptées aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de structures.

Grace au logiciel ETABS, nous pouvons déterminer les efforts internes dans la structure sous l'effet des charges verticales représentées par G et Q et sous l'effet des charges horizontales représentées par le séisme (E). Ceci nous conduit à l'étude dynamique de la structure, avec des compléments de conception et de vérification des structures, il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration...etc.

Dans notre travail on utilisera la version ETABS v 9.7

### V.2.4. Modélisation de la 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 linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degré 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 (Wall) à quatre nœuds.

La dalle est modélisée par un élément surfacique type (Slab) à quatre nœuds.

### V.2.5. Modélisation de masse

- La masse des planchers sont supposées uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation  $(G+\beta Q)$  imposée par le **RPA99 version 2003** avec  $(\beta=0,2)$  pour un bâtiment à usage d'habitation.
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir  $25\text{KN/m}^3$ .
- La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).
- La masse des escaliers a été répartie au niveau des poutres palières et les poutres des planchers délimitant la cage d'escalier (par plancher).

### V.3. 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.

Les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) propose trois méthodes de calcul des sollicitations :

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

#### V.3.1. La méthode statique équivalente

[ RPA99V2003 (Art 4.1.2)]

##### a) Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

##### b) Conditions d'applications :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- 1- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zone I et IIa et à 30m en zones IIb et III.
- 2- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires :

Zone IIb et III :

- Groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.

- Notre structure ne satisfait pas les conditions (1) et (2) car elle n'est pas en régulière en plan et la hauteur de bâtiment est supérieure à 5 niveaux et 17 m zone (IIb) pour les groupes d'usages 2.

**c) Conclusion :**

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment.

**V.3.2. La méthode dynamique modale spectrale**

[ RPA99V2003 (Art 4.1.3)]

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

**a) Principe :**

Il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure. Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seul les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de ces modes soit aux moins égales 90%.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée. Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k \leq 0.20\text{sec}$$

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

**b) Conclusion :**

La méthode qui convient dans notre cas, est la méthode modale spectrale

### V.4. Etapes de modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- Introduction de la géométrie du modèle.
- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- Définition des charges statiques (G, Q).
- Définition de la charge sismique E.
- Introduction des combinaisons d'actions.
- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

### V.5. Les différents systèmes de contreventement appliquent sur notre structure [ RPA99V03 (Art 3.4)]

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R.

La classification des systèmes structuraux est faite en tenant compte de :

- Leur fiabilité.
- Leur capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique.
- Le coefficient de comportement correspondant est fixé en fonction de la nature des matériaux constitutifs.
- Du type de construction.
- Des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure.
- Des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique.

Les systèmes de contreventement retenus dans les présentes règles sont classés selon les catégories :

### 1. Portiques auto stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide :

C'est une ossature constituée uniquement de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales.

Pour cette catégorie, les éléments de remplissage de la structure sont constitués par des murs en maçonnerie de petits éléments insérés dans le cadre poteaux poutres dont l'épaisseur (hors crépissage) ne dépasse pas 10 cm (exception faite pour les remplissages périphériques ou les séparations entre deux (2) logements ou deux locaux d'un même niveau où une deuxième paroi de 5 cm, du côté intérieur est tolérée; Cette dernière peut éventuellement avoir une épaisseur de 10 cm à condition qu'elle ne soit pas insérée dans les cadres poteaux poutres pour ne pas aggraver les phénomènes d'interaction maçonnerie -structure.

En outre les remplissages concernés doivent être disposés en plan aussi symétriquement que possible par rapport au centre de masse de chaque étage de façon à ne pas aggraver une dissymétrie éventuelle du système de contreventement en béton armé de l'étage (portiques auto stables).

Les bâtiments concernés ne doivent par ailleurs pas dépasser 5 niveaux ou 17m. En zone I et 4 niveaux ou 14m en zone IIa 3 niveaux ou 11 m en zone IIb et 2 niveaux ou 8 m en zone III.

### 2. Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé :

Dans ce cas les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales

On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique IIb et III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global

Avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33 m au maximum.

### 3. Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voiles :

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent conjointement les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage

#### V.5.1 Portiques auto stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie

##### V.5.1.1 Déterminations des paramètres de spectre de réponse de calcul

**Définition** : Est une courbe permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment a un séisme passe ou futur.

- Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases} \quad \text{[RPA99V2003 (Art 4.3.3)]}$$

Avec :

T (sec) : la période avec une précision de 0.1 sec.

A : coefficient d'accélération de zone.

$\eta$  : facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : facteur de qualité de la structure.

$$Tq : Q = 1 + \sum P_q$$

[ RPA99V2003 (formule : 4.4)]

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q..... [RPA99V2003 (Tableau4.4)].

➤ **Définition de site :**

a) **Le site :** Le rapport de sol ne nous a pas été transmis, donc d'après [RPA (Art 3.3.3)]

En absence d'essais ou d'étude de site appropriée, il est permis d'utiliser le spectre **S2**

b) **La zone :** Ain El Defla moyen sismicité zone **IIb** ..... [RPA99V2003 (annexe 1)]

c) **Le groupe d'usage :** groupe 2 ..... [ RPA99V2003 (Art 3.2)]

d) **Remplissage :** dense .....[RPA99V2003 (Tableau4.2)].

e) **Calcul du facteur de qualité Q :** d'après ..... [RPA99V2003 (Tableau4.4)].

$$P_q = 0.05 + 0.05 + 0.05 = 0.15$$

$$Q = 1 + 0.15 = 1.15$$

**Tableau V.1 :** Caractéristiques du spectre de la réponse

Caractéristique	désignation
<b>La zone</b>	IIb
<b>Le groupe d'usage</b>	2
<b>Le site</b>	Ferme (S2)
<b>Remplissage</b>	dense
<b>Facteur de qualité</b>	1.15
<b>Coefficient de comportement</b>	3.5
<b>amortissement</b>	7 %

## ➤ Représentation graphique du spectre de réponse

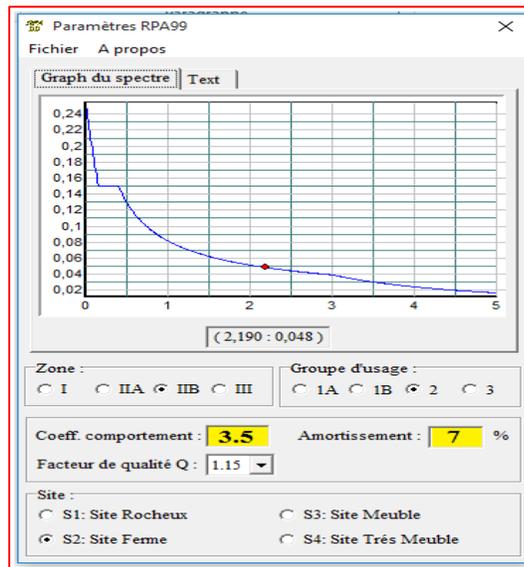


Figure V.1 : Spectre de réponse.

### V.5.1.2 Interprétation et modélisation de la structure dans l'ETABS

#### a) Modèle initial :

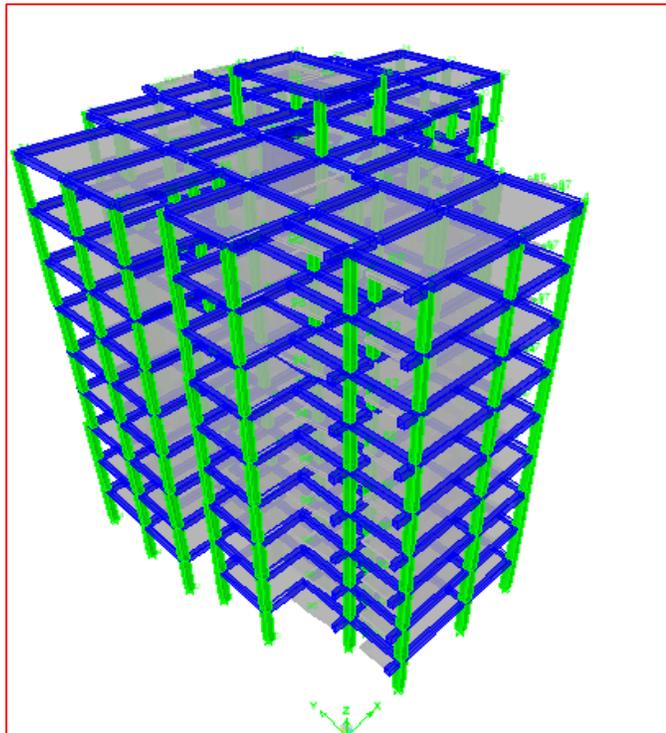


Figure V.2 : Modèle initial en 3D.

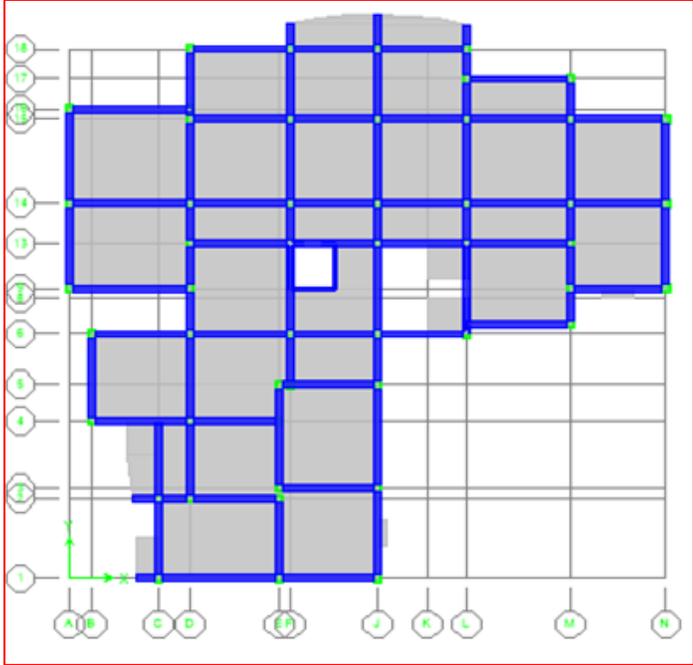


Figure V.3 : Modèle en plan initiale.

b) Les schémas des trois premiers modes de vibration :

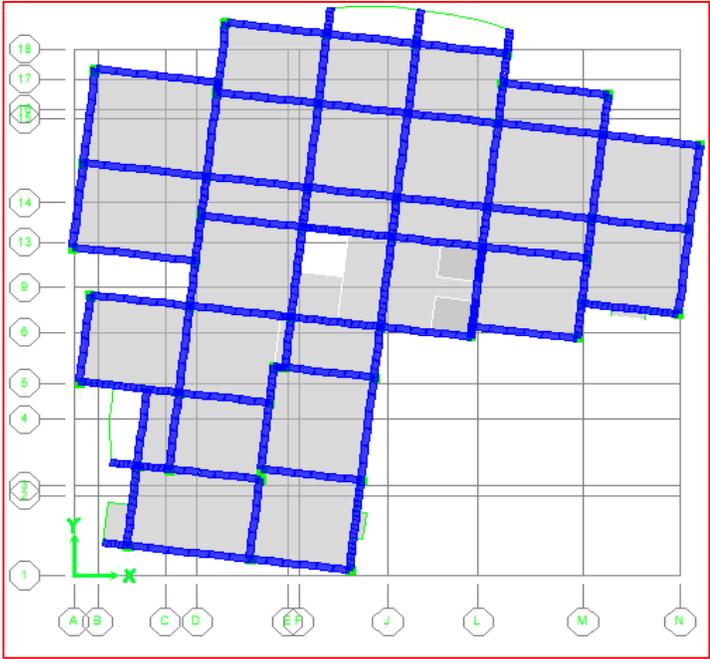


Figure V.4 : Le 1<sup>er</sup> mode translation suivant x-x et rotation suivant z-z.

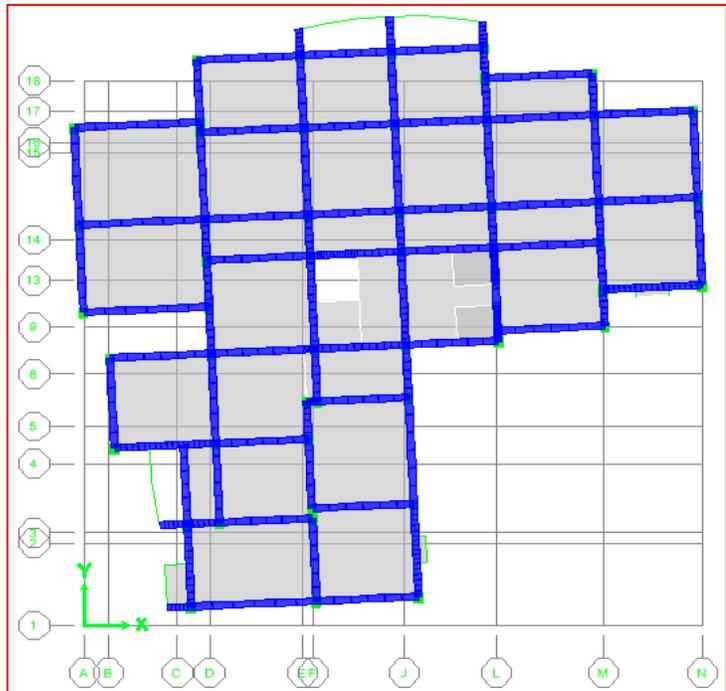


Figure V.5 : Le 2<sup>ème</sup> mode translation suivant y-y et rotation suivant z-z.

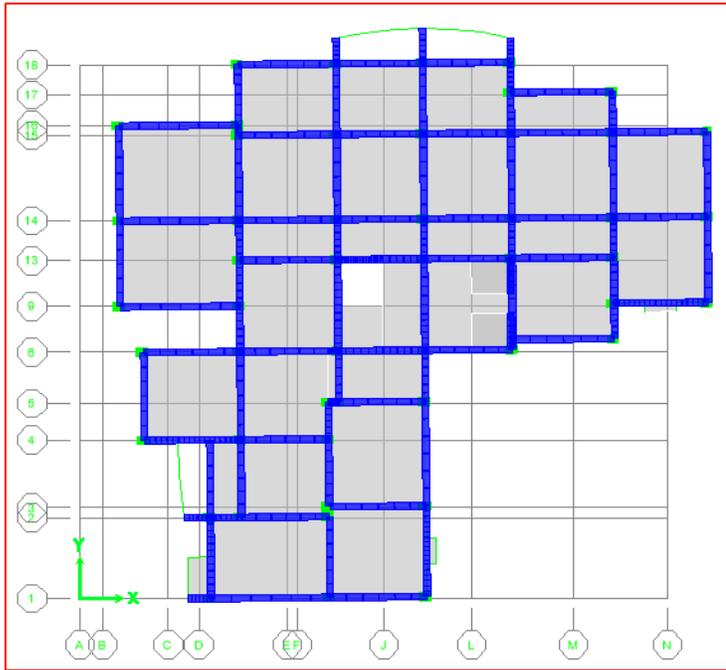


Figure V.6 : Le 3<sup>ème</sup> mode translation suivant x-x

**Tableau V.2:** Périodes et facteurs de participation massique du modèle initiale

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	1,033634	0,0168	10,4384	0	0,0168	10,4384	0
2	0,928966	0,1743	62,3734	0	0,1911	72,8118	0
3	0,904932	74,349	0,1363	0	74,5402	72,948	0
4	0,348102	0,0142	0,6711	0	74,5544	73,6191	0
5	0,315052	0,006	7,3502	0	74,5604	80,9693	0
6	0,297858	11,468	0,0141	0	86,0284	80,9834	0
7	0,254468	0,0008	6,7097	0	86,0292	87,6932	0
8	0,227106	2,6894	0,0214	0	88,7186	87,7145	0
9	0,200323	0,001	0,0193	0	88,7195	87,7338	0
10	0,15285	0,103	0,1446	0	88,8225	87,8783	0
11	0,14633	4,6258	0,2072	0	93,4482	88,0855	0
12	0,140284	0,2732	4,7894	0	93,7214	92,8749	0
13	0,135796	0,0018	0,3431	0	93,7232	93,2181	0

On constate que le modèle présente :

- Une période fondamentale :  $T_{Dyna} = 1.033$  sec.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du **12<sup>ème</sup>** mode,
- Le comportement des trois modes n'est pas vérifié

## V.5.1.3 Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

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

$$V_{RPA} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \text{[RPA99V2003 (Art 4.2.3)]}$$

**Avec :**

**A** : coefficient d'accélération de zone.  $\Rightarrow A = 0,20$  [RPA99V2003 (Tableau4.1)].

**R** : coefficient de comportement.

**D** : facteur d'amplification dynamique moyen

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \cdot \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \cdot \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left( \frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \cdot \end{cases} \quad \text{[RPA99V2003 (formule 4.2.)]}$$

**T<sub>2</sub>** : périodes caractéristiques associée a la catégorie du site : [RPA99V2003 (Tableau4.7)]

$$\Rightarrow T_2 = 0.4 \text{ sec}$$

**$\eta$**  : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

Où  $\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\xi = 7 \% \quad [\text{RPA99V2003 (Tableau4.2)}]$$

D'où :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+7)}} = 0.88 > 0.7$$

$$\eta = 0,88$$

### ➤ Estimation de la période fondamentale :

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

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} C_T \times (h_N)^{\frac{3}{4}} \\ 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}} \end{array} \right. \quad [\text{RPA99V2003 (art 4.2.4)}]$$

Avec :

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

$h_N$  : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) :

$$h_N = 31,9 \text{ m}$$

$C_T$  : est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplage :

$$C_T = 0.05 \quad [\text{RPA99V2003 (Tableau4.6)}]$$

• **Suivant XX :**

$$D_x = 26.05\text{m} \Rightarrow T_x = \min \begin{cases} C_T \times (h_N)^{\frac{3}{4}} = 0,05 \times (31.9)^{\frac{3}{4}} = 0,67\text{s} \\ 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_x}} = 0,09 \times \frac{31.9}{\sqrt{26.05}} = 0,56\text{s} \end{cases}$$

$$\Rightarrow T_x = 0.56\text{s}$$

$$T_2 = 0.4 < T_x = 0.56 < 3\text{sec} \Rightarrow D_x = 2,5 \cdot \eta \left( \frac{T_2}{T_x} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$\Rightarrow D_x = 2,5 \times 0.88 \left( \frac{0.4}{0.56} \right)^{\frac{2}{3}} = 1.76$$

• **Suivant YY :**

$$D_y = 24.15\text{m} \Rightarrow T_y = \min \begin{cases} C_T \times (h_N)^{\frac{3}{4}} = 0,05 \times (31.9)^{\frac{3}{4}} = 0,67\text{s} \\ 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_y}} = 0,09 \times \frac{31.9}{\sqrt{24.15}} = 0,58\text{s} \end{cases}$$

$$\Rightarrow T_y = 0,58\text{s}$$

$$T_2 = 0.4 < T_y = 0.58 < 3 \text{ sec} \Rightarrow D_y = 2,5 \cdot \eta \left( \frac{T_2}{T_x} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$\Rightarrow D_y = 2,5 \times 0.88 \left( \frac{0.4}{0.58} \right)^{\frac{2}{3}} = 1.72$$

**W** : Poids total de la structure ,

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{[RPA99V2003 (Art 4.5.)]}$$

Donc pour chaque niveau « i » on aura :  $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

$W_{Gi}$  : Le poids de niveau i revenant a la charge permanente.

$W_{Qi}$  : Le poids de niveau i revenant a la charge d'exploitation.

$\beta$ : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

**$\beta=0,20$**

A l'aide de ETABS :  $W = \sum W_i = \mathbf{38782.65 \text{ KN}}$

**Tableau V.3 :** La force sismique totale ( $V_{STAT}$ ) appliqué à la base de la structure

Paramètre	Résultat	$V_{STAT}$ [KN]	
		Sens x-x	Sens y-y
<b>A</b>	0.20	<b>4485.49</b>	<b>4383.55</b>
<b>Q</b>	1.15		
<b>R</b>	3.5		
<b>D<sub>x</sub></b>	1.76		
<b>D<sub>y</sub></b>	1.72		
<b>W</b>	38782.65 [KN]		

### V.5.1.4 Vérification suivant RPA99V2003

#### 1. Vérification des périodes :

La vérification des périodes est donnée par le tableau suivant

**Tableau V.4 :** vérification des périodes

Désignation	$T_{STAT}$ [sec]	$T_{DYNA}$ [sec]	$1.3 \times T_{STAT}$ [sec]	$T_{DYNA} < 1.3 \times T_{STAT}$
<b>Sens x-x</b>	0.56	1.033	0.728	C.N.V
<b>Sens y-y</b>	0.58	1.033	0.754	C.N.V

#### 2. Vérification de l'effort tranchant à la base :

On doit vérifier que la valeur de l'effort tranchant a la base de bâtiment est supérieure à 80% de celle donnée par le RPA :

$$V_{DYNA} > 0.8 \times V_{STAT} \quad [\text{RPA99V2003 (Art 4.1.)}]$$

L'effort tranchant donnée à la base de la structure par la méthode dynamique spectrale en utilisant le logiciel « ETABS » :

**Tableau V.5 :** La force sismique totale ( $V_{DYNA}$ ) avec la vérification

Désignation	$V_{DYNA}$ [KN]	$0,8.V_{STAT}$ [KN]	Vérification
EX	3357.21	3588.39	C.N.V
EY	3435.35	3506.84	C.N.V

### V.5.1.5. Conclusion

Le système de contreventement Portiques auto stables en béton armé n'est pas applicable dans le cas de notre structure a cause de :

- Le comportement des trois modes n'est pas vérifié
- Les périodes ne sont pas vérifiées
- L'effort tranchant à la base n'est pas vérifié
- Condition de RPA99 V2003 pour le bâtiment ne doivent pas dépasser 3 niveaux ou 11m

### V.5.2 Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé

➤ **la disposition des voiles :** La disposition des voiles et la section des poteaux sont représentée sur la figure V.6 sera étudiée vis-à-vis de l'amélioration de la réponse dynamique et sismique de la structure.



**Figure V.6 :** la disposition des voiles.

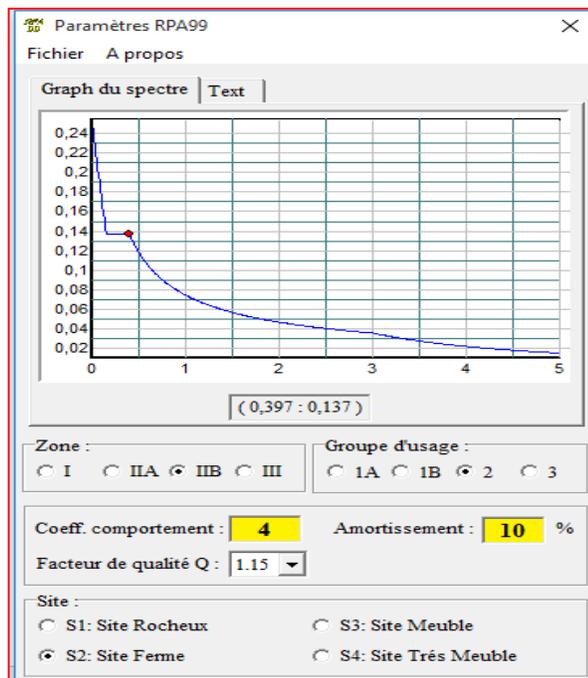
## V.5.2.1 Déterminations des paramètres de spectre de réponse de calcul

On suivant les mêmes étapes du système précédant mais on change le coefficient de comportement et l'amortissement.

**Tableau V.6 : Caractéristiques du spectre de la réponse**

Caractéristique	désignation
La zone	IIB
Le groupe d'usage	2
Le site	Ferme (S2)
remplissage	dense
Facteur de qualité « Q »	1.15
Coefficient de comportement « R »	4
Amortissement « $\xi$ »	10 %

### ➤ Représentation graphique du spectre de réponse



**Figure V.7 : Spectre de réponse.**

V.5.2.2. Interprétation et modélisation de la structure dans l'ETABS

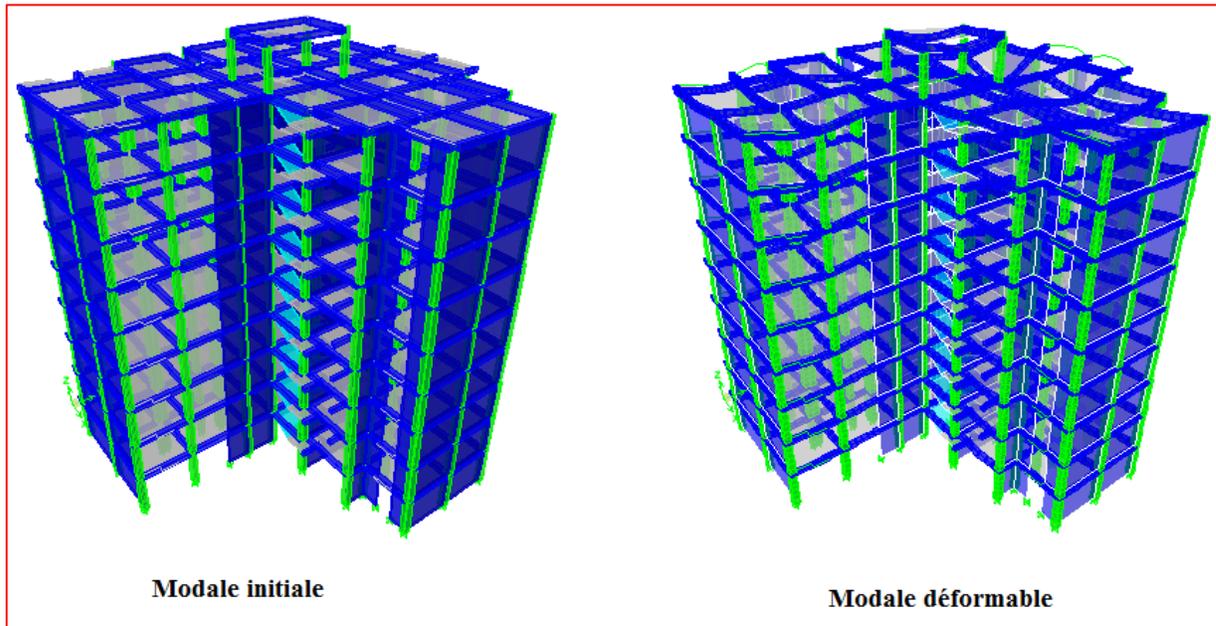


Figure V.8 : Modèle en 3D.

➤ Les schémas des trois premiers modes de vibration :

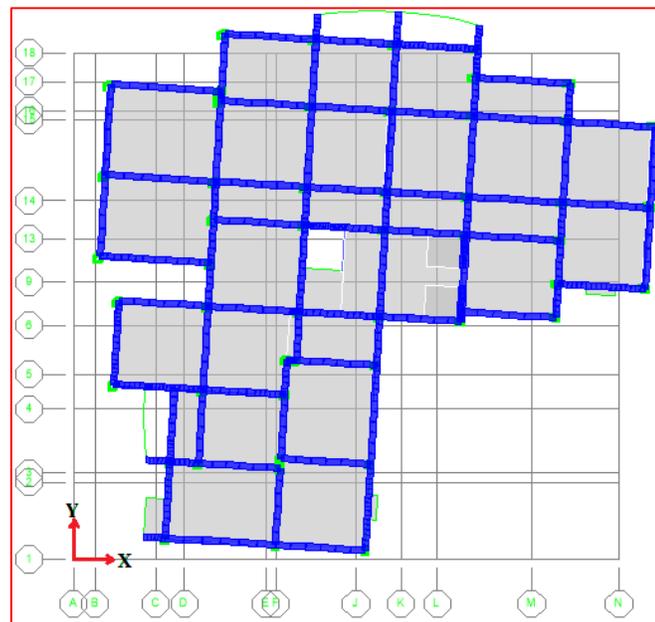


Figure V.9 : Le 1<sup>er</sup> mode translation suivant x-x et rotation suivant z-z.

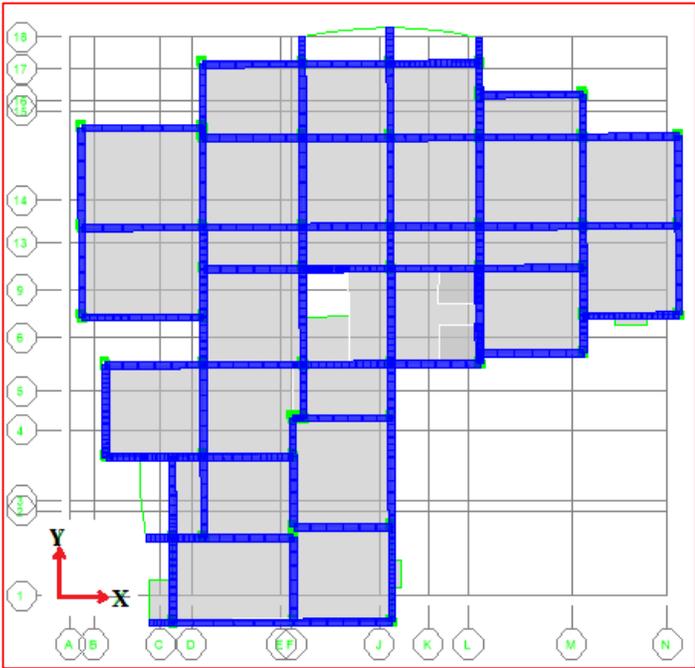


Figure V.10 : Le 2<sup>ème</sup> mode translation suivant y-y

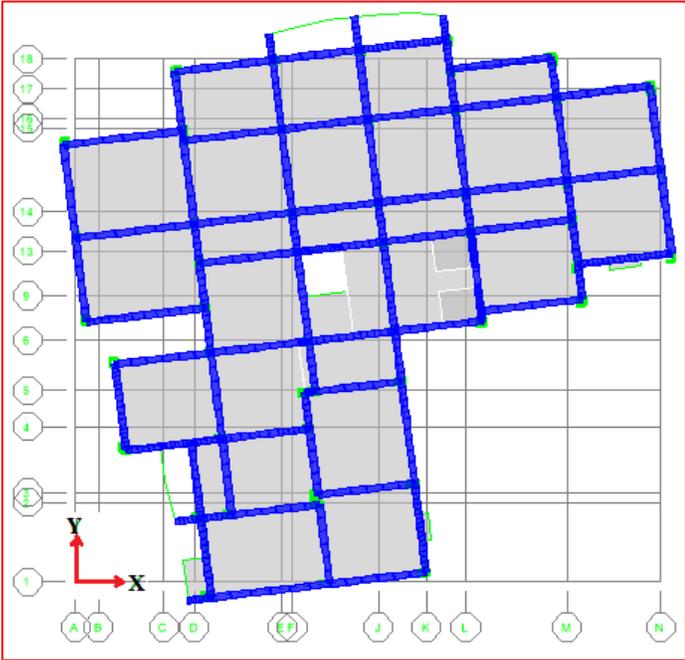


Figure V.11 : Le 3<sup>ème</sup> mode rotation suivant z-z

**Tableau V.7 :** Périodes et facteurs de participation massique du modèle initiale

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,490396	49,9582	8,7985	0	49,9582	8,7985	0
2	0,442425	11,0789	57,3296	0	61,037	66,1282	0
3	0,291735	8,7924	2,2841	0	69,8295	68,4123	0
4	0,128161	12,483	1,9627	0	82,3125	70,3751	0
5	0,120066	1,763	3,0249	0	84,0754	73,3999	0
6	0,107528	0,859	12,6666	0	84,9344	86,0665	0
7	0,102986	1,039	0,8544	0	85,9734	86,9209	0
8	0,101585	0,0005	0,052	0	85,9739	86,9729	0
9	0,072397	2,7768	0,6472	0	88,7506	87,6201	0
10	0,058653	4,7068	0,2842	0	93,4574	87,9042	0
11	0,050067	0,3811	5,9676	0	93,8385	93,8718	0
12	0,036674	2,8513	0,1247	0	96,6898	93,9965	0
13	0,034396	0,1696	0,1021	0	96,8594	94,0986	0
14	0,031244	0,0762	2,9054	0	96,9356	97,004	0
15	0,026435	1,3504	0,0199	0	98,286	97,0239	0
16	0,022678	0,0807	0,8442	0	98,3667	97,8681	0
17	0,02255	0,0611	0,6546	0	98,4278	98,5228	0

On constate que le modèle présente :

- Une période fondamentale :  $T_{\text{DYNAMIQUE}} = 0.49 \text{ sec.}$
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 11<sup>ème</sup> mode

### V.5.2.3. Estimation de la période fondamentale

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

**Tableau V.8 :** détermination les paramètres de la période fondamentale

Paramètre	résultat	Article de RPA99V2003
<b>h<sub>N</sub></b>	31.9 m	/
<b>C<sub>T</sub></b>	0.05	Tableau : 4.6
<b>D<sub>x</sub></b>	26.05 m	/
<b>D<sub>y</sub></b>	24.15 m	/
<b>T<sub>x</sub></b>	0.56 sec	Formule (4.7)
<b>T<sub>y</sub></b>	0.58 sec	Formule (4.7)

### V.5.2.4. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

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

$$V_{STAT} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \text{[RPA99V2003 (Art 4.2.3)]}$$

**Tableau V.9 :** détermination les paramètres de la force sismique

Paramètre	Résultat	Article de RPA99V2003
<b>A</b>	0.20	Tableau : ( 4.1)
<b>R</b>	4	Tableau : (4.3)
<b>T<sub>2</sub></b>	0.4 sec	Tableau : (4.7)
<b>η</b>	0.82	Formule : (4.3)
<b>D<sub>x</sub></b>	1.64	Formule : (4.2)
<b>D<sub>y</sub></b>	1.60	Formule : (4.2)
<b>P<sub>q</sub></b>	0.15	Tableau : (4.4)
<b>Q</b>	1.15	Formule : (4.4)
<b>W</b>	45983.4	/

- **Suivant le sens : X-X**

$$V_{x,STAT} = \frac{A \times D_x \times Q}{R} \times W \quad \Rightarrow \quad V_{x,STAT} = \frac{0.2 \times 1.64 \times 1.15}{4} \times 45983.4$$

$$V_{x,STAT} = 4336.23 \text{KN}$$

- **Suivant le sens : Y-Y**

$$V_{y,STAT} = \frac{A \times D_y \times Q}{R} \times W \quad \Rightarrow \quad V_{y,STAT} = \frac{0.2 \times 1.6 \times 1.15}{4} \times 45983.4$$

$$V_{y,STAT} = 4230.47 \text{KN}$$

### V.5.2.5. Vérification suivant RPA99V2003

#### 1. Vérification des périodes :

La vérification des périodes est donnée par le tableau suivant

**Tableau V.10** : vérification des périodes

Désignation	T <sub>STAT</sub> [sec]	T <sub>DYNA</sub> [sec]	1.3×T <sub>STAT</sub> [sec]	T <sub>DYNA</sub> < 1.3×T <sub>STAT</sub>
<b>Sens x-x</b>	0.56	0.49	0.728	C.V
<b>Sens y-y</b>	0.58	0.49	0.754	C.V

#### 2. Vérification de l'effort tranchant à la base :

On doit vérifier que la valeur de l'effort tranchant à la base de bâtiment est supérieure à **80%** de celle donnée par le RPA :

$$V_{DYNAMIQUE} > 0.8 \times V_{STATIQUE} \quad \text{[RPA99V2003 (Art 4.1.)]}$$

L'effort tranchant donnée à la base de la structure par la méthode dynamique spectrale en utilisant le logiciel « ETABS » :

**Tableau V.11 :** La force sismique totale ( $V_{DYN}$ ) avec la vérification

Désignation	V <sub>DYN</sub> [KN]	0,8.V <sub>STAT</sub> [KN]	Vérification
<b>EX</b>	3624.69	3441.23	C.V
<b>EY</b>	4040.51	3357.3	C.V

### 3. Vérification 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 :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3 \quad \text{[RPA99V2003 (Art 7.4.3.1)]}$$

Où :

$v$  : effort normal réduit.

$N_d$  : effort normal de compression sous sollicitations accidentelles.

$B_c$  : section brute de l'élément.

$f_{c28}$  : 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.

**Tableau V.12 :** Vérification l'effet P-Δ inter étages du modèle finale

Poteaux	N <sub>d</sub> [KN]	B <sub>c</sub> [m <sup>2</sup> ]	f <sub>c28</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]	v	Observation
<b>45X45</b>	1455.86	0,203	25000	0.286	vérifie
<b>40X40</b>	691.09	0,16	25000	0,18	vérifie
<b>35X35</b>	313.1	0,123	25000	0,102	vérifie

### 4. Vérification les déplacements relatifs : [RPA99V2003 (Art 4.4.3)]

Le déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} . \quad [\text{RPA99V2003 (formule 4.19)}]$$

Avec :

$\delta_{ek}$  : Déplacement du aux forces sismiques  $F_i$  y compris l'effort de torsion.

**R** : Coefficient de comportement de la structure (R = 4).

Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égale à

$$\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1} \quad [\text{RPA99V2003 (formule 4.20)}]$$

Ce déplacement ( $\Delta_K$ ) ne doit pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

**Tableau V.13 : Vérification les déplacements relatifs**

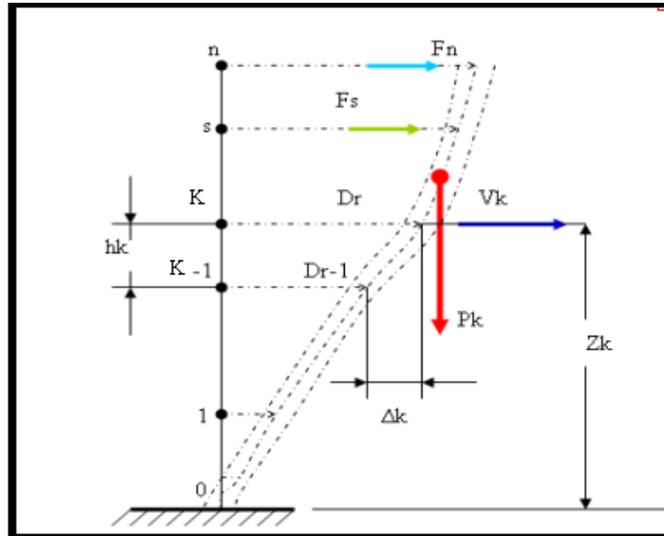
Niveau	$\delta_{Kx}$	$\delta_{Ky}$	R	H [m]	$\Delta_{Kx}$ [m]	$\Delta_{Ky}$ [m]	1%h [m]	Condition
8	0,000541	0,000488	4	3,06	0,002164	0,002164	0,0306	C.V
7	0,000577	0,000504	4	3,06	0,002308	0,002308	0,0306	C.V
6	0,000602	0,000515	4	3,06	0,002408	0,002408	0,0306	C.V
5	0,00061	0,000512	4	3,06	0,00244	0,00244	0,0306	C.V
4	0,000596	0,000491	4	3,06	0,002384	0,002384	0,0306	C.V
3	0,00055	0,000444	4	3,06	0,0022	0,0022	0,0306	C.V
2	0,000469	0,000372	4	3,06	0,001876	0,001876	0,0306	C.V
1	0,000357	0,000277	4	3,06	0,001428	0,001428	0,0306	C.V
RDC	0,00017	0,000136	4	3,06	0,00068	0,00068	0,0306	C.V

➤ **Conclusion** : Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le « **RPA99 version 2003** ».

## 5. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

[RPA99V2003 (Art 5.9)]

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.



**Figure V.12 :** Evaluation des effets du second ordre.

Les effets de second ordre (l'effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1 \quad \text{[RPA99V2003 (formule 5.6.)]}$$

Avec :

$p_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau K :

$$P_K = W = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau « K ».

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau « K-1 ».

$h_k$  : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure.

**Tableau V.14 : Vérification l'effet P-Δ inter étages du modèle finale**

Niv	P [KN]	V <sub>x</sub> [KN]	V <sub>y</sub> [KN]	Δ <sub>x</sub> (mm)	Δ <sub>y</sub> (mm)	h	θ <sub>x</sub>	θ <sub>y</sub>	Condition
8	5411,25	848,53	978,90	0,007	0,006	3,060	0,014	0,012	vérifier
7	10332,46	1496,06	1712,82	0,007	0,006	3,060	0,016	0,014	vérifier
6	15253,66	2009,27	2280,11	0,007	0,006	3,060	0,018	0,016	vérifier
5	20281,59	2433,33	2749,52	0,007	0,006	3,060	0,020	0,017	vérifier
4	25309,51	2787,60	3140,61	0,007	0,006	3,060	0,022	0,018	vérifier
3	30337,44	3077,47	3458,56	0,007	0,005	3,060	0,022	0,018	vérifier
2	35564,64	3312,76	3715,14	0,006	0,005	3,060	0,020	0,016	vérifier
1	40791,85	3500,27	3913,49	0,004	0,003	3,060	0,017	0,013	vérifier
RDC	45983,40	3624,69	4040,51	0,002	0,002	3,060	0,009	0,007	vérifier

⇒ On constat que la condition  $\theta_x$  et  $\theta_y \leq 0,1$  est satisfaites,

⇒ D'où les effets du 2° ordre (Ou effet P- Δ) peuvent être négligés.

#### **V.5.2.6. Conclusion**

Le système de contreventement structures en portiques par des voiles en béton armé est un système sécurise on peut appliquer dans le cas de notre structure car tous les conditions de **RPA99v2003** sont vérifiées.

## V.5.3 Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec Justification d'interaction portiques -voiles

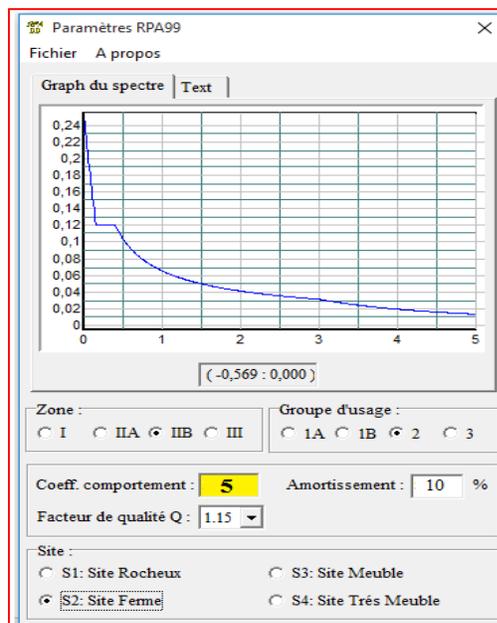
### V.5.2.1 Déterminations des paramètres de spectre de réponse de calcul

On suivant les mêmes étapes du système précédant mais on change le coefficient de comportement.

**Tableau V.15 :** Caractéristiques du spectre de réponse.

Caractéristique	Désignation
La zone	I <b>b</b>
Le groupe d'usage	<b>2</b>
Le site	Ferme (S <b>2</b> )
remplissage	<b>dense</b>
Facteur de qualité « Q »	<b>1.15</b>
Coefficient de comportement « R »	<b>5</b>
Amortissement « $\xi$ »	<b>10 %</b>

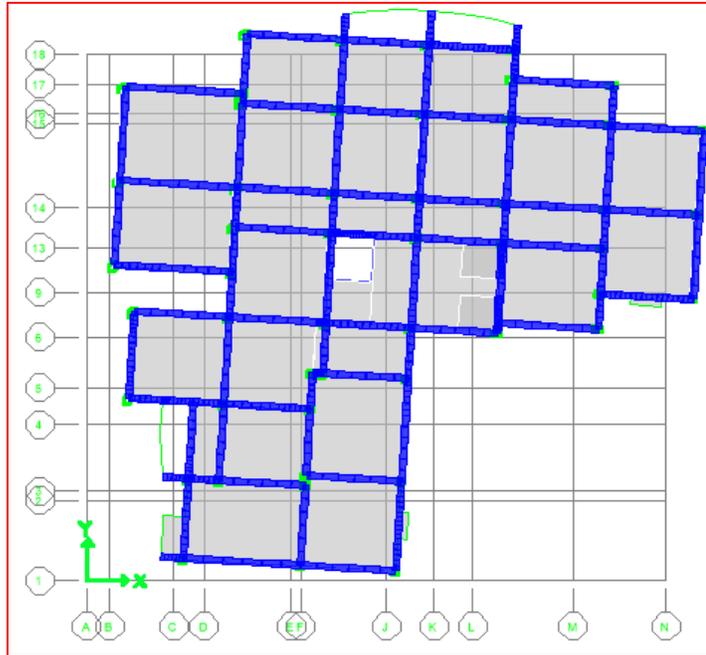
### ➤ Représentation graphique du spectre de réponse



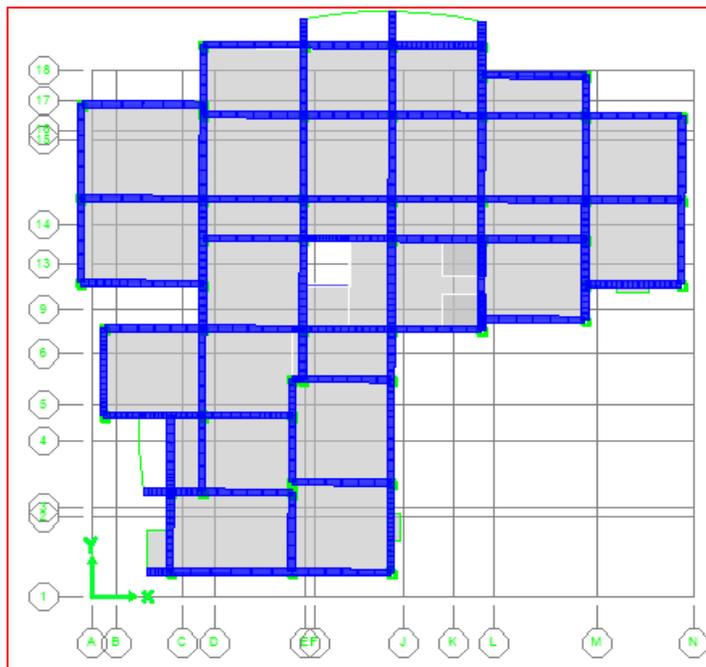
**Figure V.13 :** Spectre de réponse.

## V.5.2.2. Interprétation et modélisation de la structure dans l'ETABS

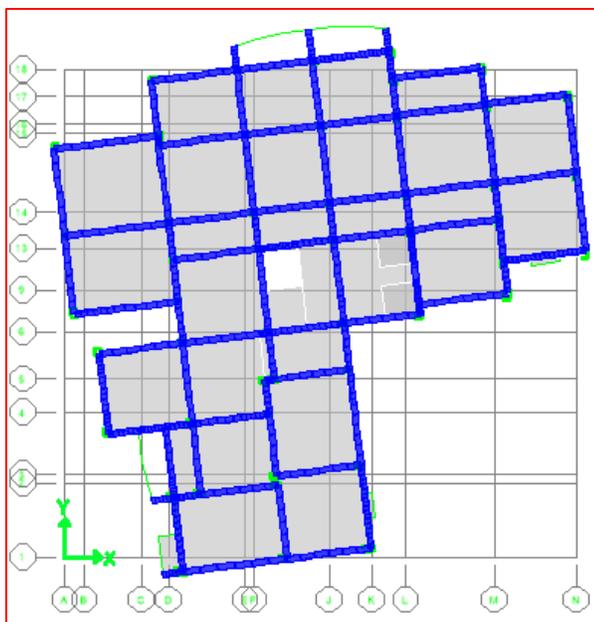
➤ Les schémas des trois premiers modes de vibration :



**Figure V.14** : Le 1<sup>er</sup> mode translation suivant x-x et rotation suivant z-z.



**Figure V.15** : Le 2<sup>eme</sup> mode translation suivant y-y



**Figure V.16 :** Le 3<sup>ème</sup> mode rotation suivant z-z

**Tableau V.16 :** Périodes et facteurs de participation massique du modèle initiale

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,491415	49,904	8,6176	0	49,904	8,6176	0
2	0,445177	10,921	57,2691	0	60,825	65,8867	0
3	0,291383	8,758	2,2437	0	69,5829	68,1305	0
4	0,171769	0,0051	1,0471	0	69,5881	69,1776	0
5	0,153489	1,8411	0,004	0	71,4292	69,1815	0
6	0,147788	0,1613	0,0499	0	71,5904	69,2315	0
7	0,123541	12,2664	1,3331	0	83,8568	70,5645	0
8	0,108522	2,0842	16,4098	0	85,941	86,9743	0
9	0,072282	2,8019	0,6632	0	88,7429	87,6375	0
10	0,058061	4,8203	0,2211	0	93,5632	87,8586	0
11	0,049971	0,3054	6,0296	0	93,8686	93,8882	0
12	0,036314	2,9117	0,0944	0	96,7803	93,9826	0
13	0,034342	0,1413	0,1152	0	96,9216	94,0978	0

On constate que le modèle présente :

- Une période fondamentale :  $T_{ETABS} = 0.4914$  sec.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 11<sup>ème</sup> mode.

### V.5.2.3. Estimation de la période fondamentale

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

**Tableau V.17** : détermination les paramètres de la période fondamentale

Paramètre	Résultat	Article de RPA99V2003
$h_N$	31.9 m	/
$C_T$	0.05	Tableau : 4.6
$D_x$	26.05 m	/
$D_y$	24.15 m	/
$T_x$	0.56 sec	Formule (4.7)
$T_y$	0.58 sec	Formule (4.7)

### V.5.2.4. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

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

$$V_{STAT} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \text{[RPA99V2003 (Art 4.2.3)]}$$

**Tableau V.18** : détermination les paramètres de la force sismique

Paramètre	Résultat	Article de RPA99V2003
A	0.2	Tableau : (4.1)
R	5	Tableau : (4.3)
$T_2$	0.4 sec	Tableau : (4.7)
$\eta$	0.82	Formule : (4.3)
$D_x$	1.64	Formule : (4.2)
$D_y$	1.6	Formule : (4.2)
$P_q$	0.15	Tableau : (4.4)
Q	1.15	Formule : (4.4)
W	46115.84	/

- **Suivant le sens : X-X**

$$V_{x,STAT} = \frac{A \times D_x \times Q}{R} \times W \quad \Rightarrow \quad V_{x,STAT} = \frac{0.2 \times 1.64 \times 1.15}{5} \times 46115,84$$

$$V_{x,STAT} = 3478.98 \text{ KN}$$

- **Suivant le sens : Y-Y**

$$V_{y,STAT} = \frac{A \times D_y \times Q}{R} \times W \quad \Rightarrow \quad V_{y,STAT} = \frac{0.2 \times 1.6 \times 1.15}{5} \times 46115,84$$

$$V_{y,STAT} = 3394.13 \text{ KN}$$

### V.5.2.5. Vérification suivant RPA99V2003

#### 1. Vérification des périodes :

La vérification des périodes est donnée par le tableau suivant :

**Tableau V.19** : vérification des périodes

Désignation	T <sub>STAT</sub> [sec]	T <sub>DYNA</sub> [sec]	1.3×T <sub>STAT</sub> [sec]	T <sub>DYNA</sub> < 1.3×T <sub>STAT</sub>
<b>Sens x-x</b>	0.56	0.4914	0.728	C.V
<b>Sens y-y</b>	0.58	0.4914	0.754	C.V

#### 2. Vérification de l'effort tranchant à la base :

On doit vérifier que la valeur de l'effort tranchant à la base de bâtiment est supérieure à 80% de celle donnée par le RPA :

$$V_{DYNA} > 0.8 \times V_{STAT} \quad \text{[RPA99V2003 (Art 4.1.)]}$$

L'effort tranchant donnée à la base de la structure par la méthode dynamique spectrale en utilisant le logiciel « ETABS » :

**Tableau V.20 :** La force sismique totale ( $V_{ETABS}$ ) avec la vérification.

Désignation	V <sub>DYNA</sub> [KN]	0,8.V <sub>STAT</sub> [KN]	Vérification
<b>EX</b>	2949.35	2783.18	C.V
<b>EY</b>	3293.86	2715.3	C.V

**3. Vérification les déplacements relatifs :** [RPA99V2003 (Art 4.4.3)]

$$\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1} < 0.01 \times h_{\text{étage}}$$

**Tableau V.21 :** Vérification les déplacements relatifs.

Niveau	$\delta_{KX}$	$\delta_{KY}$	R	H [m]	$\Delta_{KX}$ [m]	$\Delta_{KY}$ [m]	1%h [m]	Condition
<b>8</b>	0,000441	0,000397	5	3,06	0,002205	0,001985	0,0306	CV
<b>7</b>	0,000469	0,000409	5	3,06	0,002345	0,002045	0,0306	CV
<b>6</b>	0,000488	0,000418	5	3,06	0,00244	0,00209	0,0306	CV
<b>5</b>	0,000493	0,000414	5	3,06	0,002465	0,00207	0,0306	CV
<b>4</b>	0,000481	0,000397	5	3,06	0,002405	0,001985	0,0306	CV
<b>3</b>	0,000443	0,000359	5	3,06	0,002215	0,001795	0,0306	CV
<b>2</b>	0,000377	0,000301	5	3,06	0,001885	0,001505	0,0306	CV
<b>1</b>	0,000287	0,000224	5	3,06	0,001435	0,00112	0,0306	CV
<b>RDC</b>	0,000137	0,000111	5	3,06	0,000685	0,000555	0,0306	CV

- **Conclusion :** Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le « **RPA99 version 2003** ».

#### 4. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ : [RPA99V2003 (Art 5.9)]

Les effets de second ordre (l'effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1 \quad \text{[RPA99V2003 (formule 5.6.)]}$$

**Tableau V.22 : Vérification l'effet P-Δ inter étages du modèle finale**

Niv	P [KN]	V <sub>x</sub> [KN]	V <sub>y</sub> [KN]	Δ <sub>x</sub> (m)	Δ <sub>y</sub> (m)	h	θ <sub>x</sub>	θ <sub>y</sub>	θ ≤ 0.1
<b>8</b>	5543,67	706,52	832,72	0,0067473	0,0060741	3,06	0,0173014	0,0132147	CV
<b>7</b>	10464,88	1222,51	1412,5	0,0071757	0,0062577	3,06	0,0200736	0,0151509	CV
<b>6</b>	15386,08	1628,16	1847,28	0,0074664	0,0063954	3,06	0,023058	0,0174077	CV
<b>5</b>	20414	1963,55	2208,42	0,0075429	0,0063342	3,06	0,0256273	0,0191345	CV
<b>4</b>	25441,93	2243,65	2513,97	0,0073593	0,0060741	3,06	0,0272716	0,0200886	CV
<b>3</b>	30469,85	2473,01	2769,14	0,0067779	0,0054927	3,06	0,0272909	0,019751	CV
<b>2</b>	35697,06	2663,01	2984,89	0,0057681	0,0046053	3,06	0,025268	0,0179987	CV
<b>1</b>	40924,26	2826,14	3164,85	0,0043911	0,0034272	3,06	0,0207797	0,0144826	CV
<b>RDC</b>	46115,82	2949,35	3293,86	0,0020961	0,0016983	3,06	0,0107106	0,0077703	CV

➤ On constat que la condition  $\theta_x$  et  $\theta_y \leq 0,1$  est satisfaites,

⇒ D'où les effets du 2° ordre (Ou effet P- Δ) peuvent être négligés.

#### 5. Vérification de l'effort normal réduit :

$$v = \frac{N_d}{B \cdot c \cdot f_{c28}} \leq 0.3 \quad \text{[RPA99V2003 (Art 7.4.3.1)]}$$

**Tableau V.23 :** vérification des efforts normales réduites.

Poteaux	N <sub>d</sub> [KN]	B <sub>c</sub> [m <sup>2</sup> ]	F <sub>c28</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]	ν	Observation
<b>45X45</b>	1253.23	0.203	25000	0,247	<b>vérifie</b>
<b>40X40</b>	622.99	0.16	25000	0,156	<b>vérifie</b>
<b>35X35</b>	287.35	0.123	25000	0,093	<b>vérifie</b>

## 6. Vérification l'interaction portiques - voiles

On doit calculer le pourcentage des charges verticales et des charges horizontales reprises par les portiques et les voiles les résultats sont Récapitulatif a l'aide de l'ETABS dans le tableau suivant :

**Tableau V.24 :** Vérification l'interaction portiques - voiles

		Voile + portiques		voile			portiques	
		Force [KN]	%	Force [KN]	%	> 20%	%	> 25 %
<b>Verticale</b>	ELU	61972.65	100	29144.74	47,03	CV	52,97	C.V
	Ex	2810.032	100	2552.11	90,82	CV	9,18	<b>C.N.V</b>
<b>Horizontale</b>	E <sub>Y</sub>	2669.41	100	2420.33	90,67	CV	9,33	<b>C.N.V</b>

### V.6. Conclusion du chapitre :

En examinant les résultats obtenus par cette étude au contreventement, nous avons constaté que :

#### 1. Le système de contreventement Portiques auto stables en béton armé :

N'est pas applicable dans le cas de notre structure car tous les conditions de RPA ne sont pas vérifiées.

#### 2. Le système de contreventement structures en portiques par des voiles en béton armé :

C'est un système plus sécurise on peut appliquer dans le cas de notre structure car tous les conditions de **RPA99v2003** sont vérifiées.

#### 3. Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voiles :

Tous les conditions de RPA sont vérifiées mais Les voiles travaillent sans interaction avec les portiques dans le sens transversal.

Du fait que le pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques ne dépasse pas les 25%(tel que prévu par le RPA) de charges totale reprise sur la structure, cela nous ramène à dire que nous avons un contreventement par les voiles sans interactions dans le sens transversal.

On remarque que les voiles reprennent plus de 20% des charges horizontale est plus importante que celle des portiques dans le sens longitudinal.

⇒ On peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux déférents choque extérieurs tel que le séisme dans le système (2) pour obtenue un ferrailage correct.

⇒ On peut donc passer à l'étape du ferrailage.

# **Chapitre VI**

**Ferraillage des éléments  
résistante**

### VI.1. Introduction

Le contreventement d'un bâtiment est constitué d'éléments verticaux assurant la stabilité de l'ouvrage sous l'action des sollicitations horizontales (forces sismique). Ces éléments refend plein ou avec ouvertures, portiques, noyau central, transmettent également les charges verticales aux fondations.

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **C.B.A93** et **RPA99 /Version 2003**).

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux qui sont :

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

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

#### 1. Les combinaisons données par les règles du C.B.A 93 :

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

#### 2. Les combinaisons données par les règles du R.P.A99 (version 2003) :

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

Avec :

- G : charges permanentes.
- Q : charges d'exploitations.
- E : charges sismiques.

### VI.2. Hypothèses :

Pour faciliter le calcul des quantités d'armatures longitudinales nécessaires dans les éléments structuraux, nous allons introduire les simplifications :

- La section d'armatures dans les poteaux sera calculée pour chaque poteau, ce qui n'est pas le cas pour une étude destinée à l'exécution (où l'on adopte généralement le même ferrailage pour les poteaux du même niveau).
- Les poutres seront ferrillées avec la quantité maximale nécessaire sur chaque niveau.
- La section minimale à prévoir pour chaque élément est celle donnée par le règlement parasismique.

### VI.3. Sections minimales et maximales et les diamètres des barres :

Selon **RPA 99 version 2003** Les pourcentages minimaux et maximaux pour chaque type d'élément sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.1 : Sections minimales et maximales des armatures.**

Elément	Section minimal	Section maximal		RPA99V2003
		Zone courante	Zone de recouvrement	
<b>Poteaux</b>	0.9%	3.0%	6,0%	(Art : 7.4.2.1)
<b>Poutres</b>	0.5%	4.0%	6,0%	(Art : 7.5.2.1)
<b>Voiles</b>	0.2%	/	/	(Art : 7.7.4.1)

**Tableau VI.2 : les diamètres des barres.**

Elément	Diamètre des barres	RPA99V2003
<b>Poteaux</b>	$\varnothing > 12 \text{ mm}$	(Art : 7.4.2.1)
<b>Poutres</b>	$\varnothing > 12 \text{ mm}$	(Art : 7.5.2.1)
<b>Voiles</b>	$\frac{1}{10} \times e > \varnothing > 10 \text{ mm}$	(Art : 7.7.4.3)

## VI.4. Ferrailage des poteaux

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 ( $M, N$ ), compression, et à un moment fléchissant "M". 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 :

**Tableau VI.3 : Caractéristiques du béton et de l'acier**

Situation	Béton			Acier		
	$\gamma_b$	$f_{c28}$ [MPa]	$\sigma_{bc}$ [MPa]	$\gamma_s$	$f_e$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]
<b>Durable</b>	1,5	25	14,17	1,15	400	348
<b>Accidentelle</b>	1,15	25	18,48	1	400	400

### VI.4.1 Recommandation selon RPA99 version 2003 :

D'après le **RPA99 version 2003**, pour une zone sismique IIb, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

Leur pourcentage est limité par :

- $0,9 \% \leq \frac{A_s}{B} \leq 3\%$  Zone courante (Z.C)
- $0,9 \% \leq \frac{A_s}{B} \leq 6\%$  Zone de recouvrement (Z.R)

Avec :

$A_s$  : La section d'acier.

$B$  : Section du béton [ $\text{cm}^2$ ] :

$$B = a \times b$$

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de  $50\varnothing$  en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

### VI.4.2. Principe de calcul

Les poteaux vont être calculés en flexion composée, en ne considérant que le plus grand moment des deux moments orthogonaux agissant simultanément sur la section transversale du poteau à partir les combinaisons, on distingue les cas suivants :

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

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie correspondra le maximum des trois valeurs (cas le plus défavorable).

### VI.4.3. Le ferrailage

Nous allons étudier le ferrailage des éléments structuraux à l'aide du Logiciel « **SOCOTEC** »

#### VI.4.3.1 Situation accidentelle

a) **Combinaison : G+Q±E**

1) ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ) :

**Tableau VI.4** : Ferrailages des poteaux en situation accidentelle ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ )

Niveau	Section	$N^{\max}$ [kN]	$M^{\text{cor}}$ [kN.m]	Sollicitation	A's [cm <sup>2</sup> ]	As [cm <sup>2</sup> ]	As <sup>min</sup> [cm <sup>2</sup> ]
<b>RDC +1<sup>er</sup>+2<sup>eme</sup></b>	45X45	-1543.99	-19.9	S .E.T	20.8	23.59	18.23
<b>3,4 et 5<sup>eme</sup> étages</b>	40X40	-763.78	-34.409	S .E.T	8.23	13.73	14.4
<b>6,7 et 8<sup>eme</sup> étages</b>	35X35	-430.06	-43.91	S .E.T	2.11	10.25	11.025

b) **Combinaison : 0,8G±E :**

2) ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ) :

**Tableau VI.5** : Ferrailages des poteaux en situation accidentelle ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ )

Niveau	Section	$N^{\max}$ [kN]	$M^{\text{cor}}$ [kN.m]	Sollicitation	A's [cm <sup>2</sup> ]	As [cm <sup>2</sup> ]	As <sup>min</sup> [cm <sup>2</sup> ]
<b>RDC +1<sup>er</sup>+2<sup>eme</sup></b>	45X45	-1427.26	-20.136	S .E.T	19.1	21.93	18.23
<b>3,4 et 5<sup>eme</sup> étages</b>	40X40	-660.93	-21,772	S .E.T	7.76	11.24	14.4
<b>6,7 et 8<sup>eme</sup> étages</b>	35X35	-331.9	-35,77	S .E.T	1.45	8.09	11.025

### VI.4.3.2 Situation durable :

a) Combinaison ELU : 1,35G+1,5Q :

1) ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ) :

**Tableau VI.6** : Ferrailages des poteaux situation durable ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ )

Niveau	Section	$N^{\max}$ [kN]	$M^{\text{cor}}$ [kN.m]	Sollicitation	$A's$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s^{\min}$ [cm <sup>2</sup> ]
RDC +1 <sup>er</sup> +2 <sup>eme</sup>	45X45	-1249.09	-1.605	S .E.T	17.84	18.07	18.225
3,4 et 5 <sup>eme</sup> étages	40X40	-799.97	-16.672	S .E.T	10.17	12.83	14.4
6,7 et 8 <sup>eme</sup> étages	35X35	-480.04	-35.881	S .E.T	3.57	10.23	11.025

### VI.4.3.3. Choix des armatures

**Tableau VI.7** : Choix des armatures des poteaux carrés

Niveau	Section	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A's$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s^{\min}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s^{\max}$ (Z-C)	$A_s^{\max}$ (Z-R)	Choix	$A_s^{\text{adop}}$ [cm <sup>2</sup> ]
RDC + 1 <sup>er</sup> +2 <sup>eme</sup> étages	45X45	23.59	20.8	18.225	60.75	121.5	12T16	24,13
3,4 et 5 <sup>eme</sup> étages	40X40	13.73	10.17	14.4	48	96	12T14	18.48
6,7 et 8 <sup>eme</sup> étages	35X35	10.25	3.57	11.025	36.75	73.5	8T14	12.32

### VI.4.4. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service

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

- **Béton**

- $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$  (Dans notre cas pas nécessaire car S.E.T)

- **Acier**

- Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable  $\bar{\sigma}_s = \zeta_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}})\right)$
- Fissuration très préjudiciable.....  $\bar{\sigma}_s = 0,8\zeta_s$

Avec :

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

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc  $\sigma_s = 201,63\text{MPa}$ .

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

- **Combinaison ELS : G+Q**

- ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ )

**Tableau VI.8 : Vérifications des contraintes pour les poteaux**

Niveau	Section	Nser [kN]	Mser [kN.m]	Obs	$\sigma_{s\text{inf}}$ [MPa]	$\sigma_{s\text{sup}}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]	Vérification
<b>RDC + 1<sup>er</sup>+2<sup>eme</sup></b>	45X45	-910.02	-1.176	S.E.T	187.4	189.8	201.6	<b>Vérifié</b>
<b>3,4 et 5<sup>eme</sup> étages</b>	40X40	-584.23	-12.14	S.E.T	139.8	176.3	201.6	<b>Vérifié</b>
<b>6,7 et 8<sup>eme</sup> étages</b>	35X35	-351.72	-26.175	S.E.T	64.3	183.2	201.6	<b>Vérifié</b>

### VI.4.5. Vérification des contraintes tangentielles : [RPA99/2003 :(art 7.4.3.2)]

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison Sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivant :

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{poteau carrée}$$

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 CBA 93 :**

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

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4\text{MPa}) \dots\dots\dots \text{Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

- **Selon le RPA 99 version 2003 :**

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28} \begin{cases} \rho_d = 0.075 \dots\dots\dots \text{si l'élancement } \lambda \geq 5 \\ \rho_d = 0.04 \dots\dots\dots \text{si l'élancement } \lambda < 5 \end{cases}$$

Avec :

$$\lambda: \text{L'élancement du poteau : } \left( \lambda = \frac{l_f}{i} \right)$$

$i$  : Rayon de giration :  $\left( i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$  ;  $I$  : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction

considérée :  $\left( I = \frac{bh^3}{12} \right)$  ;  $B$  : Section du poteau :  $B = a \times b$

$l_f$  : Longueur de flambement :  $l_f = 0.7 l_0$  [BAEL91/B.8.3,31]

Les résultats sont regroupés dans le tableau.

**Tableau VI.9 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux carrés**

Niveau	Section	T <sub>u</sub> [KN]	τ <sub>u</sub> [MPA]	λ <sub>RPA</sub>	ρ <sub>d</sub>	τ̄ <sub>u(RPA)</sub> [MPA]	τ̄ <sub>u(BAEL)</sub> [MPA]	Vérification
<b>RDC, 1<sup>er</sup> et 2<sup>eme</sup></b>	45*45	20.12	0.104	4.76	0,04	1	2.5	Vérifié
<b>3,4 et 5<sup>eme</sup> étages</b>	40*40	24.47	0.16	5.36	0,075	1,875	2.5	Vérifié
<b>6,7 et 8<sup>eme</sup> étages</b>	35*35	37.45	0.32	6.12	0,075	1,875	2.5	Vérifié

#### VI.4.6. Ferrailage transversal des poteaux

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **RPA99 version 2003**, elles sont

données comme suit : 
$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e} \dots\dots\dots [\text{RPA99/2003 :}(\text{art 7.4.2.2})]$$

Avec :

A<sub>t</sub> : Section d'armatures transversales.

S<sub>t</sub> : Espacement des armatures transversales.

T<sub>u</sub> : Effort tranchant à l'ELU.

f<sub>e</sub> : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h: Hauteur totale de la section brute.

ρ<sub>a</sub> : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

ρ<sub>a</sub>=2,5.....si λ<sub>g</sub> ≥ 5

ρ<sub>a</sub>=3,75.....si λ<sub>g</sub> < 5

λ<sub>g</sub> : Espacement géométrique.

### 1. L'espaceur des armatures transversales :

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

$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\varphi_1\right)$ .....Zone courante (zone IIb).

Avec :

$\varnothing_1$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

### 2. La quantité d'armatures transversales minimale :

$$\frac{A_t}{S_t b} \text{ en (\%)} \begin{cases} 0,3\% \dots\dots\dots \text{si : } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots\dots\dots \text{si : } \lambda_g \leq 3 \\ \text{si : } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \text{ interpole entre les deux valeurs précédentes} \end{cases}$$

$\lambda_g$  : 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 :  $L_f = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$  ; Pour les armatures transversales :  $f_c = 400 \text{ MPa}$  (FeE400).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

**Tableau IV.10 : Espacements maximales selon RPA99**

Niveau	section	barre	$\varphi_1$	$S_t$	
				Zone nodale	Zone courante
<b>RDC, 1<sup>er</sup> et 2<sup>eme</sup></b>	45x45	12T16	16	10	15
<b>3,4 et 5<sup>eme</sup> étages</b>	40x40	12T14	14	10	14
<b>6,7 et 8<sup>eme</sup> étages</b>	35X35	8T14	14	10	14

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

**Tableau VI.11 : Choix des armatures transversales pour les poteaux**

Niveau	Section	$\lambda_g$	$\rho_a$	$T_u^{\max}$ [kN]	Zone	$S_t$ [cm]	$A_t^{\text{cal}}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_t^{\text{min}}$ [cm <sup>2</sup> ]	Choix	$A_t^{\text{adob}}$ [cm <sup>2</sup> ]
<b>RDC, 1<sup>er</sup> et 2<sup>eme</sup> étages</b>	45x45	4.76	3.75	20.12	N	10	0.42	1.8	4T8	2.01
					C	14	0.59	2.52	4T10	3.14
<b>3,4 et 5<sup>eme</sup> étages</b>	40x40	5.36	2.5	24.47	N	10	0.38	1.2	4T8	2.01
					C	14	0.54	1.68	4T8	2.01
<b>6,7 et 8<sup>eme</sup> étages</b>	35X35	6.12	2.5	37.45	N	10	0.67	1.05	4T8	2.01
					C	14	0.94	1.47	4T8	2.01

### VI.4.7. Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de :

- $L_r = 50\varnothing_l$  en zone IIb..... [(BAEL 91(art.1.2.2)]
- $\varnothing = 16\text{mm}$ ..... $L_r = 80\text{ cm}$
- $\varnothing = 14\text{mm}$ ..... $L_r = 70\text{ cm}$

**N.B :** puisque le séisme change la direction on à ferrailer le poteau symétriquement et sous les efforts maximum (M, N).

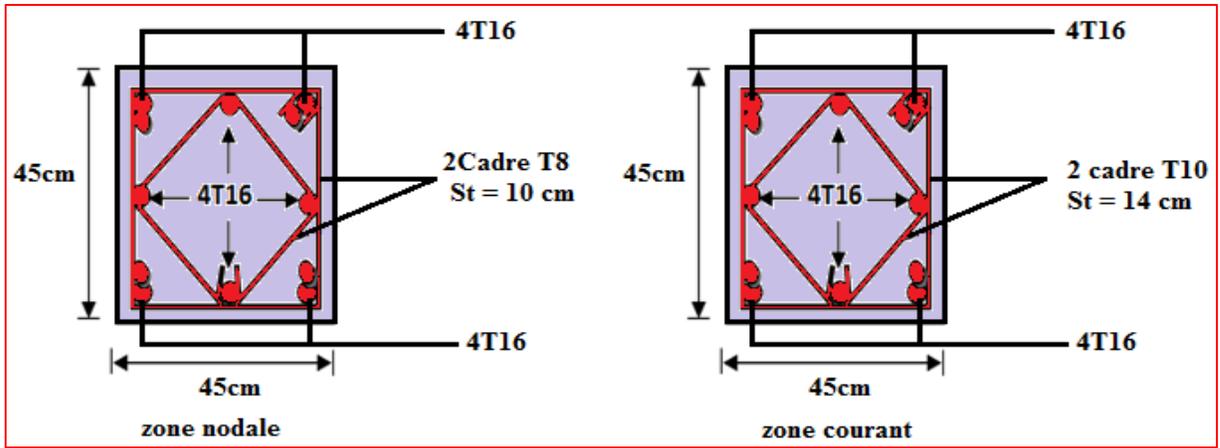


Figure.VI.1 : Ferrailage des poteaux RDC, 1<sup>ère</sup> et 2<sup>ème</sup> étages.

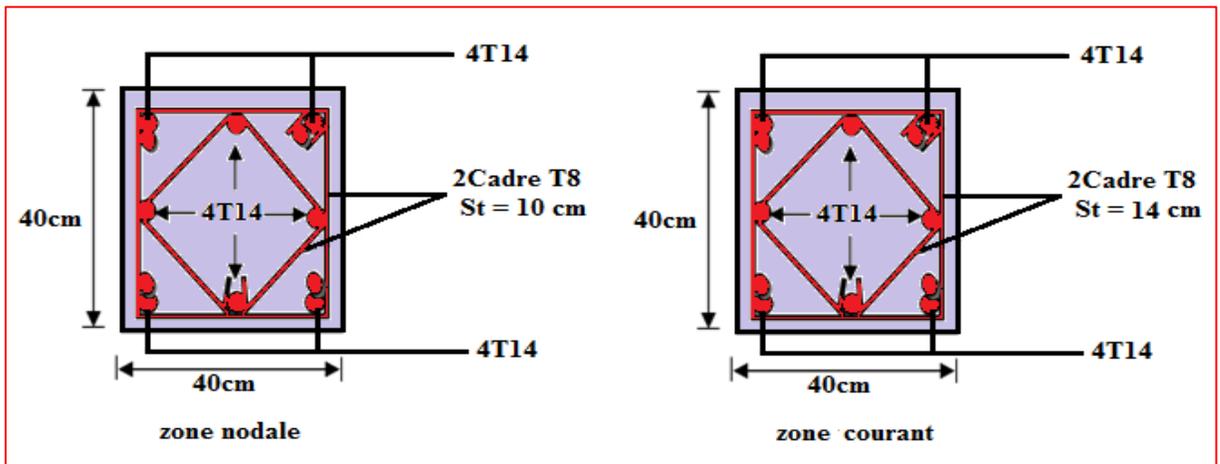


Figure.VI.2 : Ferrailage des poteaux 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étages.

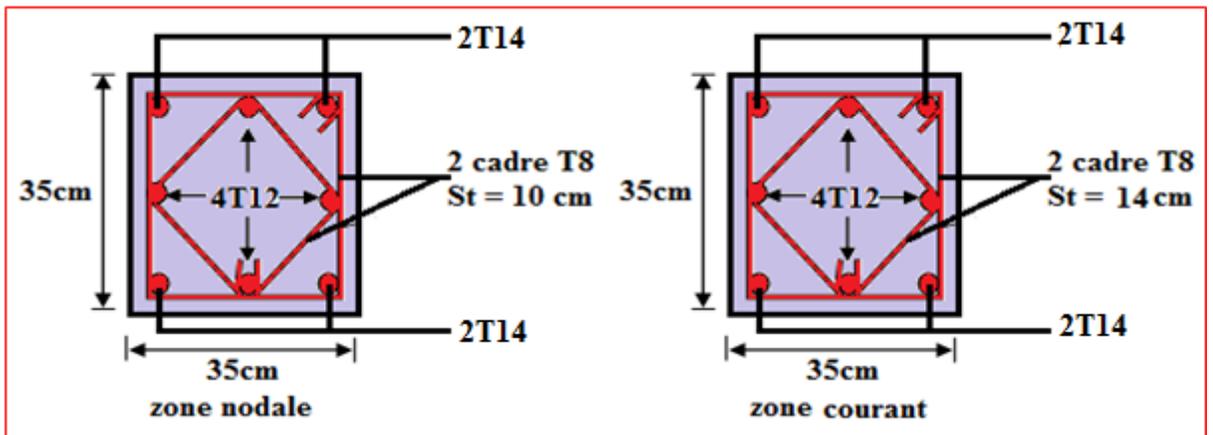


Figure.VI.3 : Ferrailage des poteaux 6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup> étages.

### VI.5. Ferrailage des poutres

#### VI.5.1. Ferrailage longitudinal

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les charges aux poteaux, Elles sont sollicitées en flexion simple. Elles sont ferrillées à l'état limite ultime sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux situations.

**V.5.2. Combinaisons d'actions :** En fonction du type de sollicitation, on a :

**1) Combinaisons données par le BAEL91 :**

- ELU : situation durable :  $1,35 G + 1,5 Q$
- ELS : situation durable :  $G + Q$

**2) Combinaisons données par le RPA99V2003 :**

- Situation accidentelle :  $G + Q + E$
- Situation accidentelle :  $0.8 G + E$

La section finale des armatures sera calculée suivant toutes les combinaisons :  $M_t^{\max}$  et  $M_a^{\max}$

**VI.5.3. Recommandations selon le RPA99V2003 :** [RPA99v2003(art :7.5.2)]

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en tout section. Le pourcentage total maximum est de 4% en zone courante et 6% en zone de recouvrement et la longueur minimale de recouvrement est de  $50 \varnothing$  en zone IIb.

**VI.5.4. Résultats des efforts et ferrailage des poutres :**

Les résultats des efforts sont donnés par le logiciel ETABS, les sections données par logiciel SOCOTEC.

Notre structure comprend deux types de poutres :

- Poutres porteuses (principale).
- Poutres non porteuses (secondaire).

a) Présentation les Efforts internes et les sections d'armatures :

**Tableau VI.12 :** Les sections des Efforts internes dans les poutres porteuses.

Niveau	Zone	Poutres porteuses (45x30)					
		ELU:1.35G+1.5Q			Acc : G + Q + E		
		$M_u^{\max}$ [kN.m]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A'_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$M_{acc}^{\max}$ [kN.m]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A'_s$ [cm <sup>2</sup> ]
<b>RDC</b>	Appuis	-70.14	4.99	0	-107	7.85	0
	Traves	51.42	3.61	0	102.12	7.46	0
<b>1<sup>ère</sup> étage</b>	Appuis	-133.2	10	0	-132.02	9.9	0
	Traves	71.2	5.07	0	109.59	8.06	0
<b>2<sup>ème</sup> Etage</b>	Appuis	-135.12	10.16	0	-131.51	9.86	0
	Traves	72.66	5.18	0	121.35	9.01	0
<b>3<sup>ème</sup> Etage</b>	Appuis	-152.9	11.7	0	-142.75	10.81	0
	Traves	69.49	4.94	0	137.7	10.38	0
<b>4<sup>ème</sup> Etage</b>	Appuis	-128.77	9.63	0	-153.49	11.75	0
	Traves	60.23	4.25	0	148.06	11.27	0
<b>5<sup>ème</sup> Etage</b>	Appuis	-130.93	9.81	0	-157.93	12.04	0
	Traves	62.08	4.39	0	152.52	11.67	0
<b>6<sup>ème</sup> Etage</b>	Appuis	-69.81	4.97	0	-149.99	11.44	0
	Traves	51.01	3.58	0	145.34	11.04	0
<b>7<sup>ème</sup> étage</b>	Appuis	-70.44	5.01	0	-132.99	9.98	0
	Traves	50.26	3.52	0	127.996	9.56	0
<b>Terrasse</b>	Appuis	-121.08	8.99	0	-118.57	8.79	0
	Traves	61.26	4.33	0	96.99	7.05	0

**Tableau VI.13 :** Les sections des Efforts internes dans les poutres non porteuses.

Niveau	Zone	Poutres non porteuses (35x30)cm <sup>2</sup>					
		ELU:1.35G+1.5Q			Acc : G + Q + E		
		M <sub>u</sub> <sup>max</sup> [kN.m]	A <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A' <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]	M <sub>acc</sub> <sup>max</sup> [kN.m]	A <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A' <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]
<b>RDC</b>	Appuis	-13.83	1.24	0	-54.07	5.12	0
	Traves	12.06	1.08	0	44.61	4.17	0
<b>1<sup>ère</sup> étage</b>	Appuis	-86.25	8.58	0	-85.02	8.44	0
	Traves	81.86	8.09	0	78.7	7.74	0
<b>2<sup>ème</sup> Etage</b>	Appuis	-86.5	8.61	0	-91.11	9.14	0
	Traves	83.67	8.29	0	78.21	7.68	0
<b>3<sup>ème</sup> Etage</b>	Appuis	-85.85	8.54	0	-99.65	10.15	0
	Traves	92.76	9.33	0	81.36	8.03	0
<b>4<sup>ème</sup> Etage</b>	Appuis	-74.93	7.32	0	-104.23	10.7	0
	Traves	65.81	6.34	0	71.25	6.92	0
<b>5<sup>ème</sup> Etage</b>	Appuis	-72.79	7.09	0	-100.38	10.24	0
	Traves	65.45	6.3	0	70.8	6.88	0
<b>6<sup>ème</sup> Etage</b>	Appuis	-27.23	2.49	0	-93.43	9.41	0
	Traves	25.21	2.3	0	73.89	7.21	0
<b>7<sup>ème</sup> étage</b>	Appuis	-18.96	1.72	0	-79.49	7.82	0
	Traves	.16.92	1.53	0	63.29	6.08	0
<b>Terrasse</b>	Appuis	-68.7	6.65	0	-78.8	7.75	0
	Traves	64.10	6.16	0	58.02	5.53	0

### b) Choix des armatures longitudinales :

**Tableau IV.14 : Choix du ferrailage des poutres**

Poutres	Section	Position	$A_{s\ max}^{calculer}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s^{max}$ [cm <sup>2</sup> ]		$A_s^{min}$ [cm <sup>2</sup> ]	Choix	$A_s^{adopter}$ [cm <sup>2</sup> ]
				Zone courant	Zone recouvrement			
<b>principales</b>	45*30	appuis	12.04	54	81	6.75	6T16	12.06
		traves	11.67				6T16	12.06
<b>secondaires</b>	35*30	appuis	10.7	42	63	5.25	4T16+2T14	11.12
		traves	9.33				4T16+2T14	11.12

### VI.5.5. Vérification a ELU :

#### VI.5.5.1 la condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0,23bd \left[ \frac{f_{t28}}{f_e} \right] \quad [\text{BAEL91/99(art : A.4.2.1)}]$$

Avec :  $d = 0,9 h$  ,  $f_t = 2,1 \text{ MPa}$  ,  $f_e = 400 \text{ MPa}$

**Tableau VI.15 : Vérification de la condition de non fragilité**

La poutre	Section	Zone	$A_s^{adopter}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s^{min}$ [cm <sup>2</sup> ]	Vérification
<b>principale</b>	45*30	Traves	12.06	1.54	C.V
		Appuis			
<b>Secondaire</b>	35*30	Traves	11.12	1.18	C.V
		Appuis			

### VI.5.6. Vérification des contraintes à l'ELS :

La vérification des contraintes à l'ELS se fait comme suit :

- **Béton :**

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

- **Acier :**

- Fibre supérieure:  $\sigma_s^{sup} = \frac{M_{ser}}{I} (y - c') \leq \bar{\sigma}_s$

- Fibre inférieure:  $\sigma_s^{inf} = \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$

Avec :

Y : position de l'axe neutre déterminée par :

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

I : Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + n A's (y - c')^2 + n .As (d - y)$$

As : Section d'armatures tendues

A's : Section d'armatures comprimées

n : Coefficient d'équivalence égale à 15

- La fissuration est considérée préjudiciable :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e, \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \right) \end{array} \right. \quad \eta = 1,6 \text{ (barre H.A)} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

- Les résultats des vérifications sont présentés dans les tableaux ci-après l'aide du « SOCOTEC »

**Tableau VI.16 : Vérification des poutres principales**

Niveau	Zone	Poutres porteuses (45x30)					
		ELS : G + Q					
		$M_{ser}^{max}$ [kN.m]	$\sigma_{bc}$ [MPa]	$\overline{\sigma}_{bc}$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]	$\overline{\sigma}_s$ [MPa]	Vérification
<b>RDC</b>	Appuis	-50.83	3.06	15	81.8	201.63	C.V
	Traves	37.25	2.24	15	59.9	201.63	C.V
<b>1<sup>ère</sup> Etage</b>	Appuis	-50.76	3.05	15	81.7	201.63	C.V
	Traves	36.41	2.19	15	58.6	201.63	C.V
<b>2<sup>ème</sup> Etage</b>	Appuis	-50.6	3.04	15	81.4	201.63	C.V
	Traves	36.96	2.22	15	59.5	201.63	C.V
<b>3<sup>ème</sup> Etage</b>	Appuis	-95.03	5.71	15	152.9	201.63	C.V
	Traves	45.1	2.71	15	72.6	201.63	C.V
<b>4<sup>ème</sup> Etage</b>	Appuis	-93.46	5.62	15	150.4	201.63	C.V
	Traves	43.73	2.63	15	70.4	201.63	C.V
<b>5<sup>ème</sup> Etage</b>	Appuis	-111.24	6.69	15	179	201.63	C.V
	Traves	50.69	3.05	15	81.6	201.63	C.V
<b>6<sup>ème</sup> Etage</b>	Appuis	-98.33	5.91	15	158.2	201.63	C.V
	Traves	53.06	3.19	15	85.4	201.63	C.V
<b>7<sup>ème</sup> Etage</b>	Appuis	-96.93	5.83	15	156	201.63	C.V
	Traves	52.02	3.13	15	83.7	201.63	C.V
<b>Terrasse</b>	Appuis	-88.28	5.31	15	142	201.63	C.V
	Traves	44.66	2.68	15	71.9	201.63	C.V

**Tableau VI.17 : Vérification des poutres secondaires**

Niveau	Zone	Poutres non porteuses (35x30)					
		ELS : G + Q					
		$M_{ser}^{max}$ [kN.m]	$\sigma_{bc}$ [MPa]	$\overline{\sigma}_{bc}$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]	$\overline{\sigma}_s$ [MPa]	Vérification
<b>RDC</b>	Appuis	-10.18	1.08	15	28.3	201.63	C.V
	Traves	8.77	0.93	15	24.4	201.63	C.V
<b>1<sup>ère</sup> Etage</b>	Appuis	-13.81	1.46	15	38.4	201.63	C.V
	Traves	12.1	1.28	15	33.6	201.63	C.V
<b>2<sup>ème</sup> Etage</b>	Appuis	-19.69	2.09	15	54.7	201.63	C.V
	Traves	18.35	1.94	15	51	201.63	C.V
<b>3<sup>ème</sup> Etage</b>	Appuis	-51.39	5.45	15	142.8	201.63	C.V
	Traves	47.46	5.03	15	131.9	201.63	C.V
<b>4<sup>ème</sup> Etage</b>	Appuis	-54.4	5.76	15	151.2	201.63	C.V
	Traves	47.72	5.06	15	132.6	201.63	C.V
<b>5<sup>ème</sup> Etage</b>	Appuis	-62.47	6.62	15	173.6	201.63	C.V
	Traves	67.5	7.15	15	187.6	201.63	C.V
<b>6<sup>ème</sup> Etage</b>	Appuis	-62.94	6.67	15	174.9	201.63	C.V
	Traves	60.88	6.45	15	169.2	201.63	C.V
<b>7<sup>ème</sup> Etage</b>	Appuis	-62.77	6.65	15	174.4	201.63	C.V
	Traves	59.56	6.31	15	165.5	201.63	C.V
<b>Terrasse</b>	Appuis	-49.99	5.3	15	138.9	201.63	C.V
	Traves	46.59	4.94	15	129.5	201.63	C.V

## VI.5.7. Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$  [BAEL91/99(art : A.5.1.21)]

Avec :

$T_u$  : l'effort tranchant maximum a ELU.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$  Pour une « Fissuration préjudiciable ».

**Tableau VI.18 : Vérification les contraintes de cisaillement.**

La poutre	Section	Zone	$T_u^{\text{max}}$ [KN]	$\tau_u$ [MPa]	$\bar{\tau}_u$ [MPa]	Vérification
principale	45*30	Traves	127.59	1.0	2.5	C.V
		Appuis				
Secondaire	35*30	Traves	118.37	1.21	2.5	C.V
		Appuis				

## VI.5.8. Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE40 ( $f_e=400\text{MPa}$ )

- Selon le BAEL 91 modifié 99 :

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

- Selon le RPA 99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10}\right)$$

- Poutre Principal :  $\phi_t \leq \text{Min}(12.86\text{mm}; 16\text{ mm}; 30\text{ mm}) = 12.86\text{ mm}$ .
- Poutre Secondaire:  $\phi_t \leq \text{Min}(10\text{ mm}; 14\text{ mm}; 30\text{ mm}) = 10\text{mm}$
- On prend :  $\phi_t = 8\text{ mm}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.19 : Calcul des armatures transversales**

<b>Poutre</b>	<b>zone</b>	<b>T<sub>u</sub><sup>max</sup> [KN]</b>	<b>τ<sub>u</sub> [MPa]</b>	<b>S<sub>t</sub><sup>BAEL</sup> [cm]</b>	<b>S<sub>t</sub><sup>RPA</sup> [cm]</b>	<b>S<sub>t</sub><sup>ado</sup> [cm]</b>	<b>A<sub>t</sub><sup>BAEL</sup> [cm<sup>2</sup>]</b>	<b>A<sub>t</sub><sup>RPA</sup> [cm<sup>2</sup>]</b>	<b>Choix</b>	<b>A<sub>t</sub><sup>ado</sup> [cm<sup>2</sup>]</b>
<b>Principale</b>	nodale	127.59	1.0	38.25	11.25	10	0.38	1.35	4T8	2.01
	courant				22.5	15	0.56			
<b>Secondaire</b>	nodale	118.37	1.21	29.25	8.75	10	0.45	1.35	4T8	2.01
	courant				17.5	15	0.68			

## VI.5.9. Recouvrement des armatures longitudinales

$$L_r = 50 \varnothing \dots\dots\dots (Zone IIb).$$

$L_r$  : Longueur de recouvrement.

On a :

- $\varnothing = 16\text{mm} \dots\dots\dots L_r = 80 \text{ cm}.$
- $\varnothing = 14\text{mm} \dots\dots\dots L_r = 70 \text{ cm}.$

## VI.5.10. Vérification de la flèche [BAEL91/99(art : B.6.5 )]

Les valeurs de la flèche admissible est :

Flèche totale :  $f_{ETABS} \leq \bar{f}$

Tel que : Poutre principale :  $f_{ETABS} = 5.364 \times 10^{-2} \text{ cm} < \bar{f}_1 = 0,5 + \frac{L}{1000} = 1.02 \text{ cm} \quad (L = 5.20\text{m} > 5\text{m})$

- Poutre secondaire :  $f_{ETABS} = 2.857 \times 10^{-2} \text{ cm} < \bar{f}_2 = \frac{L}{500} = 0,85 \text{ cm} \quad (L = 4.25\text{m} < 5\text{m}).$

⇒ Donc les conditions des flèches sont vérifiées.

### VI.5.10. Les schémas de ferrailage

- Les poutres principales :

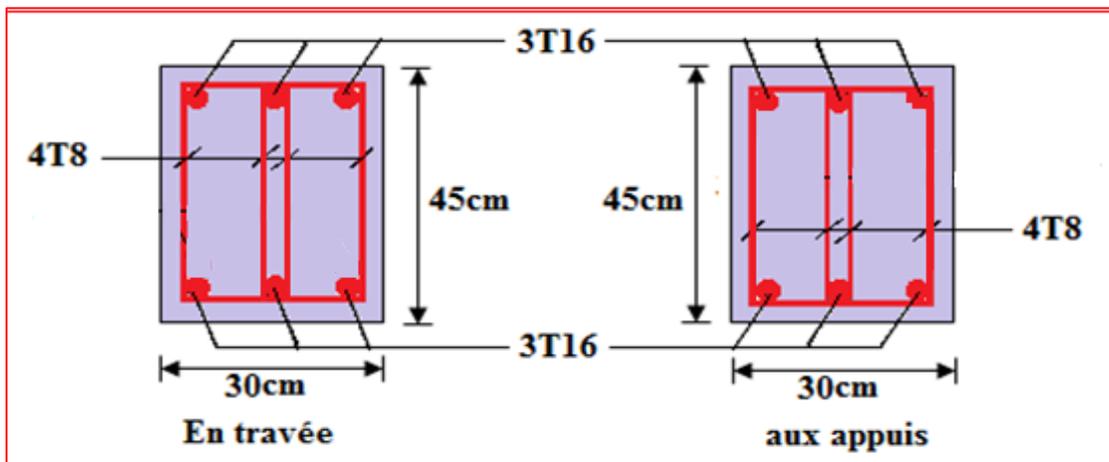


Figure. VI.4 : Ferrailage des poutres porteuses.

- Les poutres secondaires :

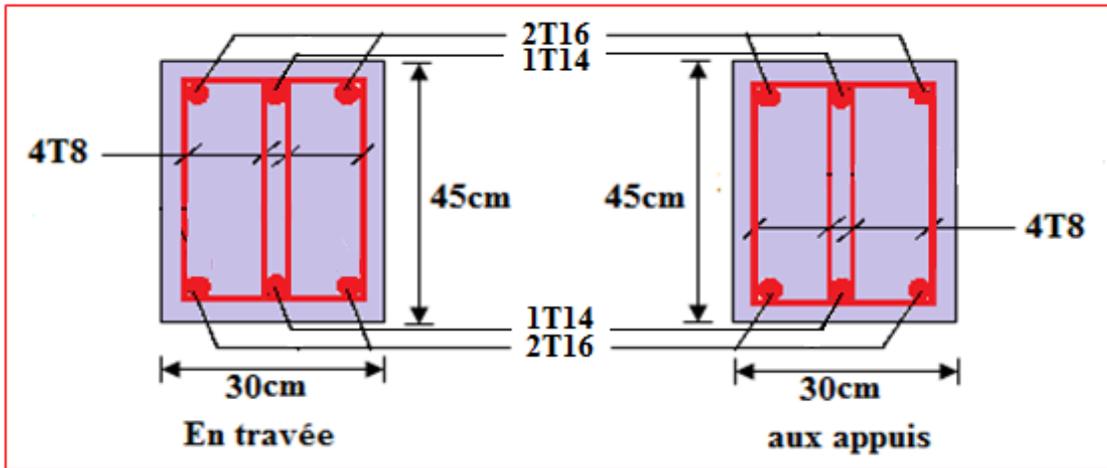


Figure. VI.5 : Ferrailage des poutres non porteuses.

- Les espacements des armatures transversale :

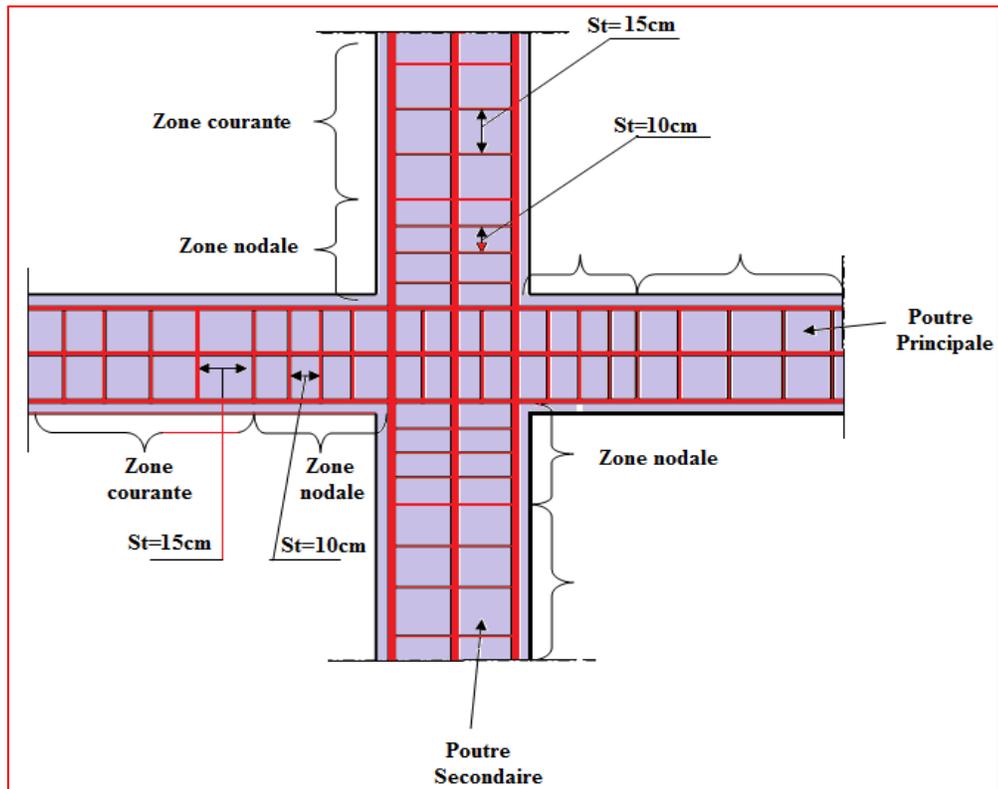


Figure.VI.6 : Le schéma disposition des armatures.

### VI.6. Ferrailage des voiles

Les voiles sont sollicités par un moment fléchissant, un effort normal et un effort tranchant.

On devra disposer les armatures suivantes :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

#### ❖ Voile pleine :

Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes et vérifiée selon

**R.P.A 99** sous les efforts  $N_{\max}$  et  $M_{\text{cor}}$ .

- Pour le ferrailage :  $0.8 G \pm E$ .
- Pour la vérification :  $G + Q \pm E$

#### V.6.1. Armatures verticales :

On utilise la méthode de Navier :

$$\sigma_{\min}^{\max} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué

M : Moment fléchissant appliqué.

A : Section transversale du voile.

V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

$$V = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$$

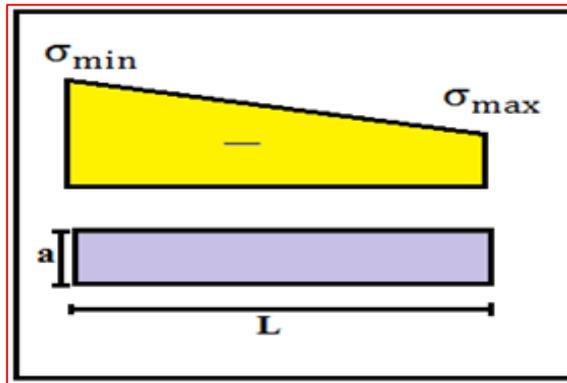
I : moment d'inertie.

➤ On distingue 3 cas :

**1<sup>er</sup> cas :**

- $(\sigma_{\min}, \sigma_{\max}) > 0 \Rightarrow$  La section du voile est **entièrement comprimée** (pas de zone tendue).
- La zone courante est armée par le minimum :

$$A_{\min} = 0.20\% \cdot a \times L. \quad [\text{RPA99V2003(art 7.7.4.1)}]$$



**Figure.VI.7 :** Diagramme des contraintes du 1<sup>er</sup> cas.

**2<sup>ème</sup> Cas :**

- $(\sigma_{\min}, \sigma_{\max}) < 0 \Rightarrow$  La section du voile est **entièrement tendue** (pas de Zone comprimée)
- On calcule le volume des contraintes de traction  $F_t$  :

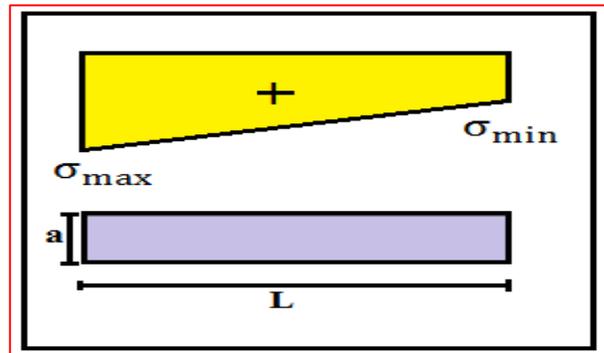
D'où la section des armatures verticales :  $A_V = \frac{F_t}{f_e}$

On compare  $A_V$  avec la section minimale.

Si :  $A_V \leq A_{\min} = 0.20\% \cdot a \times L$  on ferraille avec

la section minimale.

Si :  $A_V > A_{\min} = 0.20\% \cdot a \times L$  on ferraille avec  $A_V$ .



**Figure.VI.8 :** Diagramme des contraintes du 2<sup>ème</sup> cas.

3<sup>ème</sup> cas :

- $(\sigma_{\min}, \sigma_{\max})$  Sont de signe différent  $\Rightarrow$  la section du voile est **partiellement comprimée**.
- On calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

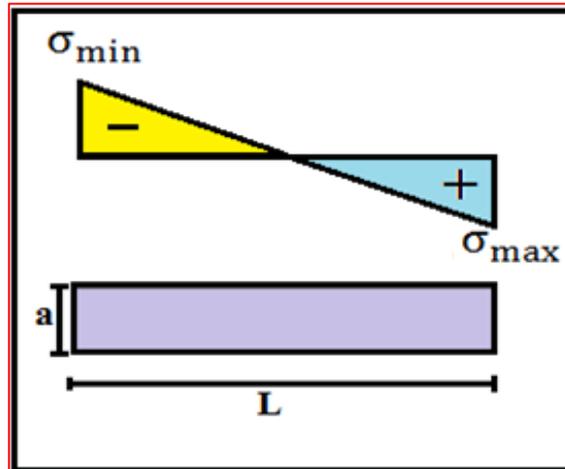


Figure.VI.9 : Diagramme des contraintes du 3<sup>ème</sup> cas.

### V.6.2. Armatures horizontales :

Ces armatures doivent être supportées les efforts de traction :

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2.f_{c28} = 5\text{MPa} \quad [\text{RPA99V2003(art 7.7.2)}]$$

Avec :

$\bar{T} = 1,4 T_{\text{calcul}} \Rightarrow T$  : effort tranchant du au séisme.

a : épaisseur du voile.

d : hauteur utile :  $d = 0,9.h$

h : hauteur totale de la section brute.

$\bar{\tau}_b$  : Contrainte admissible du béton.

➤ Le pourcentage minimal d'armatures est :

- $0,15\% \text{ a } .1\text{m} \Rightarrow \tau_b \leq 0,025.f_{c28} = 0,5 \text{ MPa}$

- $0,25\% \text{ a } .1\text{m} \Rightarrow \tau_b > 0,025.f_{c28} = 0,5 \text{ MPa}$

➤ L'espacement :  $S \leq (1,5a, 30\text{cm})$  [RPA99V2003(art 7.7.4.3)]

➤ Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :

- $40 \phi$  : Les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts est possible
- $20 \phi$  : Les barres situées dans les zones comprimées sous l'action des charges.

➤ Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

### V.6.3. Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaires à la face du voile sont des épingles en nombre au moins 4 épingles au mètre carré, servant à retenir les deux nappes d'armatures verticales.

### VI.6.4. Présentation des voiles

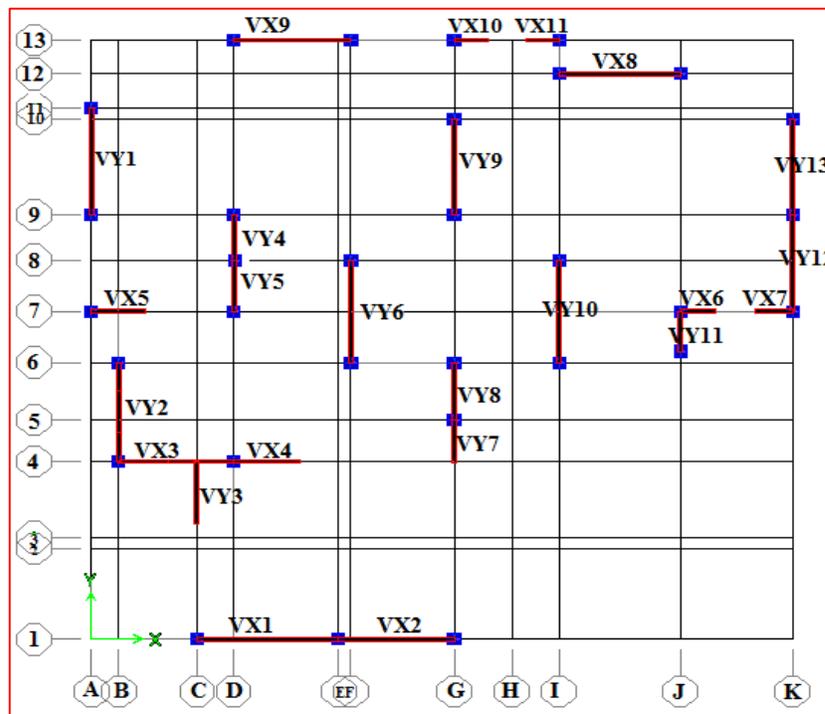


Figure.VI.10: Nomination les voiles.

a. Exemple de calcul :

- Voile plain VX8 :

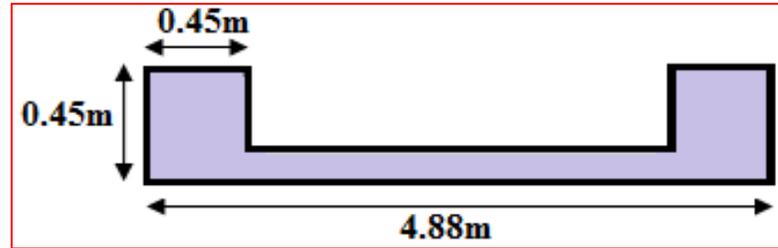


Figure VI.11: Voile plain VX8.

- Caractéristique géométrique du voile :

- $A = 1 \text{ m}^2$ .
- $V_1 = 2.44 \text{ m}$
- $V_2 = 2.44 \text{ m}$ .
- $I = 2.78 \text{ m}^4$ .

- Les efforts sous la combinaison  $0.8G \pm E$  sont donnés comme suit :

$$N = 2427.28 \text{ KN}$$

$$M = 7906.46 \text{ KN.m}$$

$$T = 741.16 \text{ KN}$$

1. Calcul des contraintes sous  $(0.8G \pm E)$  :

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} = \frac{2427.28}{1} - \frac{7906.46 \times 2.44}{2.78} \Rightarrow \sigma_{\min} = -4.512 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \frac{2427.28}{1} + \frac{7906.46 \times 2.44}{2.78} \Rightarrow \sigma_{\max} = 9.366 \text{ MPa}$$

$(\sigma_{\min}, \sigma_{\max})$  Sont de signes différent, donc la section est partiellement comprimée.

On Calcul la longueur de la zone de traction.

2. Longueur de la zone tendue :

1. Longueur de la zone tendue :

$$X = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} \times L$$

$$X = \frac{6.085}{6.085 + 1.022} \times 4.88 = 1.587 \text{ m}$$

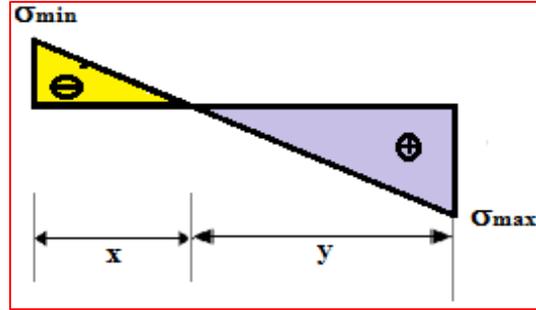


Figure VI.12: La zone tendue et comprimée.

2. Longueur de la zone comprimée :

$$Y = L - X = 4.88 - 1.587 = 3.29 \text{ m}$$

3. Calcul de la contrainte  $\sigma_3$  :

$$\frac{\sigma_{\min}}{1587} = \frac{\sigma_3}{1137}$$

$$\sigma_3 \approx \frac{-4.512 \times 1137}{1587} = -3.23 \text{ MPa}$$

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} \times x\right) = 1.06 \text{ m}$$

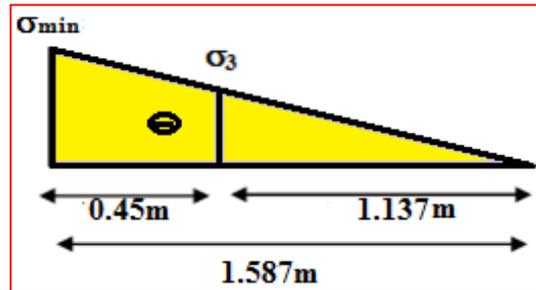


Figure VI.13 : la contrainte  $\sigma_3$  partie V2.

4. Détermination des armatures verticales :

- 1<sup>ère</sup> bonde (poteau) :

$$F_1 = \frac{(\sigma_{\max} + \sigma_{\min}) \cdot b \cdot h}{2} = 491.47 \text{ KN}$$

$$A_{v1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = 15.13 \text{ cm}^2 \quad \text{Le diamètre des armatures doit être inférieur à } \left(\frac{1}{10} e\right).$$

- 2<sup>ème</sup> bonde (voile) :

$$F_2 = \frac{\sigma_3 \cdot (X-b) \cdot e}{2} = 275.44 \text{ KN}$$

$$A_{v2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{\bar{V}}{f_e} \times \frac{X}{L} = 1,1 \times \frac{1.4 \times V}{f_e} \times \frac{X}{L} = 1,1 \times \frac{1.4 \times 741.16}{400} \times \frac{1587}{4880} = 9.28 \text{ cm}^2$$

$$A_T = A_{v1} + A_{v2} + A_{vj} = 25.68 \text{ cm}^2$$

On prend :

- $A_{\text{poteau}} = 12T14 = 18.48 \text{ cm}^2$
- $A_{\text{voile}} = 2(4T12) = 9.05 \text{ cm}^2$

**5. Armatures courantes :**

$$A_c \geq 0,2\% \times (y - x)a = 0,002 \times \left( \frac{488 - 2 \times 158.7}{2} \right) \times 15 = 2.56 \text{ cm}^2$$

On prend :

- $A_{\text{courant}} = 2(16T10) = 25.14 \text{ cm}^2$

**6. Armature horizontales :**

Selon le règlement RPA99 (version 2003) :

$$A_h \geq 0,25\% \cdot a \cdot 1\text{m} = 3.75 \text{ cm}^2$$

On prend :

- $A_{\text{horizontale}} = 2(5T10) = 7.86 \text{ cm}^2$

**7. Vérification des armatures vis-à-vis du RPA99 (version 2003) :**

$$A_{\text{min}} = 0,2\% \cdot b \cdot h = 0,002 \cdot a \cdot (x) = 6.43 \text{ cm}^2$$

$$A_t > A_{\text{min}} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

**8. . Espacement exigé par R.P.A 99 :**

D'après R.P.A 99modifié 2003 :

$$S \leq (1,5a; 30\text{cm}) \Rightarrow S \leq (1,5a = 225\text{cm}, 30\text{cm}) = 20\text{cm}$$

- $S_t^{\text{nodale}} = 10 \text{ cm.}$
- $S_t^{\text{courant}} = 20 \text{ cm.}$
- $S_t^{\text{horizontale}} = 20 \text{ cm.}$

**9. Vérification des contraintes de compression sous (G+Q+E)**

$$N = 3005.71 \text{ KN}$$

$$M = 7980.91 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{3005.71}{1} - \frac{7980.91 \times 2.44}{2.78} = -3.99 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = -3.99 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{3005.71}{1} + \frac{7980.91 \times 2.44}{2.78} = 10.01 \text{ MPa} \Rightarrow$$

$$\sigma_{\max} = 10.01 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

**10. Vérification du voile à l'effort tranchant :**

Il faut vérifier que :  $\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau} = 0,2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$

Avec :

$b_0$  : Épaisseur du voile.

$d$  : hauteur utile  $d=0,9 \cdot h$

$h$  : hauteur totale de la section brute.

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 741160}{150 \times 2754} = 2.51 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 0,2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

### V.6.5. Caractéristiques et ferrailage des voiles :

**Tableau VI.20 : Caractéristiques géométriques des voiles sens X-X**

Voile	Niveau (étage)	L [m]	V <sub>1</sub> [m]	N [KN]	M [KN.m]	T [KN]	A [m <sup>2</sup> ]	I [m <sup>4</sup> ]	$\sigma_{\min}$ [Mpa]	$\sigma_{\max}$ [Mpa]	X [m]
VX1	6,7,8	5,35	1,51	594,25	585,36	248,04	0,8732	2,3235	0,3	1,06	1,180
	3,4,5	5,38	1,54	1711,2	1731,12	496,26	0,907	2,4995	0,82	2,95	1,170
	RDC,1,2	5,4	1,58	3283,33	3115,19	639,37	0,95	2,69	1,626	5,28	1,271
VX2	6,7,8	4,57	2,28	671,7	469,39	196,31	0,83	1,82	0,22	1,39	0,624
	3,4,5	4,62	2,31	1849,69	1483,9	391,68	0,89	2,13	0,469	3,68	0,522
	RDC,1,2	4,67	2,33	3529,75	2963,11	508,72	0,97	2,48	0,85	6,42	0,546
VX3	6,7,8	1,8	0,9	331,2	512,66	269,06	0,47	0,9	0,192	1,217	0,245
	3,4,5	1,8	0,9	725,08	950,7	389,41	0,47	0,9	0,592	2,493	0,345
	RDC,1,2	1,8	0,9	1116,21	1362,32	420,93	0,47	0,9	1,012	3,737	0,384
VX4	6,7,8	2,63	0,83	384,7	375,66	166,14	0,464	0,3	-0,21	1,868	0,266
	3,4,5	2,65	0,86	991,37	474,94	231,35	0,498	0,3351	0,77	3,2	0,514
	RDC,1,2	2,68	0,89	2041,74	899,49	258,05	0,54	0,37	1,617	5,94	0,573
VX5	6,7,8	2,17	0,72	384,25	95,79	64,3	0,396	0,177	0,58	1,35	0,652
	3,4,5	2,2	0,75	814,08	227,31	81,43	0,43	0,197	1,027	2,75	0,598
	RDC,1,2	2,22	0,78	1214,49	687,64	153,55	0,4686	0,216	0,108	5,07	0,046
VX6	6,7,8	1,5	0,55	298,28	120,07	88,67	0,295	0,061	-0,071	2,09	0,049
	3,4,5	1,52	0,58	543,96	162,84	88,04	0,33	0,07	0,299	2,99	0,138
	RDC,1,2	1,55	0,61	768,31	314,6	103,53	0,37	0,075	-0,482	4,635	0,146
VX7	6,7,8	1,38	0,69	18159,06	153,65	105,78	0,21	0,033	83,259	89,68	0,664
	3,4,5	1,38	0,69	474,82	161,52	105,92	0,21	0,033	-1,116	5,638	0,228
	RDC,1,2	1,38	0,69	872,97	221,6	105,64	0,21	0,033	-0,476	8,79	0,071
VX8	6,7,8	4,78	2,39	862,35	687,84	289,68	0,86	2,05	0,2	1,804	0,477
	3,4,5	4,83	2,41	1748,28	2961,15	559,65	0,92	2,39	-1,085	4,886	0,878
	RDC,1,2	4,88	2,44	2427,28	7906,46	741,16	1	2,78	-4,512	9,366	1,587
VX9	6,7,8	4,63	2,32	689,52	676,53	283,53	0,83	1,88	-0,0041	1,665	0,011
	3,4,5	4,68	2,34	1377,95	2700,78	489,15	0,9	2,2	-1,34	4,4	1,093
	RDC,1,2	4,73	2,37	1954,14	7796,23	719,33	0,98	2,56	-5,223	9,211	1,712
VX10	6,7,8	1,42	0,53	339,53	235,3	168,89	0,28	0,052	-1,185	3,61	0,351
	3,4,5	1,45	0,56	871,24	305,96	175,44	0,38	0,058	-0,66	5,246	0,162
	RDC,1,2	1,48	0,59	1430,11	417,36	155,04	0,36	0,064	0,124	7,82	0,023
VX11	6,7,8	1,35	0,84	212,96	172,81	116,81	0,27	0,045	-2,43	4,014	0,509
	3,4,5	1,38	0,38	495,95	249,58	139,36	0,31	0,05	-0,29	3,496	0,106
	RDC,1,2	1,4	0,83	865,45	367,27	134,37	0,35	0,056	-2,97	7,916	0,382

**Tableau VI.21 : Caractéristiques géométriques des voiles sens Y-Y**

Voile	Niveau (étage)	L (m)	V <sub>1</sub> (m)	N (KN)	M (KN.m)	T (KN)	A (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{\min}$ [Mpa]	$\sigma_{\max}$ [Mpa]	X [m]
VY1	6,7,8	4,62	2,31	616,35	6084,98	532,32	0,83	1,87	-6,774	8,259	2,082
	3,4,5	4,47	2,67	1274,29	2361,21	355,39	0,87	1,85	-1,943	4,873	1,274
	RDC,1,2	4,72	2,36	1921,34	503,51	173,35	0,98	2,55	1,495	2,427	1,799
VY2	6,7,8	4,30	2,15	721,23	689,21	275	0,79	1,51	-0,068	1,894	0,149
	3,4,5	4,35	2,18	2003,1	2186,22	447,39	0,85	1,81	-0,277	4,990	0,229
	RDC,1,2	4,40	2,2	3273,73	4143,96	468,83	0,93	0,12	72,452	79,493	2,098
VY3	6,7,8	2,4	1,2	527,66	185,42	103,16	0,5	0,32	0,360	1,751	0,409
	3,4,5	2,45	1,22	1165,24	537,63	161,99	0,57	0,4	0,405	3,684	0,243
	RDC,1,2	2,50	1,25	2274,68	1265,85	233,06	0,65	0,48	0,203	6,796	0,073
VY4	6,7,8	1,98	1,31	410,45	162,44	99,99	0,37	0,13	-0,528	2,746	0,319
	3,4,5	2	1,30	1094,82	323,4	147,75	0,4	0,149	-0,085	5,559	0,030
	RDC,1,2	2,03	1,29	2139,05	585,76	202,61	0,44	0,16	0,139	9,584	0,029
VY5	6,7,8	4,45	2,22	716,85	507,6	219,87	0,81	1,69	0,218	1,552	0,548
	3,4,5	4,50	2,25	1510,69	1856,02	328,63	0,88	1,98	-0,392	3,826	0,418
	RDC,1,2	4,55	2,27	2410,31	4584,48	412,53	0,95	2,32	-1,949	7,023	0,988
VY6	6,7,8	1,88	1,23	465,67	105,07	66,37	0,35	0,12	0,254	2,407	0,179
	3,4,5	1,90	1,23	1141,64	185,6	77,04	0,39	0,13	1,171	4,683	0,380
	RDC,1,2	1,93	1,22	2043,71	434,36	124,2	0,42	0,14	1,081	8,651	0,214
VY7	6,7,8	2,47	1,68	580,09	212,24	130,64	0,44	0,26	-0,053	2,690	0,048
	3,4,5	2,50	1,67	894,95	404,69	164,75	0,48	0,28	-0,549	4,278	0,284
	RDC,1,2	2,52	1,67	1342,54	772,55	214,24	0,51	0,31	-1,529	6,794	0,463
VY8	6,7,8	4,17	2,08	980,22	548,28	248,42	0,77	1,42	0,470	2,076	0,770
	3,4,5	4,02	1,21	1848,89	1600,52	355,44	0,7	1,08	0,848	4,434	0,645
	RDC,1,2	4,27	2,13	2535,64	3533,55	422,41	0,91	1,96	-1,054	6,626	0,586
VY9	6,7,8	4,45	2,22	860,18	425,92	192,87	0,8	1,69	0,516	1,635	1,068
	3,4,5	4,50	2,25	1679,81	1634,2	300,46	0,88	1,98	0,052	3,766	0,061
	RDC,1,2	4,55	2,27	2413,72	4142,93	422,23	0,95	2,32	-1,513	6,594	0,849
VY10	6,7,8	1,77	0,62	338,26	72,56	43,93	0,034	0,099	9,494	10,403	0,845
	3,4,5	1,8	0,65	813,09	149,8	58,41	0,37	0,11	1,312	3,083	0,537
	RDC,1,2	1,82	0,68	1373,52	370,69	117,93	0,41	0,12	1,249	5,451	0,339
VY11	6,7,8	4,2	2,10	547,15	710,72	323,75	0,77	1,45	-0,319	1,740	0,651
	3,4,5	4,25	2,12	1593,73	1802,27	543,17	0,84	1,7	-0,350	4,145	0,331
	RDC,1,2	4,30	2,15	3027,62	3041,43	561,99	0,92	1,99	0,005	6,577	0,003
VY12	6,7,8	4	2,82	686,34	523,1	257,58	0,67	1	-0,451	2,500	0,611
	3,4,5	4,02	2,82	2016,36	1279,73	440,69	0,7	1,09	-0,430	6,191	0,261
	RDC,1,2	4,05	2,81	3636,12	2010,06	580,59	0,74	1,19	0,167	9,660	0,069

## V.6.6 Ferrailage des voiles :

**Tableau VI.22 : Ferrailage des voiles sens X-X**

Voile	Niveau (étage)	A <sub>s1</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>s2</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>vj</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>T</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>min</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Zone nodale			Zone courant			Armature horizontale		
							poteau	voile		A <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>ado</sub> [cm <sup>2</sup> ]	S <sub>t</sub> cm	A <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>ado</sub> [cm <sup>2</sup> ]	S <sub>t</sub> cm
							A <sub>ado</sub>	A <sub>ado</sub>	S <sub>t</sub>						
VX1	6,7,8	2,08	0,07	2,11	4,25	4,22	8T12	2(5T10)	10	4,49	2(20T10)	20	3,750	2(5T10)	20
	3,4,5	7,54	0,21	4,16	11,90	4,96	8T12	2(5T12)	10	4,56	2(20T10)	20	3,750	2(5T10)	20
	RDC,1,2	17,48	0,46	5,79	23,73	5,96	12T14	2(5T12)	10	4,59	2(20T10)	20	3,750	2(5T10)	20
VX2	6,7,8	2,47	0,05	1,03	3,55	3,39	8T12	2(4T10)	10	4,98	2(15T10)	20	3,750	2(5T10)	20
	3,4,5	8,30	0,12	1,70	10,12	3,98	8T12	2(4T12)	10	5,36	2(15T10)	20	3,750	2(5T10)	20
	RDC,1,2	18,40	0,24	2,29	20,93	4,87	12T14	2(4T12)	10	5,37	2(15T10)	20	3,750	2(5T10)	20
VX3	6,7,8	2,16	0,04	1,41	3,61	2,82	8T12	2(2T10)	10	1,97	2(7T10)	20	3,750	2(5T10)	20
	3,4,5	6,17	0,15	2,87	9,19	3,72	8T12	2(2T12)	10	1,67	2(7T10)	20	3,750	2(5T10)	20
	RDC,1,2	12,02	0,29	3,46	15,76	4,63	8T12	2(2T12)	10	1,55	2(7T10)	20	3,750	2(5T10)	20
VX4	6,7,8	3,18	0,05	0,65	3,88	2,85	8T12	2(2T10)	10	3,15	2(9T10)	20	3,750	2(5T10)	20
	3,4,5	7,94	0,19	1,73	9,86	3,97	8T12	2(2T12)	10	2,43	2(9T10)	20	3,750	2(5T10)	20
	RDC,1,2	19,13	0,46	2,12	21,71	4,91	12T14	2(2T12)	10	2,30	2(9T10)	20	3,750	2(5T10)	20
VX5	6,7,8	2,96	0,13	0,74	3,83	3,43	8T12	2(2T10)	10	1,30	2(7T10)	20	3,750	2(5T10)	20
	3,4,5	7,55	0,26	0,85	8,66	4,10	8T12	2(2T12)	10	1,51	2(7T10)	20	3,750	2(5T10)	20
	RDC,1,2	13,11	0,03	0,12	13,26	4,12	10T14	2(2T12)	10	3,19	2(7T10)	20	3,750	2(5T10)	20
VX6	6,7,8	3,31	0,02	0,11	3,44	2,52	8T12	2(1T10)	10	2,10	2(5T10)	20	3,750	2(5T10)	20
	3,4,5	6,58	0,08	0,31	6,96	3,41	8T12	2(1T12)	10	1,87	2(5T10)	20	3,750	2(5T10)	20
	RDC,1,2	12,95	0,14	0,38	13,46	4,27	10T14	2(1T12)	10	1,89	2(5T10)	20	3,750	2(5T10)	20
VX7	6,7,8	2,81	0,02	0,76	3,15	3,45	8T12	2(1T10)	10	0,08	2(6T10)	20	3,750	2(5T10)	20
	3,4,5	13,51	0,28	0,67	14,46	3,54	10T14	2(1T12)	10	1,39	2(6T10)	20	3,750	2(5T10)	20
	RDC,1,2	19,46	0,13	0,21	19,80	4,16	12T14	2(1T12)	10	1,86	2(6T10)	20	3,750	2(5T10)	20
VX8	6,7,8	3,07	0,04	1,11	4,23	3,17	8T12	2(4T10)	10	5,74	2(16T10)	20	3,750	2(5T10)	20
	3,4,5	11,94	0,27	3,92	16,13	4,52	8T12	2(4T12)	10	4,61	2(16T10)	20	3,750	2(5T10)	20
	RDC,1,2	15,13	1,27	9,28	25,68	6,43	12T14	2(4T12)	10	2,56	2(16T10)	20	3,750	2(5T10)	20
VX9	6,7,8	2,56	0,00	0,03	2,58	2,47	8T12	2(4T10)	10	6,91	2(15T10)	20	3,750	2(5T10)	20
	3,4,5	11,48	0,34	4,40	16,21	4,84	8T12	2(4T12)	10	3,74	2(15T10)	20	3,750	2(5T10)	20
	RDC,1,2	21,54	1,47	1,02	23,03	6,62	12T14	2(4T12)	10	1,96	2(15T10)	20	3,750	2(5T10)	20
VX10	6,7,8	7,34	0,26	1,61	9,21	2,98	8T12	2(1T10)	10	1,08	2(5T10)	20	3,750	2(5T10)	20
	3,4,5	11,81	0,17	0,76	12,73	3,44	8T12	2(1T12)	10	1,69	2(5T10)	20	3,750	2(5T10)	20
	RDC,1,2	20,11	0,04	0,09	20,24	4,09	12T14	2(1T12)	10	2,15	2(5T10)	20	3,750	2(5T10)	20
VX11	6,7,8	2,87	0,53	0,70	2,95	3,21	8T12	2(1T10)	10	0,50	2(4T10)	20	3,750	2(5T10)	20
	3,4,5	7,57	0,07	0,41	8,06	3,36	8T12	2(1T12)	10	1,75	2(4T10)	20	3,750	2(5T10)	20
	RDC,1,2	20,56	0,84	1,41	21,02	4,62	12T14	2(1T12)	10	0,95	2(4T10)	20	3,750	2(5T10)	20

**Tableau VI.23 : Ferrailage des voiles sens Y-Y**

Voile	Niveau (étage)	A <sub>s1</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>s2</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>vj</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>T</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>min</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Zone nodale			Zone courante			Armature horizontal		
							poteau		voile	A <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>ado</sub> [cm <sup>2</sup> ]	S <sub>t</sub> cm	A <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>ado</sub> [cm <sup>2</sup> ]	S <sub>t</sub> cm
							A <sub>ado</sub>	A <sub>ado</sub>	S <sub>t</sub>						
VY1	6,7,8	3,02	1,55	2,24	6,81	5,57	8T12	2(4T10)	10	0,68	2(15T10)	20	3,75	2(5T10)	20
	3,4,5	13,63	0,49	3,90	18,02	5,11	12T12	2(4T12)	10	2,88	2(15T10)	20	3,75	2(5T10)	20
	RDC,1,2	19,93	0,42	2,54	22,89	6,75	12T14	2(4T12)	10	1,68	2(15T10)	20	3,75	2(5T10)	20
VY2	6,7,8	8,00	0,01	0,37	8,39	2,67	8T12	2(4T10)	10	6,00	2(14T10)	20	3,75	2(5T10)	20
	3,4,5	10,53	0,07	0,91	11,51	3,54	10T12	2(4T12)	10	5,84	2(14T10)	20	3,75	2(5T10)	20
	RDC,1,2	20,21	1,38	0,61	21,20	7,20	12T14	2(4T12)	10	0,31	2(14T10)	20	3,75	2(5T10)	20
VY3	6,7,8	3,23	0,08	0,68	3,99	3,06	8T12	2(2T10)	10	2,37	2(6T10)	20	3,75	2(5T10)	20
	3,4,5	8,18	0,10	0,62	8,90	3,56	8T12	2(2T12)	10	2,95	2(6T10)	20	3,75	2(5T10)	20
	RDC,1,2	17,72	0,06	0,26	18,04	4,16	12T14	2(2T12)	10	3,53	2(6T10)	20	3,75	2(5T10)	20
VY4	6,7,8	5,01	0,12	0,62	5,75	2,93	8T12	2(2T10)	10	2,01	2(6T10)	20	3,75	2(5T10)	20
	3,4,5	11,29	0,02	0,09	11,39	3,25	12T12	2(2T12)	10	2,91	2(6T10)	20	3,75	2(5T10)	20
	RDC,1,2	24,61	0,04	0,11	24,76	4,09	12T14	2(2T12)	10	2,96	2(6T10)	20	3,75	2(5T10)	20
VY5	6,7,8	2,71	0,05	1,04	3,80	3,27	8T12	2(4T10)	10	5,03	2(14T10)	20	3,75	2(5T10)	20
	3,4,5	8,44	0,10	1,18	9,71	3,83	8T12	2(4T12)	10	5,50	2(14T10)	20	3,75	2(5T10)	20
	RDC,1,2	22,71	0,55	3,45	26,71	5,53	12T14	2(4T12)	10	3,86	2(14T10)	20	3,75	2(5T10)	20
VY6	6,7,8	4,07	0,06	0,24	4,37	2,72	8T12	2(2T10)	10	2,28	2(5T10)	20	3,75	2(5T10)	20
	3,4,5	11,71	0,29	0,59	12,59	3,77	12T12	2(2T12)	10	1,71	2(5T10)	20	3,75	2(5T10)	20
	RDC,1,2	20,63	0,30	0,53	21,47	4,37	12T14	2(2T12)	10	2,25	2(5T10)	20	3,75	2(5T10)	20
VY7	6,7,8	4,20	0,01	0,10	4,31	2,52	8T12	2(2T10)	10	3,56	2(8T10)	20	3,75	2(5T10)	20
	3,4,5	9,65	0,14	0,72	10,51	3,63	8T12	2(2T12)	10	2,90	2(8T10)	20	3,75	2(5T10)	20
	RDC,1,2	21,07	0,43	1,52	23,01	4,74	12T14	2(2T12)	10	2,39	2(8T10)	20	3,75	2(5T10)	20
VY8	6,7,8	3,90	0,10	1,77	5,77	3,61	8T12	2(3T10)	10	3,95	2(14T10)	20	3,75	2(5T10)	20
	3,4,5	10,56	0,21	2,20	12,97	4,17	10T12	2(3T12)	10	4,10	2(14T10)	20	3,75	2(5T10)	20
	RDC,1,2	19,44	0,30	2,23	21,97	4,93	10T14	2(3T12)	10	4,65	2(14T10)	20	3,75	2(5T10)	20
VY9	6,7,8	3,29	0,11	1,78	5,19	4,05	8T12	2(4T10)	10	3,47	2(14T10)	20	3,75	2(5T10)	20
	3,4,5	7,64	0,01	0,16	7,81	3,29	8T12	2(4T12)	10	6,57	2(14T10)	20	3,75	2(5T10)	20
	RDC,1,2	20,52	0,43	3,03	23,98	5,32	12T14	2(4T12)	10	4,28	2(14T10)	20	3,75	2(5T10)	20
VY10	6,7,8	6,47	2,08	0,81	9,35	3,72	8T12	2(1T10)	10	0,12	2(6T10)	20	3,75	2(5T10)	20
	3,4,5	8,79	0,33	0,67	9,79	4,01	8T12	2(1T12)	10	1,09	2(6T10)	20	3,75	2(5T10)	20
	RDC,1,2	16,96	0,35	0,85	18,16	4,56	12T14	2(1T12)	10	1,71	2(6T10)	20	3,75	2(5T10)	20
VY11	6,7,8	3,15	0,07	1,93	5,15	3,43	8T12	2(3T10)	10	4,35	2(14T10)	20	3,75	2(5T10)	20
	3,4,5	8,99	0,09	1,63	10,71	3,70	8T12	2(3T12)	10	5,38	2(14T10)	20	3,75	2(5T10)	20
	RDC,1,2	16,66	0,00	0,02	16,68	4,05	12T14	2(3T12)	10	6,44	2(14T10)	20	3,75	2(5T10)	20
VY12	6,7,8	7,47	0,13	1,51	9,11	4,97	8T12	2(4T10)	10	4,17	2(14T10)	20	3,75	2(5T10)	20
	3,4,5	16,76	0,12	1,10	17,98	4,44	12T14	2(4T12)	10	5,25	2(14T10)	20	3,75	2(5T10)	20
	RDC,1,2	20,87	0,05	0,38	21,30	4,15	12T14	2(4T12)	10	5,87	2(14T10)	20	3,75	2(5T10)	20

**V.6.6. Vérification des efforts tranchant**

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants

$$\tau = 1,4 V / b_0 d \leq 0,2 f_{c28} = 5\text{MPa}$$

**Tableau VI.24 : Vérification des efforts tranchant**

Voiles	h [m]	d [m]	b <sub>0</sub> [m]	V <sub>max</sub> [KN]	τ <sub>u</sub> [Mpa]	τ̄ <sub>u</sub> [Mpa]	τ <sub>u</sub> ≤ τ̄ <sub>u</sub>
VX1	4,95	4,46	0,15	639,37	1,34	5	C,V
VX2	3,77	3,39	0,15	580,72	1,60	5	C,V
VX3	1,80	1,62	0,15	420,93	2,43	5	C,V
VX4	2,23	2,01	0,15	258,05	1,20	5	C,V
VX5	1,77	1,59	0,15	153,55	0,90	5	C,V
VX6	1,10	0,99	0,15	103,53	0,98	5	C,V
VX7	1,38	1,24	0,15	105,64	0,79	5	C,V
VX8	3,98	3,58	0,15	741,16	1,93	5	C,V
VX9	3,83	3,45	0,15	719,33	1,95	5	C,V
VX10	1,04	0,94	0,15	155,04	1,55	5	C,V
VX11	0,95	0,86	0,15	134,37	1,47	5	C,V
VY1	3,82	3,44	0,15	173,35	0,47	5	C,V
VY2	3,50	3,15	0,15	468,83	1,39	5	C,V
VY3	1,60	1,44	0,15	233,06	1,51	5	C,V
VY4	1,58	1,42	0,15	202,61	1,33	5	C,V
VY5	3,65	3,29	0,15	412,53	1,17	5	C,V
VY6	1,48	1,33	0,15	124,20	0,87	5	C,V
VY7	2,07	1,86	0,15	214,24	1,07	5	C,V
VY8	3,37	3,03	0,15	422,41	1,30	5	C,V
VY9	3,65	3,29	0,15	422,23	1,20	5	C,V
VY10	1,37	1,23	0,15	117,93	0,89	5	C,V
VY11	3,40	3,06	0,15	561,99	1,71	5	C,V
VY12	3,60	3,24	0,15	508,59	1,47	5	C,V

## V.6.7. Dispositions constructives selon RPA 99V2003

- 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).
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  - $40\phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
  - $20\phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

## V.6.7. Schéma du ferrailage :

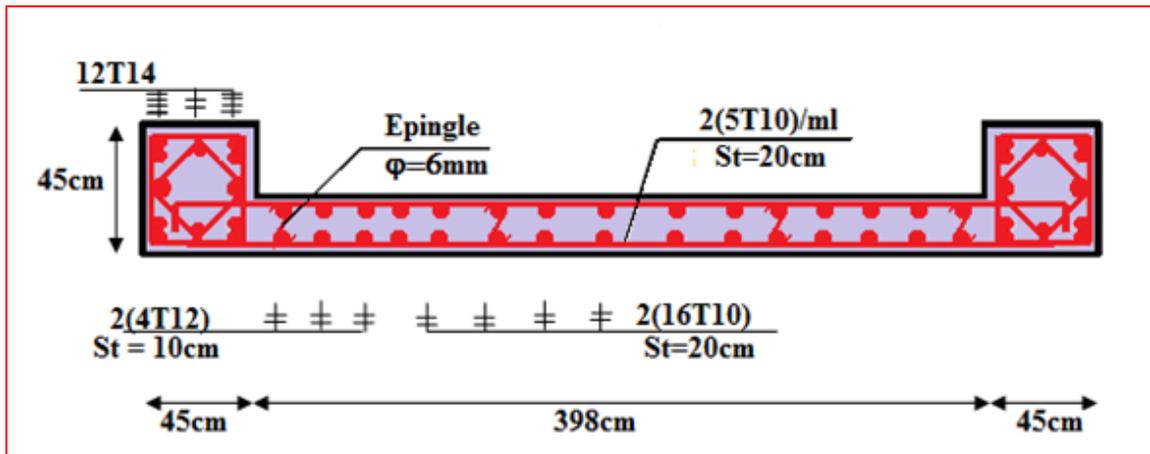


Figure VI.14 : Ferrailage de voile VX8

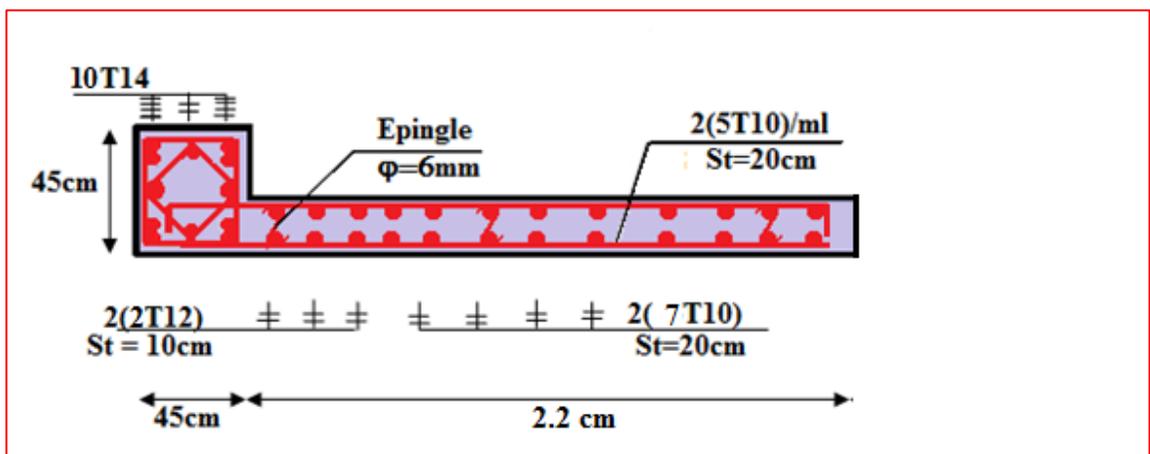


Figure VI.15 : Ferrailage de voile VX5

# **Chapitre VII**

**Etude de l'infrastructure**

### VII.1. Introduction

Les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, poutres murs, voiles ) cette transmission peut-être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assuré par l'intermédiaire de d'autres organes (cas des semelles sur pieux) .

La détermination des ouvrages de fondation en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques du sol.

#### VII.1.1. Fonctions assurée par les fondations

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

**Un effort normal** : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.

Une force horizontale résultant : par exemple, de l'action du vent ou d'un séisme, qui peuvent être variables en grandeur et en direction.

**Un moment** : qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et de l'interaction sol structure.

#### VII.1.2. Classification des fondations

Fonder un ouvrage consiste essentiellement de répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et de la résistance du terrain.

1. Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise des fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).
2. Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

## VII.2. Ferrailage de longrine

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

- $\frac{N}{10}$  : Pour les terrains meubles.
- $\frac{N}{15}$  : Pour les terrains moyennes.

N : La force qui agisse sur le poteau

On Prend le choix architectural :  $(b \cdot h) = (45 \cdot 35) \text{ cm}^2$

- Le ferrailage minimal de longrine, il ne dépasse pas **(0,8%B)**.
- l'espacement ne dépasse pas **(20cm, 15φ<sub>1</sub>)**

### 1. Calcul le ferrailage à l'E.L. U :

Le calcul des armatures se fera à la traction simple :

$$N_{u \max} = 1249.09 \text{ KN}$$

$$N_u = \frac{N_{\max}}{10} = \frac{1249.09}{15} = 83.27 \text{ KN}$$

$$N_u \leq A_s \cdot \sigma_s \Rightarrow A_s \geq \frac{N_u}{\sigma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,8 \text{ Mpa}$$

$$A_s \geq \frac{83270}{347,8}$$

$$A_s \geq 2.39 \text{ cm}^2$$

### 2. Vérification selon notre section: (B = b×h)

$$A \geq \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{45 \times 35 \times 2,1}{400}$$

$$A = 8.27 \text{ cm}^2 > A_s = 2.39 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{C.N.V}$$

### 3. Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,6\% \cdot B = 0,6 \times \frac{45 \times 35}{100}$$

$$A_{\min} = 9.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A \dots \dots \dots \text{CV}$$

**Alors :**

Le ferrailage sera fait avec :  $A_{\min} = 9.45 \text{ cm}^2$

D'où :  $A_s = 4T16 + 2T14 = 11.12 \text{ cm}^2$

## 4. Vérification à l'état limite de service (E.L.S)

$$N_s = 910.02 \text{ KN}$$

$$N_s = \frac{N_s}{10} = \frac{910.02}{10} = 91 \text{ KN}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \xi = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e; \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_t 28}) \right\}$$

$\eta = 1,6$ .....(barre à haute adhérence)

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot 400; \max\left(\frac{400}{2}; 110 \cdot \sqrt{1,6 \cdot 2,1}\right) \right\}$$

$$\sigma_s = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{N_s}{\sigma_s} = \frac{90 \times 1000}{201,63}$$

$$A_s = 4.46 \text{ cm}^2$$

$$A_{ELU} = 12,6 \text{ cm}^2 > A_{ELS} = 4.46 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

**Alors :** Les armatures calculées à l'état limite ultime sont convenables.

## 5. Armatures transversales :

$$\varphi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_t \text{ max} \right)$$

$$\varphi_t \leq \min \left( \frac{45}{35}; \frac{35}{10}; 14 \right)$$

$$\varphi_t < 12.85 \text{ mm}$$

**On prend :**  $\varphi_t = 8 \text{ mm}$

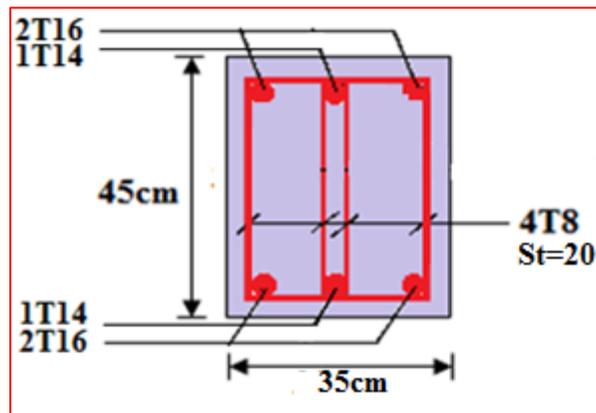
## 6. Calcul de l'espacement :

$$S_t \leq \min (20 \text{ cm}; 15\varphi_t)$$

$$S_t \leq \min (20 \text{ cm}; 21 \text{ cm})$$

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

## 7. Schéma de ferrailage :



**Figure VII.1:** Ferrailage des longrines.

### VII.3. Calcul des fondations

Afin de satisfaire a la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage :

- La charge que comporte l'ouvrage.
- La capacité portante du sol.
- L'ancrage et les différentes données du rapport du sol.
- La stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- La facilité de l'exécution (coffrage).
- Le tassement du sol

Il ya lieu de commencer le choix de fondation par les semelles isolées, filantes et radier, chaque étape faisant l'objet de vérifications.

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 :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}$$

Avec :

$\sigma_{\text{sol}}$  : Contrainte du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

$N = N_1$  (de la superstructure) calculé par la combinaison ELS

Les résultats des efforts normaux appliqués aux fondations pour chaque poteau sont récapitulés dans le tableau suivant :

Avec :

$N_S$  = effort normal à (l'ELS).

$N_G$  = effort normal dû au poids propre.

$N_Q$  = effort normal dû aux surcharges d'exploitation.

Tableau VII.1 : Effort normal appliqué sur les fondations

poteau	N [kN]						
P <sub>1</sub>	-715,42	P <sub>12</sub>	-504,51	P <sub>23</sub>	-380,58	P <sub>34</sub>	-555,55
P <sub>2</sub>	-861,63	P <sub>13</sub>	-491,67	P <sub>24</sub>	-734,24	P <sub>35</sub>	-440,69
P <sub>3</sub>	-399,75	P <sub>14</sub>	-324,37	P <sub>25</sub>	-740,72	P <sub>36</sub>	-500,87
P <sub>4</sub>	-331,56	P <sub>15</sub>	-309,9	P <sub>26</sub>	-457,85	P <sub>37</sub>	-517,61
P <sub>5</sub>	-370,7	P <sub>16</sub>	-350,58	P <sub>27</sub>	-428,24	P <sub>38</sub>	-438,68
P <sub>6</sub>	-385,9	P <sub>17</sub>	-382,04	P <sub>28</sub>	-592,4	P <sub>39</sub>	-543,88
P <sub>7</sub>	-526,12	P <sub>18</sub>	-424,63	P <sub>29</sub>	-404,35	P <sub>40</sub>	-598,37
P <sub>8</sub>	-441,56	P <sub>19</sub>	-371,63	P <sub>30</sub>	-824,15	P <sub>41</sub>	-454,18
P <sub>9</sub>	-427,84	P <sub>20</sub>	-362,67	P <sub>31</sub>	-910,02	P <sub>42</sub>	-578,11
P <sub>10</sub>	-548,22	P <sub>21</sub>	-384,21	P <sub>32</sub>	-825,56	P <sub>43</sub>	-414,18
P <sub>11</sub>	-876,21	P <sub>22</sub>	-436,76	P <sub>33</sub>	-580,66	P <sub>44</sub>	-691,04

### VII.3.1. Semelles isolées sous poteau

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b

$$\diamond \frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

- Pour les poteaux rectangulaires :

$$a < b \text{ donc : } A < B \Rightarrow S = A \times B$$

D'où :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} ; \sigma_{sol} = 2.00 \text{ bars}$$

- On donne une valeur à A on trouve B

$$B = \frac{A \times b}{a} \Rightarrow S = \frac{A^2 \times b}{a} \Rightarrow A = \sqrt{\frac{S \times a}{b}}$$

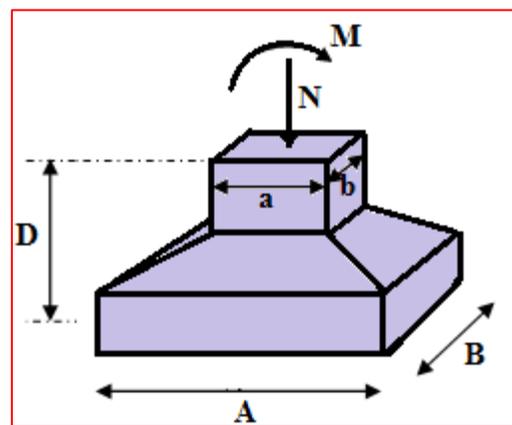


Figure VII.2 : Dimensions de la semelle isolée

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité ayant l'effort maximum ELS suivant :

$$N_{ser}^{RDC} = 910.02$$

$$D'où \ S \geq \frac{910.02}{200} \Rightarrow S = 4.55 m^2 \Rightarrow A = B = \sqrt{S} = \sqrt{4.55} = 2.13 m ;$$

Il faut vérifier que :  $L_{min} \geq 1,5 \times B$

Tel que :

$L_{min}$  : est l'entre axe minimum entre deux poteaux

On a :  $1,5 \times B = 3,195 \text{ m} > L_{min} = 1.5 \text{ m} \dots\dots\dots C.N.V$

• **Remarque :**

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

**VI.3.2. Semelles filantes sous poteau**

Le recours à des semelles filantes se fait quand les poteaux et par conséquent les semelles dans une direction donnée sont proches les unes des autres de façon que la somme des contraintes des deux semelles au niveau du point d'interface dépasse la contrainte du sol.

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

• On doit vérifier que :  $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

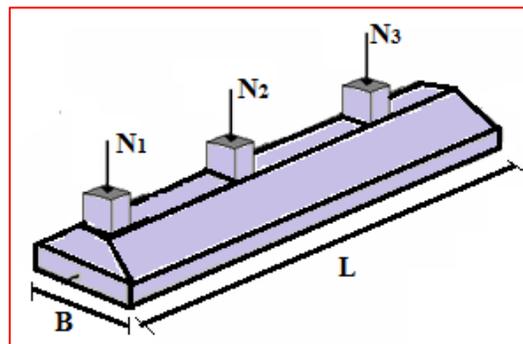
Avec :

$N = \sum N_i$  de chaque fil de poteaux.

$S = B \times L \quad B \geq \frac{N}{L \times \sigma_{sol}}$

B = Largeur de la semelle.

L = Longueur de la file considérée.



**Figure VII.3 :** Dimensions de la semelle filante

**Tableau VII.2 : Section et l'effort normal appliqué sur les fondations**

Désignation	Files	N [KN]	S [m <sup>2</sup> ]	L [m]	B [m]	B <sub>Choisie</sub> [m]
<b>Sens YY</b>	A	1365,93	6,82965	8,12	0,84	1,00
	B	702,26	3,5113	3,95	0,89	1,00
	C	745,35	3,72675	3,63	1,03	1,20
	D	5296,85	26,48425	20,32	1,30	1,30
	E	3320,91	16,60455	8,76	1,90	1,90
	F	3393,03	16,96515	15,19	1,12	1,20
	J	4605,61	23,02805	23,95	0,96	1,00
	L	3012,6	15,063	12,89	1,17	1,20
	M	3401,95	17,00975	11,09	1,53	1,60
	N	1042,52	5,2126	7,67	0,68	1,00
<b>Sens XX</b>	1	1087,81	5,43905	9,4	0,58	1,00
	2	2322,07	11,61035	5,184	2,24	2,30
	3	2173,21	10,86605	4,28	2,54	2,60
	4	1145,49	5,72745	8,03	0,71	1,00
	5	1346,97	6,73485	4,22	1,60	1,60
	6	2745,89	13,72945	16,08	0,85	1,00
	9	1589,32	7,9466	25,61	0,31	1,00
	13	2789,58	13,9479	15,31	0,91	1,00
	14	4505,12	22,5256	25,61	0,88	1,00
	15	4119,35	20,59675	20,41	1,01	1,20
	16	1205,3	6,0265	5,2	1,16	1,20
	17	796,26	3,9813	4,43	0,90	1,00
	18	1564,22	7,8211	11,88	0,66	1,00

- **Vérification :**

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

- ♦  $S_{\text{semelle}} = 271,388 \text{ m}^2$
- ♦  $S_{\text{bâtiment}} = 352.17$
- ♦  $\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bâtiment}}} = \frac{271.388}{352.17} \times 100 = 99.77\%$
- ♦ Donc :  $S_{\text{semelle}} > 50 \% S_{\text{bâtiment}}$

- **Remarque :**

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à 50% de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

### VII.3.3. Radier général :

#### VI.3.3.1. Introduction :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

- Le radier est :
  - ♦ Rigide en son plan horizontal.
  - ♦ Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire).
  - ♦ Facilité de coffrage.
  - ♦ Rapidité d'exécution.

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.

Dans notre cas, on a opté 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 et les voiles.

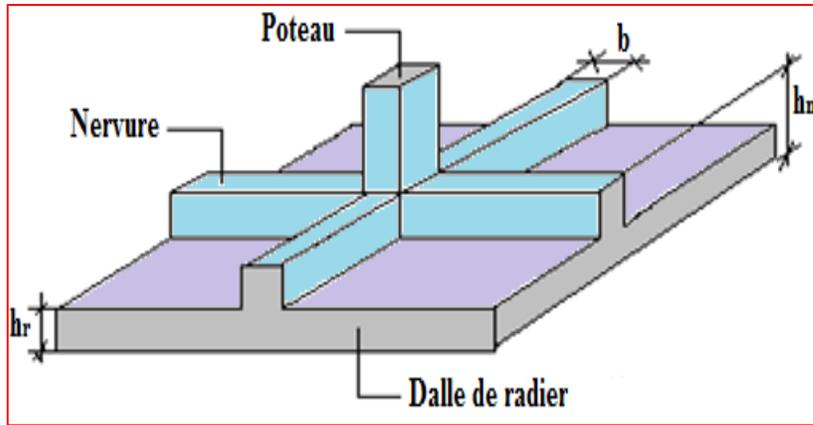


Figure VII.4 : Dimensions du radier

### VII.3.3.2. Surface nécessaire

Pour déterminer la surface du radier, il faut que :

$$\sigma_{\max} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{nec}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{nec}} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}$$

Pour:  $\begin{cases} N_s = 60918.12\text{kN} \\ \sigma_{\text{sol}} = 2,00\text{ bars} \end{cases}$

On trouve :  $S_{\text{nec}} \geq 304.59 \text{ m}^2$

La surface du bâtiment  $S_b = 352.17 \text{ m}^2$

Le sol est ainsi capable de supporter les charges de l'ouvrage

Nous disposons d'un débord constructif de 30cm.

$$S_{\text{deb}} = 34.29 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_b + S_{\text{deb}} = 386.46 \text{ m}^2$$

$$S_t = 386.46 \text{ m}^2$$

### VII.3.3.3. Redimensionnement de radier

1. **Dalle** : L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

a) **Condition forfaitaire** :

$$\frac{L_{\max}}{25} \leq h_1 \leq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec :

$L_{\max}$  : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 5.2 \text{ m} \Rightarrow 20.8 \text{ cm} \leq h_1 \leq 26 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{On prend } h_1 = 22 \text{ cm}$$

b) **Condition de résistance au cisaillement** :

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier.

D'après le règlement [CBA93 (art. A.5.1)]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq 0.07 f_{cj} / \gamma_b$$

$$\text{Avec : } V_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$L_{\max}$  : la plus grande portée de la dalle = 5.2m.

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2} \times \frac{1}{b \times 0.9h} \leq \frac{0.07 f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$\Rightarrow h \geq \frac{N_u \times L_{\max} \times \gamma_b}{0.9 \times 2S \times 0.07 f_{cj}}$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_u = 83193.6 \text{ KN} \\ S_{\text{rad}} = 386.46 \text{ m}^2 \\ L_{\max} = 5.2 \text{ m} \\ f_{cj} = 25 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow h \geq \frac{N_u \times L_{\max} \times \gamma_b}{0.9 \times 2S \times 0.07 f_{cj}} \quad \Rightarrow h \geq 40.01 \text{ cm}$$

1. En prend l'épaisseur de la dalle du radier **h = 40 cm.**

**2. Nervures :**

**a) Détermination de la hauteur de la poutre de libage :**

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 57.77 \text{ cm} \leq h \leq 86.67 \text{ cm}$$

On prend :  $h = 70 \text{ cm}$  ;  $d = 63 \text{ cm}$ .

**b) 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 :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

Avec :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

I : Inertie de la section transversale du radier  $\left( I = \frac{bh^3}{12} \right)$

E : Module d'élasticité du béton ( $E = 32164,195 \text{ MPa}$ ).

b : Largeur de la semelle par bande d'un mètre ( $b = 1 \text{ m}$ ).

K : Coefficient de raideur du sol ( $0,5 \text{ kg/cm}^3 \leq K \leq 12 \text{ kg/cm}^3$ ).

❖ On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K = 0,5 [\text{kg/cm}^3] \rightarrow$  Pour un très mauvais sol.
- $K = 4 [\text{kg/cm}^3] \rightarrow$  Pour un sol de densité moyenne.
- $K = 12 [\text{kg/cm}^3] \rightarrow$  Pour un très bon sol.

On aura :

$$h_2 \geq \sqrt[3]{\frac{3K \left( \frac{2L_{\max}}{\pi} \right)^4}{E}} = \sqrt[3]{\frac{3 \times 0,04 \left( \frac{2 \times 5200}{\pi} \right)^4}{32164,195}} = 76,52 \text{ cm}$$

On prend :  $h_2 = 80 \text{ cm}$

### c) Condition de la flèche :

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_N \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

On a :  $L_{\max} = 5.2 \text{ m}$

$$\Rightarrow 34.67 \text{ cm} < h_N < 52 \text{ cm}$$

$\Rightarrow$  On prend :  **$h_N = 50 \text{ cm}$**

### d) Conclusion :

$$h \geq \max (h_1; h_2 ; h_3) = 80 \text{ cm}$$

$$\text{d'où : } 0.4h_r \leq b_N \leq 0.7h_r$$

$$32 \text{ cm} \leq b_N \leq 56 \text{ cm}$$

$\Rightarrow$  On prend :  **$b_N = 50 \text{ cm}$**

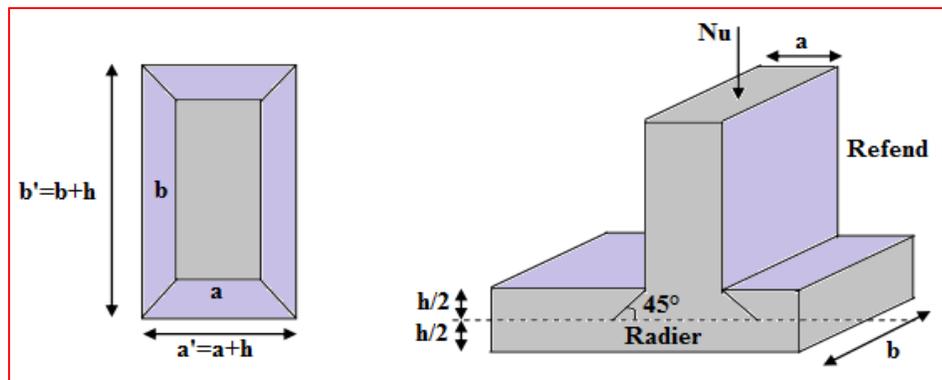
### e) Résumé :

- Epaisseur de la dalle du radier :  $h = 40 \text{ cm}$
- Les dimensions de la nervure:  $\begin{cases} h_N = 80 \text{ cm} \\ b = 50 \text{ cm} \end{cases}$

## VII.4. Les vérifications nécessaires

### VII.4.1 Vérification au poinçonnement : [BAEL91(Art :5.2.4.2)]

Une force localisée lorsque les dimensions de la surface de son impact sont petites par rapport aux dimensions de la dalle (radier), sous l'action des forces localisées il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement.



**Figure VII.5 : Périmètre utile des voiles et des poteaux**

➤ On doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq Q_u = 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$N_u$  : Effort normal du poteau le plus sollicité.

$U_c$  : Périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

a, b: Dimensions du poteau du sous-sol (45x45)cm<sup>2</sup>.

$Q_c$  : charge de calcul pour le poteau le plus sollicité.

h : hauteur de radier.

**1. Vérification pour les poteaux :** ( $N_u^{\text{poteau}} = 1249.09 \text{ kN}$ )

$$U_c = 2 [(a + b) + 2h]$$

$$U_c = 2 [(45 + 45) + 2 \times 40] = 340 \text{ cm}$$

$$Q_u = 0.045 \times 3400 \times 400 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-3} = 2295 \text{ KN.}$$

$$N_u = 1249.09 \text{ kN} < Q_u = 2295 \text{ KN.} \dots\dots\dots \text{la condition est vérifiée.}$$

**2. Vérification pour les voiles :** ( $N_u^{\text{voile}} = 3978.88 \text{ kN}$ )

On considère une bonde de 01 ml du voile :

$$U_c = 2 [(a + b) + 2h] \quad U_c = 2 [(15 + 382) + 2 \times 100] = 1194 \text{ cm}$$

$$Q_u = 0.045 \times 11940 \times 1000 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-3} = 8955 \text{ KN.}$$

$$N_u = 3978.88 \text{ kN} < Q_u = 8955 \text{ KN.} \dots\dots\dots \text{la condition est vérifiée.}$$

### VII.4.2 Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement : 0,8G ± E

Le radier est sollicité par un effort normal venant des charges et surcharges de la structure et par un moment de renversement qui résulte de l'action sismique, donc on doit vérifier les contraintes à la surface

du radier. Il faut vérifier la condition suivante :  $\frac{M_s}{M_{\text{ren}}} > 1,5$

$M_s$  : Moment stabilisateur

$M_{\text{ren}}$  : Moment de renversement du aux forces sismiques.

- **Moment stabilisateur  $M_s$  :**

La seule action qui stabilise le bâtiment contre le renversement est celle qui est due au poids de l'ouvrage.

- **Moment de renversement  $M_{rev}$  :**

Le moment de renversement résulte de l'action sismique :

$$M_{ren} = M_0 + V_0 \cdot h$$

Avec :

$M_0$  : moment à la base de la structure.

$V_0$  : effort tranchant à la base de la structure.

$h$  : profondeur de l'ancrage de la structure.

$M_0, V_0$  sont tirés à partir du fichier **ETABS**.

### 1. Sens longitudinal

$$M_S = P_T \cdot Y_g$$

Avec :

$Y_g$  : la position du centre de gravité.

$P_T$  : poids de la structure y compris le poids du radier.

$$P_T = P_S + P_R + P_{v, \text{périf}}$$

$$P_{\text{super}} = 83193.6 \text{ KN}$$

$$P_{\text{radier}} = (s \cdot h \cdot \rho)$$

$$P_{v, \text{périf}} = (L \cdot h \times e \times \rho_{\text{béton}})$$

$S$  : surface du radier

$h$  : hauteur du sous-sol

$e$  : épaisseur du voile périphérique

$\rho$  : la masse volumique de la remblais

$$\text{Avec : } \rho_{\text{rad}} = \frac{(\rho_{\text{béton}} + \rho_{\text{terre}})}{2} = \frac{(25 + 18)}{2} = 22 \text{ KN/m}^3$$

$$P_{\text{radier}} = (386.46 \times 3.57 \times 22) = 30352.57 \text{ KN}$$

$$P_{v, \text{périf}} = (106.54 \times 3.57 \times 0.2 \times 25) = 1901.74 \text{ KN}$$

$$P_{\text{totale}} = 115447.91 \text{ KN}$$

**a) Position du centre de gravité :**

$$X_G = 11.46 \text{ m} \quad ; \quad Y_G = 14.46 \text{ m}$$

**b) Moments d'inertie :**

$$I_{xx} = \frac{b \times h^3}{12} = 117196.7 \text{ m}^4 \quad ; \quad I_{yy} = \frac{h \times b^3}{12} = 82098.62 \text{ m}^4$$

**AN:**

$$M_s = 115447.91 \times 14.46 = 1669376.76 \text{ kN.m}$$

$$M_0 = 478728.52 \text{ kN.m}$$

$$V_0 = 4215.47 \text{ kN}$$

$$h = 3.57 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M_{\text{rev}} = 493777.75 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_{\text{rev}}} = 3.38 > 1,5 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

**2. Sens transversal :**

$$X_G = 11.46 \text{ m}$$

$$M_s = 115447.91 \times 11.46 = 1323033.05 \text{ kN.m}$$

$$M_0 = 570349.63 \text{ kN.m}$$

$$V_0 = 3826.01 \text{ kN}$$

$$h = 3.57 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M_{\text{rev}} = 584008.49 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_{\text{rev}}} = 2.27 > 1,5 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

**• Conclusion :**

Le rapport du moment stabilisant et du moment de renversement est supérieur à 1,5, Notre structure est donc stable dans les deux sens.

### VII.4.3 Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière.

Elle se fait en vérifiant que :  $W \geq F_s \times \gamma \times Z \times S$

Avec :

- $W$  : poids total du bâtiment à la base du radier :  
 $W = P_{\text{totale}} = 115447.91 \text{ KN}$
- $F_s$  : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement :  $F_s = 1,5$
- $\gamma$  : poids volumique de l'eau :  $\gamma = 10 \text{ KN} / \text{m}^3$ .
- $Z$  : profondeur de l'infrastructure :  $h = 3.57 \text{ m}$ .
- $S$  : surface du radier :  $S = 386.46 \text{ m}^2$ .

$$F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S = 1.5 \times 10 \times 3.57 \times 386.46 = 20694.9 \text{ KN}$$

Donc:  $W = 115447.91 > 20694.9$  .....Condition vérifiée

### VI.4. 4.Vérification des contraintes dans le sol

- On doit vérifier la contrainte du sol :

$$\text{À l'ELS : } \sigma_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{rad}}} = \frac{60918.12}{386.46} = 157.63 \text{ kN/m}^2$$

$\sigma_{\text{ser}} = 157.63 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ kN/m}^2$  .....Condition vérifiée.

- On doit vérifier les contraintes sous le radier ( $\sigma_1 ; \sigma_2$ ) :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M}{I} V$$

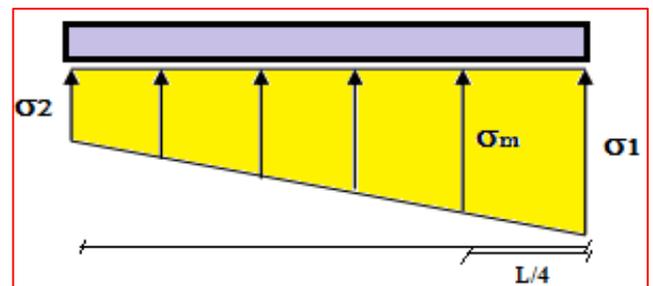
$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M}{I} V$$

$\sigma_1$ : Ne doit pas dépasser  $1,5\sigma_{\text{sol}}$ .

$\sigma_2$ : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < \sigma_{\text{adm}} \quad \text{Reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{\text{sol}}.$$

Les résultats sont groupés dans le tableau.



**Figure. VII.6 :** Contrainte sous le radier

**Tableau VII.3.** Vérification des contraintes

Désignation	ELS		ELU	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N [KN]	60918,12	60918,12	83193,60	83193,60
M [KN.m]	685802,29	567855,46	936847,09	775640,61
V [m]	14,46	11,46	14,46	11,46
I [m <sup>4</sup> ]	117196,70	82098,62	117196,70	82098,62
$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	242,25	236,90	320,86	311,57
$\sigma_2$ [KN/m <sup>2</sup> ]	73,02	78,37	99,68	107,00
$\sigma_{moy}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	199,94	197,26	265,57	260,43
$\sigma_{adm}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	266	266	266	266
$\sigma_{moy} < \sigma_{adm}$	<b>Vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>

**VII.4.5. Vérification la stabilité au renversement selon RPA99V2003 :**

Le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{1}{4} \quad [\text{RPA99V2003(Art :10.1.5)}]$$

**Avec :**

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

- Sens longitudinal :  $e = 2.69 \text{ m} < \frac{L_{x\max}}{4} = \frac{25,61}{4} = 6.4 \text{ m} \dots\dots\dots$  Condition vérifiée.
- Sens transversal :  $e = 1.017 \text{ m} < \frac{L_{y\max}}{4} = \frac{23.95}{4} = 5.99 \text{ m} \dots\dots$ Condition vérifiée.

La stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens.

**VII.5. Ferrailage du radier :**

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les nervures sont soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges. Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le **BAEL 91**.

### VII.5.1. Méthode de calcul :

Le radier est assimilé à un plancher renversé chargé par la réaction uniforme du sol, il est composé de plusieurs panneaux simplement appuyés sur 4 cotés.

Le calcul se fera en flexion simple, en considérant la fissuration préjudiciable en raison du contact avec l'eau.

Les moments isostatiques seront déterminés à partir de la méthode proposée par les règles de BAEL91. Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de 1ml de largeur et ont pour valeurs :

- Dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Avec :

$$q = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}}$$

Les valeurs des  $\mu_x, \mu_y$  ont fonction de :  $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$

On distingue deux cas :

$0 < \alpha < 0,4 \Rightarrow$  la dalle porte sur un sens.

$0,4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow$  la dalle porte sur deux sens.

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés aux niveaux des appuis. D'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- ♦ Si le panneau considéré est continu au-delà des appuis, panneau intermédiaire :
  - Moment en travée :  $(M_{tx} = 0,75 \cdot M_x ; M_{ty} = 0,75 \cdot M_y)$
  - Moment sur appuis :  $(M_{ax} = 0,5 \cdot M_x ; M_{ay} = 0,5 \cdot M_y)$
- ♦ Si le panneau considéré est un panneau de rive
  - Moment en travée :  $(M_{tx} = 0,85 \cdot M_x ; M_{ty} = 0,85 \cdot M_y)$
  - Moment sur appuis :  $(M_{tx} = 0,3 \cdot M_x ; M_{ty} = 0,3 \cdot M_y)$

Le calcul se fera pour le panneau le plus sollicité uniquement. Ce dernier a les dimensions montrées dans le schéma ci-joint, où  $L_x$  est la plus petite dimension.

Le rapport de la plus petite dimension du panneau sur la plus grande dimension doit être supérieur à : 0,40

- ♦ Le ferrailage se calcul comme suite :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

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

$$\beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \sigma_s}$$

- ♦ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec :  $A_t > A_{min}$

## VII.5.2. Evaluation des charges et surcharges :

### 1. Les sollicitations :

➤ **ELU** :  $N_U = 83193,6 \text{ KN}$

➤ **ELS** :  $N_S = 60918,12 \text{ KN}$

### 2. Les valeurs des charges ultimes :

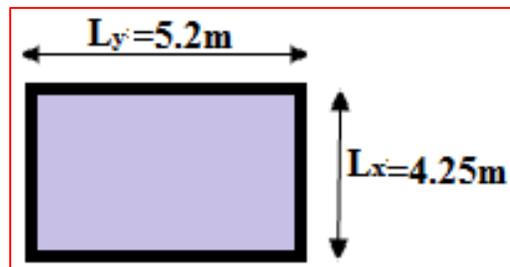
➤ **ELU** :  $Q_{ELU} = \frac{N_{ELU}}{S_{rad}} = 215,27 \text{ KN/m}^2$

➤ **ELS** :  $Q_{ELS} = \frac{N_{ELS}}{S_{rad}} = 157,63 \text{ KN/m}^2$

## VII.5.3. Calcul du ferrailage longitudinal

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,25}{5,2} = 0,82$$

$1 > \alpha > 0,4$  la dalle travaille dans les deux sens



**Figure VII.6** : le panneau le plus sollicité

**Tableau VII.4 :** Calcul des sollicitations et le ferrailage de radier.

Désignation		ELU		ELS	
		Sens X-X	Sens X-X	Sens X-X	Sens Y-Y
<b>q</b> [KN]		228.85	163.22	163.22	228.85
<b>μ</b>		0.0542	0.0542	0.0542	0.631
<b>M</b> [KN.m]		224.04	159.79	159.79	141.37
<b>M<sub>t</sub></b> [KN.m]		168.03	119.85	119.85	106.03
<b>M<sub>a</sub></b> [KN.m]		67.21	47.94	47.94	42.41
<b>En Traves</b>	<b>A<sub>t</sub><sup>cal</sup></b> [cm <sup>2</sup> /ml]	12.12	9.92	9.92	8.74
	<b>A<sub>min</sub></b> [cm <sup>2</sup> /ml]	4.35	4.35	4.35	4.35
	<b>Choix</b>	8T14 = 12.32	6T14 = 9.24	6T14=9.24	8T12 = 9.05
	<b>S<sub>t</sub></b> [cm]	12	16	16	12
<b>Aux Appuis</b>	<b>A<sub>a</sub><sup>cal</sup></b> [cm <sup>2</sup> /ml]	5.47	4.88	4.88	4.43
	<b>A<sub>min</sub></b> [cm <sup>2</sup> /ml]	4.35	4.35	4.35	4.35
	<b>Choix</b>	8T14 = 12.32	6T14 = 9.24	6T14=9.24	8T12 = 9.05
	<b>S<sub>t</sub></b> [cm]	12	16	16	12

**VII.6. Débord :**

Le débord est assimilé à une console courte encastree dans le radier de longueur  $L= 50 \text{ cm}$ , soumise à une charge uniformément repartie

**1. Ferrailage du débord :**

$$b = 1 \text{ m}$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

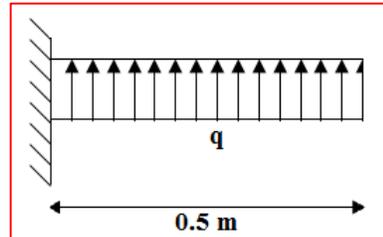
$$d = 37 \text{ cm}$$

$$L = 0,5 \text{ m}$$

$$q_u = 205.63 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ser} = 152.09 \text{ KN/ml}$$

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



**Figure VII.7 :** Schéma statique du débord

$$M_u = \frac{q_u L^2}{2}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} L^2}{2}$$

♦ **Ferrailage longitudinale :**

**Tableau VII.5 :** Calcul le ferrailage du débord

Désignation	ELU	ELS
M [KN.m]	25.7	19.01
$A_t^{cal}$ [cm <sup>2</sup> /ml]	2.01	1.48
$A_{min}$ [cm <sup>2</sup> /ml]	4.35	4.35
Choix	5T12 = 5.66 [cm <sup>2</sup> /ml]	
$S_t$	$S_t = 20 \text{ cm}$	

♦ **Ferraillage transversal :**

Les armatures transversales ne sont pas à prévoir si les deux conditions suivantes sont vérifiées :

- La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans toute son épaisseur.

- $\tau_b = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \tau_u^- = \text{Min}\{0,15f_{c28}; 4\text{MPa}\} = 2,5\text{MPa}$

Avec :

$V_u$  : effort tranchant maximum à l'ELU

$$V_u = q_u \times L = 205.63 \times 0,5 = 102.82\text{KN}$$

$$\tau_b = 0,28 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

- La vérification au cisaillement est vérifiée donc les armatures d'effort tranchant ne sont pas nécessaires.
- Le débord est coulé sans reprise du bétonnage donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**NB :** On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

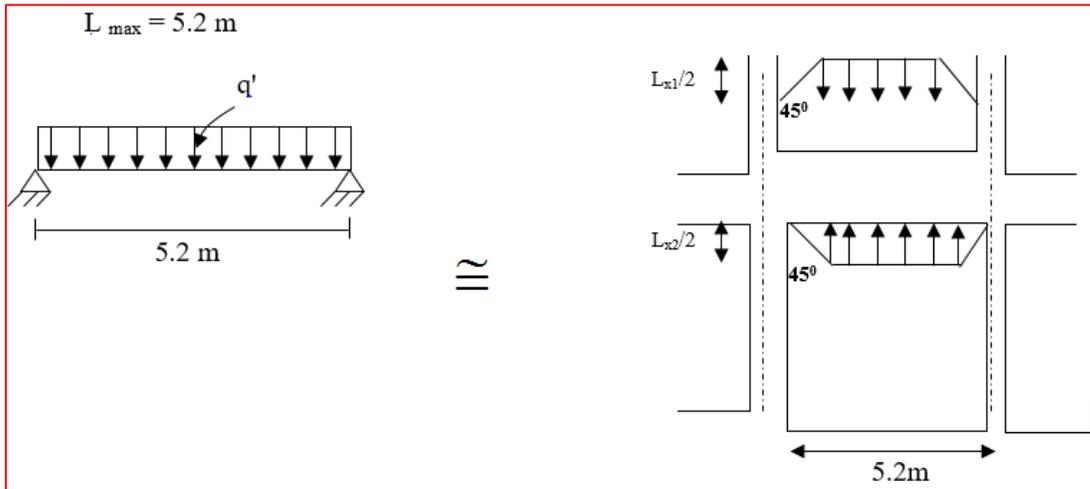
**VII.7. Ferraillage des poutres de libages (nervure)**

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales. Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties. Pour le calcul du ferraillage on prend le cas le plus défavorable.

## 1. Sens longitudinal :



**Figure VII.8 :** Répartition des charges sur les poutres selon Les lignes de rupture.

### Calcul de $q'$ :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$q' = \frac{q}{2} \left[ \left( 1 - \frac{Lx_1^2}{3 \times Ly_1^2} \right) \times Lx_1 + \left( 1 - \frac{Lx_2^2}{3 \times Ly_1^2} \right) \times Lx_2 \right]$$

Avec :

$$\begin{cases} Lx_1 = 4.4\text{m} \\ Lx_2 = 5.2\text{m} \\ q = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} = 143.22 \text{ KN/m}^2 \\ b = 50 \text{ cm.} \end{cases}$$

Donc :

$$q' = \frac{143.22}{2} \left[ \left( 1 - \frac{(4.4)^2}{3 \times 4.25^2} \right) \times 4.4 + \left( 1 - \frac{(5.2)^2}{3 \times 4.25^2} \right) \times 5.2 \right] = 389.07 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{q' \cdot L^2}{8} = 1315.04 \text{ KNm}$$

## 2. Sens transversale :

**Calcul de q'**: C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$q' = q'_{\text{triangle}} + q'_{\text{trapez}} \implies q' = \frac{2}{3} \cdot q \cdot L_x$$

$$q'_{\text{triangle}} = \frac{2}{3} \times 144,14 \times 3,8 = 405.79 \text{ KN/m}$$

$$q'_{\text{trapez}} = \frac{q}{2} \left( 1 - \frac{L_x^2}{3L_y^2} \right) L_x = 186.55 \text{ KN/m}$$

$$M_o = \frac{q' \cdot L^2}{8} = \frac{592.34 \cdot (425)^2}{8} = 1337.39 \text{ KN.m}$$

### ➤ Calcul du ferrailage :

$$M_t = 0,80M_o, \quad b = 50 \text{ cm}, \quad h = 80 \text{ cm}, \quad d = 0,9 \cdot h = 72 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

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

$$Z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \cdot \sigma_s}$$

**Tableau VII.6** : Calcul le ferrailage du nervure

panneau p2	Sens longitudinal		Sens transversal	
	en travée	en appui	en travée	en appui
<b>M<sub>t</sub> [KN .m]</b>	1052	394.51	1069.9	401.22
<b>A<sub>s</sub>' [cm<sup>2</sup>]</b>	0	0	0	0
<b>As [cm<sup>2</sup>]</b>	48.13	15.98	49.10	16.07
<b>As<sub>min</sub> [cm<sup>2</sup>]</b>	4.35	4.35	4.35	4.35
<b>Choix</b>	10T25	10T25	10T25	10T25
<b>A<sub>adoption</sub> [cm<sup>2</sup>]</b>	49.11	49.11	49.11	49.11

## 3. Armature de peau :

Puisque  $h > 60 \text{ cm}$  .il est obligatoire d'ajouter les armatures de panneaux :

$$A = 3 \text{ cm}^2 \times h = 2,4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } \mathbf{2T14} \text{ fils} \quad A = 3.08 \text{ cm}^2$$

**4. Vérification Contrainte de cisaillement :**

$$T = \frac{Pu \times l}{2}$$

$$T = \frac{143.22 \times 5.2}{2} = 372.37 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{372.37 \cdot 10^3}{500 \cdot 720} = 1.03 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2,50 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 1.03 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**5. Armatures transversales :**

• **BAEL 91 modifié 99 :**

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_c} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$* \frac{A_t f_c}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right) = 0,40 \text{ MPa}$$

• **RPA99 version 2003 :**

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right) = 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 40 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

$$\text{Avec : } \phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10}\right) = 2.29 \text{ cm}$$

On prend  $\phi_t = 10 \text{ mm}$

$f_c = 400 \text{ MPa}$  ;  $\tau_u = 1.03 \text{ MPa}$  ;  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$  ;  $b = 50 \text{ cm}$  ;  $d = 72 \text{ cm}$

On trouve :

$S_t = 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$

$S_t = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$

$$A_t \geq 4.5 \text{ cm}^2$$

On prend :  $6T10 = 4.71 \text{ cm}^2$

6. Schéma de ferrailage :

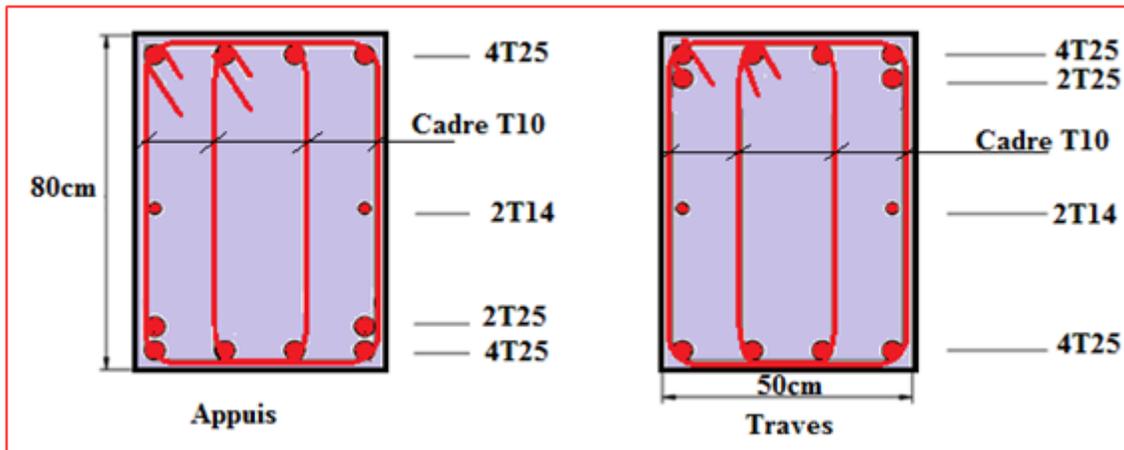
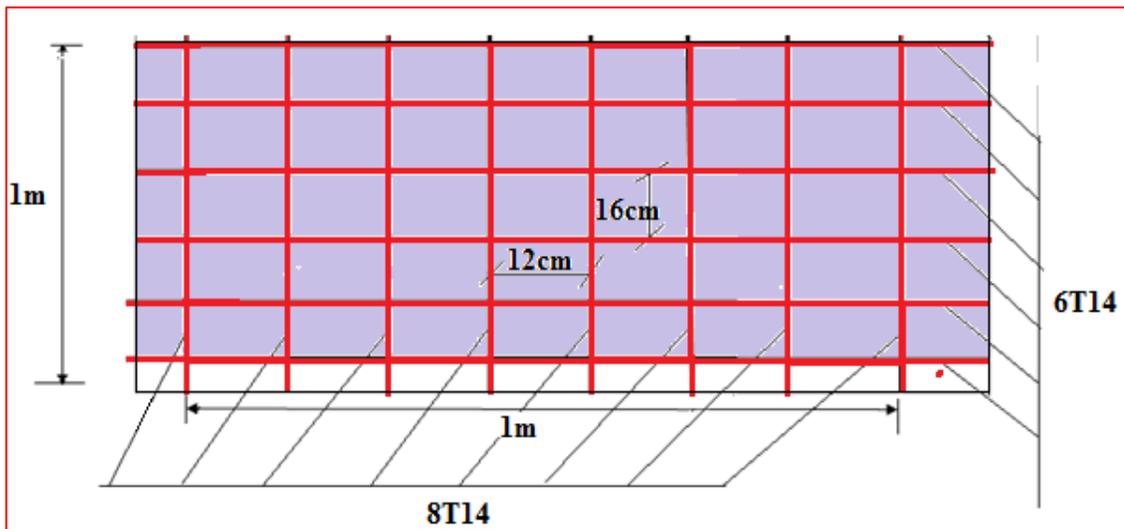


Figure VII.9 : Ferrailage des poutres de libages dans les deux sens.



FigureVII.10 : Schéma de ferrailage du radier aux appuis et en traves dans les deux sens

### VII.8. Etude du voile périphérique

#### VII.8.1. Introduction :

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous-sol et les fondations.

#### VII.8.2. Pré dimensionnement : [RPA99v2003(art :10.1.2)]

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 modifié en 2003** :

- Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
  - ✓ Epaisseur  $e \geq 15$  cm
  - ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
  - ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1%B dans les deux sens (horizontal et vertical).
  - ✓ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
  - ✓ La longueur de recouvrement est de  $50\varnothing$  avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec :

B : Section du voile.

#### VII.8.3. Évaluation des charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$L_x = 5.20$  m ;  $L_y = 4.25$  m ;  $e = 20$  cm

Les charges et surcharges prises uniformément réparties sur une bande de 1m se situent à la base du voile (cas le plus défavorable).

Selon le **BAEL91 modifié 99**, la charge de poussées des terres est donnée par :  $Q = A.\gamma.H$

Avec :  $Q$  : Contrainte à la base sur une bande de 1m.

$A$  : Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

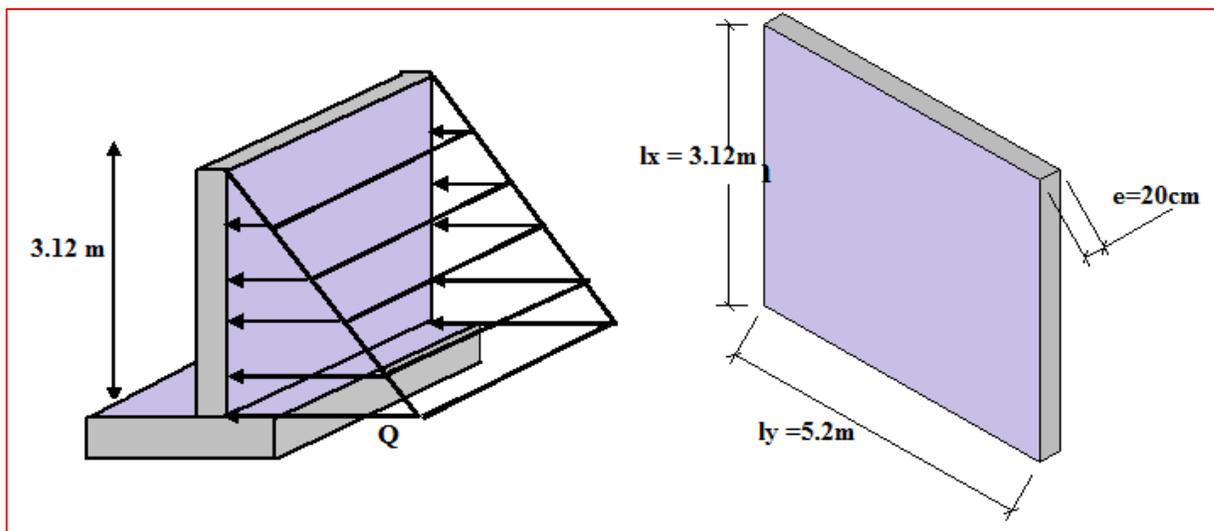
$\gamma$  : Poids spécifique des terres :  $\gamma_h=22\text{kN/m}^3$ .

$H$  : Hauteur du voile :  $H = 3.12\text{m}$ .

$$\varphi = 17.77^\circ \Rightarrow A = f(\varphi) = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.53$$

$$Q = A.\gamma.H = 36.54 \text{ KN/ml}$$

$$Q_u = 1.35.Q = 49.11 \text{ KN/ml}$$



**Figure VII.11** : Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité

### VII.8.4. Effort dans la dalle

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{3.12}{5.2} = 0,6 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans deux sens.}$$

$$\text{Avec: } M_0 = \frac{q_l^2}{8} = \frac{49.11 \times 5.2^2}{8} = 165.99 \text{ KN.m}$$

**Tableau VII.7** : Calcul des moments

$\mu_x$	$\mu_y$	$q_u$ [KN/m]	$M_x$ [KN/m]	$M_y$ [KN/m]	$M_{tx}$ [KN/m]	$M_{ty}$ [KN/m]	$M_{ax}$ [KN/m]	$M_{ay}$ [KN/m]
0.0812	0.305	49.11	38.81	11.83	29.11	8.87	11.64	3.55

### VII.8.5. Calcul du ferrailage

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ;$$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau VII.8 : Ferrailage du voile périphérique**

Désignation	Sens	$M_u$ [KN/m]	$A_s^{cal}$ [cm <sup>2</sup> ]	Choix	$A_s^{adp}$ [cm <sup>2</sup> ]	Esp [cm]
<b>Travée</b>	x-x	29.11	5.57	5T12	5.66	20
	y-y	8.87	1.6	5T10	3,93	20
<b>Appuis</b>	x-x	11.64	2.2	5T10	3,93	20
	y-y	3.55	0.59	5T10	3,93	20

### VII.8.6 Vérifications nécessaires :

#### 1. Condition de non fragilité :

Pour les dalles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est comptée entre 12 et 30cm (12cm ≤ e ≤ 30cm).

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min}; & A_x^{\min} = \rho_0 \left[ 3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min}; & A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

Avec :

$\rho_0 = 0,0008$  pour les barres de FeE400

$$A_x^{\min} = 0,0008 \left( 3 - \frac{3.12}{5.2} \right) \frac{100 \cdot 20}{2} = 1.92 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1.60 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_x = 3.93 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1.92 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A_y = 3,93 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1.60 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

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

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 1.25\text{MPa}$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 69.63\text{KN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 51.07\text{KN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 69.63\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{31.50 \cdot 10^3}{1000 \times 180} = 0.39\text{MPa} < 1,25\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

**3. Vérification à L'ELS :**

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

**Tableau VII.9 : Calcul des moments**

$\mu_x$	$\mu_y$	$q_{ser}$ [KN/m]	$M_x$ [KN/m]	$M_y$ [KN/m]	$M_{tx}$ [KN/m]	$M_{ty}$ [KN/m]	$M_{ax}$ [KN/m]	$M_{ay}$ [KN/m]
0.0812	0.305	36.54	28.88	8.81	21.66	6.61	8.66	2.64

**Tableau VII.10 : Vérification des contraintes à l'ELS**

	Sens	$M_{ser}$ [KN/m]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$Y$ [cm]	$I$ [cm <sup>4</sup> ]	$\sigma_{bc}$ [Mpa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [Mpa]	Vérification
<b>En travée</b>	x-x	21.66	5.66	4.74	18477.64	5.56	15	<b>vérifiée</b>
	y-y	6.61	3,93	4.05	13686.14	1.96	15	<b>vérifiée</b>
<b>Sur appuis</b>	x-x	8.66	3,93	4.05	13686.14	2.56	15	<b>vérifiée</b>
	y-y	2.64	3,93	4.05	13686.14	0.78	15	<b>vérifiée</b>

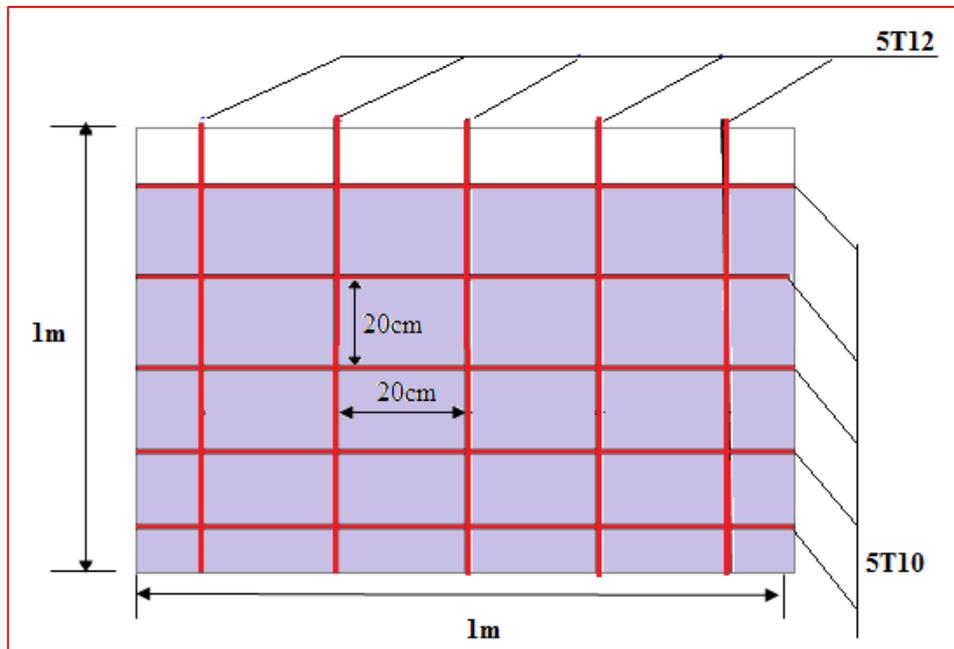


Figure VII.12 : Ferrailage du voile périphérique en travée

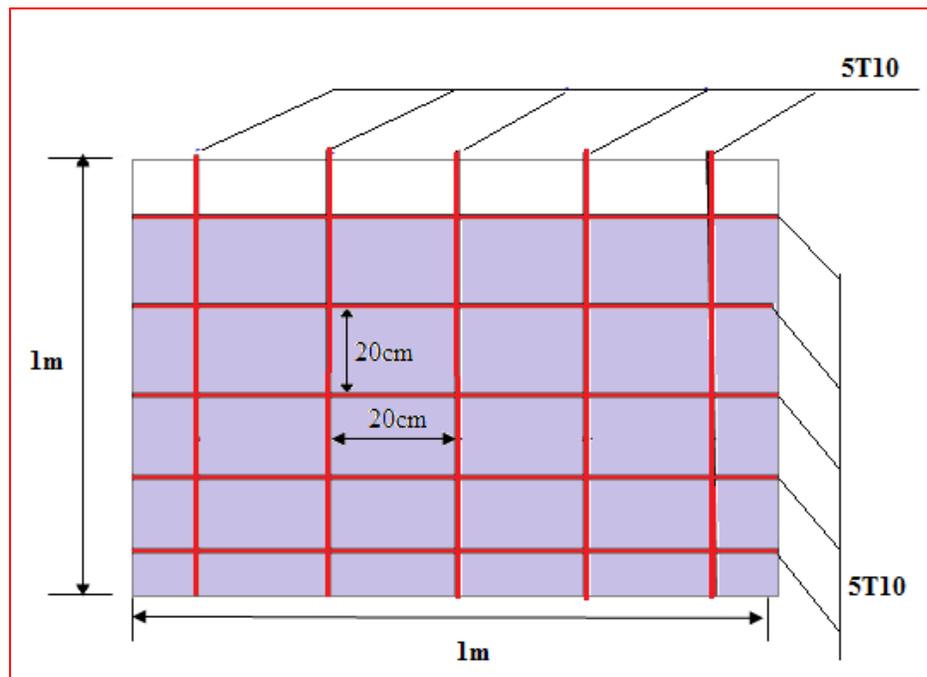


Figure VII.13 : Ferrailage du voile périphérique aux appuis

# **Conclusion Générale**

### Conclusion générale

L'étude de notre projet de fin d'études qui s'intéresse à la conception et au calcul d'un Bâtiment (R+8+ sous-sol) en béton armé contreventé par déférente système, exige par RPA99v2003. L'objet de l'étude des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, d'une valeur numérique du coefficient de comportement **R**. nous a permis d'exploiter tout ce que on a étudié durant les années de spécialité en Génie Civil surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements (**RPA, BAEL, DTR...**).

Le choix des systèmes structuraux est fait en tenant compte de leur fiabilité et de leur capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique et le coefficient de comportement qui a contrôlé la structure, il est fixé en fonction de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments

Il nous a également permis de comprendre et d'apprendre l'utilisation de quelques logiciels et outils informatiques à l'exemple de **l'ETABS, AUTOCAD, SOCOTEC**, etc.

En outre, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de minimiser le risque sismique et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception adéquate qui devrait satisfaire l'aspect architecturale et les exigences sécuritaires et le domaine de génie civil on s'intéresse à trois critères importants :

- Résistance.
- Durabilité.
- L'économie.

J'ai constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur sa concordance avec le côté pratique.

Espérons que ce modeste travail va être d'un grand apport pour les prochaines promotions car c'est par la mise en commun des connaissances et de l'avance de l'expérience que l'on avance dans notre vie professionnelle.

# Annexe

**TABLEAU DES SECTIONS DES ARMATURES**  
Section en "cm<sup>2</sup>", diamètre  $\phi$  en "mm"

$\phi$	T5	T6	T8	T10	T12	T14	T16	T20	T25	T32	T40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,90	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,19
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

**Tableau de PIGEAUD pour  $\rho = 0.9$**

$\frac{y}{l}$ \ $\frac{2l}{x}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
<i>Valeurs de <math>M_1</math></i>	0,0	—	0,254	0,187	0,154	0,131	0,115	0,102	0,090	0,081	0,075	0,067
	0,1	0,302	0,235	0,183	0,152	0,130	0,114	0,101	0,089	0,080	0,073	0,067
	0,2	0,260	0,214	0,175	0,148	0,128	0,112	0,099	0,088	0,079	0,072	0,066
	0,3	0,227	0,196	0,164	0,142	0,124	0,109	0,097	0,086	0,078	0,070	0,065
	0,4	0,202	0,178	0,153	0,134	0,118	0,105	0,093	0,083	0,075	0,068	0,063
	0,5	0,181	0,160	0,141	0,126	0,113	0,100	0,089	0,080	0,073	0,066	0,060
	0,6	0,161	0,146	0,130	0,118	0,106	0,095	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057
	0,7	0,144	0,133	0,121	0,110	0,098	0,088	0,079	0,072	0,065	0,058	0,054
	0,8	0,132	0,123	0,113	0,102	0,092	0,083	0,074	0,067	0,061	0,055	0,049
	0,9	0,122	0,114	0,103	0,093	0,084	0,076	0,068	0,062	0,057	0,051	0,046
	1,0	0,112	0,102	0,093	0,084	0,075	0,068	0,062	0,057	0,051	0,046	0,042
<i>Valeurs de <math>M_2</math></i>	0,0	—	0,310	0,200	0,167	0,149	0,134	0,122	0,110	0,098	0,088	0,081
	0,1	0,253	0,208	0,173	0,151	0,136	0,123	0,110	0,099	0,089	0,081	0,074
	0,2	0,202	0,175	0,152	0,137	0,123	0,110	0,100	0,089	0,082	0,074	0,067
	0,3	0,167	0,150	0,135	0,123	0,110	0,099	0,088	0,081	0,074	0,067	0,061
	0,4	0,143	0,132	0,122	0,110	0,098	0,088	0,081	0,074	0,067	0,061	0,056
	0,5	0,128	0,118	0,108	0,097	0,088	0,080	0,073	0,067	0,062	0,056	0,051
	0,6	0,114	0,106	0,096	0,087	0,079	0,073	0,067	0,062	0,056	0,052	0,047
	0,7	0,102	0,094	0,086	0,078	0,073	0,067	0,062	0,057	0,052	0,047	0,043
	0,8	0,090	0,083	0,077	0,072	0,066	0,062	0,056	0,052	0,047	0,043	0,038
	0,9	0,081	0,076	0,071	0,066	0,061	0,056	0,052	0,047	0,043	0,038	0,035
	1,0	0,073	0,069	0,065	0,060	0,055	0,050	0,047	0,043	0,038	0,035	0,032

**Tableau de PIGEAUD pour  $\rho = 0.8$**

$\frac{y}{x}$	$\frac{y}{x}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
Valeurs de $M_1$	0,0	—	0,250	0,200	0,168	0,144	0,126	0,110	0,099	0,089	0,081	0,077
	0,1	0,320	0,235	0,194	0,166	0,143	0,125	0,109	0,098	0,088	0,081	0,077
	0,2	0,257	0,216	0,184	0,160	0,140	0,123	0,108	0,097	0,088	0,079	0,075
	0,3	0,225	0,198	0,172	0,152	0,134	0,118	0,104	0,094	0,086	0,078	0,073
	0,4	0,203	0,181	0,160	0,142	0,126	0,112	0,100	0,090	0,082	0,076	0,069
	0,5	0,184	0,166	0,148	0,132	0,117	0,105	0,095	0,086	0,078	0,073	0,066
	0,6	0,167	0,151	0,135	0,122	0,109	0,098	0,089	0,082	0,074	0,068	0,061
	0,7	0,150	0,137	0,123	0,112	0,101	0,093	0,084	0,076	0,069	0,063	0,057
	0,8	0,135	0,124	0,113	0,103	0,094	0,086	0,078	0,071	0,064	0,058	0,053
	0,9	0,124	0,114	0,104	0,095	0,087	0,079	0,072	0,065	0,059	0,054	0,049
	1,0	0,113	0,105	0,096	0,087	0,079	0,072	0,066	0,059	0,054	0,049	0,045
Valeurs de $M_2$	0,0	—	0,282	0,231	0,199	0,175	0,156	0,141	0,129	0,116	0,105	0,095
	0,1	0,227	0,196	0,174	0,159	0,145	0,133	0,121	0,111	0,102	0,093	0,083
	0,2	0,160	0,150	0,139	0,129	0,120	0,109	0,103	0,096	0,087	0,079	0,070
	0,3	0,128	0,122	0,114	0,107	0,101	0,094	0,088	0,082	0,075	0,068	0,061
	0,4	0,107	0,102	0,097	0,091	0,086	0,081	0,076	0,071	0,066	0,059	0,058
	0,5	0,090	0,087	0,083	0,078	0,074	0,071	0,067	0,063	0,057	0,053	0,047
	0,6	0,079	0,076	0,073	0,069	0,066	0,063	0,058	0,055	0,051	0,047	0,043
	0,7	0,069	0,067	0,064	0,062	0,058	0,056	0,052	0,048	0,045	0,042	0,038
	0,8	0,062	0,059	0,057	0,054	0,052	0,049	0,046	0,043	0,040	0,037	0,033
	0,9	0,055	0,053	0,051	0,048	0,046	0,044	0,042	0,038	0,036	0,033	0,029
	1,0	0,049	0,047	0,046	0,044	0,041	0,038	0,036	0,034	0,032	0,028	0,027

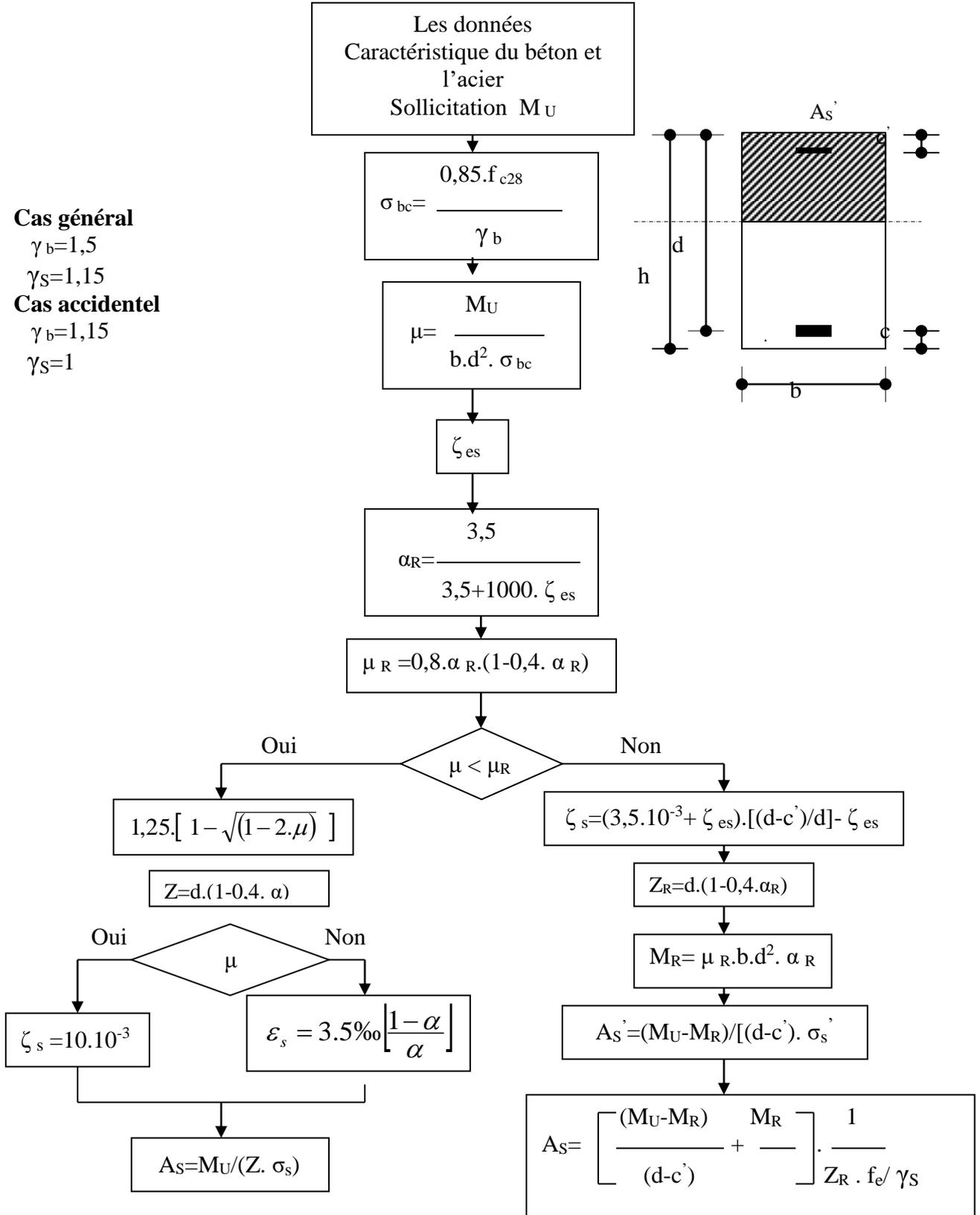
**Tableau de PIGEAUD pour  $\rho = 0.6$**

$\frac{u}{y}$ \ $\frac{u}{l_x}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
<i>Valeurs de <math>M_1</math></i>	0,0	—	0,273	0,217	0,183	0,162	0,143	0,127	0,114	0,104	0,094	0,087
	0,1	0,310	0,249	0,208	0,178	0,158	0,141	0,126	0,115	0,103	0,093	0,086
	0,2	0,255	0,224	0,193	0,168	0,152	0,137	0,122	0,110	0,100	0,092	0,084
	0,3	0,220	0,200	0,176	0,158	0,144	0,130	0,117	0,106	0,097	0,088	0,080
	0,4	0,197	0,180	0,162	0,148	0,135	0,122	0,110	0,100	0,092	0,083	0,077
	0,5	0,177	0,162	0,149	0,137	0,125	0,113	0,103	0,094	0,087	0,078	0,072
	0,6	0,160	0,148	0,137	0,126	0,115	0,106	0,097	0,088	0,081	0,074	0,067
	0,7	0,144	0,135	0,124	0,114	0,106	0,098	0,090	0,082	0,075	0,068	0,062
	0,8	0,131	0,123	0,114	0,106	0,098	0,090	0,083	0,076	0,069	0,063	0,057
	0,9	0,119	0,112	0,104	0,097	0,090	0,083	0,076	0,069	0,063	0,057	0,053
	1,0	0,109	0,102	0,095	0,088	0,081	0,075	0,068	0,063	0,057	0,053	0,049
<i>Valeurs de <math>M_2</math></i>	0,0	—	0,320	0,232	0,200	0,181	0,163	0,150	0,136	0,120	0,107	0,095
	0,1	0,170	0,160	0,150	0,144	0,136	0,127	0,118	0,107	0,098	0,087	0,079
	0,2	0,110	0,109	0,107	0,103	0,100	0,096	0,089	0,083	0,076	0,069	0,061
	0,3	0,084	0,083	0,082	0,080	0,078	0,074	0,070	0,065	0,059	0,053	0,049
	0,4	0,064	0,064	0,063	0,062	0,060	0,057	0,053	0,050	0,048	0,046	0,043
	0,5	0,049	0,049	0,049	0,048	0,048	0,047	0,046	0,044	0,042	0,039	0,037
	0,6	0,044	0,044	0,044	0,044	0,043	0,042	0,040	0,038	0,037	0,034	0,031
	0,7	0,038	0,038	0,038	0,038	0,037	0,036	0,034	0,033	0,031	0,028	0,026
	0,8	0,033	0,033	0,033	0,033	0,032	0,030	0,029	0,028	0,026	0,024	0,021
	0,9	0,028	0,028	0,028	0,028	0,027	0,026	0,024	0,023	0,022	0,019	0,018
	1,0	0,023	0,023	0,023	0,023	0,022	0,021	0,019	0,018	0,017	0,016	0,015

# ORGANIGRAMME (1)

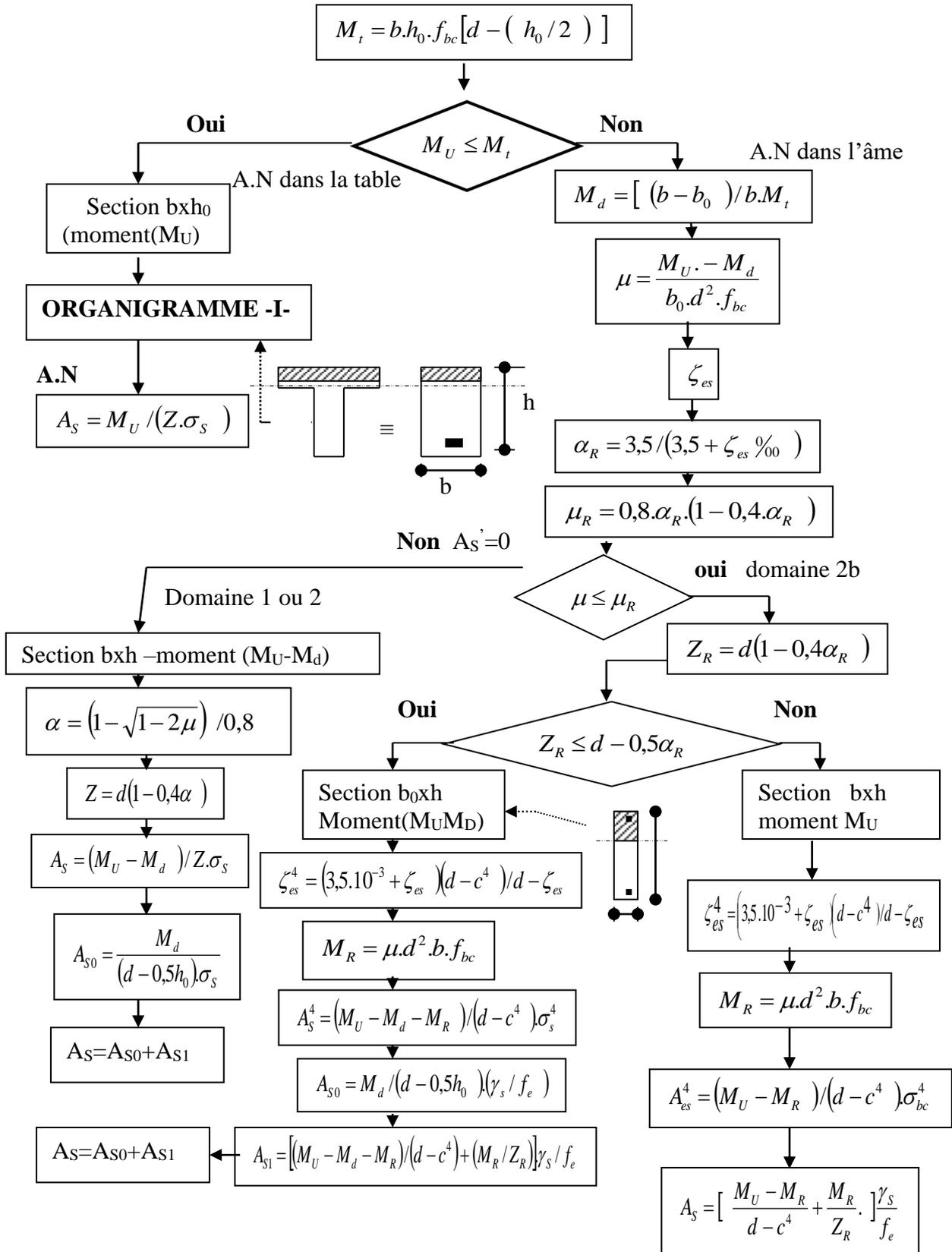
## Section rectangulaire a l'E.L.U en flexion simple

**Cas général**  
 $\gamma_b=1,5$   
 $\gamma_s=1,15$   
**Cas accidentel**  
 $\gamma_b=1,15$   
 $\gamma_s=1$



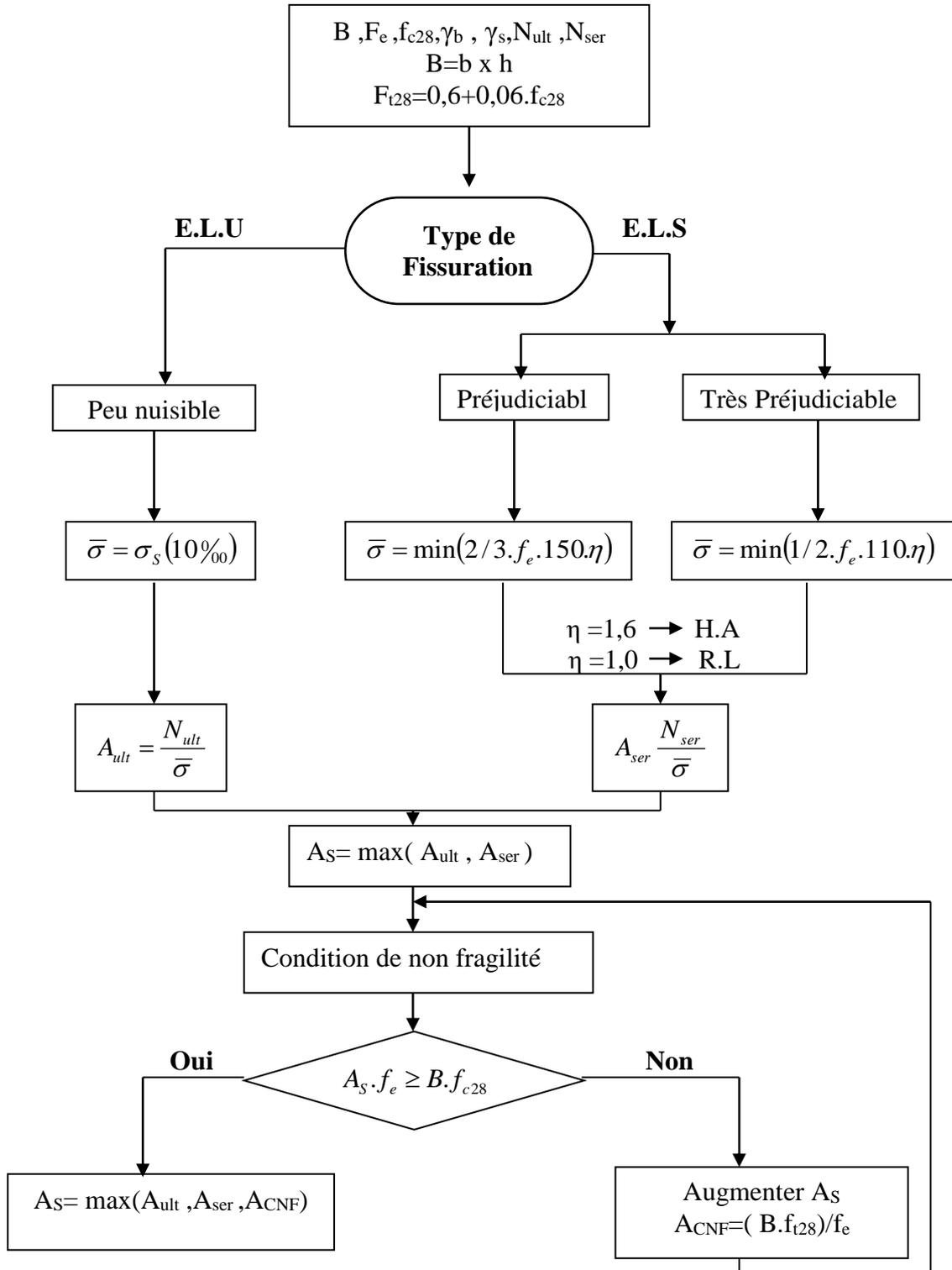
## ORGANIGRAMME (2)

**Calcul d'une section en -TE- a l'E.L.U en flexion simple**

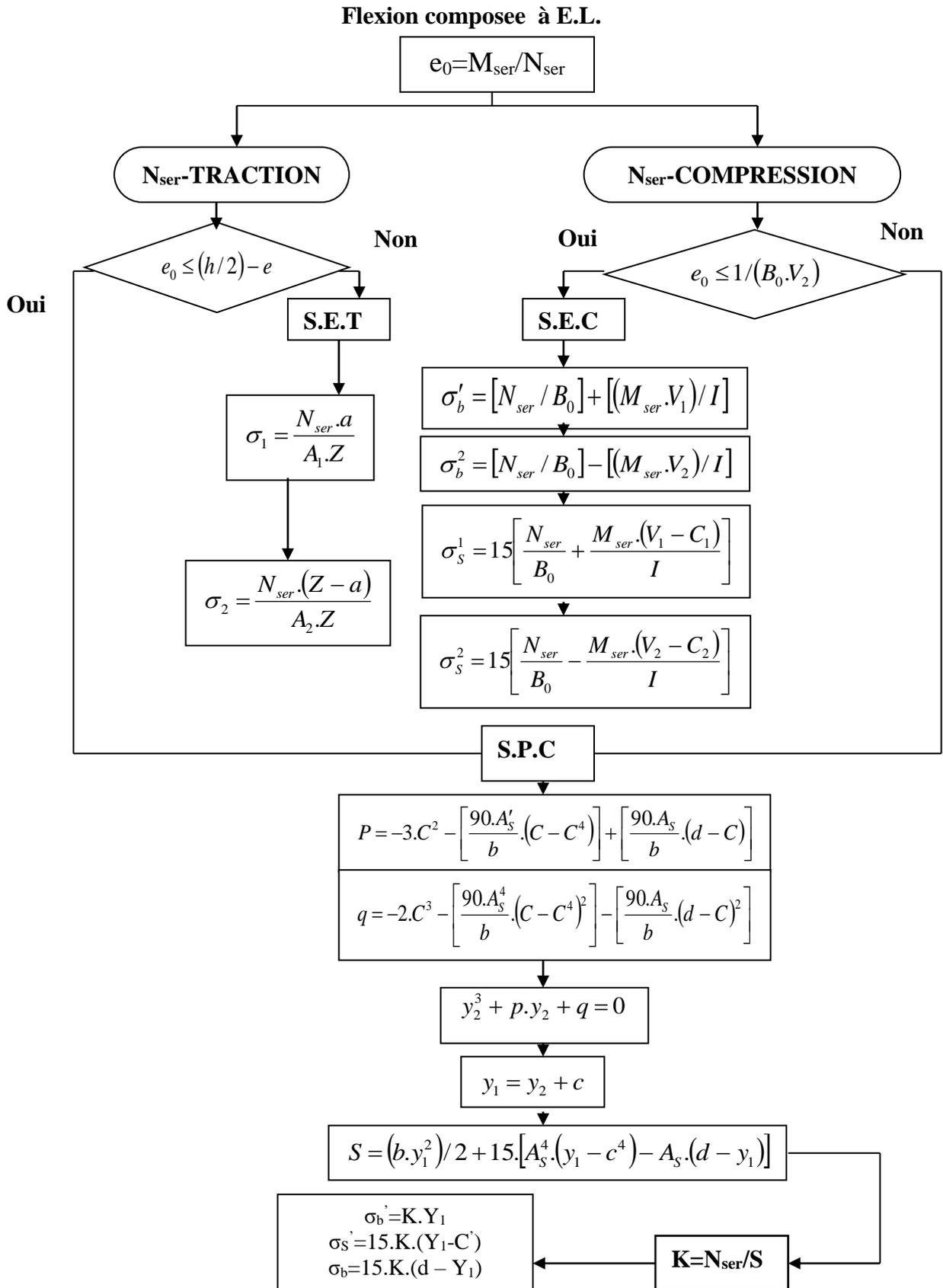


# ORGANIGRAMME (3)

## Traction simple

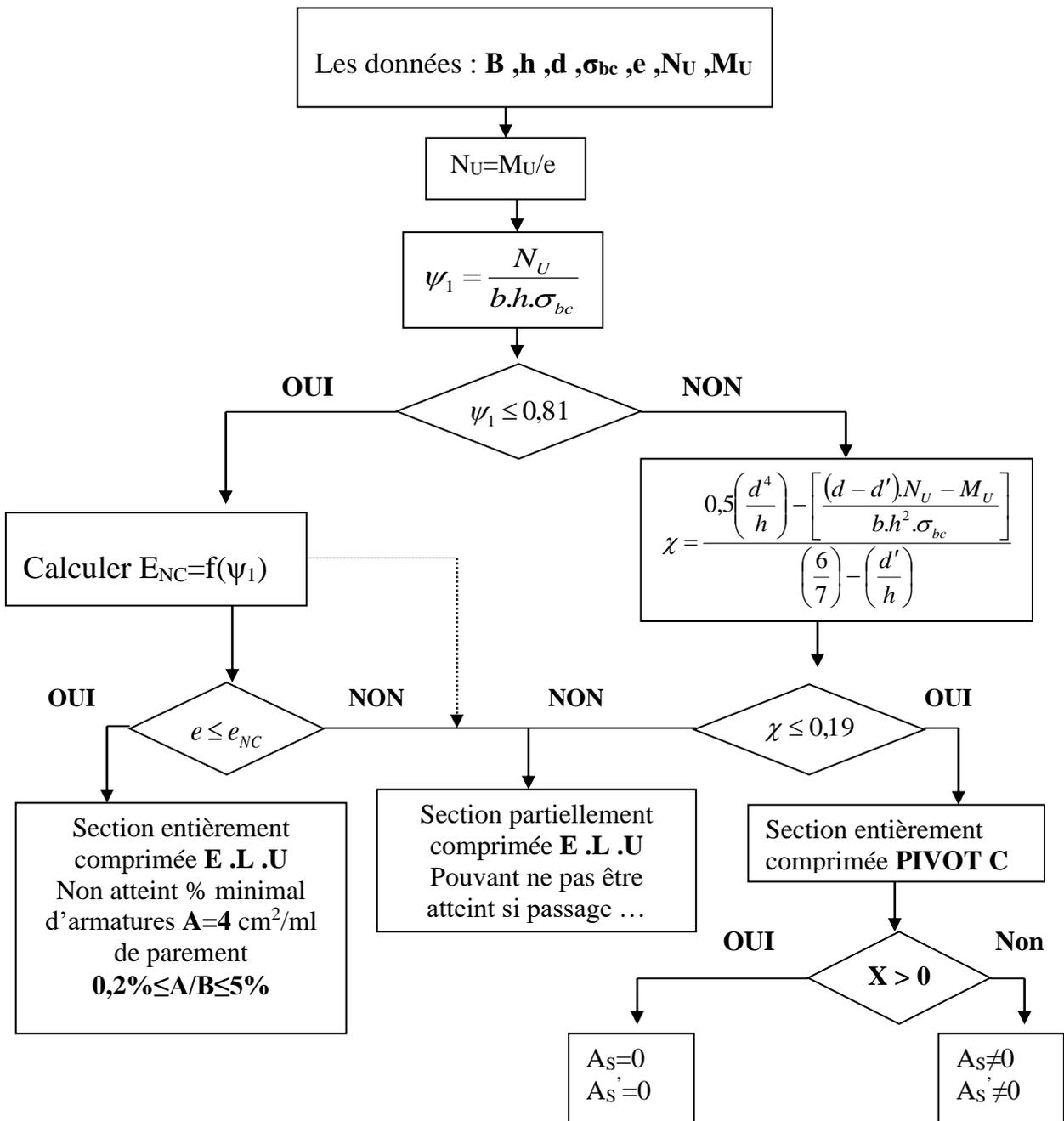
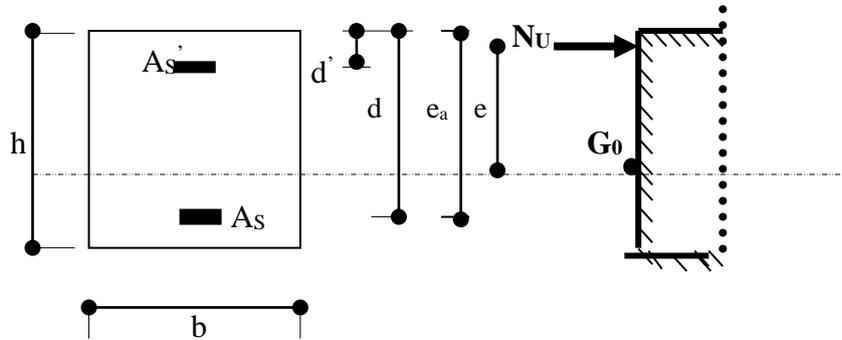


## ORGANIGRAMME (4)



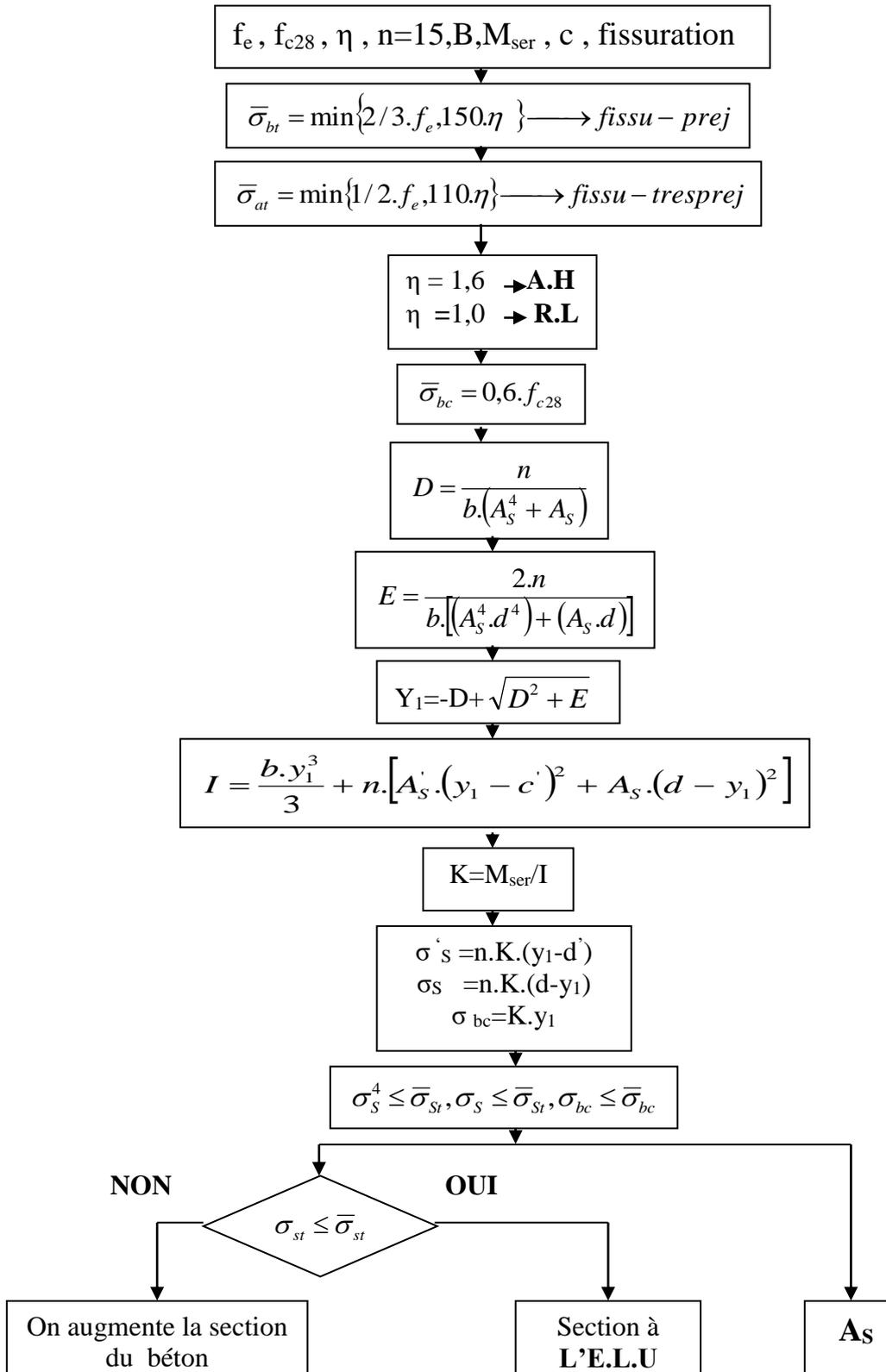
## ORGANIGRAMME (5)

### Calcul d'une section rectangulaire A P.E.L.U en flexion composee



## ORGANIGRAMME (6)

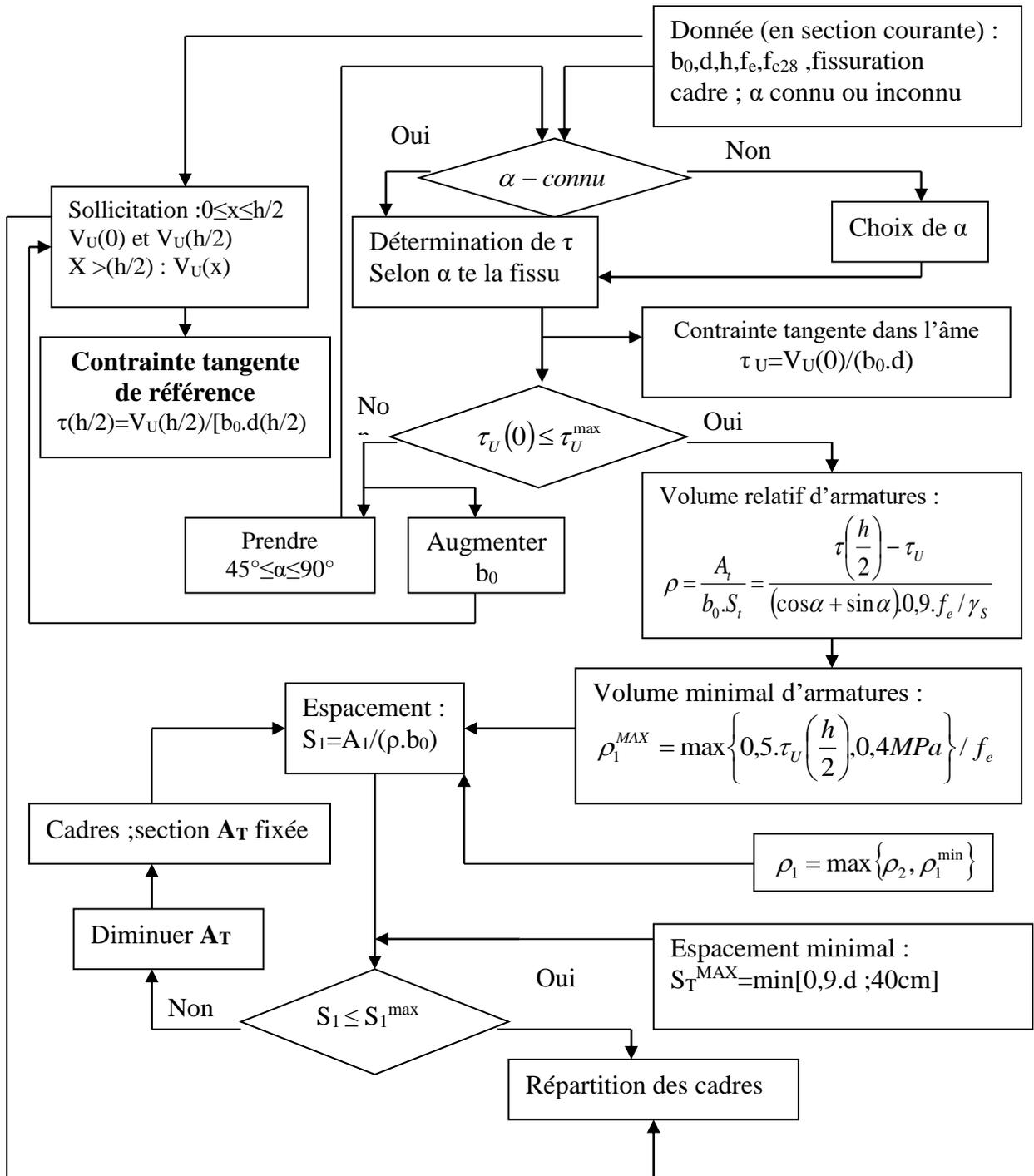
Verification d'une section rectangulaire à -l'E.L.U-



## ORGANIGRAMME (7)

### Calcul des armatures d' une poutre soumise

#### A l'effort tranchant



# ***Référence***

- **(BAEL, 1991)** : Règles béton armé aux états limites 1991 BAEL 91 Modifier99.
- **(RPA, 1999)** : Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003.
- **(BAEL, 1991)** : DTU associés, par Jean pierre Mougins, deuxième Edition Eyrolles.
- **(CBA, 1993)** : Règles de conception et de calcul en béton armé.
- **(DTR BC 2.2)** : Document technique réglementaire.
- **(ETABSE)** : Logiciel de la modélisation de la structure.
- **(SOCOTEC)** : Logiciel de calcul de ferrailage.
- **(AUTO CAD)** : Logiciel de réalisation des plans
- Mémoire publiques.
- Mémoires de fin d'études des universitaires Alegria.