

République Algérienne Démocratique & Populaire  
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
Université de BLIDA « SAAD DAHLAB »  
كلية سعد دحلب- البلدة 01



Département de Génie Civil  
قسم الهندسة المدنية  
MEMOIRE DE MASTER EN GENIE CIVIL  
Spécialité : STRUCTURE



**Mémoire de projet de fin d'étude**

Pour l'obtention du diplôme master en Génie Civil

**Option : Structure**

**Thème :**

**ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE DOUBLE  
HABITATION ET COMMERCE EN BETON ARME  
(R+9+SOUS-SOL)  
CONTREVENTE PAR PORTIQUES ET VOILES**

**Présenté par :**

Mr Bouyahi Kouceila Samir

Mr Boularabi Ali

Devant les membres de jury :

..... U. Saad Dahleb-Blida

..... U. Saad Dahleb-Blida

Mr.Abd el'raouf Djahra U. Saad Dahleb-Blida

**Examineur**

**Promoteur**

**Promotion 2024**

## Remerciements

Ce mémoire aura été difficile à réaliser sans l'aide de plusieurs personnes à qui nous voudrions témoigner toute notre gratitude et notre reconnaissance.

Mais avant tout et en premier lieu, nous souhaitons rendre grâce à Dieu pour sa bienveillance, sa protection et son aide qui sont en abondance.

Nous voudrions remercier notre encadrant de mémoire, pour son sens d'orientation, sa patience et ses conseils judicieux.

Un très grand et particulier merci à nos parents, frères et sœurs qui nous ont aidés et supportés tout le long de ce chemin ce qui nous a permis d'en arriver là.

Mille mercis à nos amis et camarades pour leur présence et leur soutien incommensurable tout au long de ce parcours.

Pour finir, nous tenons à nous remercier mutuellement pour notre discipline, travail, dévouement et surtout

La confiance que nous nous sommes accordés pour réaliser ce mémoire.

Encore une fois, merci à vous tous et que dieu vous bénisse et vous protège.

Je dédie ce mémoire à :

Mes parents :

Ma mère, qui a œuvré pour ma réussite, par son amour, son soutien, tous les sacrifices consentis et ses précieux conseils, pour toute son assistance et sa présence dans ma vie, reçois à travers ce travail aussi modeste soit-il, l'expression de mes sentiments et de mon éternelle gratitude.

Mon père, Mon idole qui peut être fier et trouver ici le résultat de longues années de sacrifices et de privations pour m'aider à avancer dans la vie. Puisse Dieu faire en sorte que ce travail porte son fruit ; merci pour les valeurs nobles, l'éducation et le soutien permanent venu de toi.

A mes très chers frères, et aussi à mes tantes et ma grand-mère ; que Dieu vous assiste.

A mon binôme, à mes chers collègues et à mes chères ami(e)s ; en témoignage de l'amitié qui nous unit et des souvenirs de tous les moments que nous avons passés ensemble, je vous dédie ce travail.

A mes professeurs, qui doivent voir dans ce travail le fruit d'un savoir bien acquis.

A mes chers amis.

A mon pays l'Algérie, et à tous mes frères et sœurs les musulmans dans le monde entier.

Bouyahi kouceila samir

Je dédie ce mémoire à :

Mes parents :

Ma mère, qui a œuvré pour ma réussite, par son amour, son soutien, tous les sacrifices consentis et ses précieux conseils, pour toute son assistance et sa présence dans ma vie, reçois à travers ce travail aussi modeste soit-il, l'expression de mes sentiments et de mon éternelle gratitude.

Mon père, qui peut être fier et trouver ici le résultat de longues années de sacrifices et de privations pour m'aider à avancer dans la vie. Puisse Dieu faire en sorte que ce travail porte son fruit ; merci pour les valeurs nobles, l'éducation et le soutien permanent venu de toi.

A mes très chers frères et ma sœur, et aussi à mes tantes et mes grands-parents ; que Dieu vous assiste, à tous les membres de ma famille, petits et grands.

A mon binôme, à mes chers collègues et à mes chères ami(e)s ; en témoignage de l'amitié qui nous unit et des souvenirs de tous les moments que nous avons passés ensemble, je vous dédie ce travail.

A mes professeurs, qui doivent voir dans ce travail le fruit d'un savoir bien acquis.

A mes chers amis.

A mon pays l'Algérie, et à tous mes frères et sœurs les musulmans dans le monde entier.

Boularabi Ali

## ملخص:

يقدم هذا المشروع دراسة لهيكل خرساني مقوى للاستخدامات السكنية والتجارية، ويتألف من طابق أرضي بالإضافة إلى 9 طوابق، ويقع في ولاية البليدة التي يتم تصنيفها على أنها منطقة زلزالية رقم 3. حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسه مقاومه الزلازل. هذا العمل الذي كلفنا به يهدف الى تحليل وقياس البناء مع تطبيق قواعد البناء المعمول بها مثل نظام مقاومه الزلازل 1999 نسخته 2003 وقواعد حساب المنشآت المبنية بالخرسانة المسلحة 1993 وقوانين حساب الخرسانة المسلحة 1991 نسخته 1999، تم اجراء التحليل الزلزالي للهيكل باستخدام برنامج تحليل روبيوت 22. بالإضافة إلى ذلك، تم إيلاء اهتمام خاص لدراسة الأساسات لضمان ثبات المبنى ومتانته **الكلمات المفتاحية:** الخرسانة المسلحة، البناء، الزلزال، نظام مقاومه الزلازل 1999 نسخته 2003، حساب المنشآت المبنية بالخرسانة المسلحة، 1993 قوانين حساب الخرسانة المسلحة 1991 نسخته، روبيوت 22.

## Résumé

Ce projet présente une étude d'une structure en béton armé à usage d'habitation et commerce, Comporte un rez-de-chaussée plus 9 étages, elle est implantée à la Wilaya de Blida. Cette région est classée en zone sismique (III) selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA99/Version2003). Ce travail qui nous a été confié et constitué d'une étude technique qui est l'analyse et le dimensionnement du bâtiment tout en appliquant les règles de la construction en vigueur (C.B.A.93, B.A.E.L.91 modifié en 99 et RPA99/V2003), l'analyse sismique de la structure a été réalisée à l'aide du logiciel d'analyse **ROBOT V22**. De plus, une attention particulière a été portée à l'étude des fondations pour garantir la stabilité et la durabilité de l'édifice.

**Mots clés :** Béton Armé, Bâtiment, Séisme, RPA99/V2003, C.B.A.93, B.A.E.L91, ROBOT V22.

## Abstract

This project presents a study of a reinforced concrete structure for residential and commercial use, has a ground floor plus 9 floors, it is located in the Wilaya of Blida. This region is classified as a seismic zone (III) according to the Algerian Paraseismic Regulations (RPA99/Version2003). This work which was entrusted to us and consists of a technical study which is the analysis and the dimensioning of the building while applying the rules of construction in force (C.B.A.93, B.A.E.L.91 modified in 99 and RPA99/V2003), the seismic analysis of the structure was carried out using the analysis software **ROBOT V22**. In addition, particular attention was paid to the study of the foundations to guarantee the stability and durability of the building.

**Keywords:** Reinforced concrete, Building, Earthquake, RPA99/V2003, C.B.A.93, B.A.E.L91, ROBOT V22.

## LISTE DES FIGURES

<b>Figure I.1</b> : Dimension en plan	4
<b>Figure I.2</b> : Dimension du bâtiment en élévation	4
<b>Figure I.3</b> : Essai Brésilien	7
<b>Figure I.4</b> : Résistance du béton a la traction	8
<b>Figure I.5</b> : Diagramme contraintes - déformations du béton à l'ELU	9
<b>Figure I.6</b> : Diagramme contraintes - déformations du béton à l'ELS	10
<b>Figure I.7</b> : Diagramme contrainte - déformations de l'acier	11
<b>Figure II.1</b> : Détails d'un plancher à corps creux	14
<b>Figure II.2</b> : Détails d'un plancher à dalle pleine	16
<b>Figure II.3</b> : Coupe verticale du plancher terrasse inaccessible à corps creux	16
<b>Figure II.4</b> : Coupe verticale du plancher terrasse inaccessible à dalle pleine	17
<b>Figure II.5</b> : Coupe verticale du plancher courant à corps creux	19
<b>Figure II.6</b> : Coupe verticale du plancher courant à dalle pleine	20
<b>Figure II.7</b> : Constitution du mur extérieur	21
<b>Figure II.8</b> : Schéma de l'acrotère	22
<b>Figure II.9</b> : La section d'une poutre	25
<b>Figure II.10</b> : Schéma du voile	26
<b>Figure II.11</b> : Section réduite du poteau.	27
<b>Figure II.12</b> : Schéma statique de la descente de charge	29
<b>Figure II.13</b> : Vue en plan des poteaux les plus sollicités	30
<b>Figure II.14</b> : Section du poteau le plus sollicité	30
<b>Figure II.15</b> : Représentation de la surface reprise par le poteau de rive	34
<b>Figure III.1</b> : Section de calcul de l'acrotère	43
<b>Figure III.2</b> : Ferrailage de l'acrotère	45
<b>Figure III.3</b> : schéma d'un escalier de 2 volées	46
<b>Figure III.4</b> : Eléments d'un escalier	47
<b>Figure III.5</b> : Schéma statique de volée	48
<b>Figure III.6</b> : schéma statique de l'escalier	50
<b>Figure III.7</b> : Schéma de ferrailage de l'escalier (volée 1 et 3)	53
<b>Figure III.8</b> : Dimensions d'une dalle	54
<b>Figure III.9</b> : Ferrailage de la dalle pleine	61
<b>Figure III.10</b> : Corps Creux	62
<b>Figure III.11</b> : Schéma de poutrelle	62

<b>Figure III.12</b> : Schéma statique de la Poutrelle à sept travées	68
<b>Figure III.13</b> : Diagramme des moments fléchissant ELU	68
<b>Figure III.14</b> : Diagramme des moments fléchissant ELS	68
<b>Figure III.15</b> : Diagramme de l'efforts tranchants a ELU	68
<b>Figure III.16</b> : Diagramme de l'efforts tranchants a ELS	69
<b>Figure III.17</b> : Ferrailage des poutrelles en Travée et en Appuis	76
<b>Figure III.18</b> : Ferrailage de la dalle de compression	77
<b>Figure III.19</b> : Schéma statistique du balcon	78
<b>Figure III.20</b> : Schéma de ferrailage des balcons	82
<b>Figure IV.1</b> : Spectre de réponse	85
<b>Figure IV.2</b> : Vue en 3D du modèle initial	89
<b>Figure IV.3</b> : Vue en plan du modèle initial	89
<b>Figure IV.4</b> : Vue en plan du 2ème modèle.	93
<b>Figure IV.5</b> : Vue en plan du modèle final	98
<b>Figure V.1</b> : Schémas de ferrailage des poteaux	120-121
<b>Figure V.2</b> : Disposition des Poutres	123
<b>Figure V.3</b> : Arrêt des barres	132
<b>Figure V.4</b> : Ferrailage de Poutre Principale	134
<b>Figure V.5</b> : Ferrailage de Poutre secondaire	135
<b>Figure V.6</b> : : Disposition des voiles	137
<b>Figure V.7</b> : Schéma de ferrailage des voiles	146
<b>Figure VI.1</b> : Semelles isolée sous poteaux	150
<b>Figure VI.2</b> : Semelles filantes	151
<b>Figure VI.3</b> : répartition des charges pour les poteaux centraux	152
<b>Figure VI.4</b> : répartition des charges pour les poteaux de rives	152
<b>Figure VI.5</b> : répartition des charges pour les poteaux d'angles	152
<b>Figure VI.6</b> : Schéma des files des semelles filantes dans les deux sens	153
<b>Figure VI.7</b> : Schéma de ferrailage en appui	173
<b>Figure VI.8</b> : Schéma de ferrailage en travée	173
<b>Figure VI.9</b> : schéma de ferrailage voile périphérique sens x	177

## LISTE DES TABLEAUX

<b>Tableau I.1</b> : Caractéristiques des Aciers	11
<b>Tableau II.1</b> : Charge permanente du plancher terrasse inaccessible (corps creux)	18
<b>Tableau II.2</b> : Charge permanente du plancher terrasse inaccessible (dalle pleine)	19
<b>Tableau II.3</b> : Charge permanente du plancher terrasse (corps creux)	19
<b>Tableau II.4</b> : Charge permanente du plancher terrasse (dalle pleine)	20
<b>Tableau II.5</b> : Charge permanente du plancher courant (corps creux)	20
<b>Tableau II.6</b> : Charge permanente du plancher courant (Dalle pleine)	21
<b>Tableau II.7</b> : Charge permanente du balcon	22
<b>Tableau II.8</b> : Les charges permanentes sur des murs extérieurs à double cloison	22
<b>Tableau II.9</b> : Dégression des surcharges pour poteau central.	32
<b>Tableau II.10</b> : Récapitulatif de la descente de charge pour poteau central.	33
<b>Tableau II.11</b> : Choix des sections de poteau central.	34
<b>Tableau II.13</b> : Dégression des surcharges des poteaux de rives.	37
<b>Tableau II.14</b> : Descente de charge du poteau de rive	38
<b>Tableau II.15</b> : Choix des sections des poteaux de rives	38
<b>Tableau II.16</b> : Choix des poteaux de rives avec vérification de l'effort normal réduit	39
<b>Tableau II.17</b> : Descente de charge du poteau de rive	39
<b>Tableau II.18</b> : Choix des sections des poteaux de rives	41
<b>Tableau II.20</b> : Tableau récapitulatif de la section des poteaux	42
<b>Tableau III.1</b> Les vérifications de l'ELS	47
<b>Tableau III.2</b> Charges Permanentes du Palier	51
<b>Tableau III.3</b> : Charges Permanentes de la Paillasse	52
<b>Tableau III.4</b> : Résultats d'évaluation des charges d'escalier	52
<b>Tableau III.5</b> : Calcul des armatures	53
<b>Tableau III.6</b> : Vérification de compression du béton	55
<b>Tableau III.7</b> : Vérification de la flèche de l'escalier	56
<b>Tableau III.8</b> : Ferrailage de la dalle pleine	57
<b>Tableau III.9</b> : Vérification de CNF	58
<b>Tableau III.10</b> : Vérification des contraintes à l'ELS	59
<b>Tableau III.11</b> : Calcul de la flèche	60
<b>Tableau III.12</b> : : Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée	70
<b>Tableau III.13</b> : Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis	70
<b>Tableau III.14</b> : Vérification de la contrainte de béton	73
<b>Tableau III.15</b> Calcul de la flèche	74
<b>Tableau III.16</b> : Les combinaisons des charges	79
<b>Tableau III.17</b> : : Efforts internes	79
<b>Tableau III.18</b> : Ferrailage du balcon	80
<b>Tableau III.19</b> : Vérification de la contrainte	81
<b>Tableau IV.1</b> : Facteur de qualité	88

<b>Tableau IV.2</b> : Participation massique du modèle initial	90
<b>Tableau IV.3</b> : Participation massique du avec voiles	93
<b>Tableau IV.4</b> : Vérification des déplacements inter étages dans le sens X-X	92
<b>Tableau IV.5</b> : Vérification des déplacements inter étages dans le sens Y-Y	92
<b>Tableau IV.6</b> : Participation massique du modèle final	98
<b>Tableau IV.7</b> : Vérification des déplacements inter étages dans le sens X-X	100
<b>Tableau IV.8</b> : Vérification des déplacements inter étages dans le sens Y-Y	101
<b>Tableau IV.9</b> : Vérification du critère de l'effort normal réduit	101
<b>Tableau IV.10</b> : Vérification l'effet p- $\Delta$ inter étages sens (x-x)	102
<b>Tableau IV.11</b> : Vérification l'effet p- $\Delta$ inter étages sens (yy)	102
<b>Tableau IV.12</b> : Vérification des portiques sous l'effort tranchant d'étage	103
<b>Tableau V.1</b> : Ferrailages des poteaux carrées situation durable ( $N^{\max}$ , $M^{\text{corr}}$ )	107
<b>Tableau V.2</b> : Ferrailages des poteaux carrées situation durable ( $M^{\max}$ , $N^{\text{corr}}$ )	107
<b>Tableau V.3</b> : Ferrailages des poteaux carrées situation durable ( $N^{\min}$ , $M^{\text{corr}}$ )	108
<b>Tableau V.4</b> : Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle ( $N^{\max}$ , $M^{\text{corr}}$ )	108
<b>Tableau V.5</b> : Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle ( $M^{\max}$ , $N^{\text{corr}}$ )	109
<b>Tableau V.6</b> : Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle ( $N^{\min}$ , $M^{\text{corr}}$ )	109
<b>Tableau V.7</b> : Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle ( $N^{\max}$ , $M^{\text{corr}}$ )	110
<b>Tableau V.8</b> : Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle ( $M^{\max}$ , $N^{\text{corr}}$ )	110
<b>Tableau V.9</b> : Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle ( $N^{\min}$ , $M^{\text{cor}}$ )	111
<b>Tableau V.10</b> : Choix des armatures des poteaux carrées	111
<b>Tableau V.11</b> : Vérifications des contraintes pour les poteaux carrées	112
<b>Tableau V.11</b> : Vérification des contraintes pour les poteaux carrées	113
<b>Tableau V.11</b> : Vérification de la contrainte pour les poteaux carrés	113
<b>Tableau V.11</b> : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux carrés	115
<b>Tableau V.15</b> : Espacement maximales selon RPA99 des poteaux carrés	117
<b>Tableau V.16</b> : Choix des armatures transversales pour les poteaux carrées	117
<b>Tableau V.17</b> : Ferrailage des poutres principales (situation durable)	124
<b>Tableau V.18</b> : Ferrailage des poutres principales (situation accidentelle)	124
<b>Tableau V.19</b> : Ferrailage des poutres principales (situation accidentelle)	124
<b>Tableau V.20</b> : Ferrailage des poutres secondaire (situation durable)	125
<b>Tableau V.21</b> : Ferrailage des poutres secondaire (situation accidentelle)	125
<b>Tableau V.22</b> : Ferrailage des poutres secondaire (situation accidentelle)	126
<b>Tableau V.23</b> : Choix des armatures pour les poutres principale	126
<b>Tableau V.24</b> : Choix des armatures pour les poutres secondaire	127
<b>Tableau V.25</b> : Vérification de la condition de non-fragilité	127
<b>Tableau V.26</b> : Vérification des poutres principal à l'ELS	128
<b>Tableau V.27</b> : Vérification des poutres secondaire à l'ELS	128
<b>Tableau V.28</b> : Vérification thermique des poutres principale a l'ELS	129
<b>Tableau V.29</b> : Vérification de la contrainte de cisaillement dans le poutre principale	130
<b>Tableau V.30</b> Vérification de la contrainte de cisaillement dans la poutre secondaire	130
<b>Tableau V.31</b> : Calcul des armatures transversales	131
<b>Tableau V.32</b> : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche	133
<b>Tableau V.33</b> : Les groupes de voiles et leur dimension	137

<b>Tableau V.34</b> : vérification des voiles au cisaillement	140
<b>Tableau V.35</b> : Sollicitation ELU	140
<b>Tableau V.36</b> : Sollicitation G+Q+E	140
<b>Tableau V.37</b> : Sollicitation 0.8G+E	140
<b>Tableau V.38</b> : Résultat de ferrailage horizontale	141
<b>Tableau V.39</b> : Tableau de ferrailage des voiles ...	145
<b>Tableau VI.1</b> : répartition pour les poteaux centraux ELS	153
<b>Tableau VI.2</b> : la répartition pour les poteaux rives ELS	156
<b>Tableau VI.3</b> : la répartition pour les poteaux d'angles ELS	157
<b>Tableau VI.4</b> : Sections des semelles filantes sens X	158
<b>Tableau VI.5</b> : Sections des semelles filantes sens Y	158
<b>Tableau VI.6</b> : Choix de la hauteur ht	160
<b>Tableau VI.7</b> : Choix de hauteur de nervure hN	161
<b>Tableau VI.8</b> : Vérification au renversement	163
<b>Tableau VI.9</b> : Vérification des contraintes à l'ELS sens X	163
<b>Tableau VI.10</b> : Vérification de la contrainte à ELS sens Y	164
<b>Tableau VI.11</b> : Sections des semelles filantes a ELU sens X	164
<b>Tableau VI.12</b> : Sections des semelles filantes a ELU sens Y	165
<b>Tableau VI.13</b> : vérification de la contrainte à ELU sens X	165
<b>Tableau VI.14</b> : vérification de la contrainte à ELU sens Y	166
<b>Tableau VI.15</b> : Ferrailage pour les semelles sens X	167
<b>Tableau VI.16</b> : Ferrailage pour les semelles sens Y	168
<b>Tableau VI.17</b> : calcul des charger sens X	169
<b>Tableau VI.18</b> : calcul des charger sens Y	170
<b>Tableau VI.19</b> : Dimensionnement des armatures	172
<b>Tableau VI.20</b> : Vérification des contraintes à l'ELS	172
<b>Tableau VI.21</b> : Ferrailage du Voile Périphérique	175
<b>Tableau VI.22</b> : Vérification des contraintes à l'ELS	177
<b>Tableau VI.23</b> : augmentation de choix de section	177
<b>Tableau VI.24</b> : Vérification des contraintes à l'ELS	177

## 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.
- $\varnothing$  : Diamètre des armatures, mode propre.
- $\varphi$  : Angle de frottement.
- $C$  : Cohésion.
- $\bar{q}$  : Capacité portante admissible.
- $Q$  : Charge d'exploitation.
- $\sigma_c$  : Contrainte de consolidation.
- $C_C$  : Coefficient de compression.
- $C_S$  : Coefficient de sur consolidation.
- $K_t$  : Facteur de terrain.
- $Z_0$  : Paramètre de rugosité.
- $Z_{min}$  : Hauteur minimale.
- $C_r$  : Coefficient de rugosité.
- $C_t$  : Coefficient de topographie.
- $C_d$  : Coefficient dynamique.
- $C_e$  : Coefficient d'exposition.
- $C_{pe}$  : Coefficient de pression extérieure.
- $C_{pi}$  : Coefficient de pression intérieure.
- $C_p$  : Coefficient de pression nette.
- $q_{dyn}$  : Pression dynamique.
- $q_{réf}$  : Pression dynamique de référence.
- $q_j$  : Pression dû au vent.
- $F_{fr}$  : Force de frottement.
- $R$  : Force résultante.
- $g_s$  : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- $\frac{g}{b}$  : Coefficient de sécurité dans le béton.
- $s_s$  : Contrainte de traction de l'acier.
- $s_{bc}$  : Contrainte de compression du béton.

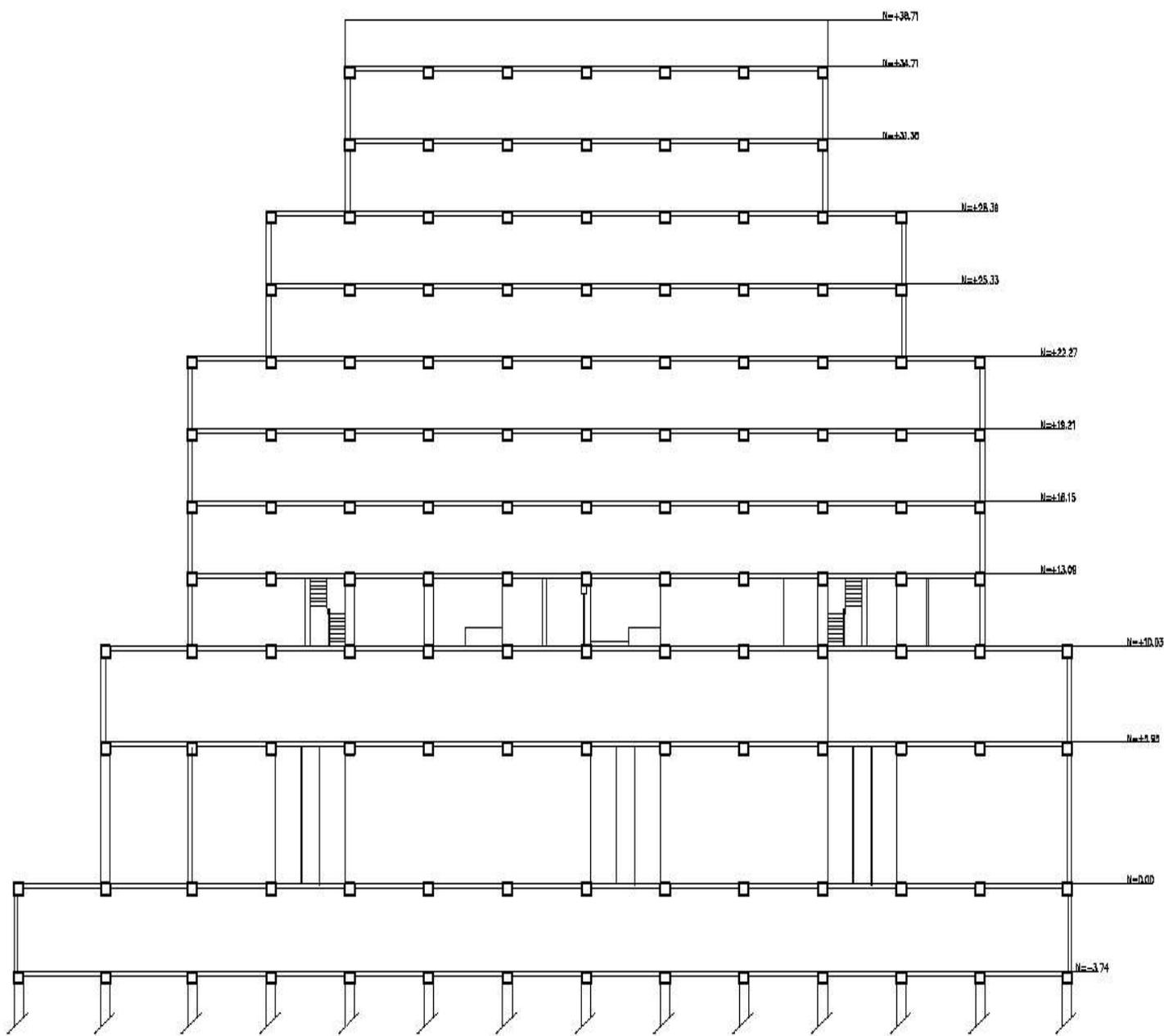
- $s_s$  : Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $s_{bc}$  : Contrainte de compression admissible du béton.
- $t_u$  : Contrainte ultime de cisaillement.
- $t$  : Contrainte tangentielle.
- $b$  : Coefficient de pondération.
- $s_{sol}$  : Contrainte du sol.
- $s_m$  : Contrainte moyenne.
- $G$  : Charge permanente.
- $\varepsilon$  : 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, Période.
- $S_t$  : Espacement.
- $l$  : Elancement.
- $e$  : Epaisseur, Indice des vides.
- $N_q, N_g, N_c$  : Facteur de portance
- $F$  : Force concentrée.
- $f$  : Flèche.
- $f$  : Flèche admissible.
- $D$  : Fiche d'ancrage.
- $L$  : Longueur ou portée.
- $L_f$  : Longueur de flambement.
- $I_p$  : Indice de plasticité.
- $I_c$  : Indice de consistance.
- $W$  : Teneur en eau, Poids total de la structure.
- $S_r$  : Degré de saturation.
- $g_d$  : Poids volumique sèche.
- $g_h$  : Poids volumique humide.
- $g_{sat}$  : Poids volumique saturé.

- $W_{sat}$  : Teneur en eau saturé.
- $W_L$  : Limite de liquidité.
- $W_p$  : Limite de plasticité.
- $d$  : 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 à 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.
- $P$  : Rayon moyen.
- $f_{c28}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
- $f_{t28}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
- $f_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à  $j$  jours d'âge.
- $K$  : Coefficient de raideur de sol.
- $S_c$  : Tassement œnométrique
- $S_{cT}$  : Tassement total.
- $S_{cadm}$  : Tassement admissible.
- $d$  : 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.

---

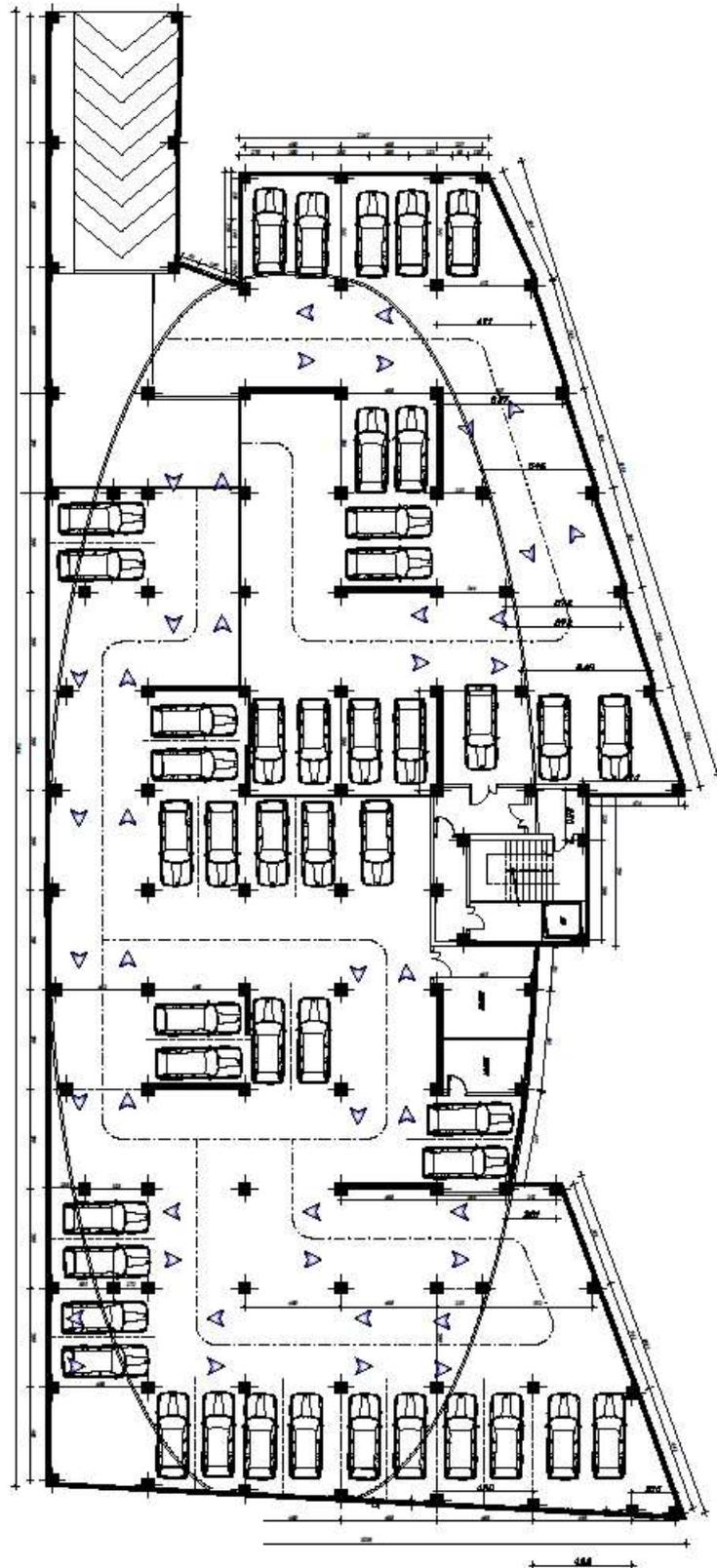
# *Les Plans*

---

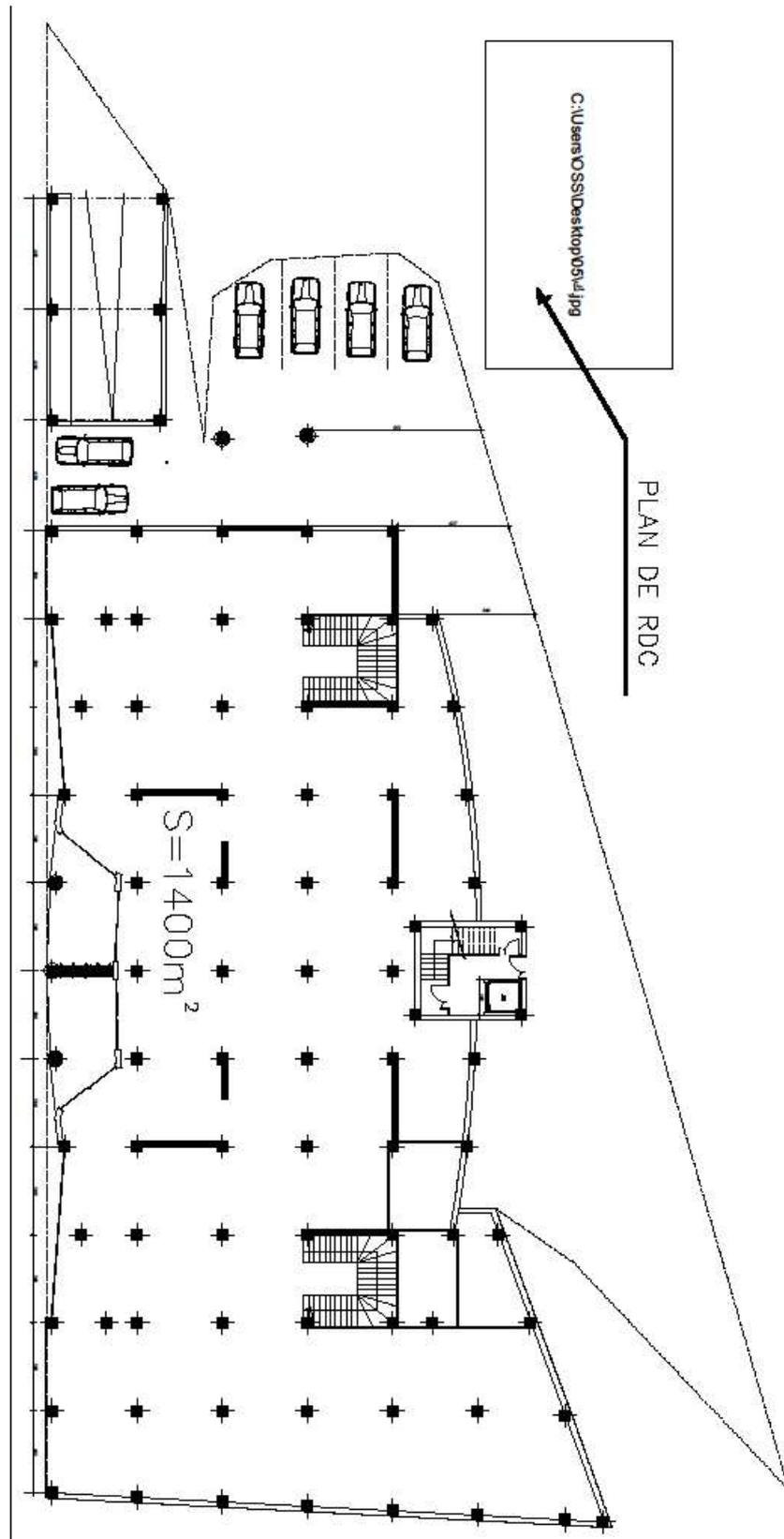


Plan en élévation

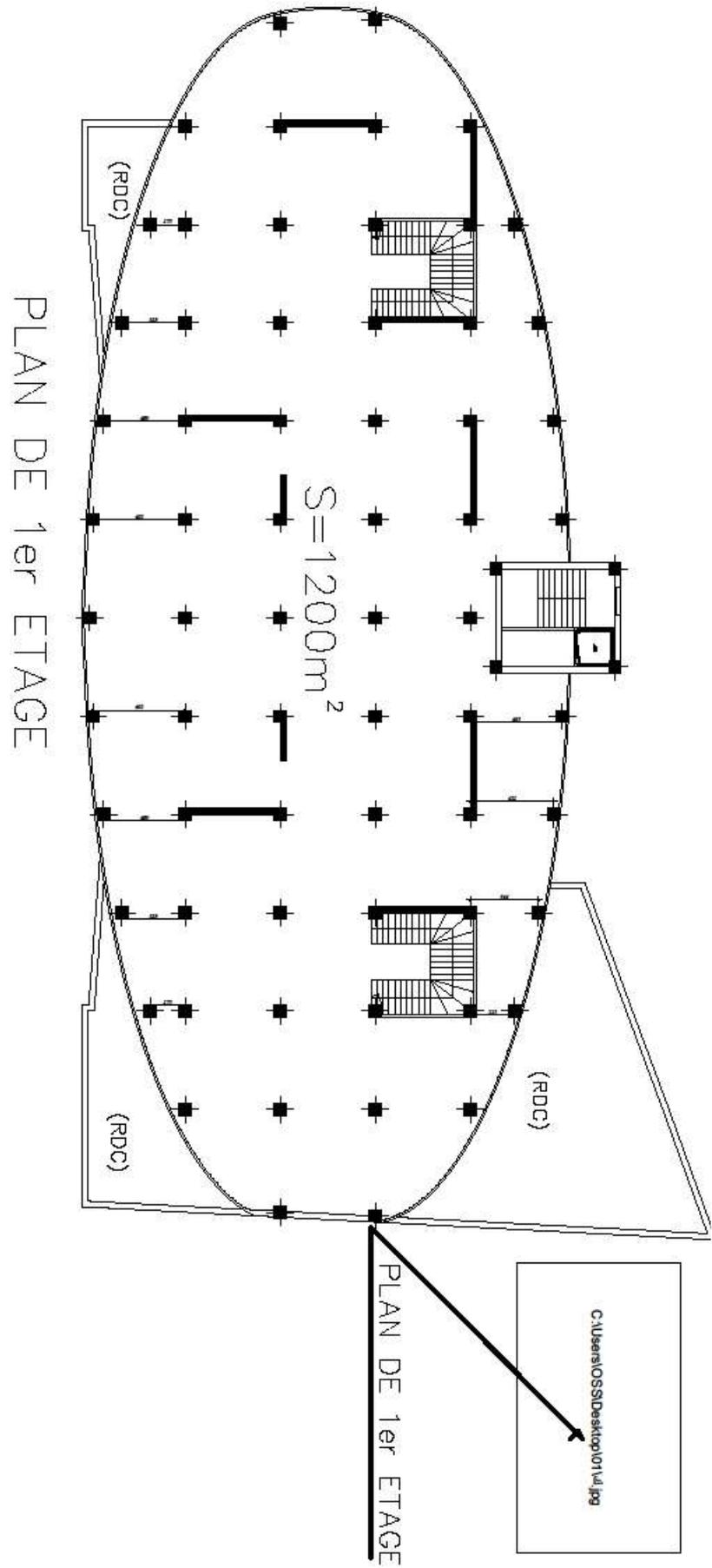
PLAN DE SOUS-SOL



Plan sous-sol



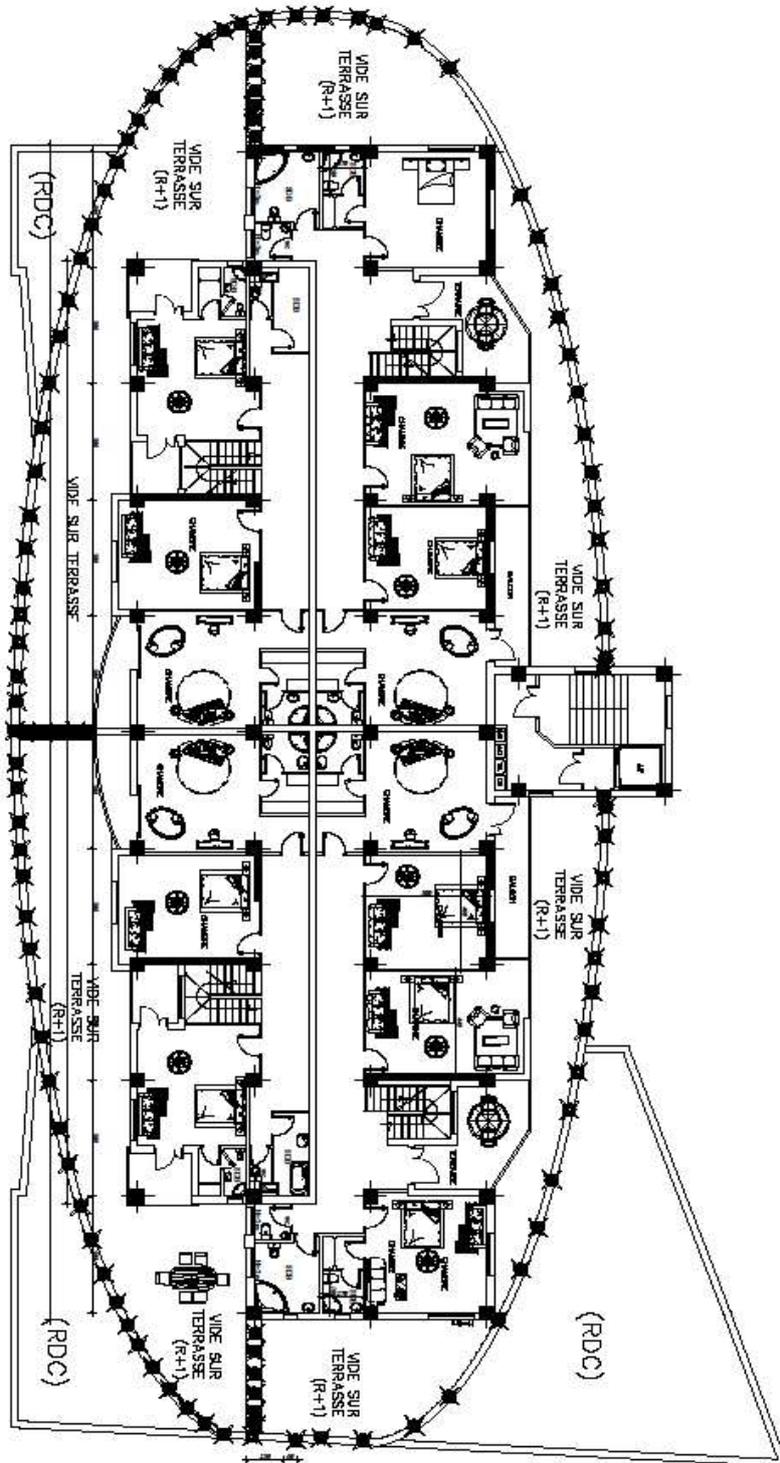
Plan RDC



Plan 1<sup>ère</sup> étage

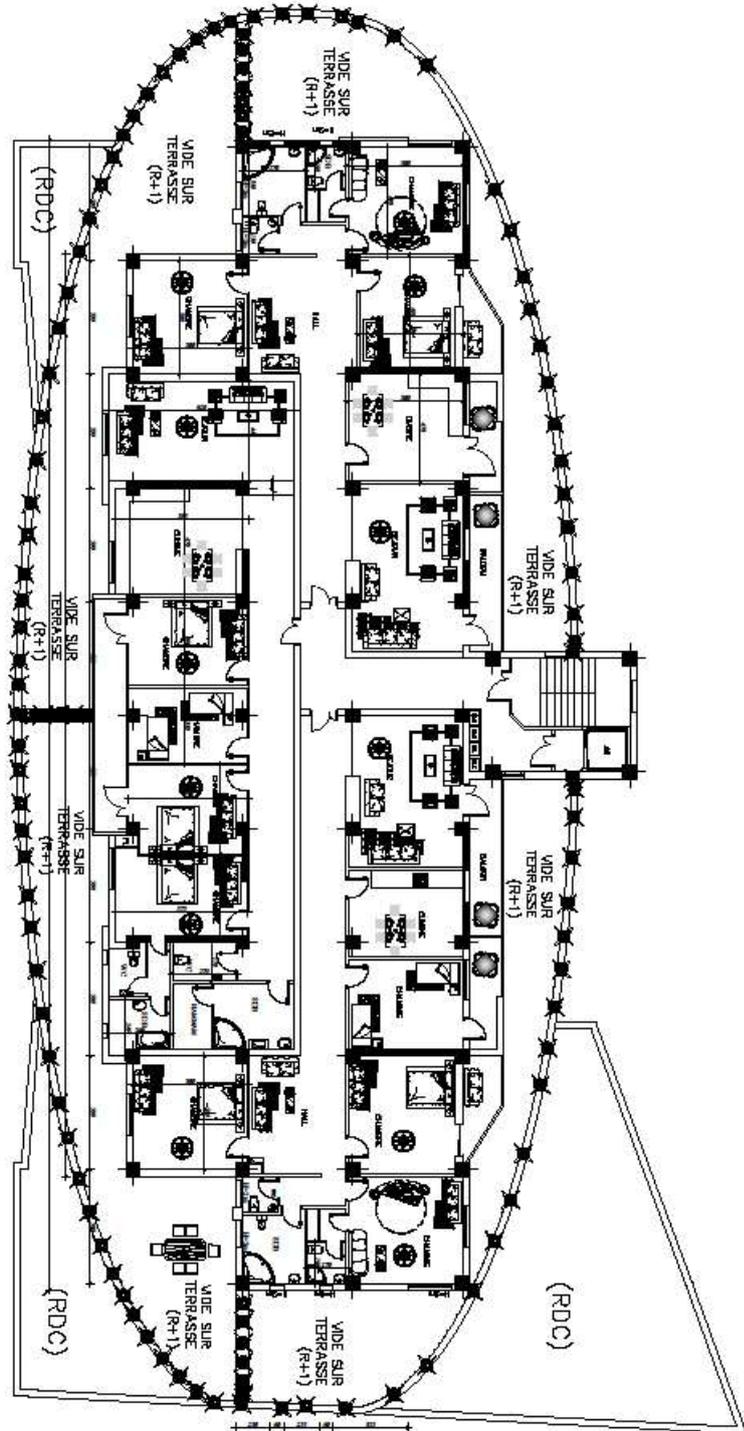


PLAN DE 3ème ETAGE

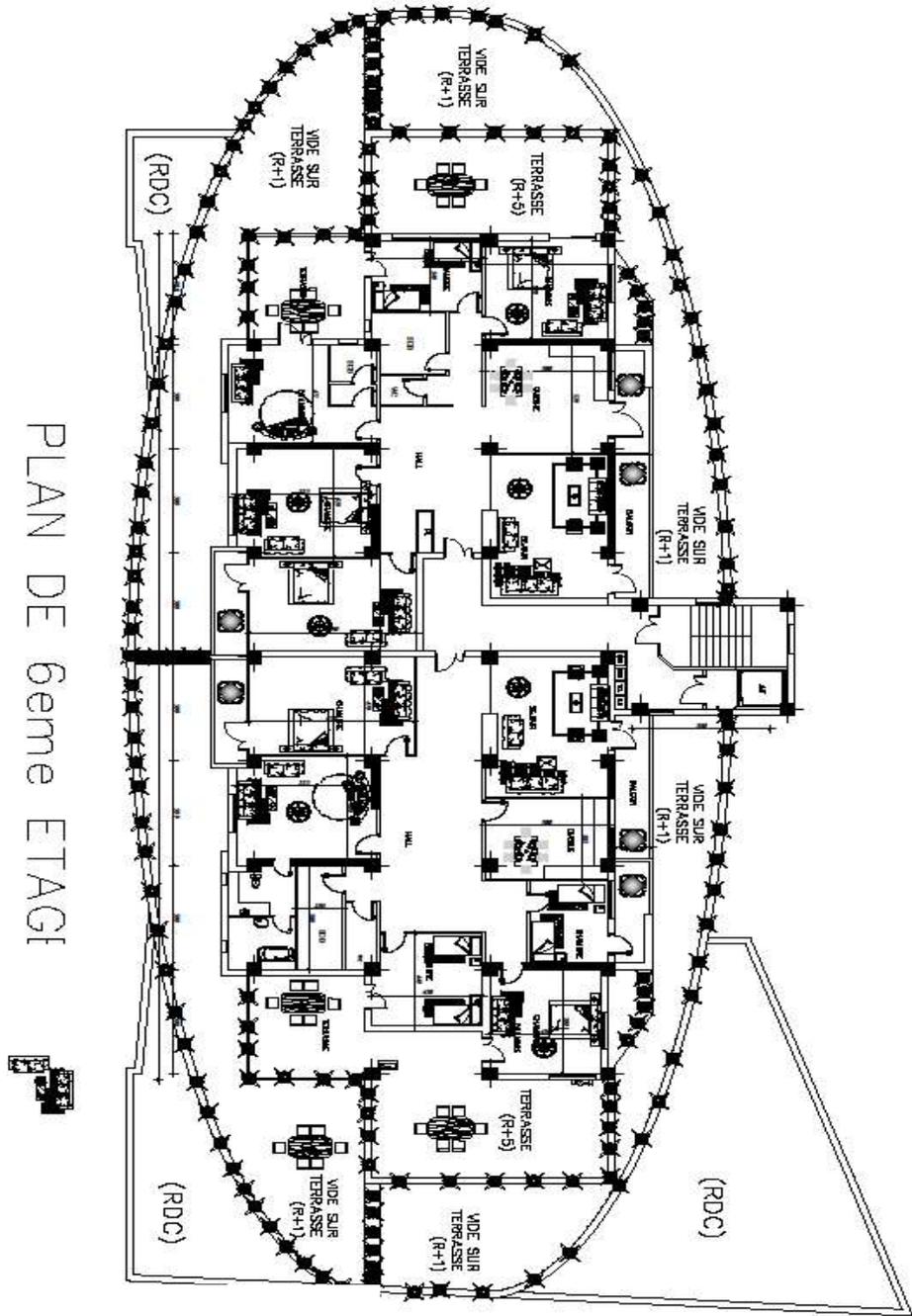


Plan 3<sup>ème</sup> étage

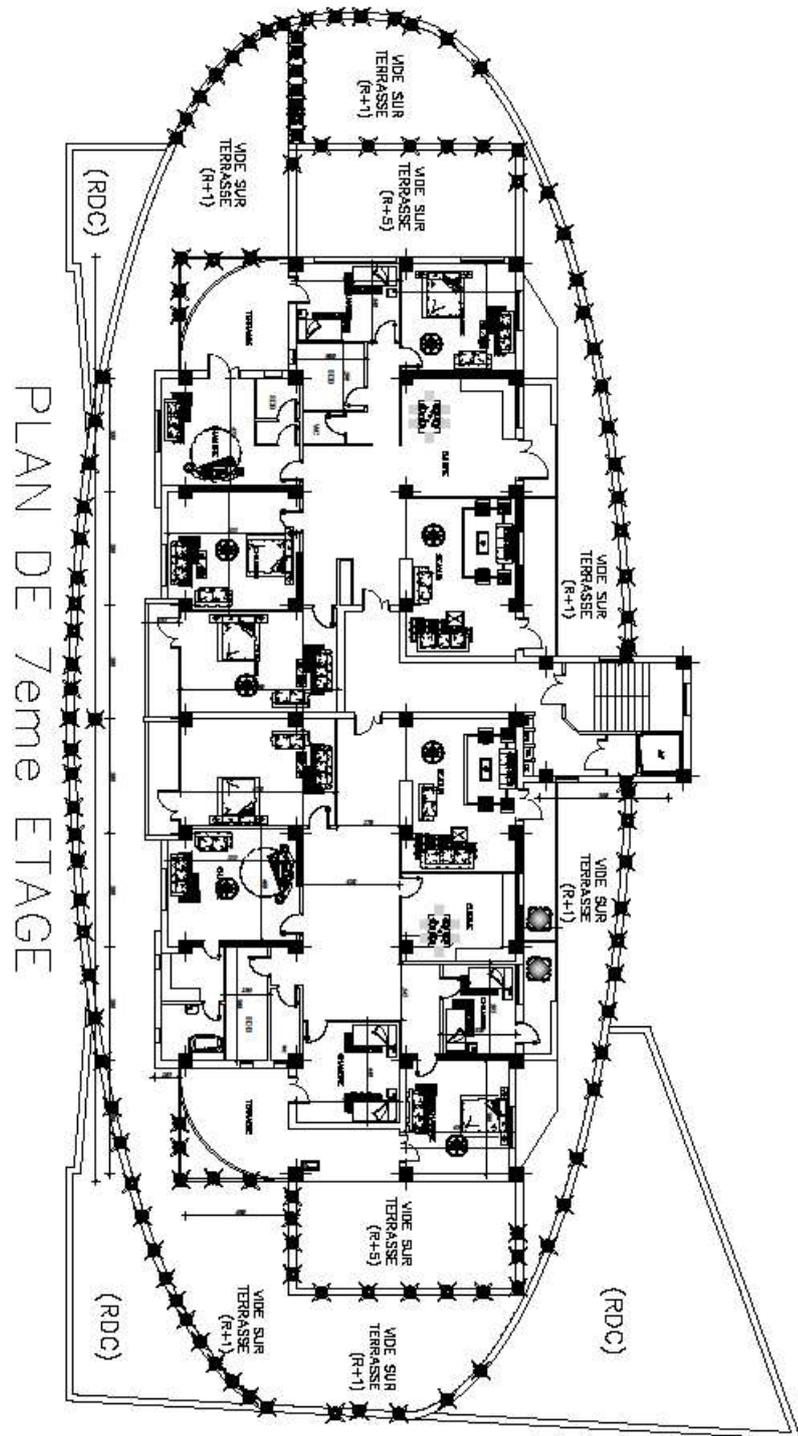
PLAN DE 4/5ème ETAGES



Plan 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage

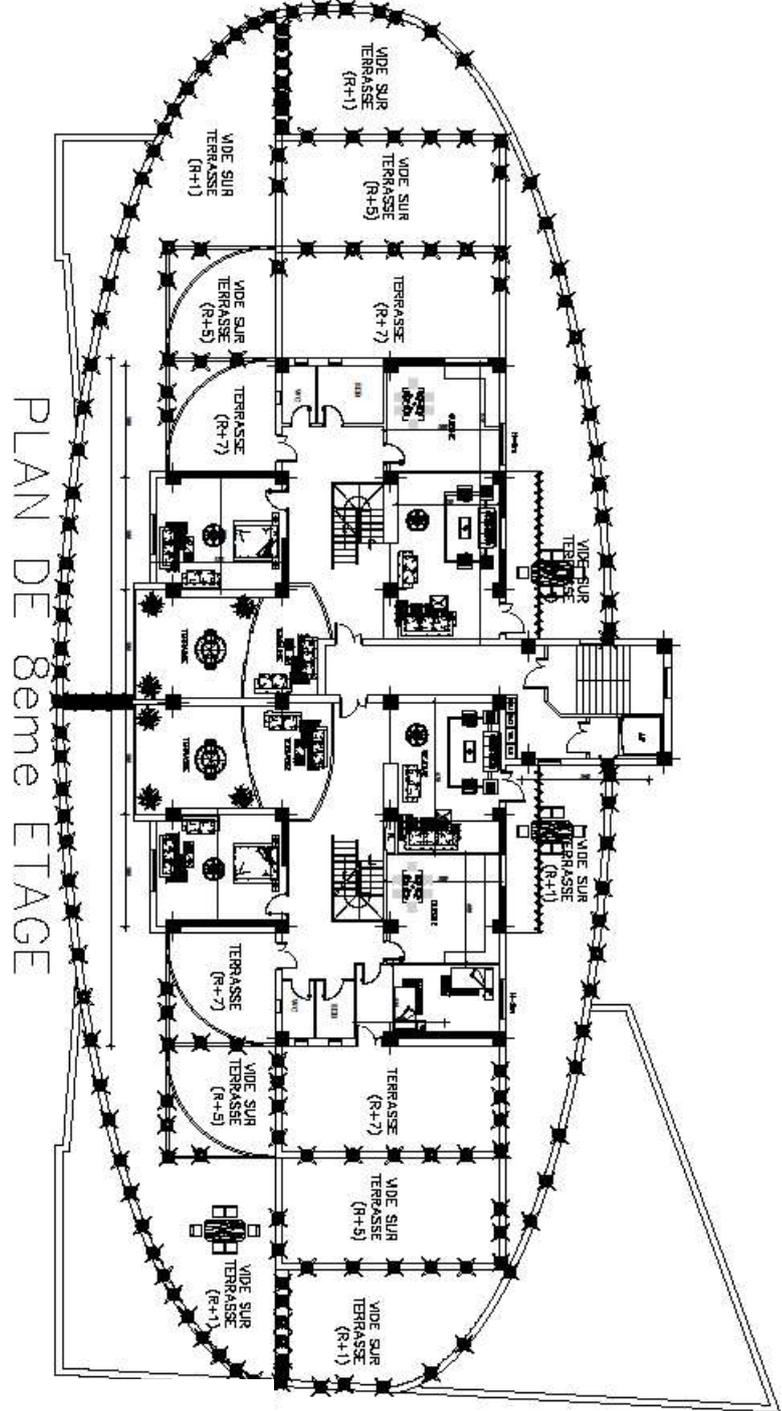


Plan 6<sup>ème</sup> étage



PLAN DE 7ème ETAGE

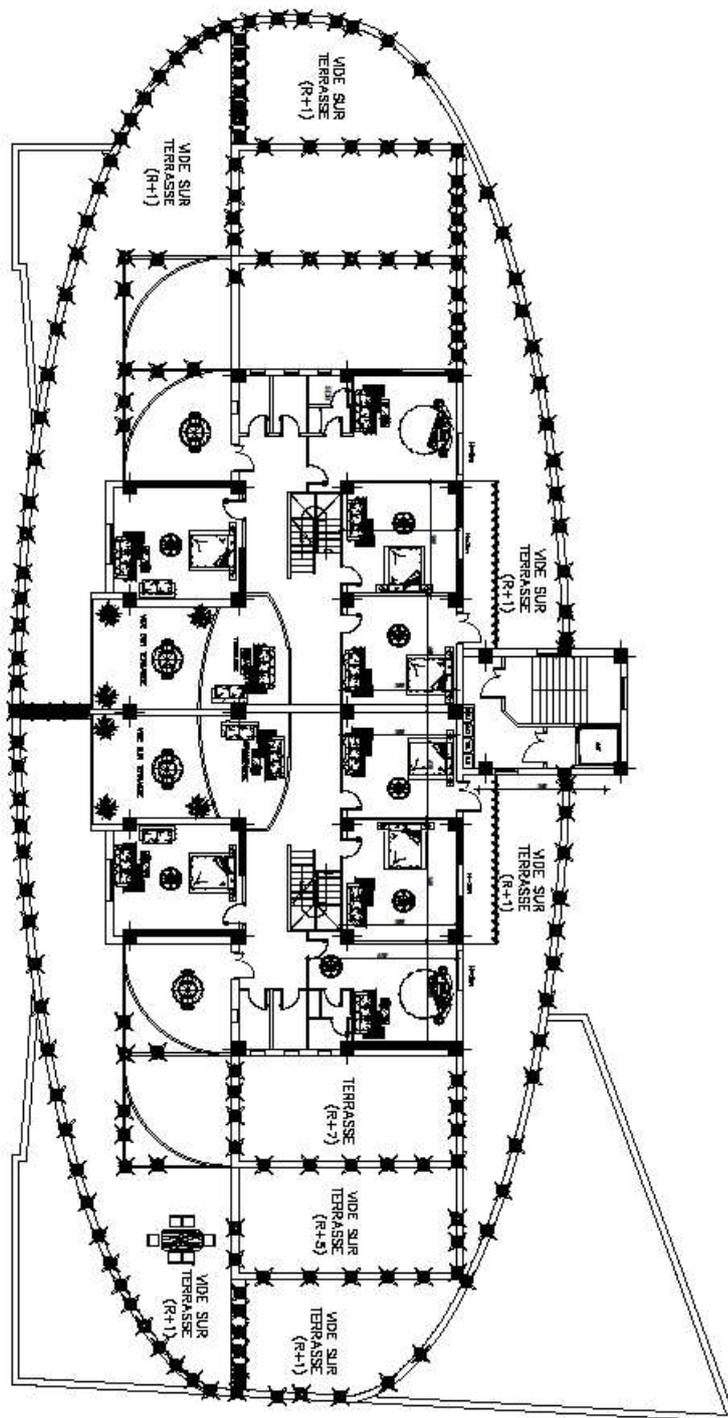
Plan 7<sup>ème</sup> étage



PLAN DE 8eme ETAGE

Plan 8<sup>ème</sup> étage

PLAN DE 9<sup>ème</sup> ETAGE



Plan 9<sup>ème</sup> étage

## TABLE DES MATIERES

### REMERCIEMENTS

### DEDICACE

### RESUME

### LISTE DES SYMBOLES

### LISTE DES TABLEAUX

### LISTE DES FIGURES

### PLANS

### INTRODUCTION

### CHAPITRE 01 : PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET MATERIAUX

I.1	Introduction	2
I.2	Présentation de l'ouvrage	2
I.2.1	Caractéristiques de l'ouvrage	2
I.2.2	Caractéristiques géométriques	2
I.2.3	Ossature	3
I.2.4	Les Planchers	3
I.2.5	Escaliers	3
I.2.6	Terrasse	3
I.2.7	Acrotère	4
I.2.8	Murs extérieurs	4
I.2.9	Murs intérieurs	4
I.2.10	Ascenseurs	4
I.2.11	Infrastructure	4
I.3	Caractéristiques mécaniques des matériaux	4
1.3.1	Béton	4
1.3.2	Acier	6
I.4	Hypothèses de calcul aux états limites	7

### CHAPITRE 02 : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.1	Introduction	
II.2	Pré dimensionnement des planchers	15
II.2.1	Pré dimensionnement des planchers	15
II.3	Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation	17
II.4	Pré dimensionnement des poutres	24
II.5	Pré dimensionnement des voiles	26
II.6	Pré dimensionnement des poteaux	28
II.2	Pré dimensionnement des planchers	15

### CHAPITRE 03 : FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1	Introduction	45
III.2	Acrotère	45
III.3	Escalier	48

<b>III.4</b>	Dalle pleine	57
<b>III.5</b>	Plancher à corps creux	61
<b>III.6</b>	Balcons	78
<b>CHAPITRE 04 : ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE</b>		
<b>IV.1</b>	Introduction	84
<b>IV.2</b>	Etude sismique	84
<b>IV.3</b>	Choix de la méthode de calcul	84
<b>IV.4</b>	Résultats de l'analyse sismique	89
<b>CHAPITRE 05 : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PRINCIPAUX</b>		
<b>V.1</b>	Introduction	105
<b>V.2</b>	Ferraillage des poteaux	105
<b>V.2.1</b>	Introduction	105
<b>V.2.2</b>	Combinaisons d'action	105
<b>V.2.3</b>	Recommandation selon RPA99 version 2003	106
<b>V.2.4</b>	Calcul de ferraillage	107
<b>V.2.5</b>	Choix des armatures	111
<b>V.2.6</b>	Vérification vis-à-vis de l'état limite de service	112
<b>V.2.7</b>	Vérification de l'effort tranchant	114
<b>V.2.8</b>	Ferraillage transversal des poteaux	115
<b>V.2.9</b>	Longueur de recouvrement	117
<b>V.2.10</b>	Ferraillage des poteaux de sous-sol	118
<b>V.2.11</b>	Schémas de ferraillage des poteaux	120
<b>V.3</b>	Ferraillage des poutres	122
<b>V.3.1</b>	Introduction	122
<b>V.3.2</b>	Recommandations selon RPA99 version 2003	122
<b>V.3.3</b>	Calcul de ferraillage	123
<b>V.3.4</b>	Choix des armatures	126
<b>V.3.5</b>	Vérification thermique	128
<b>V.3.6</b>	Vérification de l'effort tranchant	130
<b>V.3.7</b>	Calcul des armatures transversales	131
<b>V.3.8</b>	Arrêt des barres	132
<b>V.3.9</b>	Schémas de ferraillage des poutres	134
<b>V.4</b>	Ferraillage des voiles	136
<b>V.4.1</b>	Introduction	136
<b>V.4.2</b>	Le rôle des voiles de contreventement	136
<b>V.4.3</b>	Armatures verticales	138
<b>V.4.4</b>	Armatures horizontales	138
<b>V.4.5</b>	Armatures transversales	139
<b>V.4.6</b>	Vérification cisaillement	139
<b>V.4.7</b>	Calcul de ferraillage	142
<b>V.4.8</b>	Schéma de ferrailages des voiles	146-
		147

## **CHAPITRE 06 : ETUDE DES ELEMENTS DE L'INFRASTRUCTURE**

<b>VI.1</b>	Introduction	149
<b>VI.2</b>	Choix de type de fondation	149
<b>VI.3</b>	Calcul des fondations	149
<b>VI.4</b>	Semelle isolée sous poteaux	150
<b>VI.5</b>	Semelle filante	151
<b>VI.5.1</b>	Calcul de la répartition des efforts normaux	153
<b>VI.5.2</b>	Pré dimensionnement de la semelle filant	159
<b>VI.5.3</b>	Vérification de la Stabilité du semelle	161
<b>VI.5.4</b>	Vérifications contraintes à ELS	163
<b>VI.5.5</b>	Vérifications contraintes à ELU	164
<b>VI.5.6</b>	Calcul le ferrailage de la semelle	166
<b>VI.5.7</b>	Calcul le ferrailage de la nervure	169
<b>VI.6</b>	Etude du voile périphérique.	174
<b>VI.6.1</b>	Introduction	174
<b>VI.6.2</b>	Pré dimensionnement	174
<b>VI.6.3</b>	Évaluation des Charges	174
<b>VI.6.4</b>	Effort dans la Dalle	175
	<b>CONCLUSION</b>	
	<b>REFERENCES</b>	
	<b>ANNEXES</b>	

## Introduction Générale

Parmi tous les phénomènes naturels qu'on connaît on trouve les séismes, ce sont des secousses sismiques imprévisibles et d'une puissance variable qui constitue un danger pour l'humanité et qui sont capable de produire des dégâts matériels considérables surtout sur les structures, et l'Algérie n'est pas à l'abri d'un tel phénomène, et la seule solution envisageable dans ce cas c'est la construction parasismique.

Avec l'ensemble de connaissances scientifiques, techniques et de mise en œuvre l'ingénieur est donc appelé à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante de manière à sauver les vies humaines et limiter les dégâts matériels qui sont dus aux dommages subis par la structure, sans oublier l'aspect économique, esthétique et l'usage, et en prenant en considération les différents règlements de la conception.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé a usage multiple implanté en zone III de forte sismicité, comportant un RDC et 9 étages plus une terrasse inaccessible et un sous-sol, basée sur les règles et les méthodes des règlementssuivants : **BAEL91 modifié 99, RPA99 V 2003, CBA99** ce travail sera mené selon les étapes suivantes :

En premier lieu nous allons faire une présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et les caractéristiques des matériaux utilisé.

Pour toute étude d'une structure, le pré dimensionnement des éléments (poteaux, poutres et voiles...) se fait avant d'entamer l'étude dynamique ce qui est représenté dans le deuxième chapitre.

Le troisième chapitre traite le calcul des éléments secondaires tel que : l'acrotère, les escaliers le plancher .... etc.

Dans le quatrième chapitre nous nous intéressons à la modélisation de la structure en trois dimensions (3D) à l'aide de logiciel **ROBOT V22** et la détermination des modes de vibrations, en renforçant l'ossature par des voiles, on étudier ainsi le comportement de la structure jusqu'à la vérification des déplacements.

Pour que la structure résiste aux différentes sollicitations on doit calculer le ferrailage de ses éléments résistants (poteau, poutres et voiles), à partir des résultats finaux obtenus par l'étude dynamique tout en vérifiant les critères imposés par le **RPA99V2003** et le **BAEL91 modifié 99**, qui sera le cinquième chapitre.

Enfin, nous allons effectuer une étude de fondation suivie d'une conclusion générale et par des références bibliographiques.

---

# *CHAPITRE 01*

*PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET MATERIAUX*

---

## I.1 Introduction

Ce chapitre comporte des descriptions générales concernant notre étude, telle que les dimensions de l'ouvrage et les éléments composantes de ce dernier, la classification de l'ouvrage selon RPA 99 version 2003, ainsi que les matériaux utilisés et ces caractéristiques, et les différentes principales hypothèses de calcul on béton armé.

## I.2 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage faisant l'objet de cette présente étude est un bâtiment multifonctionnel qui regroupe, commerces et logements d'habitations.

L'ouvrage sera implanté à **Ouled Yaich** dans la wilaya **Blida**, selon le règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003) elle est classée comme étant une zone de fortesismicité (zone III).

Cet ouvrage est classé comme étant un ouvrage courant d'importance moyenne (**groupe 2**) car sa hauteur ne dépasse pas **48 m**.

Le site est considéré comme meuble (S3).

### I.2.1 Caractéristique de l'ouvrage

L'ouvrage en question a une forme irrégulière, il se compose de RDC+9 étages + un sous-sol.

- Un sous-sol d'usage parking.
- RDC et 1<sup>er</sup> étage d'usage commercial.
- 2<sup>ème</sup> étage jusqu'à au 9<sup>ème</sup> étages a usage d'habitation.
- Notre ouvrage comporte deux types de terrasses accessible et inaccessible.

### I.2.2 Caractéristiques géométriques

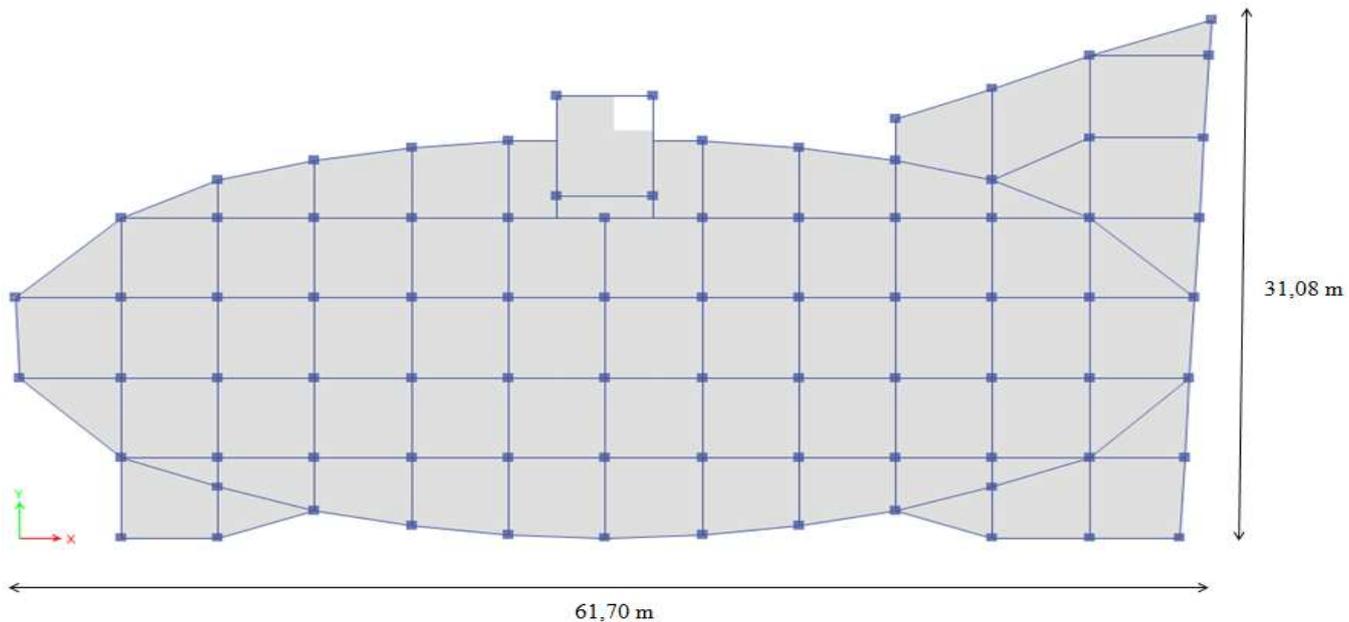
#### a. Dimensions en élévation

- Hauteur totale est de .....34.71 m
- Hauteur du rez-de-chaussée est de .....5,95 m
- Hauteur de l'étage courant 1<sup>er</sup> étage est .....4.08m
- Hauteur de l'étage courant de 2<sup>ème</sup> au 9<sup>ème</sup> est .....3,06m
- Hauteur de sous-sol est de .....3,74 m

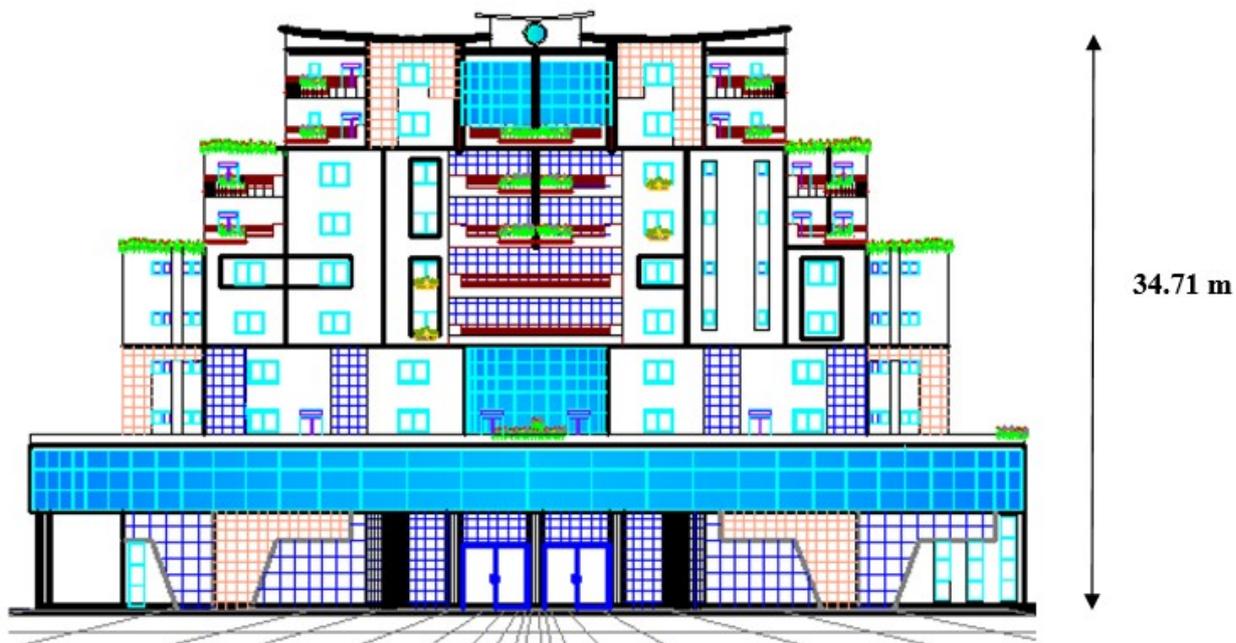
#### b. Dimensions en plan

- Longueur totale (sens longitudinal) .....L = 31.08 m
- Largeur total (sens transversal) .....L = 61.70 m

**Figure. I.1 : Dimensions du bâtiment en plan.**



**Figure. I.2 : Dimension du bâtiment en élévation.**



### **I.2.3 Ossature**

Le bâtiment qui fait l'objet de notre étude est constitué par un système de contreventement de structures en portique par des voiles en béton armé suivant les deux sens selon le règlement parasismique algérien. [2]

### **I.2.4 Les Planchers**

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

Le rôle essentiel des planchers est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature (poteaux ou voiles).

Notre structure comporte deux types de planchers :

- Plancher en corps creux pour les panneaux de forme régulière.
- Plancher en dalle pleine pour les panneaux de forme irrégulière.

### **I.2.5 Escaliers :**

Servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements, réalisés en béton armé coulé sur place.

Le type d'escalier utilisée :

- Escalier à deux volées et un palier intermédiaire.

### **I.2.6 Maçonnerie :**

Les murs de notre structure seront exécutés en brique creuse.

#### **- Murs extérieurs :**

Ils sont constitués d'une double cloison de 30cm d'épaisseur. Brique creuse de 15 cm d'épaisseur pour la paroi externe du mur.

L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.

Brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour la paroi interne du mur.

#### **- Murs intérieurs :**

Ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services et une double cloison de 25 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux logements voisins (une cloison de 10cm d'épaisseur pour la face externe et interne).

### **I.2.7 Revêtement**

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieures

### **I.2.8 Ascenseurs**

La structure comporte une cage d'ascenseur du sous-sol jusqu'au 9ème étage.

### **I.2.9 Infrastructure**

Elle sera réalisée en béton armé coulée sur place, elle doit constituer un ensemble résistant et rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- Limiter les tassements différentiels.
- Transmettre les charges horizontales (charges sismiques) et les charges verticales au sol d'assise de la structure.
- La catégorie de site S3 : site meuble.

## **I.3 Définition des matériaux**

### **I.3.1 Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans le calcul du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL) et à la réglementation en vigueur en Algérie.

#### **a. Ciment :**

Le CEMIIb 42,5 est le liant le plus couramment utilisé actuellement.

#### **b. Béton :**

On appelle béton, le matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables, de ciment, granulats et eau. Le béton armé est le matériau obtenu en enrobant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

### c. Granulats :

- Sable de dimension ( $D_s \leq 5$ ) mm
- Gravieres de dimension ( $3 \leq D_g \leq 25$ ) mm

### d. Eau de gâchages :

Elle met en réaction le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton

#### I.3.1 Résistance du béton

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression, et sa résistance à la traction, mesurée à "j" jours d'âge. [1]

#### a. Résistance du béton à la compression :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à « J » jours, généralement à 28 jours. Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques de 200 cm<sup>2</sup> de section et ayant une hauteur double de leur diamètre.

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

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

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

Pour notre étude  $f_{c28} = 30$  MPa.

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

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

1. Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.
2. Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).

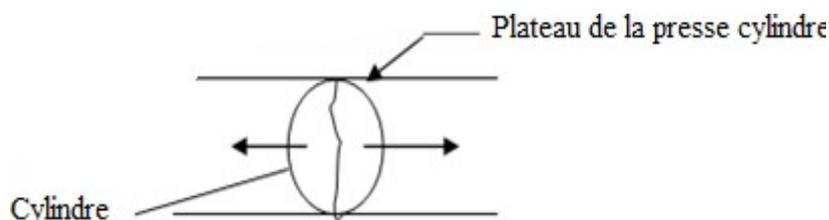
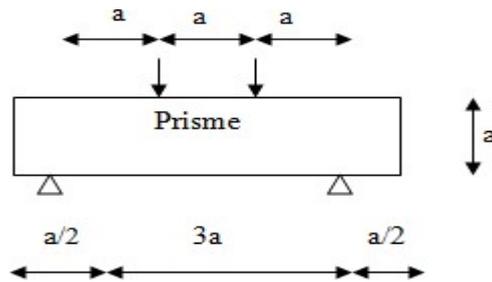


Figure I.3 : Essai Brésilien.

3. Traction par flexion :

À l'aide d'une éprouvette prismatique de côté « a » et de longueur « 4a » reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion.



**Figure. I.4 : Résistance du béton a la traction.**

La résistance à la traction est notée par «**ftj**» elle est définie par la relation :

$$\mathbf{ftj = 0,6 + 0,06 fcj(MPa) [1]}$$

Pour le cas de notre structure on utilise le même dosage en béton avec une résistance caractéristique à la compression  $f_{c28}$  et à la traction  $f_{t28}$  telle que :

$$\mathbf{Fc28 = 30 MPA \text{ donc } ft28 = 2,4 MPA.}$$

#### **c. Module de déformation longitudinale :**

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

##### **- Module d'élasticité instantanée « Eij » :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet, à défaut de mesures qu'à l'âge de j jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton Eij est égal à :  $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa) [1]}$

$$\text{D'où : } E_{i28} = 34179,55 \text{ Mpa.}$$

##### **- Module d'élasticité différé « Evj » :**

Les déformations différées tiennent compte de retrait et du fluage, à défaut de mesures, on admet que sous contraintes de longue durée d'application le module de déformation

Différée du béton est :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa) [1]}$$

$$\text{D'où : } E_{v28} = 11496.76 \text{ MPa}$$

**d. Coefficient de Poisson**

Le coefficient de Poisson exprime le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{Allongement relatif du côté de la section}}{\text{Raccourcissement relatif longitudinal}}$$

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

**e. Les contraintes limites de calcul [1] :**

- **États Limites Ultime (ELU) :**

La contrainte ultime de béton en compression  $\sigma_{bc}$  est donnée par la relation suivante :

$$f_{bu} \equiv \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} \quad [1]$$

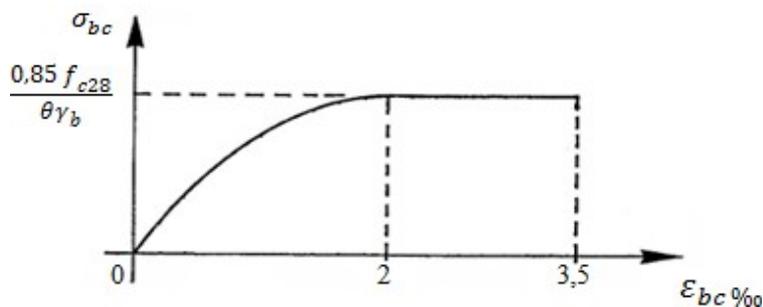
Avec :

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité pour le Béton, il est pris égal à : [1]

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \dots\dots\dots \text{Situation durable.} \\ 1,15 & \dots\dots\dots \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours.

0, 85 : Coefficient de minoration qui a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.



**Figure I.5:** Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU. [1]

- **Contrainte ultime de cisaillement :**

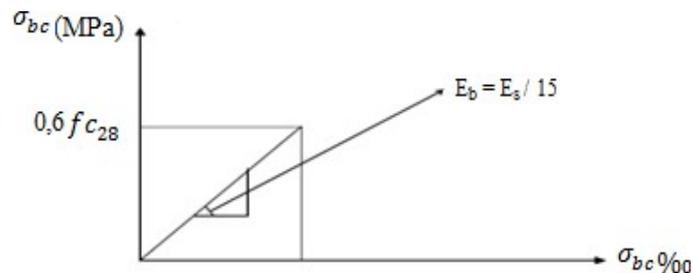
La contrainte ultime de cisaillement  $\tau_u$  est limitée par :

$\tau = \min \{0.2f_{c28}/\gamma_b; 5\text{MPa}\} = 4\text{MPa}$ , dans le cas d'une fissuration peu nuisible ;

$\tau = \min \{0.15f_{c28}/\gamma_b; 4\text{MPa}\} = 3\text{MPa}$ , dans le cas où la fissuration est préjudiciable ou trèspréjudiciable.

➤ **États Limites de Service (ELS) :**

La contrainte limite du béton à l'état limite de service est :  $\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$



**Figure I.6:** Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS. [1]

### I.3.1 L'acier

Afin de remédier au problème de faible résistance du béton à la traction on intègre dans les pièces du béton des armatures pour reprendre ces efforts de traction.

Les armatures pour le béton armé sont constituées d'aciers qui se distinguent par leur nuance et leurs états de surface (barres lisses à haute adhérence).

#### a. Limite d'élasticité

La caractéristique la plus importante des aciers est la limite d'élasticité ( $f_e$ ) cette valeur est donnée selon le BAEL99 dans le tableau suivant :

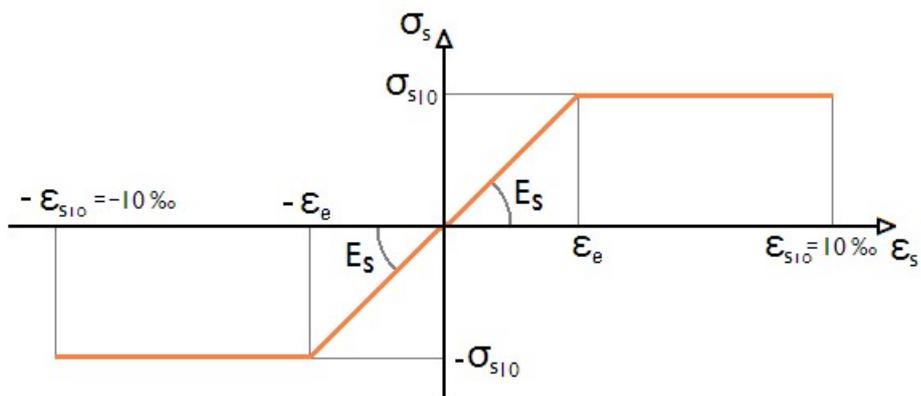
**Tableau I.1:** Caractéristiques des Aciers.

Type	Désignation	Limite élastique (Mpa)	Allongement	Contrainte de Rupture (Mpa)
Rond Lisse	FeE22	215	22	380 – 390
	FeE24	235	25	410 – 490
Barre à haute adhérence	FeE500	500	14	490

**a. Contrainte limite de l'acier**

➤ **État Limite Ultime (ELU)**

On adopte le diagramme contraintes- déformations suivant :



**Figure I.7 :** Diagramme contrainte-déformation de l'acier.

**Avec :**

$e$  : Déformation (allongement) relative de l'acier  $\varepsilon$

$$\varepsilon_s = \frac{\Delta L}{L} \quad \varepsilon_s = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$$

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier :

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s$$

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier, il a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 \dots \dots \dots \text{Situation durable.} \\ 1,00 \dots \dots \dots \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

$E_s$  : Module d'élasticité longitudinal de l'acier, il est pris égal à :  $E_s = 2.10^5$  MPa.

$\varepsilon_s$ : Allongement relatif de l'acier :  $\varepsilon_s = \Delta L/L$

➤ **État Limite Service (ELS) :**

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

$\bar{\sigma}_s = f_e$	Fissuration Peu Préjudiciable.	$\eta$ : coefficient de fissuration $\eta = 1,0$ pour les armatures rondes et lisses. $\eta = 1,6$ pour les armatures a haute adhérence.
$\bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$	Fissuration Préjudiciable.	
$\bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$	Fissuration Très Préjudiciable.	

**I.4. Hypothèses de calcul aux états limites**

➤ **Hypothèse de calcul à l'ELU :**

H1 : Conservation des sections planes (diagramme linéaire des déformations).

H2 : Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton.

H3 : Le béton tendu est négligé dans le calcul.

H4 : Le raccourcissement unitaire du béton est limité à  $\varepsilon_{bc} = 3,5\%$  dans le cas de flexion simple ou composée et de 2 % dans le cas de compression simple.

H5 : L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10%.

➤ **Hypothèse de calcul à l'ELS :**

H1 : Conservation des sections planes.

H2 : Glissement entre l'acier et le béton est négligeable.

H3 : Le béton tendu est négligé dans le calcul.

H4 : Les contraintes de compressions du béton, et de leurs déformations élastiques :

$$\sigma_b = E_b \times \varepsilon_b$$

$$\sigma_s = E_s \times \varepsilon_s$$

H5 : Par convention le coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton et :  $H = \frac{E_s}{E_b} = 15$

➤ **Caractéristiques du sol d'assise**

La capacité portante admissible du sol d'assise, obtenue par les investigations géotechniques est de 2,0 bars.

---

# *CHAPITRE 02*

*PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS*

---

## II.1. Introduction :

Après la présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux nous verrons dans le présent chapitre le pré dimensionnement qui a pour but d'estimer approximativement les dimensions des différents éléments constituant notre structure en fonction des différentes charges agissant sur cette dernière et qui sont corrigés éventuellement au moment de l'étude, afin d'avoir une bonne résistance et une meilleure stabilité de l'ouvrage.

Pour ce faire des règlements en vigueur, notamment le « **BAEL 91 modifié 99** » et le « **RPA99version 2003** » et le « **CBA93** », recommandant ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

## II.2. Pré dimensionnement des éléments résistant :

### II.2.1 Pré dimensionnement des planchers :

Dans notre structure, on utilise deux types de planchers :

#### a. Plancher en corps creux :

Le prédimensionnement se fait à partir de la condition de rigidité :

$$Ht \geq L / 22.5$$

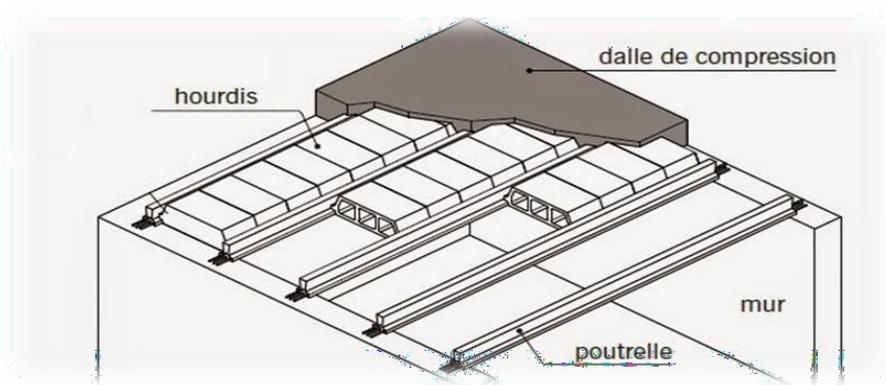
$$L = 480 - 30 = 450 \text{ cm}, L=450 \Rightarrow k = 450 / 22.5 = 20\text{cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de  $(20+5) = 25\text{cm}$ .

Avec :

20 cm : hauteur du corps creux.

5 cm : hauteur de la dalle de compression.



**Figure II.1** : Détails d'un plancher à corps creux.

## **b. Planchers à dalle pleine :**

Ce type de plancher est le plus utilisé pour les bâtiments industriels et commerciales car ils subissent des surcharges d'exploitations importantes ( $Q \geq 2,5 \text{ KN/m}^2$ ), c'est le cas pour les étages de RDC et 1<sup>ère</sup> étage.

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

### ➤ **Résistance au feu**

$e = 7 \text{ cm}$  Pour une heure de coupe-feu..

### ➤ **Résistance à la flexion**

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

Dalle reposant sur deux appuis :  $L_x/35 \leq e \leq L_x/30$   
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :  $L_x/50 \leq e \leq L_x/40$   
Avec :

$e$  : Epaisseur de la dalle pleine.

$L_x$  : la portée mesurée entre nus des appuis du panneau le plus sollicité.  $L_x = 5.00 \text{ m}$

La dalle repose sur quatre appuis

$$L_x/50 \leq e \leq L_x/40$$

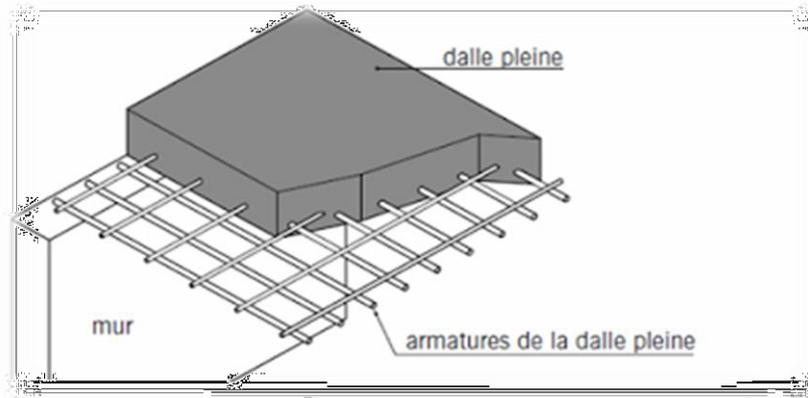
On aura donc :  $10 \leq e \leq 12.5 \text{ (cm)}$ .

$E = 11 \text{ cm}$

➤ **Isolation phonique :**

D'après le CBA et pour assurer une bonne isolation phonique on optera pour une dalle d'épaisseur :  $e = 15 \text{ cm}$

D'après les conditions précédentes, l'épaisseur des dalles pleines :  
 $E \geq \text{Max} (7 ; 11 ; 15) \text{ cm}$   $\Rightarrow e = 15 \text{ cm}$ .



**Figure II.2 :** Détails d'un plancher à dalle pleine.

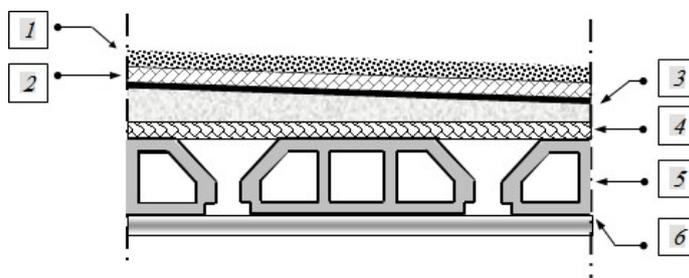
**II.3. Evaluation des charges et surcharges :**

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

**II.3.1 Charges permanentes :**

**II.3.1.1 Plancher terrasse inaccessible :**

**a) Dalle en corps creux :**

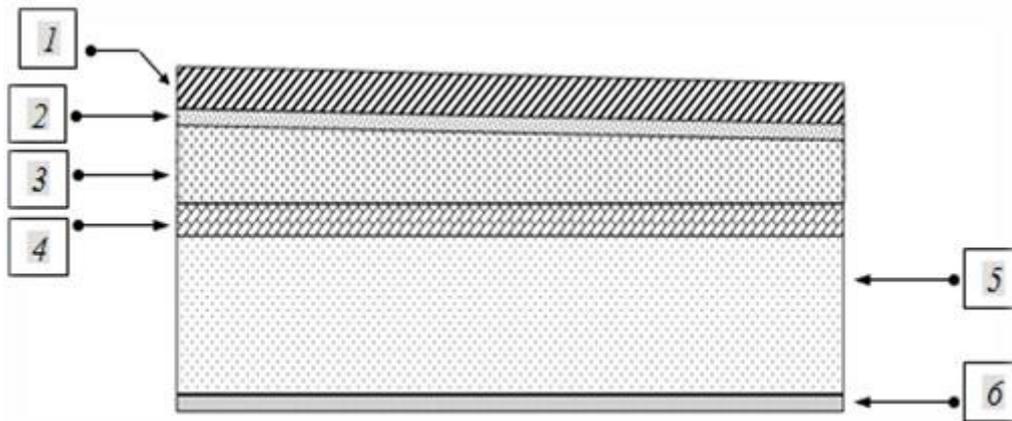


**Figure II.3 :** Coupe verticale du plancher terrasse inaccessible (corps creux).

**Tableau II.1** : Charge permanente du plancher terrasse inaccessible (corps creux).

N0	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Gravillon de protection	0,05	17	0,85
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Forme de pente	0,1	22	2,2
4	Isolation thermique (liège)	0,04	4	0,16
5	Plancher (20+5)	0,20+0,05	-	3,30
6	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
<b>Charge permanente G</b>				<b>6,83</b>

b) Dalle pleine :



**Figure II.4** : Coupe verticale du plancher terrasse à dalle pleine.

**Tableau II.2 : Charge permanente du plancher terrasse (dalle pleine).**

N <sup>0</sup>	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Gravillon de protection	0,05	17	0,85
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Forme de pente	0,1	22	2,2
4	Isolation thermique (liège)	0,04	4	0,16
5	Dalle pleine	0,15	25	3,75
6	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
<b>Charge permanente G</b>				<b>7,28</b>

### II.3.1.2 Plancher terrasse accessible :

#### a) Corps creux :

**Tableau II.3 : Charge permanente du plancher terrasse (corps creux).**

N <sup>0</sup>	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Etanchéité Multicouche	0,02	6	0,12
3	Forme de pente	0,1	22	2,20
4	Isolation thermique (liège)	0,04	4	0,16
5	Plancher (20+5)	0,20+0,05	-	3,30
6	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
<b>Charge permanente G</b>				<b>6,38</b>

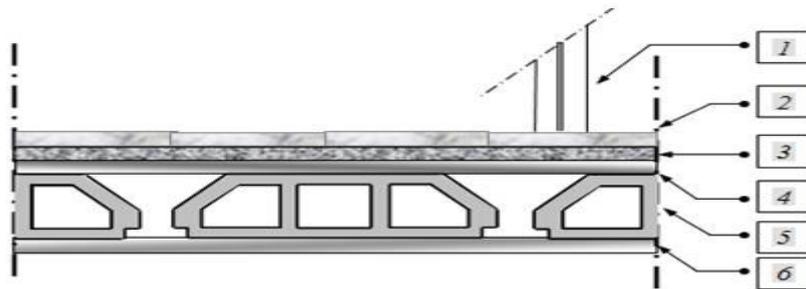
b) Dalle pleine :

**Tableau II.4 :** Charge permanente du plancher terrasse (dalle pleine).

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Étanchéité Multicouche	0,02	6	0,12
3	Forme de pente	0,1	22	2,2
4	Isolation Thermique (liège)	0,04	4	0,16
5	Dalle pleine	0,15	25	3,75
6	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
<b>Charge permanente G</b>				<b>6,83</b>

II.3.1.2 Plancher de l'étage courant :

a) Dalle en corps creux :



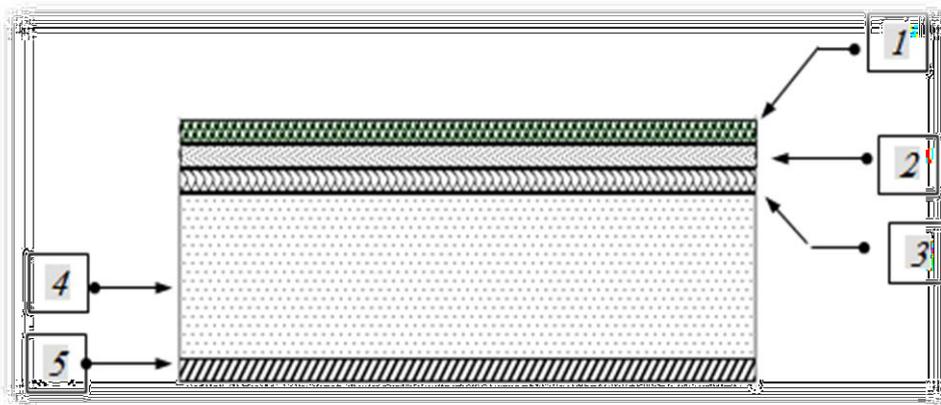
**Figure II.5 :** Coupe verticale du plancher courant à corps creux.

**Tableau II.5 :** Charge permanente du plancher courant (corps creux).

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Cloisons de distribution	0,10	-	1,00
2	Carrelage	0,02	20	0,40

3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Lit de sable	0,03	18	0,54
5	Plancher (20+5)	0,20+0,05	-	3,30
6	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
<b>Charge permanente G</b>				<b>5,84</b>

**b) Dalle pleine :**



**Figure II.6 :** Coupe verticale du plancher courant à dalle pleine.

**Tableau II.6 :** Charge permanente du plancher courant (Dalle pleine).

N <sup>0</sup>	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Cloisons légères	0,10	-	1,00
2	Carrelage	0,02	20	0,40
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Lit de sable	0,02	18	0,36
5	Dalle pleine	0,15	25	3,75
6	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
<b>Charge permanente G</b>				<b>6,11</b>

c) Balcon :

Tableau II.7 : Charge permanente du balcon.

N <sup>0</sup>	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine	0,15	25	3,75
5	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
<b>Charge permanente G</b>				<b>5,27</b>

d) Maçonnerie :

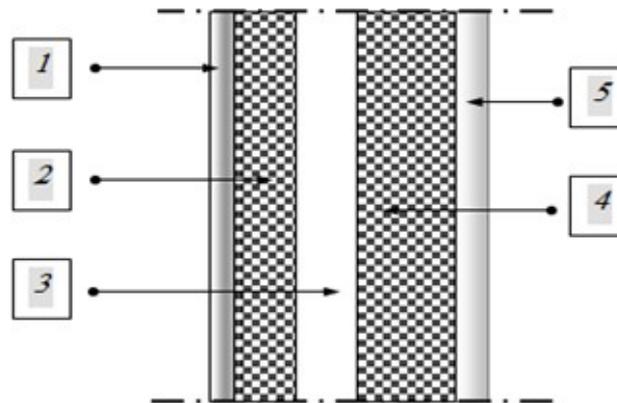


Figure II.7: Constitution du mur extérieur.

Tableau II.8: Les charges permanentes sur des murs extérieurs à double cloison.

N <sup>0</sup>	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
2	Brique creuse	0,10	9	0,90
3	Ame d'air	0,05	-	0
4	Brique creuse	0,15	9	1,35
5	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
<b>Charge permanente G</b>				<b>2,81</b>

e) Acrotère :

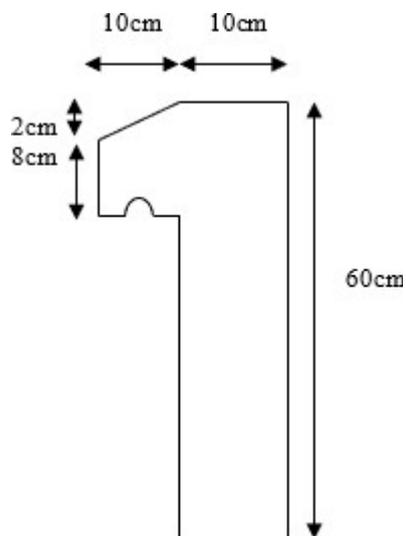


Figure II.8 : Schéma de l'acrotère.

Le poids propre de l'acrotère pour 1 ml est de  $G_1 = \rho_b \times s$

$\rho_b$  : Le poids volumique du béton tel que  $\rho_b = 25 \text{ KN/m}^3$

S : La surface transversale totale.

$$S = (0,10 \times 0,6) + (0,08 \times 0,10) + (0,1 \times \frac{0,02}{2}) = 0,069 \text{ m.}$$

D'où le poids propre de l'acrotère :

$$G_1 = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ KN/m}$$

Le poids des enduits au ciment ( $e_p = 1,5 \text{ cm}$ ,  $\rho = 18 \text{ KN/m}^3$ ) :

$$G_2 = \rho \times e \times P = 18 \times 0,015 \times (0,6 + 0,1 + 0,1019 + 0,08 + 0,1 + 0,5 + 0,1) = 0,43 \text{ KN/ml}$$

Le poids total de l'acrotère :

$$G = G_1 + G_2 = 2,155 \text{ KN/m}$$

### II.3.2 Charges d'exploitation :

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

- Plancher terrasse (inaccessible)..... Q = 1,0 KN/m<sup>2</sup>
- Plancher terrasse (accessible)..... Q = 1,5 KN/m<sup>2</sup>
- Plancher à usage commerce ..... Q = 5 KN/m<sup>2</sup>
- Plancher à usage habitation ..... Q = 1,5 KN/m<sup>2</sup>
- Escaliers ..... Q = 2,5 KN/m<sup>2</sup>
- Balcon ..... Q = 3,5 KN/m<sup>2</sup>

### I.3.2 Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leur pré dimensionnement se base sur les trois étapes suivantes :

- Détermination des dimensions (h, b) à partir des formules empiriques données par le B.A.E.L 91 modifié 99.
- Vérification des conditions imposées sur (h, b) par le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

Les trois étapes précédentes sont résumées dans ce qui suit :

- **Selon le BAEL 91 modifié 99 :**

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

Avec :

L : Portée maximale de la poutre

h : Hauteur de la poutre.

B : Largeur de la poutre.

- **Selon le R.P.A 99 (version 2003)**

- La hauteur h de la poutre doit être :
- La largeur b de la poutre doit
- Le rapport hauteur largeur doit être :

### II.3.3 Exemple de calcul :

- **Poutres Principales 1 :**

$$L_{\max} = 500 - 30 = 470 \text{ cm} = 4.7\text{m}$$

**Selon BAEL91**

$$\frac{470}{15} \leq h \leq \frac{470}{10}$$

D'où :

$$28 \leq h \leq 47 \quad \text{on prend} \quad \mathbf{h = 45 \text{ cm}}$$

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

D'où :

$$13.5 \leq b \leq 31.5 \quad \text{on prend} \quad \mathbf{b = 30 \text{ cm}}$$

Nous choisissons une poutre de : **b x h = 30 x 45 cm**

#### - Vérification selon le RPA99

1.  $B = 30 \text{ cm} \geq 20\text{cm}$

2.  $H = 45 \text{ cm} \geq 30\text{cm}$

3.  $H/B = 1.5 \leq 4$

Les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées

- **Poutre secondaire :**

$$L_{\max} = 480 - 30 = 450 \text{ cm} = 4.5 \text{ m}$$

$$\frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10}$$

$$30 \leq h \leq 45 \text{ cm} \quad \Rightarrow h = 40 \text{ cm}$$

$$0,3 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40$$

$$13,5 \leq b \leq 31,5 \text{ cm} \quad \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

Nous choisissons une poutre de :  **$b \times h = 30 \times 40 \text{ cm}$**

- ❖ **Vérification selon le RPA99**

1.  $B = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$

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

3.  $H/B = 1.5 \leq 4$

Les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées

**Conclusion :**

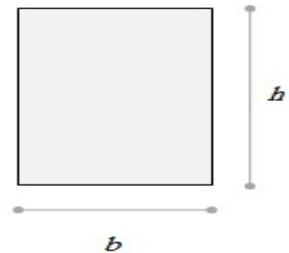
Les dimensions finales des poutres sont :

Les poutres principales :

$$(b \times h) = (30 \times 45) \text{ cm.}$$

Les poutres secondaires :

$$(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm.}$$

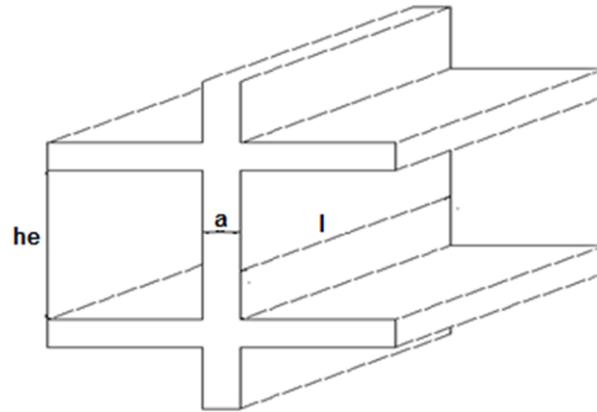


**Figure II.9 :** La section d'une poutre.

#### II.4. Pré dimensionnement des voiles :

On appelle voiles, les murs réalisés en béton armé, ils sont conçus de façon à reprendre les charges et surcharges verticales, et assurent la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales (séisme). Pour leur pré dimensionnement, on s'est basé sur les recommandations du **RPA99 version 2003**.

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



**Figure II.10 : Schéma du voile.**

Dans notre cas

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15\text{cm} ; h_e / 20 \right\}$$

Avec :

$h_e$  : Hauteur libre d'étage.

$a_{\min}$  : Epaisseur de voile.

- Pour RDC  $h_e = (5,95 - 0,15) = 5.8 \text{ m}$   
 $a_{\min} \geq \max \left\{ 15 \text{ cm} ; 29 \text{ cm} \right\} \Rightarrow \mathbf{a_{\min} = 29 \text{ cm.}}$

**Conclusion :**

On adopte pour une épaisseur de  $\mathbf{a} = 30 \text{ cm}$  sur tous les niveaux

## II.5. Pré dimensionnement des poteaux :

### II.6.1. Principe :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux destinés principalement à transmettre les charges verticales aux fondations, et à participer au contreventement total ou partiel des bâtiments.

Les poteaux sont près-dimensionnés en compression simple en choisissant 3 types de poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, deux poteaux de rive, Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge. On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

### II.6.2. Etapes de pré dimensionnement (calcul) :

- Calcul de la surface reprise par chaque 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 ».

### II.6.3. Loi de dégression :

Lorsque la charge d'exploitation est la même pour tous les étages, la loi de dégression est équivalente à la règle usuelle dans laquelle les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

Pour le toit ou la terrasse :  $Q_0$ .

Pour le dernier étage :  $Q$ .

Pour l'étage immédiatement inférieur :  $90\%Q$ .

Pour l'étage immédiatement inférieur :  $80\%Q$ .

Et ainsi de suite en réduisant de  $10\%$  par étage jusqu'à  $50\%Q$ , valeur conservée pour les étages inférieurs suivants.

Une fois le  $N_U$  est obtenu, le poteau sera calculé comme étant soumis à une compression simple afin de déterminer sa section réduite ( $Br$ ) et cela d'après le BAEL. Cette section réduite ( $Br$ ) est évaluée en supprimant une bande de  $1\text{cm}$  de largeur sur tout le contour de la section finale pour tenir compte des défauts décoffrage éventuels.

$$Br = (a - 0,02)^2$$

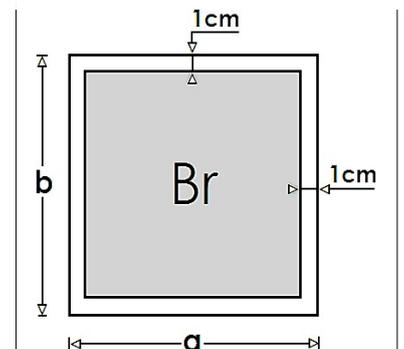


Figure II.11 : Section réduite du poteau.

L'effort normal résistant de calcul est donné par le BAEL comme suit :

$$N_r \leq \Delta \left( \frac{B_r f_{c28}}{\gamma_b 0,9} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right)$$

$\Delta$  : Coefficient de minoration introduit afin de tenir compte des moments fléchissant qui ont été négligés.

$$\Delta = \frac{0,85}{\beta} \text{ pour } \lambda \leq 50$$

$$\Delta = 0,6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2 \text{ Pour } 50 \leq \lambda \leq 70.$$

$\lambda$ : Flambement mécanique, renseignant sur la susceptibilité au flambement d'un élément.

Pour tenir compte de toutes les actions quel que soit leurs positions, Nous adopterons :  $\lambda = 35$

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique en compression du béton au 28<sup>ème</sup> jour.  $f_e$  :

Résistance caractéristique en compression et en traction de l'acier.  $A_s$  :

Section d'acier employé.

**$A_s = 0,009 \cdot B_r$**  C'est la section d'acier minimum qu'on peut employer en zone III [d'après l'article 7.4.2.1 du RPA99]

$y_b$  : Coefficient de sécurité pour le béton.

$y_b = 1.5$  (En situation durable ou transitoire).  $y_s$  :

Coefficient de sécurité pour le l'acier.

$y_s = 1.15$  (En situation durable ou transitoire).

Après les simplifications on peut écrire :

$$a = 0,02 + \sqrt{\frac{N_u}{15,33}}$$

**VERIFICATION DE RPA99 | D'APRES 'ARTIC E 7.4.3.1 :**

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A93 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_u}{B_c f_{c28}} \leq 0,30$$

Si cette condition n'est pas vérifiée le dimensionnement de sections des poteaux se fait comme suit :

$$B_c \geq \frac{N_u}{0,30 f_{c28}}$$

Après les simplifications on aura :

$$a = \sqrt{\frac{N_u}{7,5}}$$

➤ **Le minimum requis par « RPA99 version 2003 »**

Pour une zone sismique III

On doit avoir au minimum :

$\text{Min}(a,b) = 30\text{cm}$

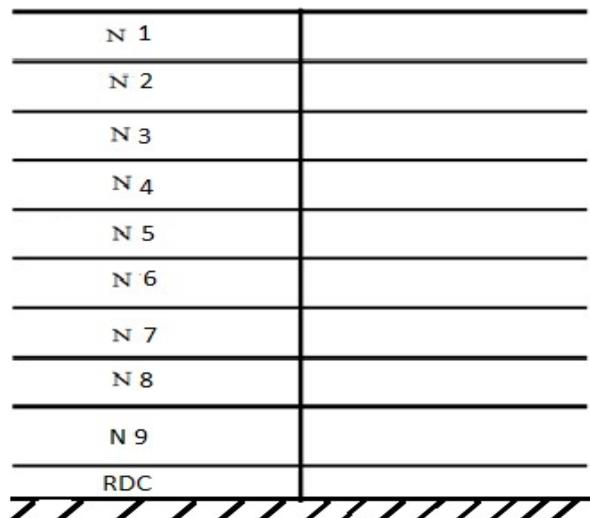
$\text{Min}(a,b) = h_e/20$

$1/4 < a/b < 4$

Avec :

(A ; b) : dimensions de la section.  $h_e$  : hauteur d'étage.

- Schéma statique de la descente de charge :



**Figure II.12** : Schéma statique de la descente de charge.

- **Calcul des poteaux :**

Les poteaux les plus sollicités sont :

Poteau centrale ; Poteau de rive

#### II.6.4. Calcul de la décente de charge :

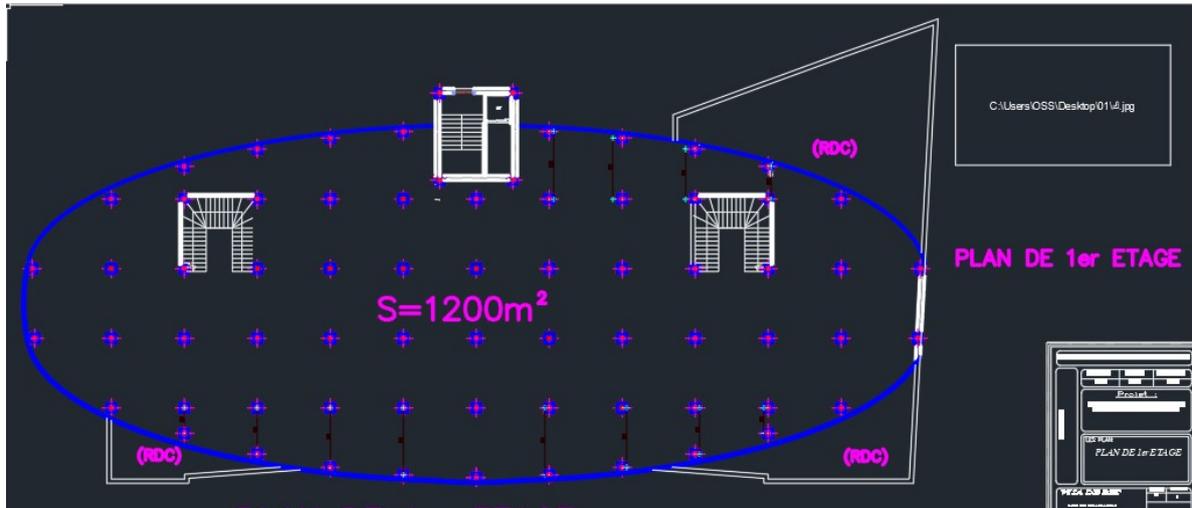


Figure II.13 : Vue en plan des poteaux les plus sollicités

##### 1. Poteau central :

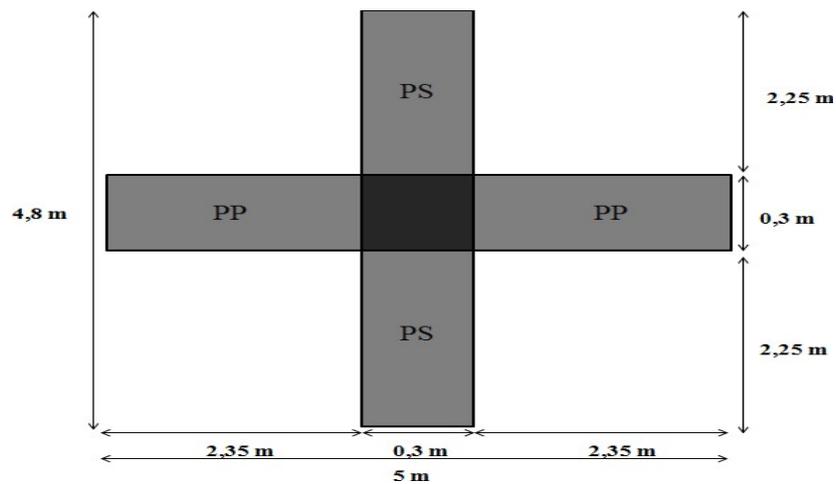


Figure II.14 : Section du poteau le plus sollicité.

La portée de la poutre principale de  $30 \times 45 = 4,7 \text{ m}$

La portée de la poutre secondaire de  $30 \times 40 = 4,5 \text{ m}$

La surface totale est :  $S = 24 \text{ m}^2$

Surface à calculer :  $S_G = (5-0,3) \times (4,8-0,3) = 21,15 \text{ m}^2$  et

$$S_Q = (5 \times 4,8) - (0,3^2) = 23,91 \text{ m}^2$$

## Calcul des différents poids :

### ▪ Poids des poutres :

Poids des poutres principale :  $G_P = 16.87 \text{ KN}$

Poids des poutres secondaire :  $G_S = 14.4 \text{ KN}$ .

Poids des poutres :  $G_{PT} = 31.275 \text{ KN}$

### ▪ Poids propre des poteaux :

Pour calculer le poids des poteaux on fixe les dimensions minimales exigées par le RPA

99 Modifier 2003 pour tous les poteaux de la structure  $\left. \begin{array}{l} b = 30\text{cm} \\ h = 30\text{cm} \end{array} \right\}$

Poids du poteau du 1<sup>er</sup> étage :  $(4,08 - 0,45) \times 25 \times (0,3)^2 = 8.1675\text{kN}$

Poids du poteau rive :  $(4 - 0,45) \times 25 \times (0,3)^2 = 8\text{kN}$

Poids du poteau RDC :  $(5.95 - 0,45) \times 25 \times (0,3)^2 = 12.375\text{kN}$

Poids des poteaux des étages courants :  $(3,06 - 0,45) \times 25 \times (0,3)^2 = 5.87\text{kN}$

Poids du poteau du sous-sol :  $(3,74 - 0,45) \times 25 \times (0,3)^2 = 7.4\text{kN}$

### - Charge d'exploitation :

L'évolution de la charge d'exploitation sont traité sur le tableau suivant.

Niveau des planchers	$Q_i$ ( $\text{KN}/\text{m}^2$ )	Charge d'exploitation	$\Sigma$ Charges d'exploitation
N 1	$Q_0$	1	$Q_0$
N 2	$Q_1$	1,5	$Q_0 + Q_1$
N 3	$Q_2$	1,5	$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$
N 4	$Q_3$	1,5	$Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
N 5	$Q_4$	1,5	$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
N 6	$Q_5$	1,5	$Q_0 + 0,80(Q_1 + \dots + Q_5)$
N 7	$Q_6$	1,5	$Q_0 + 0,75(Q_1 + \dots + Q_6)$
N 8	$Q_7$	1,5	$Q_0 + 0,714(Q_1 + \dots + Q_7)$
N 9	$Q_8$	5	$Q_0 + 0,687(Q_1 + \dots + Q_8)$
NRDC	$Q_9$	5	$Q_0 + 0,667(Q_1 + \dots + Q_9)$

**Tableau II.9 :** Dégression des surcharges pour pote central

**Tableau II.10 : Récapitulatif de la descente de charge pour poteau central.**

Etages	Niveau	Désignation des éléments	G (KN)	Q (KN)
9 <sup>ème</sup> étage	N1	Poids du plancher DP terrasse inaccessible	153.97	24
		Poids des poutres	31.275	
		Poids du poteau de l'étage courant	5.87	
		Total	191.115	
8 <sup>ème</sup> étage	N2	Venant de N1	191.115	60
		Poids du plancher corps creux étage courant	118.23	
		Poids des poutres	31.275	
		Poids du poteau de l'étage courant	5.87	
Total	346.49			
7 <sup>ème</sup> étage	N3	Venant de N2	346.49	92.4
		Poids du plancher corps creux	118.23	
		Poids des poutres X1	31.275	
		Poids du poteau de l'étage courant	5.87	
Total	501.865			
6 <sup>ème</sup> étage	N4	Venant de N3X1	501.865	121.2
		Total	155.375	
5 <sup>ème</sup> étage	N5	Total	657.24	146.4
		Venant de N4X1	155.375	
4 <sup>ème</sup> étage	N6	Total	812.615	168
		Venant de N5X1	155.375	
3 <sup>ème</sup> étage	N7	Total	967.99	186
		Venant de N6X1	155.375	
2 <sup>ème</sup> étage	N8	Total	1123.365	203.928
		Venant de N7X1	155.375	
1 <sup>ère</sup> étage	N9	Total	1278.74	279.564
		Venant de N8	129.23	
RDC	N10	Poids du plancher dalle pleine étage courant	31.275	352.164
		Poids des poutres	12.375	
		Poids du poteau du RDC	1846.4375	
		Total	1673.5575	
<b>Totale</b>	$\Sigma$		<b>1846.4375</b>	<b>352.164</b>

**Choix de la section des poteaux centraux :**

**Tableau II.11 : Choix des sections de poteau central.**

Niveaux	NG (KN)	NQ (KN)	Nu (KN)	Br (cm <sup>2</sup> )	$\sqrt{a * b}$ (Cm)	RPA (Cm <sup>2</sup> )	Choix(cm)
Niveau 9	191.115	24	294	155.82	15,13	30*30	30*30
Niveau 8	346.49	60	557.7615	295.61	19.49	30*30	30*30
Niveau 7	501.865	92.4	816.118	432.54	23.16	30*30	30*30
Niveau 6	657.24	121.2	1069.074	566.61	26.26	30*30	35*35
Niveau 5	812.615	146.4	1316.63	697.81	28.98	30*30	35*35
Niveau 4	967.99	168	1558.786	826.16	31.41	30*30	40*40
Niveau 3	1123.365	186	1795.54	951.64	33.62	30*30	40*40
Niveau 2	1278.74	203.928	2032.19	1077.06	35.70	30*30	45*45
Niveau 1	1673.5575	279.564	2678.54	1419.62	38.47	30*30	45*45
RDC	1846.4375	352.164	3020.92	1601.08	40.73	30*30	45*45

**Vérification du critère de l'effort normal réduit :**

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragilesous sollicitations, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

B<sub>c</sub> : section de poteau.

N<sub>d</sub> : G + Q

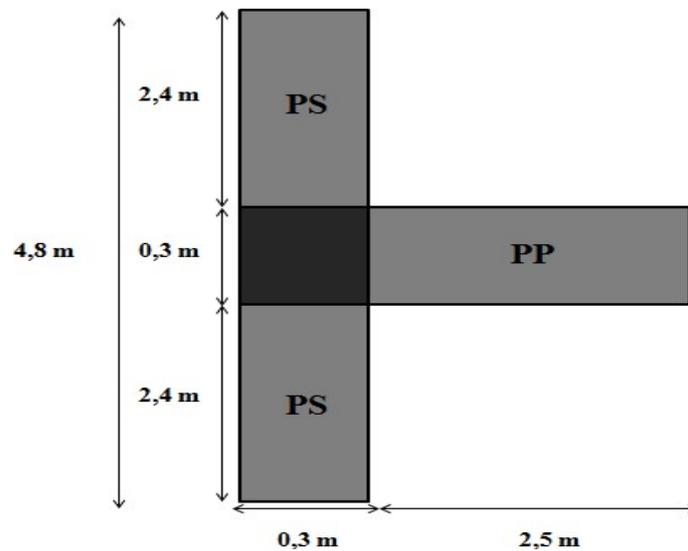
Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

**Tableau II.12 :** Choix des poteaux centraux avec vérification de l'effort normal réduit.

Poteau	Etages	Nd (KN)	a*b (cm <sup>2</sup> )	Bc (cm <sup>2</sup> )		Observation
	9 <sup>ème</sup> étage	215.115	30*30	900	0.08	Vérifiée
	8 <sup>ème</sup> étage	406.46	30*30	900	0.16	Vérifiée
	7 <sup>ème</sup> étage	594.265	30*30	900	0.22	Vérifiée
	6 <sup>ème</sup> étage	778.44	35*35	1225	0,21	Vérifiée
	5 <sup>ème</sup> étage	959.015	35*35	1225	0,27	Vérifiée
	4 <sup>ème</sup> étage	1135.99	40*40	2000	0,24	Vérifiée
	3 <sup>ème</sup> étage	1309.365	40*40	2000	0,28	Vérifiée
	2 <sup>ème</sup> étage	1482.668	45*45	2025	0,25	Vérifiée
	1 <sup>ère</sup> étage	1953.1215	50*50	2500	0,29	Vérifiée
RDC	2198.6	50*50	2500	0,33	Vérifiée	

➤ La même procédure de pré dimensionnement a été faite pour le poteau de rive

## 2. Poteau de rive :



**Figure II.15 :** Représentation de la surface reprise par le poteau de rive.

Surface à calculer :  $S_{G1} = 12 \text{ m}^2$  ;  $S_{G2} = 22.08 \text{ m}^2$

$S_{Q1} = 14.19 \text{ m}^2$  ;  $S_{Q2} = 24.90 \text{ m}^2$

La portée de la poutre principale = 2.5 m

La portée de la poutre secondaire = 4.5 m

### **Calcul des différents poids :**

- **Poids des poutres :**

#### **Étage courant :**

Poids de la poutre principale : GP = 10.12 KN.

Poids de la poutre secondaire : GS = 19.44 KN

Poids des poutres : GPT = 29.56 KN

- **Poids des poteaux :**

Poids du poteau du 1<sup>er</sup> étage :  $(4,08 - 0,45) \times 25 \times (0,3)^2 = 9.80\text{kN}$

Poids du poteau rive :  $(4 - 0,45) \times 25 \times (0,3)^2 = 9.58\text{kN}$

Poids du poteau RDC :  $(5.95 - 0,45) \times 25 \times (0,3)^2 = 14.85\text{kN}$

Poids des poteaux des étages courants :  $(3,06 - 0,45) \times 25 \times (0,3)^2 = 7\text{kN}$

Poids du poteau du S.S :  $(3,74 - 0,45) \times 25 \times (0,3)^2 = 8.8\text{kN}$

- **Poids des murs :**

(2<sup>ème</sup> et 9<sup>ème</sup> étage) :  $2.81 \times (4.8-0,3) \times (3.06-0.45) = 33 \text{ KN}$

- **Charge d'exploitation :**

L'évolution de la charge d'exploitation sont traité sur le tableau suivant :

**Tableau II.13 :** Dégression des surcharges des poteaux de rives.

Niveau des planchers	Qi (KN/m <sup>2</sup> )	Charge d'exploitation	∑ Charges d'exploitation	Qi (KN/m <sup>2</sup> )
N5	Q0	1,5	Q0	17.87
N4	Q1	1.5	Q0+ Q1	35.73
N3	Q2	1.5	Q0+0,95(Q1+ Q2)	51.81
N 2	Q3	1.5	Q0+0,90(Q1+Q2+Q3)	66.1
N 1	Q4	5	Q0+0,85(Q1+Q2+Q3+ Q4)	169.25
RDC	Q5	5	Q0+0,80(Q1+.....+ Q5)	259.94

**Tableau récapitulatif de la descente de charge pour le poteau rive :**

**Tableau II.14 : Descente de charge du poteau de rive.**

Étages	Niveau	Désignation des éléments	G (KN)	Q (KN)
5 <sup>ème</sup> étage	N5	Poids du plancher CC terrasse accessible Poids des poutres Poids du poteau de l'étage courant Poids du mur Total	73.81 29.55 7 33 143.36	17.87
4 <sup>ème</sup> étage	N4	Venant de N5 Poids du plancher corps creux étage courant Poids des poutres Poids du poteau de l'étage courant Poids du mur Total	143.36 59.11 29.55 7 33 272.02	35.73
3 <sup>ème</sup> étage	N3	Venant de N4 Poids du plancher corps creux étage courant Poids des poutres Poids du poteau de l'étage courant Poids de mur Total	272.02 59.11 29.55 7 33 400.68	51.81
2 <sup>ème</sup> étage	N 2	Venant de N3 Poids du plancher corps creux étage courant Poids des poutres Poids du poteau de l'étage courant Poids du mur Total	400.68 59.11 29.55 7 33 529.34	66.1
1 <sup>ère</sup> étage	N 1	Venant de N2 Poids du plancher DP étage courant + DP T. Accessible Poids des poutres Poids du poteau du 1 <sup>ère</sup> étage Total	529.34 152.24 37,25 9,8 728.63	169.25
RDC	RDC	Venant de N1 Poids du plancher dalle pleine étage courant Poids des poutres Poids du poteau RDC Total	728.63 134.91 37,25 14.85 915.64	259.94
<b>Totale</b>	$\Sigma$		<b>915.64</b>	<b>259.94</b>

**Choix de la section des poteaux de rives :**

**Tableau II.15:** Choix des sections des poteaux de rives.

Etages	NG (KN)	NQ (KN)	NU (KN)	BR (Cm <sup>2</sup> )	$\sqrt{a * b}$ (Cm)	RPA (Cm)	CHOIX (Cm)
5 <sup>ème</sup> étage	143.36	17.87	220.34	116.78	13,10	30*30	30*30
4 <sup>ème</sup> étage	272.02	35.73	420.82	223.03	16,99	30*30	30*30
3 <sup>ème</sup> étage	400.68	51.81	618.63	327.87	20,11	30*30	35*35
2 <sup>ème</sup> étage	529.34	66.1	813.76	431.29	22.77	30*30	35*35
1 <sup>ère</sup> étage	728.63	169.25	1237.53	655.89	27.68	30*30	40*40
RDC	915.64	259.94	1626.02	861.79	31.36	30*30	40*40

**Poteau de rive 2 :**

Surface à calculer :  $S_{G1} = 10.575 \text{ m}^2$  ;  $S_{G2} = 21.15 \text{ m}^2$

$S_{Q1} = 23.91 \text{ m}^2$  ;  $S_{Q2} = 11,91 \text{ m}^2$  ;  $S_{Q2} = 12 \text{ m}^2$

Poids des poutres 9+8<sup>ème</sup> Etage = 29.56 KN

Poids des poutres étage courant = 37.22 KN

- **Poids de l'acrotère :**  $2,5 \times 4,8 = 12 \text{ KN}$
- **Poids du mur :**  $2.81 \times (4.8-0,3) \times (4-0.45) = 44.89 \text{ KN}$

**Tableau récapitulatif de la descente de charge pour le poteau de rive :**

**Tableau II.17 :** Descente de charge du poteau de rive.

Etages	Niveau	Désignation des éléments	G (KN)	Q (KN)
9 <sup>ème</sup> étage	N1	Poids du plancher dalle pleine terrasse inaccessible	77	12
		Poids des poutres	29.56	
		Poids du poteau de rive	9.58	
		Poids de l'acrotère	12	
		Poids du mur	44,89	
		Total	173,03	
8 <sup>ème</sup> étage	N2	Venant de N1	173.03	29.87
		Poids du plancher corps creux étage courant	59.11	
		Poids des poutres	29.56	
		Poids du poteau de l'étage courant Poids du mur	7	
		Poids du mur	33	
		Total	301.7	
7 <sup>ème</sup> étage	N3	Venant de N2	301.7	63,04
		Poids du plancher CC étage courant + CC T. A	132.93	
		Poids des poutres	37.22	
		Poids du poteau de l'étage courant Total	7	
		Total	478.85	
6 <sup>ème</sup> étage	N4	Venant de N3	478.85	92.64
		Poids du plancher corps creux étage courant	118,23	
		Poids des poutres	37,22	
		Poids du poteau de l'étage courant Total	7	
		Total	641.3	
5 <sup>ème</sup> étage	N5	Venant de N4	641.3	118,64
		Poids du plancher corps creux étage courant	118,23	
		Poids des poutres	37,22	
		Poids du poteau de l'étage courant Total	7	
		Total	803.75	
4 <sup>ème</sup> étage	N6	Venant de N5	803.75	141,06
		Poids du plancher corps creux étage courant	118,23	
		Poids des poutres	37,22	
		Poids du poteau de l'étage courant Total	7	
		Total	966.2	
3 <sup>ème</sup> étage	N7	Venant de N6	966.2	159,89
		Poids du plancher corps creux étage courant	118,23	
		Poids des poutres	37,22	
		Poids du poteau de l'étage courant Total	7	
		Total	1128.65	
2 <sup>ème</sup> étage	N8	Venant de N7	1128.65	178,4
		Poids du plancher corps creux étage courant	118,23	
		Poids des poutres	37,22	
		Poids du poteau de l'étage courant Total	7	
		Total	1291.1	
1 <sup>ère</sup> étage	N9	Venant de N8	1291.1	254,24
		Poids du plancher dalle pleine étage courant	130,07	
		Poids des poutres	37,22	
		Poids du poteau de l'étage courant Total	9,8	
		Total	1468.19	
RDC	N10	Venant de N9	1468.19	326,93
		Poids du plancher dalle pleine étage courant	130,07	
		Poids des poutres	37,22	
		Poids du poteau de l'étage courant Total	14,85	
		Total	1650.33	
<b>Totale</b>	$\Sigma$		<b>1650.33</b>	<b>326,93</b>

**Choix de la section des poteaux de rives :**

**Tableau II.18 :** Choix des sections des poteaux de rives.

Niveaux	NG (KN)	NQ (KN)	Nu (KN)	Br (cm <sup>2</sup> )	$\sqrt{a * b}$ (Cm)	RPA (Cm <sup>2</sup> )	Choix (cm)
Niveau 9	173.03	12	251.59	133.34	14,13	30*30	30*30
Niveau 8	301.7	29.87	452.1	239.61	17.53	30*30	30*30
Niveau 7	478.85	63.04	741.01	392.74	21.82	30*30	30*30
Niveau 6	641.3	92.64	1004.72	532.50	25.10	30*30	35*35
Niveau 5	803.75	118,64	1263.02	669.40	27.95	30*30	35*35
Niveau 4	966.2	141,06	1515.96	803.46	30.48	30*30	40*40
Niveau 3	1128.65	159,89	1763.51	934.66	32.77	30*30	40*40
Niveau 2	1291.1	178,4	2010.59	1065.61	34.90	30*30	45*45
Niveau 1	1468.19	254,24	2363.42	1252.61	37.74	30*30	45*45
RDC	1650.33	326,93	2718.34	1440.72	40.08	30*30	45*45

**Choix final de la section des poteaux :**

Après les calculs et la vérification on a adopté ce choix :

**Tableau II.21 :** Tableau récapitulatif de la section des poteaux

Etages	Choix final du poteau De rive cm <sup>2</sup>	Choix final du poteau Central cm <sup>2</sup>
9 <sup>eme</sup> étage	35*35	35*35
8 <sup>eme</sup> étage	35*35	35*35
7 <sup>eme</sup> étage	40*40	40*40
6 <sup>eme</sup> étage	40*40	40*40
5 <sup>eme</sup> étage	45*45	45*45
4 <sup>eme</sup> étage	45*45	45*45
3 <sup>eme</sup> étage	45*45	45*45
2 <sup>eme</sup> étage	50*50	50*50
1 <sup>er</sup> étage	50*50	50*50
RDC	50*50	50*50

---

# *CHAPITRE 03*

*FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRES*

---

**– Introduction :**

Dans ce chapitre on procède au ferrailage des éléments secondaires tel que : des dalles, des escaliers et l'acrotère.

**– L'acrotère :**

L'acrotère est un élément secondaire de sécurité entourant la terrasse qui forme une paroi contre toute chute, elle sera calculée comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse.

**• Evaluation des charges :**

**Charges permanentes :** Le poids total de l'acrotère **G=2,5 kN/m**

**Charge d'exploitation :** La charge d'exploitation de la main courante :

$$Q=1,0\text{KN/m}$$

**L'action des forces horizontales Qh ;(Fp) :**D'après *RPA 99 version 2003*, les forces horizontales de calcul Fp agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4A \cdot C_p \cdot W_p \dots\dots\dots (6.2.3) [3]$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **Tableau (4.1) [3]**

Pour la zone III et le groupe d'usage 2 ..... [A=0,25].

Cp : Facteur de la force horizontale ..... [Cp =0,8].

Wp : Poids de l'acrotère ..... [Wp=2,155 kN].

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,155 = 1.724\text{kN}$$

$$Q_h = \max(1,5Q ; F_p)$$

$$F_p = 1.72\text{kN}$$

$$1.5Q = 1,50\text{kN}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur : **G=2,5 kN/ml** et **Qh=1.724KN/ml**

• **Ferraillage de l'acrotère :**

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

**a) Calcul des efforts :**

**E.L.U :**

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 2,5 = 3,375 \text{ kN}$$

$$M_u = 1,5 \times F_p \times h = 1,5 \times 1.724 \times 0,6 = 1,55 \text{ kN.m}$$

$$T_u = 1,5 \times F_P = 1,5 \times 1.724 = 2.586 \text{ kN}$$

**E.L.S :**

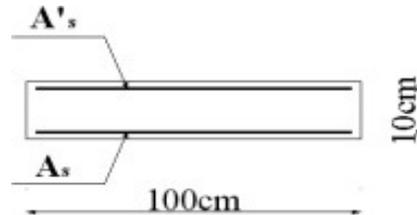
$$N_{ser} = G = 2.5 \text{ kN}$$

$$M_{ser} = F_P \times h = 1.724 \times 0,6 = 1,035 \text{ kN.m}$$

$$T_{ser} = F_P = 1.724 \text{ kN}$$

L'acrotère est sollicité en flexion composée, le calcul s'effectuera à l'ELU

$$M_u = 1,55 \text{ kN.m} ; T_u = 2.586 \text{ kN} ; N_u = 3,37 \text{ kN}$$



**Figure III.1 :** Section de calcul de l'acrotère.

**a) Armatures principales :**

**a. Calcul de l'excentricité :**

$$E = M_u / N_u = (1.55 / 3.37) * 10 = 46 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c' = 10/2 - 3 = 5$$

⇒ Section partiellement comprimée (SPC).

**1. Calcul du moment fictif  $M_f$ :**

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c' \right) = 1,8 + 3,37 \left( \frac{10}{2} - 2 \right) \times 10^{-2} = 1,9 \text{ kN.m}$$

**2. Calcul des armatures :**

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} \quad A_s = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} \quad \mu = \frac{M_f}{bd^2\sigma_{bc}} = 0,0137$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{s1} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 0,4810 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

**b. Vérification de la section d'acier selon BAEL 91 modifié 99 :**

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

$$A_s^{\min} = \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \rightarrow A_s^{\min} = \{1 \text{ cm}^2; 0,86 \text{ cm}^2\} = 1 \text{ cm}^2$$

Donc : on opte finalement pour **4T8** = 2 cm<sup>2</sup>

$$\text{Avec un espacement : } S_t = \frac{100}{5} = 2,01 \text{ cm}$$

L'espacement des armatures principales doit vérifier la condition suivante :

$$S \leq 2h ; 25 \} \rightarrow 20 \leq 20 ; 25 \} \Rightarrow \text{Ok}$$

**c. Armatures de répartitions :**

La section des armatures de répartition découle de celle des armatures principales.

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq \frac{1,7}{4} = 0,5 \text{ cm}^2$$

On a choisi **4T8** avec un espacement  $S_t = \frac{60-4}{3} = 18,66 \text{ cm}$ , On prend  $S = 18 \text{ cm}$

**III.2.3 Vérification à l'E.L.S :**

**Tableau III.1 :** Les vérifications de l'ELS

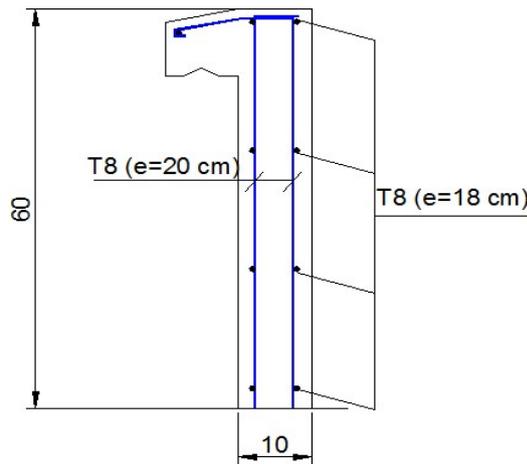
a) Contrainte du béton :		b) Contrainte de l'acier :		
$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma'_s$	$\sigma_s$	$\bar{\sigma}_s$
0,68 MPa	18 MPa	7,34 MPa	1,29 MPa	250 MPa
OK		OK		

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

D'après le **BAEL 91 modifié 99** on doit vérifier que :

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

$$\text{Min} \{0,1f_{c28}; 4\text{MPa}\} = 3\text{MPa} \rightarrow \tau_u = \frac{2.586 \times 10^3}{80.10^3} = 0,0323\text{MPa} < \bar{\tau}_u. \dots \text{OK}$$



**Figure III.2 :** Ferrailage de l'acrotère.

**L'escalier :**

**III.3.1. Introduction :**

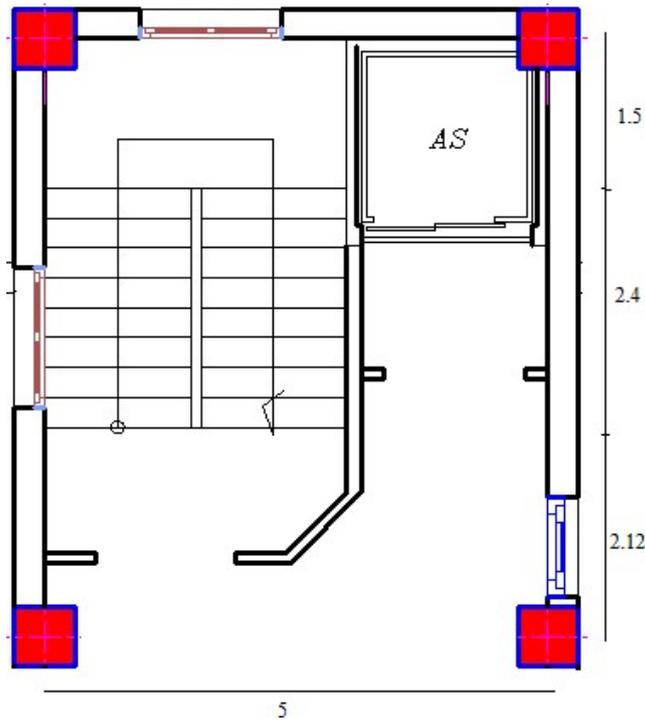
L'escalier est un élément secondaire de la construction, mais il a une grande importance dans la structure, il permet d'accéder d'un niveau à un autre. Ils sont calculés en flexion simple.

**III.3.2. Hypothèses de calcul :**

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

**III.3.3. Le type d'escalier :**

On a les mêmes types des escaliers (escalier à deux volées) donc on a calculé un seul escalier



**Figure III.3:** schéma d'un escalier de 2 volées.

### III.3.4. Calcul de ferrailage :

#### a) Volée 1 et 2 :

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

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

- $2h + g = 64$  ..... (1)
- $N * h = H$ ..... (2)
- $(N-1) g = L$  ..... (3)

Avec :

- $N$  : Le nombre des contre marches.
- $(N-1)$  : Le nombre des marches.

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

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

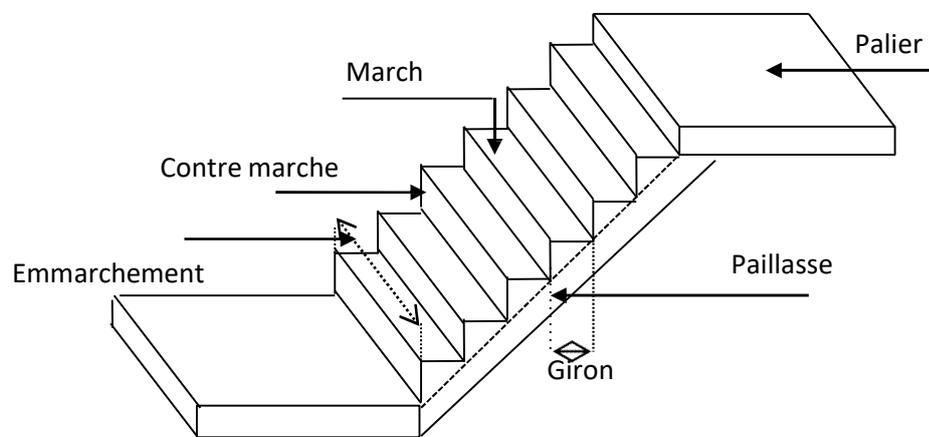
Avec :

n : La racine de l'équation

Les valeurs de H et L

H = 153cm ; L = 240cm

$$64n^2 - 610n + 360 = 0$$



**Figure III.4 : Eléments d'un escalier**

• **Solution**

$N_1 = 0,53$  .....refusée.

$N_2 = 9$

Donc on prend :

Le nombre de contre marche.....n=9.

Le nombre des marches .....n-1=8.

**b) L'épaisseur de la paillasse :**

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

$$l = 1,5 + 1,8 + \sqrt{1,53^2 + 2,4^2} = 6,14m$$

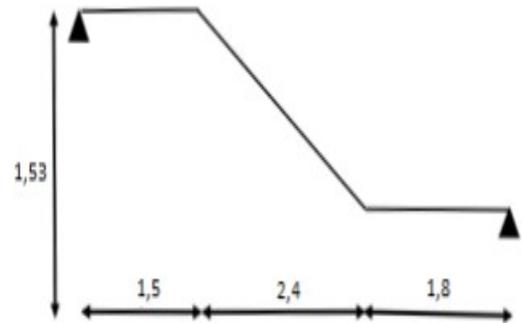
On prend donc l'épaisseur  $e=20$  cm

**Angle d'inclinaison de la paillasse :**

$$tg\alpha = \frac{1,53}{2,4} = 0,63 \Rightarrow \alpha = 32,51^\circ$$

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

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{2,4}{8} = 0,3 \text{ m} = 30 \text{ cm}$$



**Figure III.5:** Schéma statique de volée.

• **Vérification de l'équation de < BLONDEL >**

$59 < (g + 2h) < 66 \text{ cm}$	}	$2h + g = 64 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$
$16 < h < 18 \text{ cm}$		$h = 17 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$
$22 < g < 33 \text{ cm}$		$g = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$

**N.B :** Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient satisfaites.

**III.5.3. Evaluation des charges**

**a) Palier :**

**Charges permanentes**

**Tableau III.2 :** Charges Permanentes du Palier.

Matière	Épaisseur (cm)	$\rho$ (kn/m <sup>2</sup> )	$\rho$ (kn/m <sup>2</sup> )
1- carrelage	2	20	0,4
2- Mortier de pose	2	20	0,4
3- Lit de sable	3	18	0,54
4- Dalle pleine	20	25	5
5- Enduit en ciment	2	18	0.36
		Somme de G	<b>6,7 kN/m<sup>2</sup></b>

**Charge d'exploitation :**  $Q_{escalier} = 2,50 \text{ kN/m}^2$

**b) Paillasse :**

**Charge permanentes :**

Poids propre de la paillasse =  $\left(\frac{25 \times 0,20}{\cos 32,2}\right) = \dots\dots\dots 5,90 \text{ kN/m}^2$

Poids propre de la marche =  $\frac{25 \times 0,17}{2} = \dots\dots\dots 2,12 \text{ kN/m}^2$ .

**Tableau III.3 : Charges Permanentes de la Paillasse.**

Matière	Épaisseur (cm)	$\rho$ (kn/m2)	$\rho$ (kn/m2)
1- carrelage	2	20	0,4
2- Mortier de pose	2	20	0,4
3- Lit de sable	3	18	0,54
4- Enduit en ciment	2	18	0,36
5-Poids propre de la paillasse	-	-	5,9
6- Poids propre de la marche	-	-	2,12
7- Poids propre du Garde-Corps	2	-	0,6
$\Sigma = G$			<b>10,32 kN/m<sup>2</sup></b>

• **Charge d'exploitation :**

$Q_{escalier} = 2,50 \text{ kN/m}^2$

➤ **Evaluation des charges :**

**Tableau III.4 : Résultats d'évaluation des charges d'escalier**

Le paillasse (Q1)				Le palier (Q2)			
G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/ml)		G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/ml)	
		ELU	ELS			ELU	ELS
10,51	2,5	17,93	13,01	7,9	2,5	14,41	10,4

On a :  $L_1=1,8$  m  
 $L_2=2,84$  m  
 $L_3=1,5$  m

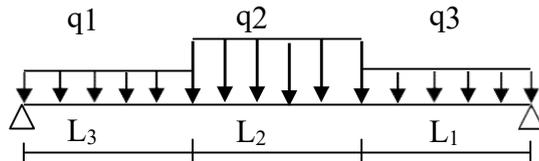


Figure.III.6 : schéma statique de l'escalier.

➤ **Calcul de Ferrailage :**

Le calcul se fait pour une section de dimension (b x h) Tel que : b=100 cm ; h=20 cm

- $f_{c28}=30MPa$  ;  $f_{bc}=17MPa$  ;  $f_{z8}=2,40MPa$  ;  $g_b=1,5$  ;  $d=0,9h=18cm$   
 $s_s=434,78MPa$  ;  $g_s=1,15$  ;  $f_e=500Mpa$

**ELU :**

- En appuis :  $M_a = 0,5$   $M_u = 0,5 \cdot 75,57=37,78kN.m$
- En travée :  $M_t = 0,85$   $M_u = 0,85 \cdot 75,57= 64,23$  kN.m

**Tableau III.5 : Calcul des armatures.**

	<b>Mu</b> (KNm)	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A'_S$ (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	<b>Z</b> (cm)	$A_s^{cal}/ml$ (cm <sup>2</sup> )	<b>Choix</b>	$A_s^{adp}$ /ml (cm <sup>2</sup> )
<b>Appui</b>	37,78	0,069	Oui	0	0,0889	173,6	5,01	6T12	6,78
<b>Travée</b>	64,23	0,117	Oui	0	0,155	168,8	8,75	6T14	9,24

**Espacement :**

- **En travée :**  $esp \leq 100/5 = 20cm$  On prend :  $esp=25$  cm
- **En appui :**  $esp \leq 100/5 = 20cm$  On prend :  $esp=25$  cm

**Armature de répartition :**

Sur travée :  $A_s/4 \leq A_r \leq A_s/2 \Rightarrow 2,31cm^2/ml \leq A_r \leq 4,62cm^2/ml$

Le choix est de 4T10=3,14m<sup>2</sup> avec  $S_t=25$  cm

Sur appui :  $A_s/4 \leq A_r \leq A_s/2 \Rightarrow 1,7cm^2/ml \leq A_r \leq 3,39cm^2/ml$

Le choix est de 4T10=3,14 cm<sup>2</sup> avec  $S_t=25cm$

**Vérification de la Condition de non-fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,99\text{cm}^2$$

- **En travée :**  $A_s = 9,24\text{cm}^2 > A_s^{min} = 1,99\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{ok}$
- **Sur appui :**  $A_s = 6,78\text{cm}^2 > A_s^{min} = 1,99\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{ok}$

**Vérification de l’Effort tranchant :**

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots (A.5.2.2) [1]$

$$\bar{\tau} = \text{Min} (0,2f_{c28}/\gamma_b ; 5\text{MPa}) = 4\text{MPa} \dots\dots\dots (\text{Fissuration peu préjudiciable})$$

$$\tau = T_u \text{ max}/b*d = 53/180 = 0.28 \text{ MPa} < 4 \text{ MPa}$$

**Influence de l’effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l’ancrage) :**

- Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l’appui, pour équilibrer l’effort de traction.
- Si  $T_u - (M_u/0.9d) \leq 0$  Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.
- Si  $T_u - (M_u/0.9d) > 0$  l faut satisfaire la condition suivante :  $A_s \geq (T_u - (M_u/0.9d)) / \sigma_s$
- $T_u - (M_u/0.9d) = 53*10^3 - (75.57*10^6)/0.9*180 = -415,481 \text{ Kn} < 0$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

**Vérification des armatures transversales :**

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**Vérification à l’ELS :**

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

➤ **Vérification des contraintes du béton :**

$$\text{Avec : } n=15 ; c'=2\text{cm} ; d=18 \text{ cm} ; b=100\text{cm} ; A'_s=0$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) * y \leq \sigma_{bc}(\text{adm}) = 0,6f_{c28} = 18\text{MPa}$$

**En appuis :**

$$M_a = 0,5 M_{ser} = 0,5 * 54,39 = 27, 195\text{kN.m}$$

En travée :

$$M_t = 0,85 \times M_{ser} = 0,85 \times 54,39 = 46,23 \text{ KN.m}$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III.6 : Vérification de compression du béton.**

	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub>	Vérification
<b>Appui</b>	27,19	6,78	5,12	21345	6,52	18	Vérifiée
<b>Travée</b>	46,23	9,24	5,81	27133	9,9	18	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche :**

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \frac{M_t}{M}$  →  $\frac{20}{614} = 0,0325 \leq 0,0499 \dots \dots \dots$  non vérifiée
- $\frac{Ax}{bd} \leq \frac{e}{fe}$  → 0,0051 < 0,0084 ..... vérifiée
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$  → 0,0325 ≥ 0,0625 ..... non vérifiée .

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche

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

Avec : 
$$\begin{cases} f_i = \frac{M_{ser} E}{10 E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} E}{10 E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{1000} + 0,5 \end{cases} \quad L = 6,14 \text{m} > 5 \text{m}.$$

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

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

$$I_{fi} = \frac{1, I_0}{1 + \lambda_y \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{1, I_0}{1 + \lambda_y \mu} \quad \text{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

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

**Tableau III.7:** Vérification de la flèche de l'escalier.

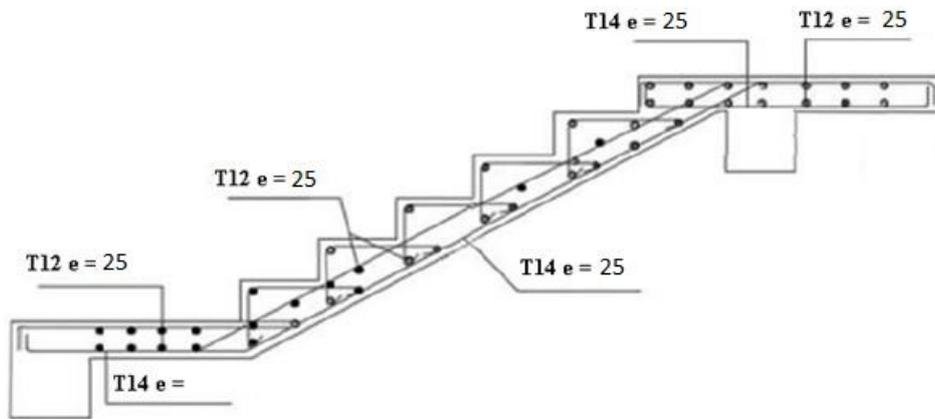
$M_{ser}(KNm)$	$A_s$ ( $cm^2$ )	$\delta$	$\sigma_s$ (MPa)	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu$	$I_0$ ( $cm^4$ )	$I_{fi}$ ( $cm^4$ )	$I_{fv}$ ( $cm^4$ )
27,19	6,78	0,00377	223	5,575	2,23	0,326	73175,46	28538,95	46576,63

**Donc :**

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 11,16mm \\ f_v = 20,34mm \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 9,17mm$$

$$\bar{f} = 12,28mm$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 9,17m < \bar{f} = 12,28cm \dots \dots \dots C. Vérifiée$$



**Figure III.7:** Schéma de ferrailage de l'escalier

– Dalle Pleine :

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

III.4.1 Evaluation des charges :

Tableau III.8 : Calcul des sollicitations de dalle pleine.

Les charges (kN/m <sup>2</sup> )		Q (kN/m <sup>2</sup> )	
		Combinaison	
G (kN/m <sup>2</sup> )	Q (kN/m <sup>2</sup> )	ELU	ELS
6,11	5	15,75	11,11



$$\rho = L_x/L_y = 4.8/5.41 = 0.83 > 0.4$$

$$\mu_x = 0,0466$$

$$\mu_y = 0,7635$$

$$M_x = \mu_x * q_u * L_x^2 = 16,91 \text{ kNm} , M_y = \mu_y * M_x = 12,91 \text{ kNm}$$

III.4.2 Ferrailage de la dalle :

b=100cm ; h=15cm ; d=13,5cm ; fe=500MPa ; fc28=30MPa ;

ft28=2,4MPa ;  $\sigma_s=434,78\text{MPa}$  ;  $\bar{\sigma}_{bc} = 17 \text{ MPa}$

Tableau III.8 : Ferrailage de la dalle pleine.

	Sens	Mu (kNm)	$\mu$	As' (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	Z(cm)	As <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	As <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	Esp (cm)
Travée	x-x	14,37	0,046	0	0,059	13,17	2,95	4T10	3,14	32
	y-y	10,97	0,035	0	0,045	13,25	2,24	5T8	2,51	32
Appuis	x-x	8,45	0,027	0	0,035	13,31	1,46	4T8	2,01	32
	y-y									

a) Espacement :

- Travée :

Sens x-x : esp = 32cm < min(3h,33cm) = 33cm. Vérifiée

Sens y-y : esp = 32cm < min(3h,33cm) = 33cm. Vérifiée

- **Appuis :**
- **Sens x-x :** esp = 32cm < min(3h, 33cm) = 33cm.....vérifiée
- **Sens y-y :** esp = 32cm < min(3h, 33cm) = 33cm.....vérifiée

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1,26cm^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1,2cm^2 \end{cases} \quad (\text{Dalle rectangulaire } \rho < 1) \dots \dots \dots (\mathbf{B.7.4}) \quad [1]$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_0 = 8 \times 10^{-4} \dots \dots \dots \text{pour les barres a haute adhérence .} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,89 \end{cases}$$

**Tableau III.9:** Vérification de CNF.

	<b>Travée</b>	<b>Appui</b>	<b>Vérifie</b>
<b>x-x</b>	$A_x = 3,14cm^2 > A_{s}^{min}$	$A_x = 2,01cm^2 > A_{s}^{min}$	Oui
<b>y-y</b>	$A_y = 2,51cm^2 > A_{s}^{min}$	$A_y = 2,01cm^2 > A_{s}^{min}$	Oui

**c) Calcul des armatures transversales**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{\tau_u^{max}}{b \bar{d}_{uc28}} \dots \dots \dots (\mathbf{A.5.2.2}) [1]$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{15,75 \times 4,8 \times 5,41}{2 \times 4,8 + 5,41} = 27,24kN$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = \frac{15,75 \times 4,8}{3} = 25,2kN$$

$$T_u^{max(T_x; T_y)} = 27,24kN$$

$$\tau_u = \frac{27,24 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,201MPa < \bar{\tau}_u = 3MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Donc l'armature transversale n'est pas nécessaire.

### III.4.3 Vérification à l'ELS :

#### Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,8}{5,41} = 0,83 > 0,4$$

$$\mu_x = 0,0466$$

$$\mu_y = 0,7635$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 11,92 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 9,10 \text{ kNm}$$

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 10,13 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 7,74 \text{ kNm}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 5,96 \text{ kNm}$$

#### a) Vérification des contraintes :

##### 1. Vérification des contraintes des armatures

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

**Tableau III.10:** Vérification des contraintes à l'ELS.

	Sens	Mser (kNm)	As (Cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_b$ c	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
<b>Travée</b>	x-x	10,13	3,14	3,44	7980,54	5,49	18	Vérifié
	y-y	7,74	2,51	2,56	4167,59	4,93	18	
<b>Appuis</b>	x-x	5,96	2,01	2,56	4167,59	4,60	18	Vérifié
	y-y						18	

##### 2. Vérification de la flèche :

On peut se dispenser du calcul des flèches si les conditions suivantes sont vérifiées en même temps :

**Sens x-x :**

- $\frac{h}{Lx} \geq \frac{1}{20} \frac{Mt}{Mx} \rightarrow \frac{15}{480} = 0,0312 \geq 0,076 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$
- $\frac{Ax}{bd} \leq \frac{e}{fe} \rightarrow 0,0029 < 0,004 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
- $\frac{h}{Lx} \geq \frac{1}{27} \text{ a } \frac{1}{35} \rightarrow 0,0312 \geq 0,037 \text{ a } 0,0285 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}.$

**Sens y-y :**

- $\frac{h}{Ly} \geq \frac{1}{20} \frac{Mt}{My} \rightarrow \frac{15}{541} = 0,0277 \geq 0,0422 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$
- $\frac{Ax}{bd} \leq \frac{e}{fe} \rightarrow 0,00185 < 0,005 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
- $\frac{h}{Ly} \geq \frac{1}{27} \text{ a } \frac{1}{35} \rightarrow 0,0277 \geq 0,037 \text{ a } 0,0285 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}.$

La vérification de la flèche est nécessaire.

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.11 : Calcul de la flèche.**

Mser(kNm)	As (Cm <sup>2</sup> )	Σ	σs	λi	λv	μ	I0 (Cm <sup>4</sup> )	Ifi (Cm <sup>4</sup> )	Ifv (Cm <sup>4</sup> )
16,91	3,14	0,0023	399	10,31	4,12	0,312	29820,6	7760,58	14319,73

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

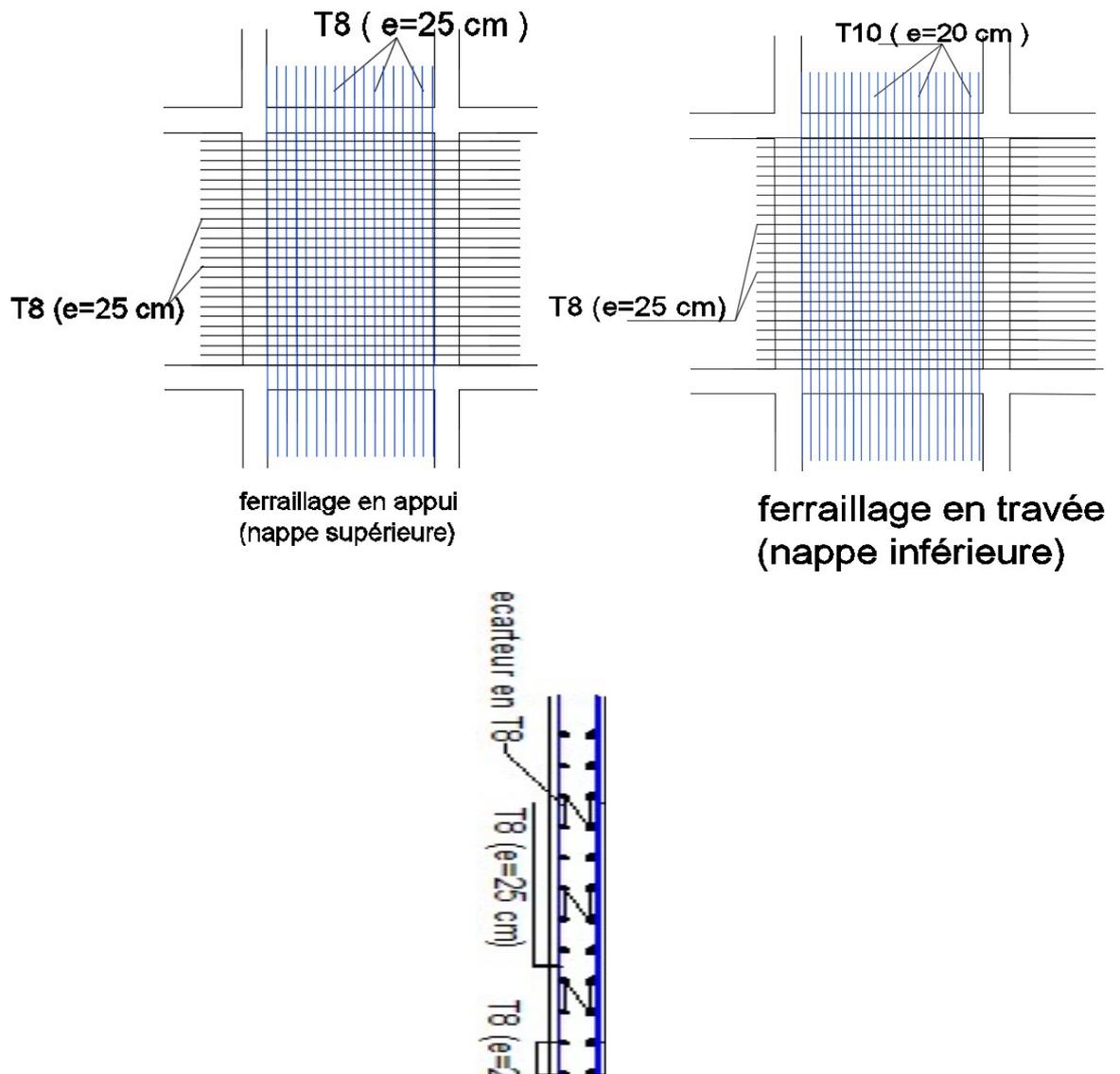
$f_i = 14,68\text{mm}$

$f_v = 23,66\text{mm}$

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

$\bar{f} = \frac{480}{500} = 0,96\text{cm}$

$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,898\text{cm} \leq \bar{f} = 0,96\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$



**Figure III.9 :** Ferraillage de la dalle pleine.

– **Plancher à corps creux :**

- **Pré dimensionnement des poutrelles :**

Notre bâtiment comporte deux types de planchers constitués d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension  $(16 \times 20 \times 65)\text{ cm}^3$  avec une dalle de compression de 5cm d'épaisseur.

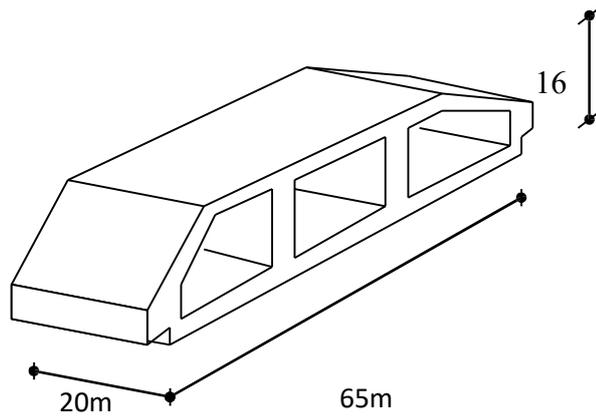


Figure III.10 : Corps Creux.

• **Etude des poutrelles :**

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

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) * h_t$$

Avec :

$h_t$ : Hauteur du plancher.

$h_0$  : Hauteur de la dalle de compression.

$$b_1 \leq \min (L_x/2 , L_y/10 )$$

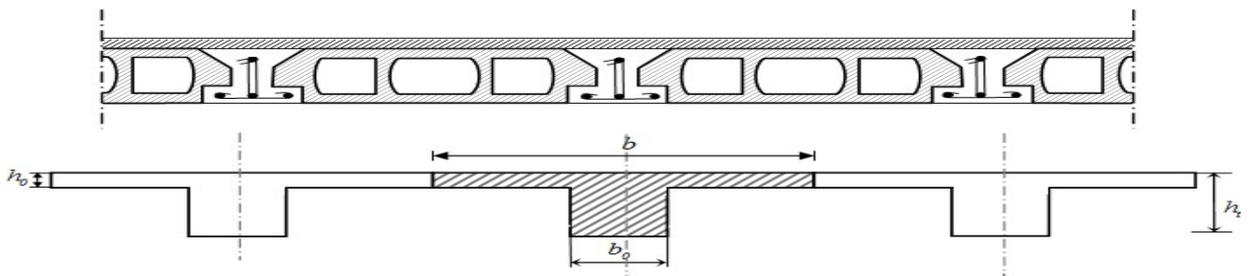
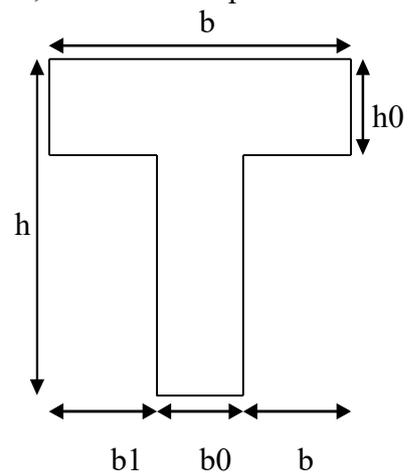


Figure III.11: Schéma de poutrelle.

Tel que :

$L_x$  : Distance entre nus d'appuis des poutrelles.

$L_y$  : Distance entre nus d'appuis des poutres secondaires.

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0$$

$b_0 = (0,4 ; 0,6) \cdot h = (10 ; 15) \text{ cm}$ . On a adopté  $b_0 = 12 \text{ cm}$ .

Soit :  $b_0 = 12 \text{ cm}$ .

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

$$L_x = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

$$L_y = 480 - 30 = 450 \text{ cm}$$

$$B_1 = \min (53/2, 450/10) = 26.5 \text{ cm} \Rightarrow b = 2 \cdot 26.5 + 12 = 65 \text{ cm}$$

### • Calcul des poutrelles :

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

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

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

- Poutrelle de travée  $L = 4,8 \text{ m}$
- On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :

- Son poids propre.
- Poids du corps creux.
- Charge d'exploitation due à l'ouvrier  $Q = 1 \text{ kN/m}^2$ .

### • Calcul des moments :

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

#### a. Méthode forfaitaire :

Le règlement BAEL 91 propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire ; cette méthode n'est applicable que si les quatre «04 » conditions suivantes sont remplies :

1) - La charge d'exploitation est dite modérée c'est-à-dire  $Q \leq (5 \text{ kN/m}^2; 2G)$ .

-EC  $\rightarrow Q \leq (5 ; 2 \times 5,59) \rightarrow$  vérifié

-Terrasse  $\rightarrow Q \leq (5 ; 2 \times 6.58) \rightarrow$  vérifié

2)- Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées.  $\rightarrow$  vérifié

3)- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre :

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

4)- Fissuration considérée comme non préjudiciable.

Donc : la méthode forfaitaire est applicable.

### Exposé de la méthode :

$$\begin{aligned} \bullet \alpha &= \frac{Q}{G + Q} \\ \bullet M_t &\geq \text{Max}\{1,05M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0\} - \frac{M_w - M_e}{2} \\ \bullet M_t &\geq \begin{cases} (1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée intermédiaire} \\ (1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée de rive} \end{cases} \end{aligned}$$

AVEC :

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

Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

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

#### Moment sur appuis :

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

#### b. Méthode de CAQUOT :

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

Elle est basée sur la méthode des poutres continues.

#### Exposé de la méthode :

##### • Moment sur appuis :

$M_a = 0.15M_0$  Appuis de rive.

$$M_a = \frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8.5(l_w + l_e)} \quad \text{Appuis intermédiaires.}$$

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

$$\text{➤ Moment en travée : } M_t(x) = -\frac{q x^2}{2} + \left(\frac{q l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}\right) x + M_w$$

**Avec :**

- $M_0$  : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique) ;
- $(M_w ; M_e)$  : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée ;
- $Q_w$  : charge répartie à gauche de l'appuis considérée ;
- $Q_e$  : charge répartie à droite de l'appuis considérée.

On calcul, de chaque côté de l'appuis, les longueurs de travées fictives «  $l'_w$  » à gauche et «  $l'_e$  » à droite,

**Avec :**

- $l' = l$  ..... Pour une travée de rive
- $l' = 0,8l$  ..... Pour une travée intermédiaire

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

• **Effort tranchant :**

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

**Avec :**

- $T_w$  : effort tranchant à gauche de l'appui considéré,
- $T_e$  : effort tranchant à droite de l'appui considéré.

**c. Méthode des éléments finis « ROBOT »**

Dans notre cas on a opté pour la méthode de l'élément finis ou les moments, et les efforts tranchants seront calculés A l'aide du logiciel ROBOT

**. Etapes de calcul des poutrelles :**

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

- Poutrelle de travée  $L=4,93\text{ m}$
- On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :
  - Son poids propre.
  - Poids du corps creux.
  - Charge d'exploitation due à l'ouvrier  $Q=1\text{ kN/m}^2$ .

- **Evaluation des charges :**

- **Charges permanentes :**

1-Poids propre de la poutrelle.....  $0,12 \times 0,05 \times 30 = 0,18\text{ kN/ml}$

2-Poids du corps creux.....  $0,65 \times 0,25 \times 14 = 2.275\text{ kN/ml}$

$$\Sigma G = 2.45\text{ kN/ml}$$

- **Charges d'exploitation :**

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

**Combinaison des charges :**

$$\text{E.L.U} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 4.29\text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : q_{ser} = G + Q = 3.1\text{ kN/ml}$$

❖ **Calcul des moments :**

$$M_u = 12.35\text{ kn.m}$$

$$M_{ser} = 8.928\text{ kn.m}$$

❖ **Ferraillage :**

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'ELU  $M_u=12.35\text{ KN.m}$  ;  $b=12\text{ cm}$  ;  $d=4,5\text{ cm}$

$$\sigma_{bc}=18\text{ Mpa}$$

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

$$\mu = 2.53 > \mu_R = 0,371 \Rightarrow A_s' = 0$$

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

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

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

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une poutrelle en "T"

• **Evaluation des charges revenant aux poutrelles :**

**Plancher terrasse :**

• **Charge permanente :**

$$G=6,83 \times 0,65=4,44 \text{ kN/ml.}$$

• **Surcharges d'exploitation :**

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

**Plancher courant :**

• **Charge permanente :**

$$G=5,59 \times 0,65=3,63 \text{ kN/ml.}$$

• **Surcharge d'exploitation :**

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

**Combinaison des charges :**

• **Plancher terrasse :**

$$\text{E.L.U} : q_u=1,35G+1,5Q=5,87 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{E.L.S} : q_{ser}=G+Q=4,28 \text{ kN/ml.}$$

➤ **Plancher courant :**

$$\text{E.L.U} : q_u=1,35G+1,5Q=6,36 \text{ kN/ml.}$$

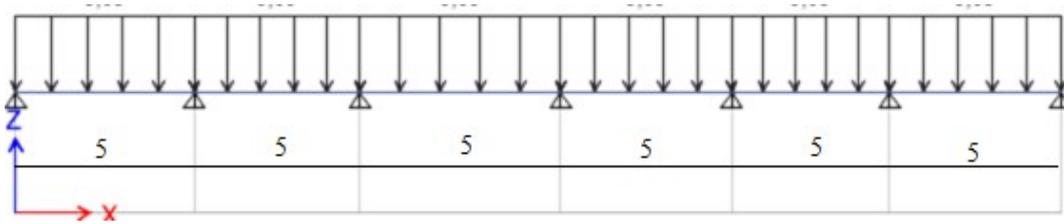
$$\text{E.L.S} : q_{ser}=G+Q=4,60 \text{ kN/ml.}$$

**Conclusion :**

Le plancher de l'étage courant est le plus sollicité.

• **Calcul des efforts internes :**

**Poutrelle à six travées :**



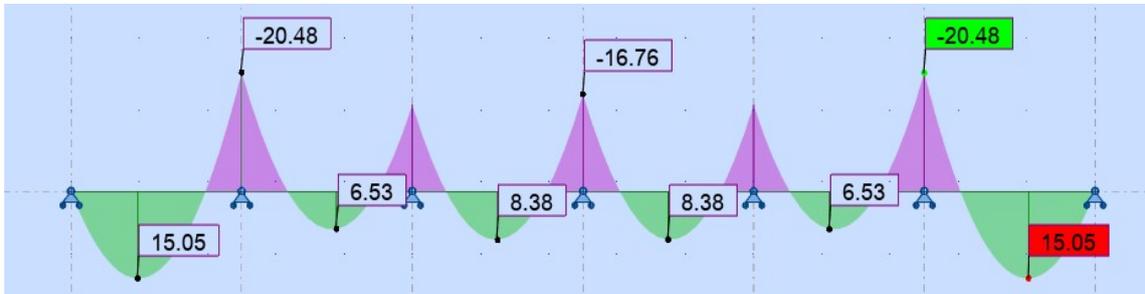
**Figure.III.12 :** Schéma statique de la Poutrelle à sept travées.

**Méthode :** élément finis (ROBOT)

Récapitulation des moments sur appuis et en travées, Effort tranchant de la poutrelle. (5m-5m-5m-5m-5m).

**Diagrammes des moments fléchissant :**

**ELU :**



**Figure.III.13 :** Diagramme des moments fléchissant ELU

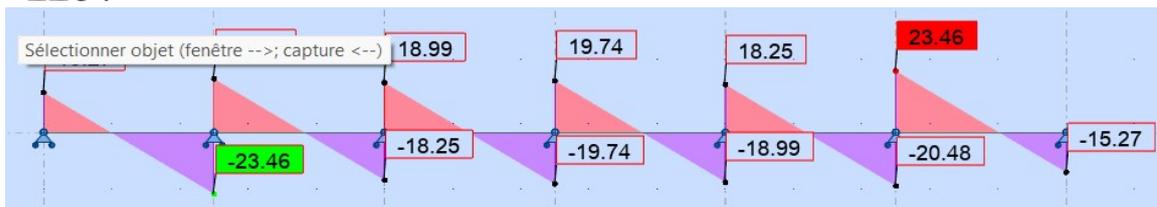
**ELS :**



**Figure.III.14 :** Diagramme des moments fléchissant ELS

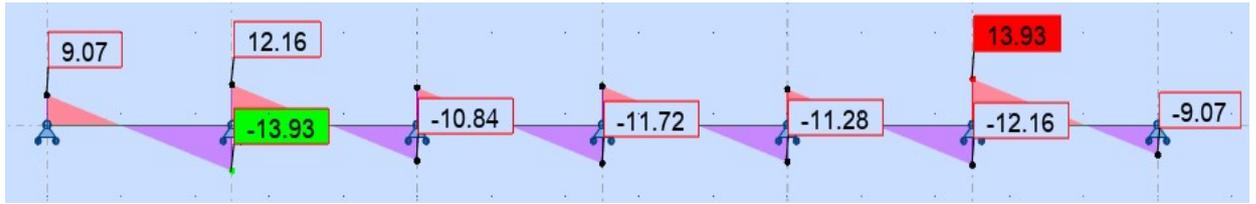
**Diagrammes des efforts tranchants :**

**ELU :**



**Figure.III.15 :** Diagramme des efforts tranchants a ELU

**ELS :**



**Figure.III.16 :** Diagramme des efforts tranchants à ELS

- **Calcul du ferrailage :**

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

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

**E.L.U :**

$$M_t^{\max} = 15,05 \text{ kNm}$$

$$M_a^{\max} = 20,48 \text{ kNm}$$

$$T_u^{\max} = 23,46 \text{ kN}$$

**E.L.S:**  $M_{tser}^{\max} = 8,94 \text{ kNm}$

$$M_{aser}^{\max} = 12,16 \text{ kNm}$$

$$T_s^{\max} = 13,93 \text{ kN}$$

- **Ferrailage en travée :**

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

;  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$  ;  $f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$

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

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

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

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

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

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

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

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

**Tableau.III.12** : Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée.

Mtu(kNm)	$\mu$	$\mu < \mu_R$	As'(cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	Z(cm)	$\mu < 0,186$	$\zeta_s$	$\sigma_s$ (MPa)	As(cm <sup>2</sup> )
13,05	0,033	Oui	0	0,041	18,57	Oui	10‰	435	1,61

**Condition de non fragilité :**

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

$$A_s = \text{Max}\{1,35 \text{ cm}^2; 1,61 \text{ cm}^2\} = 1,61 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T10 (As=2,36 cm<sup>2</sup>)

• **Ferrailage sur appuis :**

On a:  $M_{au}^{\max} = 17,17 \text{ kNm} < M_{tab} = 84,80 \text{ kNm}$

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (b0 x h) en flexion simple.

**Tableau.III.13** : Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis.

MUa(kNm)	$\mu$	$\mu < \mu_R$	As'(cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	Z(cm)	$\mu < 0,186$	$\zeta_s$	$\sigma_s$ (MPa)	As(cm <sup>2</sup> )
17,55	0,0444	Oui	0	0,056	18,49	Oui	10‰	435	2,18

**Condition de non-fragilité :**

$$A_s^{\min} \geq 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,25 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,18 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 0,25 \text{ cm}^2$$

Choix : 2T12 ( $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$ )

**Vérifications :**

**Effort tranchant :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire :  $T_u^{\max} = 20,23 \text{ kN}$ .

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

Tel que :

$$\tau_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \bar{d}_u} = 0,89 < \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**Au voisinage des appuis :**

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

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

Avec :  $T_u = 13,21 \text{ kN}$  (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{13,21 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0,647 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 8 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,30 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**Appuis intermédiaires :**

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

Avec :  $T_u=17,01$  kN (appuis de intermédiaires)

$$\sigma_b = \frac{T_u^{max}}{0,9b_0d\frac{f_{c28}}{\gamma_b}} = \frac{17,01 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 1,25 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 8 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales :**

- **Vérification à l'E.L. S :**

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

- **Vérification des contraintes du béton :** Soit "y" la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

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

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

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$

- **Détermination de l'axe neutre :**

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

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

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

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

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

Si  $y < h_0 \Rightarrow$  l'hypothèse est vérifiée

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

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

**Tableau III.14:** Vérification de la contrainte de béton.

	Mser(kNm)	As(cm <sup>2</sup> )	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σbc(MPa)	σ <sub>bc</sub>	Vérification
<b>Travée</b>	12,93	2,36	4,98	8612,22	6,37	18	<b>Vérifiée</b>
<b>Appuis</b>	9,61	2,26	4,70	8211,32	4,73	18	<b>Vérifiée</b>

• **Vérification de la flèche**

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

Les conditions à vérifier :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Avec:

h=21cm ; b<sub>0</sub>=12cm ; d=18,9cm ; L=4,8 m ; M<sub>tser</sub>=12,93kNm ; A<sub>s</sub>=2,36cm<sup>2</sup> ; f<sub>e</sub>=500MPa.

Alors :

$$\frac{h}{L} = 0,043 < 0,0625 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} = 0,010 > 0,0084 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,043 < 0,099 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

**Alors :**

Puisque les (03) conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

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

Tel que :  $\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000}$  Si  $L \geq 5,00 \text{ m}$   
 $\bar{f} = \frac{L}{500}$  Si  $L < 5,00 \text{ m}$

Donc :  $f_{adm} = 480 / 500 = 0,96 \text{ cm}$

$f_1$  : La flèche due aux charges instantanées.

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

**Position de l'axe neutre « y1 » :**

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

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

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

**- Calcul des moments d'inerties fictifs [3] :**

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

Avec :

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

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

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

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

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

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \quad \text{Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \quad \text{Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :}$$

**Tableau III.15 : Calcul de la flèche.**

Mser (kNm)	As (cm <sup>2</sup> )	Y1 (Cm)	$\Delta$	$\sigma_s$ (MPa)	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu$	I0 (cm <sup>4</sup> )	Ifi (Cm <sup>4</sup> )	Ifv (Cm <sup>4</sup> )
12,93	2,36	7,20	0,00 2	289.88	12.49	4.99	0,83	22614,19	5096.16	10241.8

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{f_i}} = 0,17 \text{ cm (L = 4,8m)}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{f_v}} = 0,298 \text{ cm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,128 \text{ cm} < \bar{f} = 0,96 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

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

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance

( $f_e = 235 \text{ MPa}$ )

Selon le "BAEL 91 modifié 99" :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad K=1 \text{ ArtA 5.1.2.3} \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40 \text{ cm}) \quad \text{ArtA 5.1.2.2} \\ \bullet \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right) \quad \text{ArtA 5.1.2.2} \end{array} \right.$$

• RPA 99 version 2003 : A 7.5.2.2

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

Avec :

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

$\varnothing_l$  : Diamètre minimum des armatures

longitudinales.  $\varnothing_t \leq \text{Min} (0,6\text{cm} ; 1\text{cm} ; 1,2\text{cm})$

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

Donc :

- Selon le "BAEL 91 modifié 99" :
  - $\frac{A_t}{S_t} \geq 0,0009\text{cm}$
  - $S_t \leq 17,01\text{cm}$
  - $\frac{A_t}{S_t} \geq 0,4\text{cm}$
- Selon le "RPA 99 version 2003" :
  - $\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036\text{cm}$
  - $S_t \leq 5,25\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$
  - $S_t \leq 10,5\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$

• **Choix des armatures :**

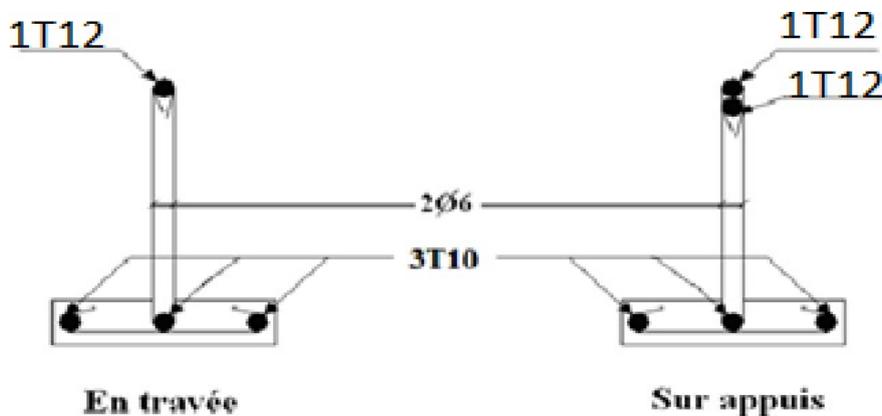
On adopte :

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

**Choix des espacements :**

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

Donc :  $\begin{cases} S_t = 5\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 10\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante} \end{cases}$



**Figure. III.17:** Ferrailage des poutrelles en Travée et en Appuis.

• **Ferraillage de la table de compression :**

Le ferraillage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :  
20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.

30 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$\text{Si : } \begin{cases} 50 \leq L \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_1 = \frac{4L}{f_e} \\ L \leq 50\text{cm} \Rightarrow A_2 = \frac{200}{f_e} \end{cases} \quad \text{selon le C.B.A 93 (art.6.8.4.2.3)}$$

Avec :

L : distance entre axes des poutrelles

A1 : armatures perpendiculaires aux

poutrelles A2 : armatures parallèles aux

poutrelles

Tel que :

L=65cm ; Fe=235MPa (acier rond lisse)

Donc on obtient : A1= 1,11cm<sup>2</sup>/ml.

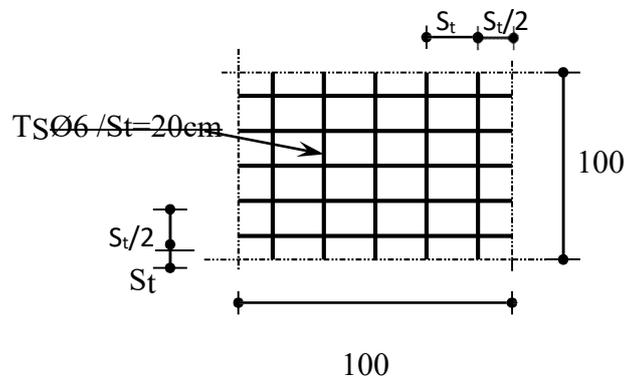
On prend : **5T6=1,41cm<sup>2</sup>**

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

• **Armatures de répartition :**  $A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,705\text{cm}^2$

Soit : **5T6=1,41cm<sup>2</sup>** St.=20cm.

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



**Figure III.18 :** Ferraillage de la dalle de compression.

### III.4 Etude des balcons :

#### 1. Introduction :

Le bâtiment étudié comporte un seul type de balcon, et se calcule comme une console en dalle pleine encastree à une extrémité et libre à l'autre, soumise à :

- Un poids propre.
- La surcharge d'exploitation.
- Charge concentrée à son extrémité libre du au poids du garde-corps.

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

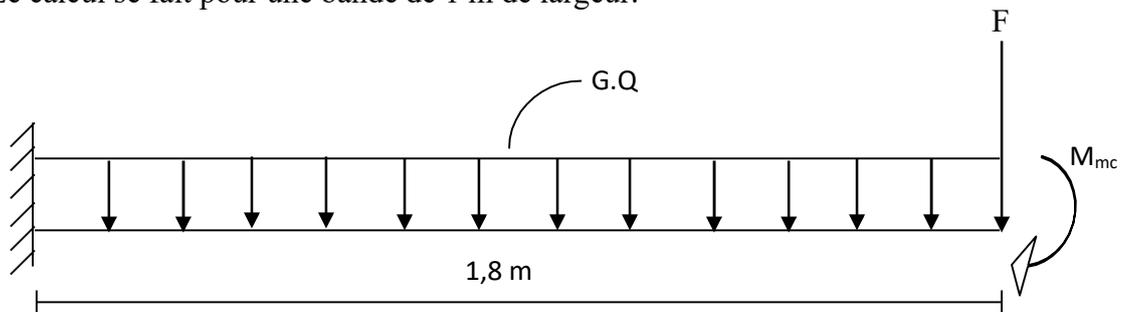


Figure III.19 : Schéma statistique du balcon

#### 2. Calcul des charges sollicitant le balcon :

##### a. Charges permanentes et surcharges d'exploitation :

- Charge permanente :

Grés cérame ( $e=2cm$ ) .....	(0,03) (20)	=	0,6 kN/m <sup>2</sup>
Mortier de pose ( $e=2cm$ ) .....	(0,02) (20)	=	0,4 kN/m <sup>2</sup>
Lit de sable ( $e = 2cm$ ).....	(0,03) (18)	=	0,36 kN/m <sup>2</sup>
Dalle à épaisseur (15 cm) .....	(0,15) (25)	=	3,75 kN/m <sup>2</sup>
Enduit en ciment (2cm) .....	(0,02) (18)	=	0,36 kN/m <sup>2</sup>

---


$$\Sigma G = 5,47 \text{ kN/m}^2$$

Pour une bande de 1m :

$$G \times 1m = 5,47 \times 1 = 5,47 \text{ KN/m}$$

- Charge d'exploitation :

$$Q = 3,5 \text{ kN/m, pour une bande de 1m.}$$

- Charge concentrée :

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

---


$$F = 1,62 \text{ kN/m}^2$$

Pour une bande de 1m,  $F = 1,62 \text{ kN/m}$

- **Moment due à la main courante :**

$$M_{mc} = 1 \times 1,41 = 1,62 \text{ kNm}$$

**b. Combinaisons des charges :**

**Tableau III.16 : Les combinaisons des charges**

	ELU	ELS
<b>Q (kN/m)</b>	12,63	8,97
<b>F(kN)</b>	2,19	1,62

**c. Calcul des efforts internes :**

Le diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant seront déterminés par les formules de la R.D.M suivantes :

$$M(x) = - \left[ Fx + \frac{qx^2}{2} \right] + M_{mc} \dots\dots\dots(1)$$

$$T(x) = - [F + qx] \dots\dots\dots(2)$$

**Tableau III.17 : Efforts internes**

	ELU	ELS
<b>M (kNm)</b>	22,99	16,04
<b>T (kN)</b>	24,93	17,77

### III.5.9 Calcul du ferrailage :

#### a. Armatures principales :

Le calcul se fait en flexion simple, pour une bande de 1m de largeur, pour une section rectangulaire (bxh)=(100x15) cm<sup>2</sup>

Les données :  $f_{c28}= 30$  MPa,  $f_{t28}= 2,4$  MPa,  $f_{bc}=18$  MPa,  $d=13,5$  cm,  $f_e= 500$  MPa

**Tableau III.18** : Ferrailage du balcon

MU (kN.m)	$\mu$	$\mu < \mu_r$	A'S (Cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	Z (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	Le choix	As (cm <sup>2</sup> )	ESP (Cm)
22,99	0,089	Oui	0	0,117	12,86	5,14	5T12	5,65	20

$$St < \min \begin{cases} (33 \text{ et } 3h) \text{ pour une charge répartie} \\ (22 \text{ et } 2h) \text{ pour une charge concentrée} \end{cases}$$

$$St < \min \begin{cases} 33 \text{ cm} \\ 22 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow St = 22 \text{ cm} \dots \dots \text{Espacement vérifié}$$

#### b. Armatures de répartition :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \rightarrow 1,69 \text{ cm} \leq A_r \leq 3,39 \text{ cm}$$

On adopte:  $6T8/ml = 3,02$  cm<sup>2</sup> avec:  $S_t = 20$  cm.

### III.6.4 Vérifications :

#### a. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,27 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6,79 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 0,27 \text{ cm}^2$$

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

On doit vérifier que:  $\tau_u \leq \tau_u$  Avec:

$$\tau_u = \text{Min} ( 0,15 f_{c28} ; 4MPa ) = 4MPa \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{T}{bd} = \frac{24,83 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,18 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 4 \text{ MPa} \dots\dots \text{vérifié}$$

**Vérification des contraintes :**

On considère que la fissuration est préjudiciable.

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

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

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

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

Avec:  $n=15$  ;  $\eta=1,6(H.A)$  ;  $c'=1,5 \text{ cm}$  ;  $d=13,5 \text{ cm}$  ;  $b=100 \text{ cm}$  ;  $A'_s=0$

On doit vérifier que:

$$\left\{ \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \quad 15 \text{ MPa} < 18 \text{ MPa} \right.$$

On considère que la fissuration est préjudiciable.

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

**Tableau III.19 : Vérification des contraintes**

	<b>As</b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Y</b> <b>(Cm)</b>	<b>I</b> <b>(Cm<sup>4</sup>)</b>	<b>σbc</b> <b>(mPa)</b>	$s_{bc} \leq \bar{s}_{bc}$
16,04	5,65	4,32	11271	6,15	Vérifiée

**d. Vérification de la flèche :**

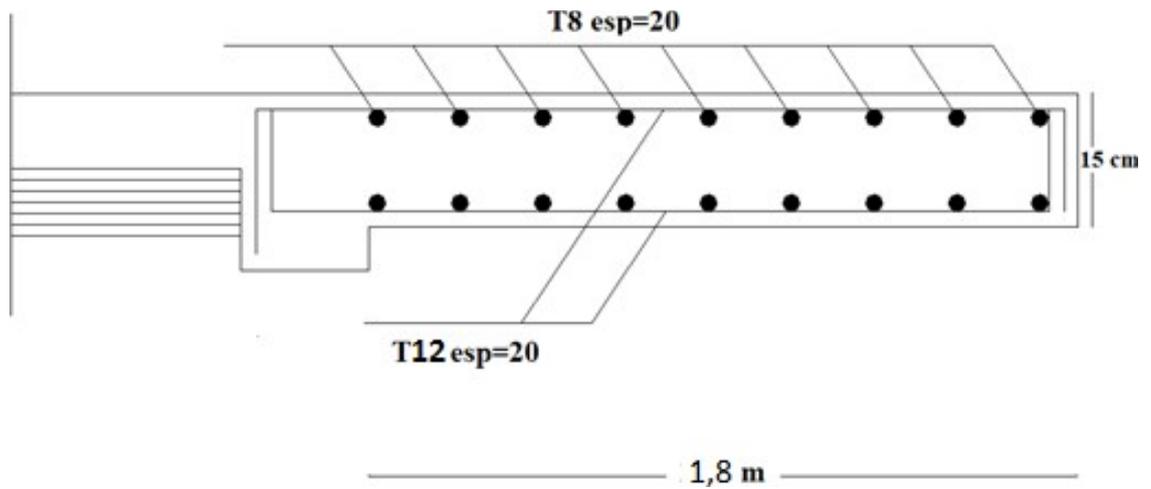
La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\frac{h}{L} = 0,083 \geq 0,0625 \dots\dots\dots \text{v\u00e9rifi\u00e9e}$$

$$\frac{A_s}{b d} = 0,0050 < 0,0084 \dots\dots\dots \text{v\u00e9rifi\u00e9e}$$

$$\frac{h}{L} = 0,083 \geq 0,0697 \dots\dots\dots \text{v\u00e9rifi\u00e9e}$$

Donc la v\u00e9rification de la fl\u00e8che n'est pas n\u00e9cessaire.



**Figure III.20:** Sch\u00e9ma de ferrailage des balcons

---

# *CHAPITRE 04*

*ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE*

---

## **INTRODUCTION :**

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériennes *RPA 99 Version 2003*.

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

## **IV.1 ETUDE SISMIQUE :**

### **IV.1.1 Modélisation de rigidité :**

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée 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 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisée par un élément surfacique type Shell à quatre nœuds.
- Tous les planchers nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

### **IV.2.2. Modélisation de la masse :**

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation  $(G+\beta Q)$  imposée par le *RPA99 version 2003* avec  $(\beta=0,2)$  pour un bâtiment à usage **bureaux**. (Mass source).
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir  $2,5t/m^3$ .
- La charge de l'acrotère des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).
- La charge des escaliers a été répartie au niveau des planchers délimitant la cage d'escalier (par plancher).

## **IV.2 CHOIX DE LA METHODE 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 version 2003*) propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

### **IV.2.1 La méthode statique équivalente :**

Concernant l'ouvrage faisant l'objet de cette étude, les conditions d'application de la méthode statique équivalente n'étant pas remplies vu l'irrégularité de la structure et la

Hauteur dépassant 17m (*art : 4.1.2 des RPA99 2003 version 2003*), donc nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale.

#### IV.2.2 La méthode modale spectrale :

##### a) Analyse spectrale :

##### 1. Utilisation des spectres de réponse :

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse.

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} (2,5\eta \frac{Q}{R} - 1)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \dots \dots \dots (4.13) \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

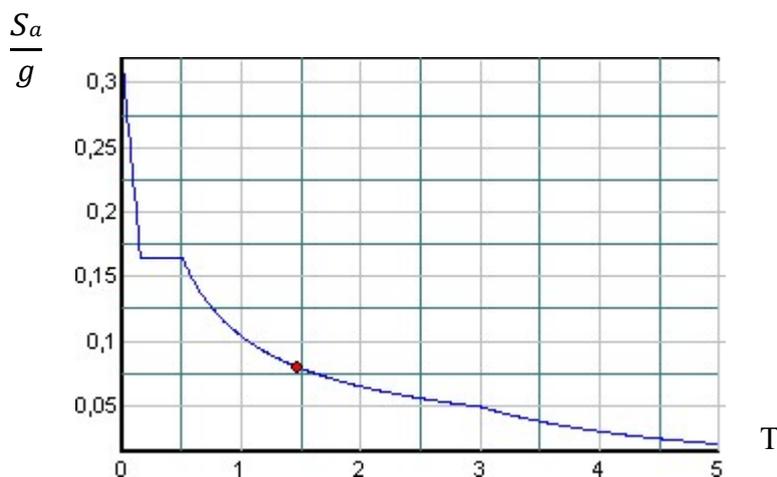


Figure IV.1 : Spectre de réponse

**g** : accélération de la pesanteur.

**A** : coefficient d'accélération de zone.

**η** : facteur de correction d'amortissement.

**R** : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

**T1, T2** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

**Q** : Facteur de qualité.

**2. Résultante des forces sismiques de calcul**

L'une des premières vérifications préconisées par le *RPA99 version 2003* est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base «  $V_t$  » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente «  $V$  » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Si  $V_t < 0,8V$ , il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,) dans le rapport :  $r = \frac{0,8*V}{V_t}$

**3. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :**

Cette force  $V$  appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales par la formule suivante :

$$V = \frac{A * D * Q}{R} * W \dots\dots\dots (4.1)$$

Avec :

- **A : coefficient d'accélération de zone.**

$$\left. \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage : 2} \\ \text{Zone sismique : III} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0,25$$

- **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 ( $T$ ).

$$-D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \dots\dots\dots (4.2) \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{2/3} \left(\frac{3,0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

$T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans **le tableau 4.7 des RPA99/version 2003.**

Catégorie  $S_3$   $\longrightarrow$  Site meuble :  $T_1 = 0,15 \text{ sec}$  ;  $T_2 = 0,50 \text{ sec}$

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0,7 \dots\dots\dots(4.3)$$

Avec :  $\xi = 7\% \longrightarrow \eta = 0,8819$

- Estimation de la période fondamentale de la structure (T)

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

Les formules empiriques à utiliser selon les (**arts 4.2.3 RPA99 version 2003**) sont :

$$T = \min (T = G * h_N^{3/4} ; T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}})$$

$$C_t = 0,05$$

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

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

$$T_{\text{analytique}} = 1,106s$$

$$T = \min (T = G * h_N^{3/4} ; T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}})$$

$$C_t = 0,05 \quad ; \quad h_N = 34,71 \text{ m}$$

$$\rightarrow T = C_t \times h_N^{3/4} = 0,05 \times (34,71)^{3/4} = 0,715 \text{ sec, dans les deux directions.}$$

$$D_x = 61,7 \text{ m}$$

$$D_y = 31,08 \text{ m}$$

-Suivant la direction (x-x)  $T_x = 0,09 \frac{34,71}{\sqrt{61,7}} = 0,398 \text{ sec}$

-Suivant la direction (y-y)  $T_y = 0,09 \frac{34,71}{\sqrt{31,08}} = 0,56 \text{ sec}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens (x-x) : } T_x = \min (0,715 ; 0,398) = 0,398 \text{ sec} ; 1,3 * T_x = 0,517 \text{ sec} \\ \text{Sens (y-y) : } T_y = \min (0,715 ; 0,56) = 0,56 \text{ sec} ; 1,3 * T_y = 0,728 \text{ sec} \end{array} \right.$$

Le choix de la période de calcul de l'effort tranchant à la base est limitée comme suit :

$$T = \begin{cases} T_{analytique} & \text{si } T_{analytique} \leq 1,3 * T_{empirique} \\ 1,3 * T_{empirique} & \text{si } T_{analytique} \geq 1,3 * T_{empirique} \end{cases}$$

- **R : coefficient de comportement**

Le coefficient de comportement dépend du système de contreventement. Sa valeur unique est donnée par le **tableau (4.3) (RPA 99 version 2003)**.

Pour le cas de notre bâtiment, le système de contreventement choisi est un système portiques voiles avec interaction (**R=5**).

- **Q : facteur de qualité :**

La valeur de Q déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum P_q$

$P_q$ : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** "est satisfait ou non".  
Sa valeur est donnée par le **tableau 4.4 (RPA 99 version 2003)**.

**Tableau IV.1 : Facteur de qualité**

Critère q	Observée (o/n)	Q // xx	Observée (o/n)	Q // yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
Redondance en plan	Oui	0.00	Oui	0.00
Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0.00	Oui	0.00
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.00	Oui	0.00

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens X - X : } Q = 1 + (0.05+0.05+0.05+0.05+0+0) = \mathbf{1.15.} \\ \text{Sens Y - Y : } Q = 1 + (0.05+0.05+0.05+0.05+0+0) = \mathbf{1.15.} \end{array} \right.$$

## IV.4 Résultats de l'analyse sismique :

### IV.4.1 Modèle initial :

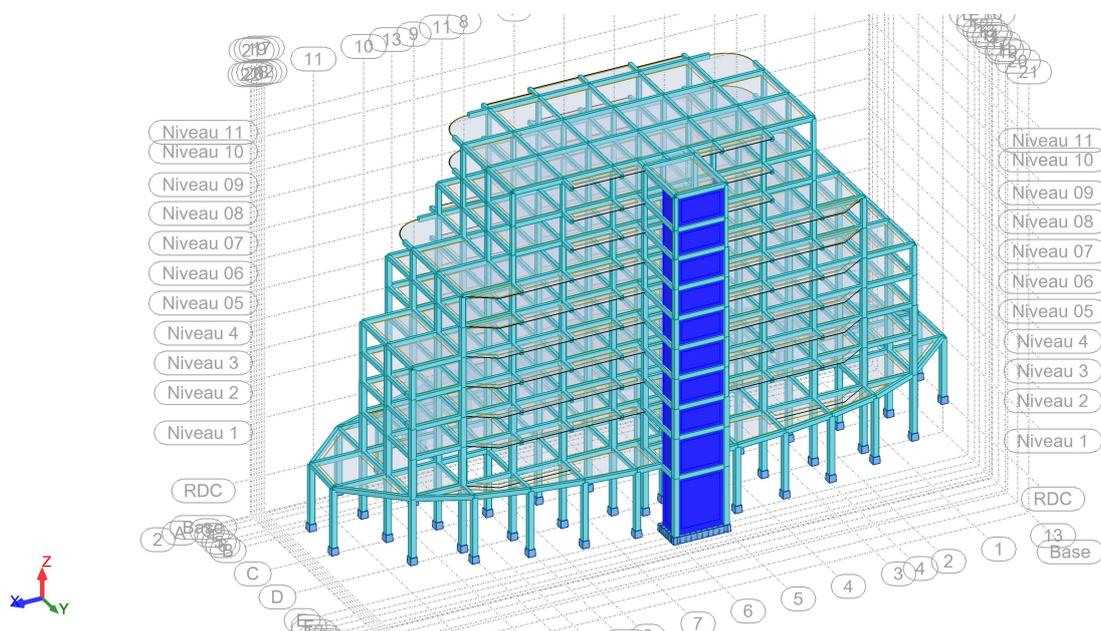


Figure IV.2 : Vue en 3D du modèle initial

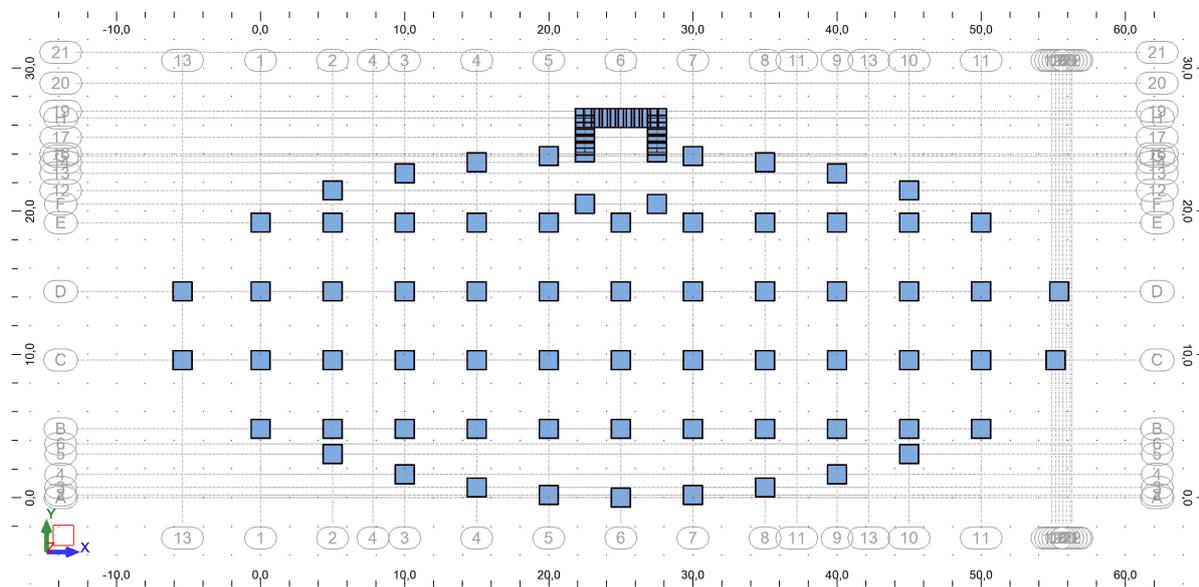


Figure IV.3 : Vue en plan du modèle initial

## A-caractéristiques dynamiques propres :

Tableau IV.2 : Participation massique du modèle initial

Mode	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
1	1,63	0,73	69,97	0,73	69,97
2	1,42	66,58	1,65	67,31	71,62
3	1,2	8,86	0,91	76,17	72,53
4	0,79	0,1	6,76	76,27	79,29
5	0,69	0,04	0	76,3	79,29
6	0,66	0	0,33	76,31	79,62
7	0,6	8,78	0,13	85,08	79,75
8	0,58	0,51	5,86	85,59	85,61
9	0,52	0,13	0,02	85,72	85,62
10	0,45	0,13	0,39	85,85	86,01
11	0,44	0,17	0,03	86,02	86,04
12	0,41	0,15	1,87	86,17	87,91
13	0,4	0,27	0,11	86,44	88,02
14	0,38	0,56	0,06	86,99	88,08
15	0,38	0,08	1,88	87,08	89,97
16	0,35	1,22	0,37	88,3	90,34
17	0,35	3,26	0,1	91,56	90,44
18	0,34	0,11	0,78	91,67	91,22
19	0,33	0	0,4	91,67	91,63
20	0,32	0,01	0,06	91,69	91,68

### Constatation :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale :  $T = 1,63$  sec.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 17<sup>ème</sup> Mode.
- Le 1<sup>er</sup> mode est une translation suivant Y-Y.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est une translation suivant X-X.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de torsion.

### • Vérification de l'effort tranchant a la base :

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens (x-x)} : T_{analytique} > 1,3 * T_{empirique}, \text{ donc on prend } 1,3 * T_{empirique} T = 0,517 \text{ sec} \\ \text{Sens (y-y)} : T_{analytique} > 1,3 * T_{empirique}, \text{ donc on prend } 1,3 * T_{empirique} T = 0,728 \text{ sec} \end{array} \right.$

### Calcul de D :

$$(x-x) : 0 < 0.517 < 3.0s ; D_x = 2,5\eta (T_2/T)^{2/3} = 2,5 * 0,8819 * (0,5/0,517)^{2/3} = 2,156$$

$$(y-y) : T_2 < 0.728 < 3.0s ; D_y = 2,5\eta (T_2/T)^{2/3} = 2,5 * 0,8819 * (0,5/0,728)^{2/3} = 1,716$$

$$V_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q}{R} * W = (0.25 * 2.156 * 1.15 * 72153.31) / 5 = 8944.85 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q}{R} * W = (0.25 * 1.716 * 1.15 * 72153.31) / 5 = 7119.37 \text{ KN}$$

• **Résultantes des forces sismiques :**

D'après le fichier des résultants d'**ROBOT** on a :  $W=72153.31 \text{ KN}$

$$F_1 = V_x^t = 6106,80 \text{ KN}$$

$$F_2 = V_y^t = 5832,76 \text{ KN}$$

Ce qui donne :  $V_x^t = 6106.80 \text{ KN} < 0,8 * V_x = 7155.88 \text{ KN}$   
 $V_y^t = 5832,76 \text{ KN} > 0,8 * V_y = 5695.50 \text{ KN}$

La condition est non vérifiée.

$$r_x = \frac{0,8 * V_x}{V_x^t} = 1,17 > 1$$

$$r_y = \frac{0,8 * V_y}{V_y^t} = 0,976 > 1$$

• **Vérification des déplacements inter étage :**

L'une des vérifications préconisées par le (**RPA 99 version 2003**), concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon (**art 5.10 de RPA 99 version 2003**) l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_K^x \leq \overline{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_K^y \leq \overline{\Delta}$$

Avec :  $\overline{\Delta} = 0,01 h_e$

Où :  $h_e$  représente la hauteur d'étage

Avec :  $\delta_K^x = R_r \frac{\delta_x^x}{eK} \quad \text{et} \quad \delta_K^y = R_r \frac{\delta_y^y}{eK} \quad \text{si} \quad r_x \quad \text{et} \quad r > 1$   
 $\delta_K^x = R \frac{\delta_x^x}{eK} \quad \text{et} \quad \delta_K^y = R \frac{\delta_y^y}{eK} \quad \text{si} \quad r_x \quad \text{et} \quad r < 1$   
 $\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$

$\Delta_K^x$ : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1.

$\delta_{eK}^x$ : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Sens X-X						
Cas/Etage	$\delta k(cm)$	$\delta k(cm)$	$\delta k-1(cm)$	$\Delta k(cm)$	$\Delta \bar{(cm)}$	Observation
RDC	0,82	4,1	0	4,10	5,95	Vérifiée
01	1,58	7,9	4,1	3,80	4,08	Vérifiée
02	2,08	10,4	7,9	2,50	3,06	Vérifiée
03	2,56	12,8	10,4	2,40	3,06	Vérifiée
04	2,96	14,8	12,8	2,00	3,06	Vérifiée
05	3,3	16,5	14,8	1,70	3,06	Vérifiée
06	3,7	18,5	16,5	2,00	3,06	Vérifiée
07	3,92	19,6	18,5	1,10	3,06	Vérifiée
08	4,34	21,7	19,6	2,10	2,96	Vérifiée
09	4,66	23,3	21,7	1,60	3,36	Vérifiée

Tableau IV.4 : Vérification des déplacements inter étages dans le sens X-X

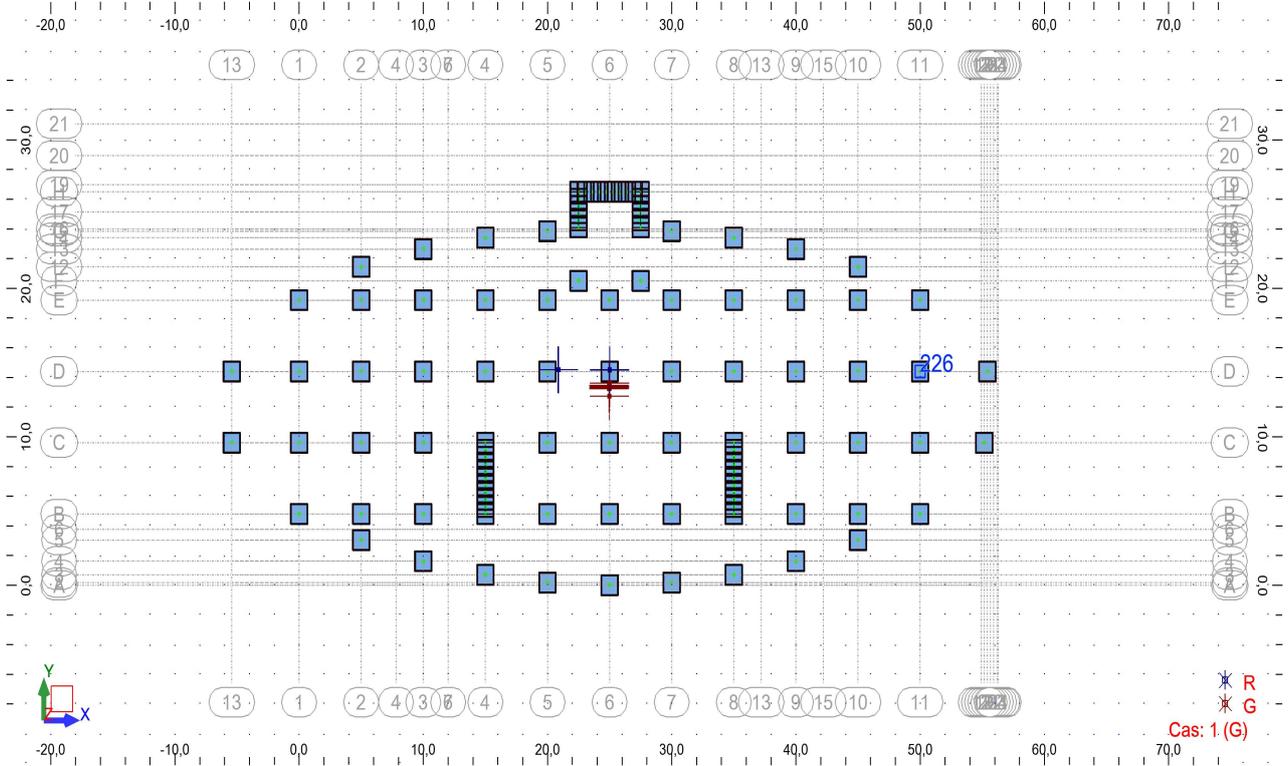
Sens Y-Y						
Cas/Etage	$\delta k(cm)$	$\delta k(cm)$	$\delta k-1(cm)$	$\Delta k(cm)$	$\Delta \bar{(cm)}$	Observation
RDC	0,78	3,9	0	3,90	5,95	Vérifiée
01	1,66	8,3	3,9	4,40	4,08	Non vérifiée
02	2,32	11,6	8,3	3,30	3,06	Non vérifiée
03	2,98	14,9	11,6	3,30	3,06	Non vérifiée
04	3,64	18,2	14,9	3,30	3,06	Non vérifiée
05	4,36	21,8	18,2	3,60	3,06	Non vérifiée
06	5,02	25,1	21,8	3,30	3,06	Non vérifiée
07	5,8	29	25,1	3,90	3,06	Non vérifiée
08	6,38	31,9	29	2,90	2,96	Vérifiée
09	6,96	34,8	31,9	2,90	3,36	Vérifiée

Tableau IV.5 : Vérification des déplacements inter étages dans le sens Y-Y

**On va rajouter des voiles et augmenter la section des poteaux.**

### IV.4.1 2ème Modèle :

Figure IV.4 : Vue en plan du 2ème modèle.



**Caractéristiques dynamiques propres :**

**Tableau IV.3 :** Participation massique du modèle avec voiles.

<b>Mode</b>	<b>Période [sec]</b>	<b>Masse Modale UX [%]</b>	<b>Masse Modale UY [%]</b>	<b>Masses Cumulées UX [%]</b>	<b>Masses Cumulées UY [%]</b>
<b>1</b>	<b>1,34</b>	<b>74,03</b>	<b>0,3</b>	74,03	0,3
2	1,15	<b>0,6</b>	<b>63,73</b>	74,63	64,03
3	0,96	<b>0,68</b>	<b>1,07</b>	75,32	65,09
4	0,7	0,06	7,9	75,38	72,99
5	0,65	0,02	0,42	75,4	73,41
6	0,58	0,05	0,01	75,45	73,42
7	0,55	9,14	0,02	84,6	73,44
8	0,49	0,21	1,5	84,8	74,94
9	0,42	0	0,05	84,81	74,99
10	0,4	0,93	0	85,73	74,99
11	0,39	0,04	6,07	85,77	81,06
12	0,37	0,13	0,45	85,9	81,51
13	0,36	0,49	0,03	86,39	81,54
14	0,35	0,79	0,65	87,19	82,19
15	0,33	0,04	1,92	87,22	84,11
16	0,32	3,35	0,07	90,58	84,18
17	0,3	0,08	0,07	90,66	84,25
18	0,3	0,01	0,05	90,67	84,3
19	0,29	0	0,02	90,67	84,32
20	0,28	0	0,85	90,67	85,17
21	0,28	0,44	0,33	91,11	85,5
22	0,27	0,21	0,47	91,32	85,97
23	0,27	0,15	0,06	91,47	86,03
24	0,26	0	1,47	91,47	87,5
25	0,25	0,02	0,4	91,5	87,91
26	0,25	0	0,55	91,5	88,45
27	0,24	0,02	0	91,52	88,46
28	0,23	0,02	0,03	91,54	88,49
29	0,22	1,06	0	92,61	88,49
30	0,22	0,82	0	93,42	88,49
31	0,21	0,21	0	93,64	88,5
32	0,21	0,01	0,91	93,64	89,41
33	0,2	0	0,04	93,64	89,44
34	0,2	0,01	0,35	93,66	89,79
<b>35</b>	<b>0,2</b>	<b>0</b>	<b>0,8</b>	<b>93,66</b>	<b>90,59</b>
36	0,2	0,01	0,25	93,67	90,83

## Constatation :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale :  $T = 1,34$  sec.
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **35<sup>ème</sup>** Mode.
- Le 1<sup>er</sup> mode est une translation suivant X-X.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est une translation suivant Y-Y.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est une torsion

### • Vérification de l'effort tranchant a la base :

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens (x-x)} : T_{analytique} > 1,3 * T_{empirique}, \text{ donc on prend } 1,3 * T_{empirique} T = 0,517 \text{ sec} \\ \text{Sens (y-y)} : T_{analytique} > 1,3 * T_{empirique}, \text{ donc on prend } 1,3 * T_{empirique} T = 0,728 \text{ sec} \end{array} \right.$

### Calcul de D :

$$(x-x) : 0 < 0.517 < 3.0s ; Dx = 2,5\eta (T2/T)^{2/3} = 2,5 * 0,8819 * (0,5/0,517)^{2/3} = 2,156$$

$$(y-y) : T2 < 0.728 < 3.0s ; Dy = 2,5\eta (T2/T)^{2/3} = 2,5 * 0,8819 * (0,5/0,728)^{2/3} = 1,716$$

$$Vx = \frac{A * Dx * Q}{R} * W = \frac{0,25 * 2,156 * 1,15}{5} * 76343,89 = 9460,132 \text{ KN}$$

$$Vy = \frac{A * Dy * Q}{R} * W = \frac{0,25 * 1,716 * 1,15}{5} * 76343,89 = 7534,028 \text{ KN}$$

### • Résultantes des forces sismiques :

D'après le fichier des résultants d'**ROBOT** on a :  $W = 76343,89 \text{ KN}$

$$F_1 = V_x^t = 4890,77 \text{ KN}$$

$$F_2 = V_y^t = 5430,22 \text{ KN}$$

$$\begin{array}{l} \text{Ce qui donne : } V_x^t = 4890,77 \text{ KN} < 0,8 * V_x = 7568,106 \text{ KN} \\ V_y^t = 5430,22 \text{ KN} < 0,8 * V_y = 6027,222 \text{ KN} \end{array}$$

La condition est non vérifiée.

$$r_x = \frac{0,8 * V_x}{V_x^t} = 1,54 > 1$$

$$r_y = \frac{0,8 * V_y}{V_y^t} = 1,11 > 1$$

- 
- **Vérification des déplacements inter étage :**

L'une des vérifications préconisées par le (**RPA 99 version 2003**), concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon (**art 5.10 de RPA 99 version 2003**) l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$$

Avec :  $\Delta = 0,01h_e$

Où :  $h_e$  représente la hauteur d'étage

$$\begin{aligned} \delta_K^x &= Rr \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = Rr \delta_{eK}^y \quad \text{si} \quad r_x \quad \text{et} \quad r_y > 1 \\ \text{Avec :} \quad \delta_K^x &= R \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = R \delta_{eK}^y \quad \text{si} \quad r_x \quad \text{et} \quad r_y < 1 \\ \Delta_K^x &= \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y \end{aligned}$$

$\Delta_K^x$  : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1.

$\delta_{eK}^x$  : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.4** : Vérification des déplacements inter étages dans le sens X-X

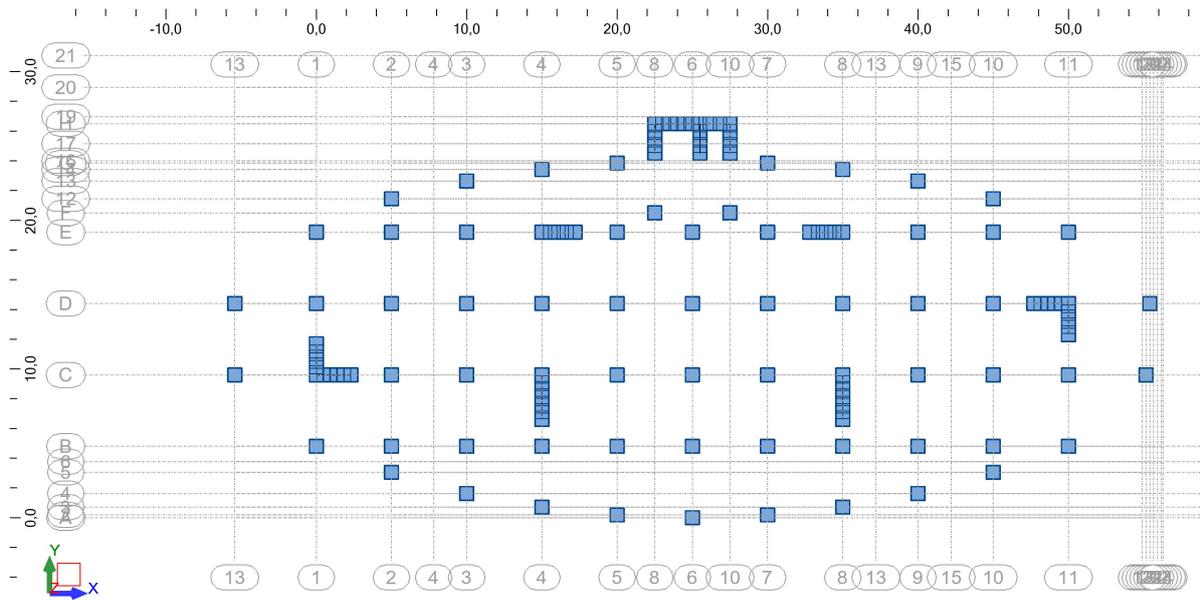
Sens X-X						
Cas/Etage	$\delta_{ek}(cm)$	$\delta k(cm)$	$\delta k-1(cm)$	$\Delta k(cm)$	$\bar{\Delta}(cm)$	Observation
RDC	1,18	5,9	0	5,90	5,95	Vérifiée
01	2,36	11,8	5,9	5,90	4,08	Non vérifiée
02	3,18	15,9	11,8	4,10	3,06	Non vérifiée
03	3,96	19,8	15,9	3,90	3,06	Non vérifiée
04	4,62	23,1	19,8	3,30	3,06	Non vérifiée
05	5,2	26	23,1	2,90	3,06	Vérifiée
06	5,8	29	26	3,00	3,06	Vérifiée
07	6,2	31	29	2,00	3,06	Vérifiée
08	6,76	33,8	31	2,80	2,96	Vérifiée
09	7,18	35,9	33,8	2,10	3,36	Vérifiée

Le déplacement ne vérifie pas suivant le sens X-X, donc il faut rajouter des voiles et Augmenter les sections des poteaux.

**Tableau IV.5** : Vérification des déplacements inter étages dans le sens Y-Y

Sens Y-Y						
Cas/Etage	$\delta k(cm)$	$\delta k(cm)$	$\delta k-1(cm)$	$\Delta k(cm)$	$\Delta \bar{\gamma}(cm)$	Observation
RDC	0,42	2,1	0	2,10	5,95	Vérifiée
01	0,92	4,6	2,1	2,50	4,08	Vérifiée
02	1,34	6,7	4,6	2,10	3,06	Vérifiée
03	1,78	8,9	6,7	2,20	3,06	Vérifiée
04	2,22	11,1	8,9	2,20	3,06	Vérifiée
05	2,7	13,5	11,1	2,40	3,06	Vérifiée
06	3,18	15,9	13,5	2,40	3,06	Vérifiée
07	3,78	18,9	15,9	3,00	3,06	Vérifiée
08	4,22	21,1	18,9	2,20	2,96	Vérifiée
09	4,72	23,6	21,1	2,50	3,36	Vérifiée

#### IV.4.1 Modèle final :



Après avoir testé plusieurs modèles on opte pour le modèle final représenté sur la figure ci-dessus :

Figure IV.5 : Vue en plan du modèle final

#### A-Caractéristiques dynamiques propres :

Tableau IV.6 : Participation massique du modèle final.

Mode	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
1	1,14	1,66	63,62	1,66	63,62
2	0,96	53,51	2,38	55,18	66,00
3	0,70	9,18	0,13	64,36	66,13
4	0,64	1,98	0,02	66,33	66,15
5	0,39	6,32	3,68	72,66	69,83
6	0,34	2,22	13,39	74,88	83,22
7	0,24	0,27	0,00	75,15	83,22
8	0,20	8,30	0,04	83,45	83,26
9	0,18	4,14	0,72	87,59	83,98
10	0,15	0,61	6,46	88,19	90,44
11	0,12	0,04	0,00	88,23	90,44
12	0,12	1,08	0,23	89,31	90,68
13	0,11	0,68	0,33	89,99	91,01
<b>14</b>	<b>0,09</b>	<b>3,31</b>	<b>0,01</b>	<b>93,30</b>	<b>91,02</b>
15	0,09	0,02	2,98	93,32	94,01

### Constatation :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale :  $T = 1.14$  sec.
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **14<sup>ème</sup>** Mode.
- Le 1<sup>er</sup> mode est une translation suivant Y-Y.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est une translation suivant X-X.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est une translation suivant X-X.

### b) Vérification de l'effort tranchant a la base :

On a gardé les mêmes résultats que l'étude précédente.

### Calcul de D :

$$(x-x) : 0 < 0.517 < 3.0s ; Dx = 2,5\eta(T2/T)^{2/3} = 2,5*0,8819*(0,5/0,517)^{2/3} = 2,156$$

$$(y-y) : T2 < 0.728 < 3.0s ; Dy = 2,5\eta(T2/T)^{2/3} = 2,5*0,8819*(0,5/0,728)^{2/3} = 1,716$$

$$Vx = \frac{A*Dx*Q}{R} * W = \frac{0,25*2,156*1,15}{5} * 82392,2 = 10209,607 \text{ KN}$$

$$Vy = \frac{A*Dy*Q}{R} * W = \frac{0,25*1,716*1,15}{5} * 82392,2 = 8130,908 \text{ KN}$$

### c) Résultantes des forces sismiques :

D'après le fichier des résultants d'**ROBOT** on a :  $W=82392,2\text{KN}$

$$F_1 = V_x^t = 5332,710 \text{ KN}$$

$$F_2 = V_y^t = 5425,290 \text{ KN}$$

Ce qui donne :  $V_{xt} = 5332.71 \text{ KN} < 0,8 * V^x = 8167,685 \text{ KN}$

$$V_{yt} = 5485.29 \text{ KN} < 0,8 * V^y = 6504,726 \text{ KN}$$

La condition est non vérifiée

$$r_x = \frac{0,8 \cdot V^x}{V_t^x} = 1,532 > 1$$

$$r_y = \frac{0,8 \cdot V^y}{V_t^y} = 1,119 > 1$$

#### d) Vérification des déplacements inter étage :

L'une des vérifications préconisées par le (*RPA 99 version 2003*), concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon (*art 5.10 de RPA 99 version 2003*) l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$$

Avec :  $\Delta = 0,01 h_e$

Où :  $h_e$  représente la hauteur d'étage

$$\text{Avec : } \begin{cases} \delta_K^x = R_r \delta_{x \text{ eK}}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = R_r \delta_{y \text{ eK}}^y \quad \text{si} \quad r_x \quad \text{et} \quad r_y > 1 \\ \delta_K^x = R \delta_{x \text{ eK}}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = R \delta_{y \text{ eK}}^y \quad \text{si} \quad r_x \quad \text{et} \quad r_y < 1 \\ \Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y \end{cases}$$

$\Delta_K^x$  : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1.

$\delta_{eK}^x$  : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.7 : Vérification des déplacements inter étages dans le sens X-X**

Sens X-X						
Cas/Etage	$\delta_{ek}(cm)$	$\delta k(cm)$	$\delta k-1(cm)$	$\Delta k(cm)$	$\bar{\Delta}(cm)$	obs
RDC	0,36	1,8	0	1,80	5,95	Vérifiée
01	0,84	4,2	1,8	2,40	4,08	Vérifiée
02	1,3	6,5	4,2	2,30	3,06	Vérifiée
03	1,76	8,8	6,5	2,30	3,06	Vérifiée
04	2,24	11,2	8,8	2,40	3,06	Vérifiée
05	2,74	13,7	11,2	2,50	3,06	Vérifiée
06	3,26	16,3	13,7	2,60	3,06	Vérifiée
07	3,7	18,5	16,3	2,20	3,06	Vérifiée
08	4,16	20,8	18,5	2,30	2,96	Vérifiée
09	4,64	23,2	20,8	2,40	3,36	Vérifiée

**Tableau IV.8 : Vérification des déplacements inter étages dans le sens Y-Y**

Sens Y-Y						
Cas/Etage	$\delta k(cm)$	$\delta k(cm)$	$\delta k-1(cm)$	$\Delta k(cm)$	$\Delta \bar{\gamma}(cm)$	obs
RDC	0,38	1,9	0	1,90	5,95	Vérifiée
01	0,92	4,6	1,9	2,70	4,08	Vérifiée
02	1,4	7	4,6	2,40	3,06	Vérifiée
03	1,92	9,6	7	2,60	3,06	Vérifiée
04	2,46	12,3	9,6	2,70	3,06	Vérifiée
05	3,02	15,1	12,3	2,80	3,06	Vérifiée
06	3,58	17,9	15,1	2,80	3,06	Vérifiée
07	4,12	20,6	17,9	2,70	3,06	Vérifiée
08	4,64	23,2	20,6	2,60	2,96	Vérifiée
09	5,14	25,7	23,2	2,50	3,36	Vérifiée

**e) Vérification du critère de l'effort normal réduit :**

L'effort normal de compression de calcul sous sollicitations dues au séisme est limité par la

Condition suivante : 
$$v = \frac{N_d}{B_c * f_{c28}} \leq 0,30 \quad N_d = G + Q \pm E \text{ (art 7.1.3.3)}$$

N : l'effort normal de compression s'exerçant sur la section du poteau.

B : l'aire de la section transversale du poteau.

Fc28 : 30,00 Mpa

**Tableau IV.9 : Vérification du critère de l'effort normal réduit**

Niveaux	La section adoptée (cm <sup>2</sup> )			Nd (KN)	v	Observation
	b (cm)	h (cm)	Aire (cm)			
RDC	70	70	4900	3981,04	0,271	Vérifiée
Etage 1	65	65	4225	3572,19	0,282	Vérifiée
Etage 2	65	65	4225	3110,81	0,245	Vérifiée
Etage 3	60	60	3600	2657,9	0,246	Vérifiée
Etage 4	60	60	3600	2193,53	0,203	Vérifiée
Etage 5	55	55	3025	1745,99	0,192	Vérifiée
Etage 6	55	55	3025	1320,31	0,145	Vérifiée
Etage 7	50	50	2500	922,91	0,123	Vérifiée
Etage 8	45	45	2025	633,88	0,104	Vérifiée
Etage 9	40	40	1600	412,56	0,086	Vérifiée

**Remarque :**

- Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le « **RPA99 version 2003** ».
- Les efforts normaux réduits sont inférieurs à la limite imposée par le « **RPA99 version2003** ».

**f) Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les 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 :

$$\text{Avec : } \theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,1 \quad (5.6)$$

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau K :

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \quad (4.5)$$

**Tableau IV.10 : Vérification l'effet p-Δ inter étages sens (x-x)**

Sens X-X						
Etages	Hk(m)	Δx(cm)	Vx (KN)	PK(KN)	θ <sub>x</sub>	Vérification
RDC	595	1,80	8166,89	82392,2	0,03052	Vérifiée
Etage 01	408	2,40	7649,82	65708,49	0,032	Vérifiée
Etage 02	306	2,30	7127,22	56379,79	0,038	Vérifiée
Etage 03	396	2,30	6543,77	47468,32	0,039	Vérifiée
Etage 04	306	2,40	5892,19	39262,46	0,049	Vérifiée
Etage 05	306	2,50	5135,57	31129,16	0,056	Vérifiée
Etage 06	306	2,60	4413,92	24506,51	0,055	Vérifiée
Etage 07	306	2,20	3526,77	17786,15	0,049	Vérifiée
Etage 08	296	2,30	2704,06	12604,18	0,047	Vérifiée
Etage 09	336	2,40	1757,36	7561,06	0,028	Vérifiée

**Tableau IV.11 : Vérification l'effet p-Δ inter étages sens (y-y)**

Sens Y-Y						
Etages	Hk(m)	Δy(cm)	VY(KN)	PK(KN)	θ <sub>y</sub>	Vérification
RDC	595	1,90	6520,23	82392,2	0,0403515	Vérifiée
Etage 01	408	2,70	6110,51	65708,49	0,032	Vérifiée
Etage 02	306	2,40	5685,21	56379,79	0,038	Vérifiée
Etage 03	396	2,60	5176,73	47468,32	0,039	Vérifiée
Etage 04	306	2,70	4643,53	39262,46	0,049	Vérifiée
Etage 05	306	2,80	4079,63	31129,16	0,056	Vérifiée
Etage 06	306	2,80	3565,74	24506,51	0,055	Vérifiée
Etage 07	306	2,70	2944,04	17786,15	0,049	Vérifiée
Etage 08	296	2,60	2366,77	12604,18	0,047	Vérifiée
Etage 09	336	2,50	1608,99	7561,06	0,028	Vérifiée

### g) Justification du choix du coefficient de comportement :

Dans le système de contreventement de structure Mixte portiques/voiles avec interaction (Système 4.a) ainsi définie par le [2], Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques 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.

Pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales reprises par les voiles : L'effort normal total à la base de la structure  $P_{tot} = 82392,2 \text{ KN}$

L'effort normal à la base repris par les voiles  $P_{voiles} = 14673,52 \text{ KNP voiles} / P_{tot} = 18\% < 20\%$

Pourcentage des sollicitations dues aux charges horizontales reprises par les portiques et voiles.

**Tableau IV.12 : Vérification des portiques sous l'effort tranchant d'étage**

Etages	$Vx_{tot}$ (KN)	$Vx_{port}$ (KN)	$V_{port}\%$	$Vy_{tot}$ (KN)	$Vy_{port}$ (KN)	$V_{port}\%$	Condition	Observation
RDC	8166,89	4183,47	51%	6520,23	3594,05	55%	25%	Vérifiée
Etage 01	7649,82	3108,58	41%	6110,51	2853,41	47%	25%	Vérifiée
Etage 02	7127,22	3639,65	51%	5685,21	2894,81	51%	25%	Vérifiée
Etage 03	6543,77	3584,41	55%	5176,73	2851,85	55%	25%	Vérifiée
Etage 04	5892,19	3617,65	61%	4643,53	2961,54	64%	25%	Vérifiée
Etage 05	5135,57	3637,36	71%	4079,63	2746,96	67%	25%	Vérifiée
Etage 06	4413,92	3288,71	75%	3565,74	2550,43	72%	25%	Vérifiée
Etage 07	3526,77	2546,13	72%	2944,04	2009,16	68%	25%	Vérifiée
Etage 08	2704,06	1942,6	72%	2366,77	1603,93	68%	25%	Vérifiée
Etage 09	1757,36	1570,93	89%	1608,99	1586,01	99%	25%	Vérifiée

### Conclusion :

Etant donné que :

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

Les portiques prennent, outre les sollicitations dues aux charges verticales, plus de 25 % de l'effort tranchant dans chaque étage.

Alors, le choix du coefficient de comportement global de la structure ( $R=5$ ) est justifié.

---

# *CHAPITRE 05*

*FERRAILLAGE DES ELEMENTS PRINCIPAUX*

---

## V.1 Introduction

Le ferrailage des éléments résistants doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence du **CBA 93** et des **RPA99 version 2003**.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

1. Poteaux
2. Poutres
3. Voiles

## V.2 Ferrailage des poteaux

### V.2.1 Introduction

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations. Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N), compression "N", 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 :

#### a. Situation durable :

- **Béton** :  $\gamma_b=1,5$  ;  $f_{c28}=30MPa$  ;  $\sigma_{bc}=17MPa$
- **Acier** :  $\gamma_s=1,15$  ; Nuance FeE500 ;  $\sigma_s=435MPa$

#### b. Situation accidentelle :

- **Béton** :  $\gamma_b=1,15$  ;  $f_{c28}=30MPa$
- **Acier** :  $\gamma_s=1,00$  ; Nuance FeE500 ;  $\sigma_s=500MPa$

### V.2.2 Combinaison d'action

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

#### a. Selon CBA 93 :

Situation durable : **ELU** :  $1,35G+1,5Q$

**ELS** :  $G+Q$

**b. Selon RPA 99 :**

Situation accidentelle : G+Q+E

0,8G±E

A partir de ces 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 ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ )
- 3- Effort normal minimal et le moment correspondant ( $N^{\min}$ ,  $M^{\text{corr}}$ )

**V.2.3 Recommandation selon RPA99 version 2003 :**

D'après les **RPA99 version 2003**, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par :

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

$$\frac{A_s}{B} < 6\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R)}$$

$$*0,9\% < \frac{A_s}{B} < 6\%$$

**Avec :**

$A_s$  : La section d'acier.

$B$  : Section du béton [ $\text{cm}^2$ ].

- 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.

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armature calculée en utilisant les différentes combinaisons

**N.B :** On utilise Le logiciel de SOCOTEC pour le ferrailage des sections.

## V.2.4 Calcul de ferrailage :

### 1. Situation durable :

- Combinaison : **1,35G+1,5Q**

a. ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ) :

**Tableau V.1** : Ferrailages des poteaux en situation durable ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ )

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	N max (kN)	M corr (kN.m)	Sollicitation	As/coté (cm <sup>2</sup> )	As min (cm <sup>2</sup> )
RDC	70*70	3422,87	-0,26	SEC	0	44,1
1eme-2eme	65*65	3088,42	2,21	SEC	0	38,025
3eme-4eme	60*60	2425,08	1,42	SEC	0	32,4
5éme-6eme	55*55	1791,56	1,9	SEC	0	27,225
7eme	50*50	1171,66	3,01	SEC	0	22,5
8eme	45*45	868,27	3,77	SEC	0	18,225
9eme	40*40	558,93	3,34	SEC	0	14,4

b. ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ ) :

**Tableau V.2** : Ferrailages des poteaux en situation durable ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ )

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	Ncorr (kN)	Mmax (kN.m)	sollicitation	As/coté (cm <sup>2</sup> )	Asmin (cm <sup>2</sup> )
RDC	70*70	155,48	111,96	SPC	2,06	44,1
1eme-2eme	65*65	1186,62	49,23	SEC	0	38,025
3eme-4eme	60*60	858,22	71,87	SEC	0	32,4
5éme-6eme	55*55	377,57	55,62	SEC	0	27,225
7eme	50*50	92,52	51,13	SEC	0	22,5
8eme	45*45	432,74	49,29	SEC	0	18,225
9eme	40*40	268	87,59	SPC	2,83	14,4

c. ( $N^{\min}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ) :

**Tableau V.3** : Ferrailages des poteaux en situation durable ( $N^{\min}$ ,  $M^{\text{corr}}$ )

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	Nmin (kN)	Mcorr (kN.m)	solicitation	As/coté (cm <sup>2</sup> )	Asmin (cm <sup>2</sup> )
RDC	70*70	95,11	19,13	SEC	0	44,1
1eme-2eme	65*65	427,88	-21	SEC	0	38,025
3eme-4eme	60*60	194,7	1,79	SEC	0	32,4
5éme-6eme	55*55	42,11	-14,84	SPC	0,15	27,225
7eme	50*50	92,25	42,26	SPC	0,99	22,5
8eme	45*45	233,3	8,32	SEC	0	18,225
9eme	40*40	136,2	17,63	SEC	0	14,4

## 2. Situation accidentelle

- Combinaison : **G+Q+E**

a. ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ) :

**Tableau V.4**: Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ )

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	Nmax (kN)	Mcorr (kN.m)	solicitation	As/coté (cm <sup>2</sup> )	Asmin (cm <sup>2</sup> )
RDC	70*70	3983,79	-269,17	SEC	0	44,1
1eme-2eme	65*65	3574,72	-290,68	SEC	0	38,025
3eme-4eme	60*60	2659,73	48,03	SEC	0	32,4
5éme-6eme	55*55	1747,14	51,14	SEC	0	27,225
7eme	50*50	923,48	57,19	SEC	0	22,5
8eme	45*45	633,89	30,54	SEC	0	18,225
9eme	40*40	412,58	19,34	SEC	0	14,4

b. ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ ) :

**Tableau V.5** : Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ )

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	Ncorr (kN)	Mmax (kN.m)	solicitation	As/coté (cm <sup>2</sup> )	Asmin (cm <sup>2</sup> )
RDC	70*70	202,85	395,5	SPC	10,19	44,1
1eme-2eme	65*65	-953,59	265,36	SET	18,53	38,025
3eme-4eme	60*60	816,45	294,63	SPC	3,01	32,4
5éme-6eme	55*55	455,32	219,19	SPC	4,35	27,225
7eme	50*50	644,95	211,59	SPC	3,46	22,5
8eme	45*45	450,92	185,01	SPC	5,22	18,225
9eme	40*40	234,94	175,09	SPC	8,24	14,4

c. ( $N^{\min}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ) :

**Tableau V.6** : Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle ( $N^{\min}$ ;  $M^{\text{corr}}$ )

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	Nmin (kN)	Mcorr (kN.m)	solicitation	As/coté (cm <sup>2</sup> )	Asmin (cm <sup>2</sup> )
RDC	70*70	-1003,69	72,31	SET	12,3	44,1
1eme-2eme	65*65	-995,87	139,11	SET	14,67	38,025
3eme-4eme	60*60	-634,99	173,87	SPC	12,78	32,4
5éme-6eme	55*55	-368,63	166,45	SPC	10,34	27,225
7eme	50*50	-140,12	153,77	SPC	8,18	22,5
8eme	45*45	-21,53	128,82	SPC	6,6	18,225
9eme	40*40	50,45	130,97	SPC	7,04	14,4

- Combinaison : **0,8G+E** :

a. ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ) :

**Tableau V.7** : Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ )

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	Nmax (kN)	Mcorr (kN.m)	solicitation	As/coté (cm <sup>2</sup> )	Asmin (cm <sup>2</sup> )
RDC	70*70	3512,23	-266,84	SEC	0	44,1
1eme-2eme	65*65	3154,27	-286,04	SEC	0	38,025
3eme-4eme	60*60	2322,9	44,24	SEC	0	32,4
5éme-6eme	55*55	1510,86	49,41	SEC	0	27,225
7eme	50*50	779,48	52,42	SEC	0	22,5
8eme	45*45	487,2	43,98	SEC	0	18,225
9eme	40*40	286,08	19,21	SEC	0	14,4

b. ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ ) :

**Tableau V.8** : Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ )

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	Ncorr (kN)	Mmax (kN.m)	solicitation	As/coté (cm <sup>2</sup> )	Asmin (cm <sup>2</sup> )
RDC	70*70	149,45	395,67	SPC	10,71	44,1
1eme-2eme	65*65	-1374,04	270	SET	22,89	38,025
3eme-4eme	60*60	638,86	278,11	SPC	3,99	32,4
5éme-6eme	55*55	374,44	211,4	SPC	4,78	27,225
7eme	50*50	504,6	202,39	SPC	4,26	22,5
8eme	45*45	320,49	180,83	SPC	6,14	18,225
9eme	40*40	164,43	169,52	SPC	8,47	14,4

c. ( $N^{\min}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ) :

**Tableau V.9** : Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle ( $N^{\min}$ ,  $M^{\text{corr}}$ )

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	Nmin (kN)	Mcorr (kN.m)	solicitation	As/coté (cm <sup>2</sup> )	Asmin (cm <sup>2</sup> )
RDC	70*70	-1460,95	67,92	SET	16,73	44,1
1eme-2eme	65*65	-1407,87	137,19	SET	18,73	38,025
3eme-4eme	60*60	-966,42	169,58	SET	15,94	32,4
5éme-6eme	55*55	-600,37	161,33	SPC	12,56	27,225
7eme	50*50	-280,36	147,44	SPC	9,32	22,5
8eme	45*45	-132,76	122,93	SPC	7,42	18,225
9eme	40*40	-15,14	122,79	SPC	7,17	14,4

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

### V.2.5. Choix des armatures :

**Tableau V.10** : Choix des armatures des poteaux carrés

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	Ascal/coté (cm <sup>2</sup> )	Asmin (cm <sup>2</sup> )	Asmax ZC (cm <sup>2</sup> )	Asmax ZR (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	Asadop (cm <sup>2</sup> )
RDC	70*70	16,73	44,1	196,0	294,0	16T20	50,27
1eme-2eme	65*65	22,89	38,025	169,0	253,5	16T20	50,27
3eme-4eme	60*60	15,94	32,4	144,0	216,0	12T20	37,7
5éme-6eme	55*55	12,56	27,225	121,0	181,5	4T20+8T16	28,65
7eme	50*50	9,32	22,5	100,0	150,0	12T16	24,13
8eme	45*45	7,42	18,225	81,0	121,5	12T16	24,13
9eme	40*40	8,47	14,4	64,0	96,0	8T16	16,08

### V.2.6. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

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

- **Béton** : On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M^{Ser}}{I} \cdot y \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_s = 0,6f_c = 18 \text{ MPa}$$

- **Acier** : Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

$$\text{Fissuration préjudiciable... } \sigma_s = \zeta_s = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{f_{tj}}) \right)$$

$$\text{Fissuration très préjudiciable..... } \overline{\sigma}_s = 0,8 \zeta_s$$

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

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

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

- ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ) :

**Tableau V.11** : Vérifications des contraintes pour les poteaux carrés

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	N <sub>sermax</sub> (kN)	M <sub>sercorr</sub> (kN.m)	A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>s adm</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc adm</sub> (MPa)	Vérification
RDC	70*70	2497,28	-0,19	50,27	66,3	250	4,42	18	OK
1eme-2eme	65*65	2249,51	1,62	43,98	69,4	250	4,63	18	OK
3eme-4eme	60*60	1766,07	1,04	37,7	63,9	250	4,26	18	OK
5éme-6eme	55*55	1304,69	1,39	28,65	57,1	250	3,81	18	OK
7eme	50*50	853,37	2,18	24,13	45,8	250	3,06	18	OK
8eme	45*45	632,55	2,73	24,13	41,4	250	2,78	18	OK
9eme	40*40	407,36	2,4	16,08	35,3	250	2,38	18	OK

- ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ ) :

**Tableau V.12 : Vérification des contraintes pour les poteaux carrés**

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	N <sub>sercorr</sub> (kN)	M <sub>sermas</sub> (kN.m)	A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>s adm</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc adm</sub> (MPa)	Vérification
RDC	70*70	113,45	81,65	50,27	33,7	250	1,54	18	OK
1eme-2eme	65*65	864,79	35,86	43,98	34,3	250	2,34	18	OK
3eme-4eme	60*60	625,93	52,2	37,7	36,7	250	2,55	18	OK
5éme-6eme	55*55	275,53	40,41	28,65	26,9	250	1,92	18	OK
7eme	50*50	67,41	37,15	24,13	47,6	250	2,04	18	OK
8eme	45*45	315,82	35,75	24,13	42	250	3,03	18	OK
9eme	40*40	193	62,11	16,08	128,1	250	6,9	18	OK

c. (M<sup>corr</sup>, N<sup>min</sup>) :

**Tableau V.13 : Vérification des contraintes pour les poteaux carrés**

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	N <sub>minser</sub> (kN)	M <sub>corrse</sub>	A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>s adm</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc adm</sub> (MPa)	Vérification
RDC	70*70	69,57	14,01	50,27	4,36	250	0,31	18	OK
1eme-2eme	65*65	313,09	-15,32	43,98	12,9	250	0,88	18	OK
3eme-4eme	60*60	142,29	1,28	37,7	5,47	250	0,37	18	OK
5éme-6eme	55*55	30,11	24,13	28,65	26,2	250	0,98	18	OK
7eme	50*50	67,21	30,75	24,13	35,7	250	1,71	18	OK
8eme	45*45	170,28	6,11	24,13	14,4	250	1	18	OK
9eme	40*40	99,33	12,92	16,08	20,6	250	1,53	18	OK

### V.2.7 VERIFICATION De L'effort Tranchant :

### a. Vérification de la contrainte de cisaillement

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre. La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limite ultime par :

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \tau_u$  .....Poteaux carré

$$\tau_u = \frac{T_u}{R^2 \sqrt{2}} \leq \tau_u \dots\dots\dots \text{Poteaux circulaire}$$

Où  $\tau_u$  : contrainte de cisaillement

$T_u$  : effort tranchant à l'état limite ultime de la section

$b$  : la largeur de la section étudiée

$d$  : la hauteur utile

$R$  : Rayon de la section du poteau.

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible  $t_u$  égale à :

Selon le BAEL 91 :

$$t_u = \text{Min}(0,13f_{c28}, 5\text{MPa}) \dots\dots\dots \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$t_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4\text{MPa}) \dots\dots\dots \text{Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

Selon RPA99 ver.03 :

$$t_u = \rho_d f_{c28}$$

$\rho_d = 0,075$  ..... Si l'élancement  $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$  ..... Si l'élancement  $\lambda < 5$

Avec :

$\lambda$  : L'élancement du poteau ( $\lambda = \sqrt{12} * Lf / \alpha$ )

$i$  : Rayon de giration.

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

$B$  : Section du poteau.

$Lf$  : Longueur de flambement.

**Poteaux carrés :**

**Tableau V.14 :** Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux carrés

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Tu (kN)	$\tau_u$ (MPa)	$\lambda$	$\rho_d$	$\bar{\tau}_u$ adm RPA (MPa)	$\bar{\tau}_u$ adm BAEL (MPa)	Vérification
RDC	70*70	101,85	0,23	14,72	0,075	2,25	3,00	<b>OK</b>
1eme-2eme	65*65	-221,27	0,58	10,87	0,075	2,25	3,00	<b>OK</b>
				8,15				
3eme-4eme	60*60	-228,85	0,71	8,83	0,075	2,25	3,00	<b>OK</b>
5éme-6eme	55*55	144,23	0,53	9,64	0,075	2,25	3,00	<b>OK</b>
7eme	50*50	128,28	0,57	10,60	0,075	2,25	3,00	<b>OK</b>
8eme	45*45	-112,45	0,62	11,78	0,075	2,25	3,00	<b>OK</b>
9eme	40*40	-102,35	0,71	13,25	0,075	2,25	3,00	<b>OK</b>

### V.2.8 Ferrailage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **CBA 93** et celles des **RPA99 version 2003**, elles sont données comme suit :

- Selon **CBA 93** :

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

$A_t$  : Section d'armatures transversales.

$B$  : Largeur de la section droite.

$H$  : Hauteur de la section droite.

$S_t$  : Espacement des armatures transversales

$\varnothing_t$  : Diamètre des armatures transversales.

$\varnothing_l$  : Diamètre des armatures longitudinales.

- Selon les RPA99 version 2003 :

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

Avec :

$A_t$  : Section d'armatures transversales.

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

$T_u$  : Effort tranchant à l'ELU.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

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

$\rho_a = 2,5$  ..... Si  $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3,75$  ..... Si  $\lambda_g < 5$

$\lambda_g$  : Espacement géométrique.  $\leq$

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

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

$S_t \leq \text{Min} (b/2, h/2, 10\varnothing_l)$  ..... Zone nodale (zone III).

$\varnothing_l$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

- La quantité d'armatures transversales minimale en  $(A_t / S_t * b)$  (%) est donnée comme suite b :

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

$\lambda_g$  : L'élancement géométrique du poteau  $\lambda_g = (L_f / a)$

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

$L_f$  : Longueur du flambement du poteau.

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

➤ Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

**Tableau V.15** : Espacement maximale selon RPA99 des poteaux carrés

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Barres	Øl (mm)	St (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC	70*70	16T20	20	10	20
1eme-2eme	65*65	16T20	20	10	20
3eme-4eme	60*60	12T20	20	10	20
5éme-6eme	55*55	4T20+8T16	16	10	16
7eme	50*50	12T16	16	10	16
8eme	45*45	12T16	16	10	16
9eme	40*40	8T16	16	10	16

➤ Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

**Tableau V.16** : Choix des armatures transversales pour les poteaux carrés

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Lf (m)	λg (%)	ρa	Tu max (kN)	Zone	St (cm)	At cal (cm <sup>2</sup> )	Choix	As adp (cm <sup>2</sup> )
RDC	70*70	4,17	5,95	2,50	101,85	N	10	0,73	8T10	6,28
						C	20	1,46		
1eme-2eme	65*65	2,86	4,39	3,75	-221,27	N	10	2,55	8T10	6,28
		2,14	3,30	3,75		C	20	5,11		
3eme-4eme	60*60	2,14	3,57	3,75	-228,85	N	10	2,86	6T12	6,79
						C	20	5,72		
5éme-6eme	55*55	2,14	3,89	3,75	144,23	N	10	1,97	6T10	4,71
						C	16	3,15		
7eme	50*50	2,14	4,28	3,75	128,28	N	10	1,92	6T10	4,71
						C	16	3,08		
8eme	45*45	2,14	4,76	3,75	-112,45	N	10	1,87	6T10	4,71
						C	16	3,00		
9eme	40*40	2,14	5,36	2,50	-102,35	N	10	1,28	4T10	4,71
						C	16	2,05		

### V.2.9 Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de :  $L_r = 50\phi$  en zone III Pour :

- $\phi = 20\text{mm}$ .....  $L_r = 100\text{cm}$
- $\phi = 16\text{mm}$ .....  $L_r = 80\text{cm}$
- $\phi = 14\text{mm}$ .....  $L_r = 70\text{cm}$

### V.2.10 Ferrailage des poteaux de sous-sol :

Les poteaux de l'infrastructure sont supposés travailler à la compression simple, la section d'armature longitudinale sera donnée par :

$$A_s \geq \left[ \frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right] \cdot \frac{\gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots [1]$$

- Avec :
- $N_u$  : Effort normal de compression simple pondéré.
- $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton  $\gamma_b = 1,5$  situation durable ou transitoire
- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier  $\gamma_s = 1,15$  situation durable ou transitoire
- $\alpha$  : Coefficient de réduction en fonction de  $\lambda$

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

Poteau carré  $l = \frac{L_f}{i}$

- $L_f$  : longueur de flambement, on prend  $L_f = 0,7L_0$
- $i$  : rayon de giration de la section du béton seul avec :  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$
- $f_{c28}$  : contrainte de compression du béton à 28 jours  $f_{c28} = 30$  MPa
- $f_e$  : contrainte limite élastique des aciers  $f_e = 500$  MPa
- $B_r$  : la section réduite d'un poteau obtenu en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout sa périphérie tel que :
  - Poteau carré .....  $B_r = (a - 0,02)^2$  [m<sup>2</sup>].

#### a. Calcul de l'effort normal pondéré :

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

**$N_u$  (RDC) = 3422.87 KN**

- Poids du plancher.....  $6,11 * 23,91 = 146,09$  KN

- Poids du poteau... ..(0,7)<sup>2</sup>\*(3,74-0,45) \*30= 48.36KN
  - Poids de la poutre principale. ....GPP = 19.03 KN
  - Poids de la poutre secondaire .....GPNP= 18.22 KN.
- 
- G= 231.70 KN**

Surcharge d'exploitation : Q=5x23,91 = **119,55KN**

Nu1=1,35G+1,5Q= **492.12 KN**

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de sous-sol : Nu (ss)=Nu (RDC)+Nu1= **3915 KN**

Le sous-sol est de section carré B= 70\*70 cm<sup>2</sup>

$$\begin{aligned} \downarrow i &= \frac{a}{\sqrt{12}} = 20.20 \text{ cm} \\ \downarrow \lambda &= \frac{0.7*3.74*100}{20.20} = 12.96 \leq 50 \\ \downarrow \alpha &= \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.827 \quad B_r = (0,7-0,02)^2 = 4624 \end{aligned}$$

D'où :

$$A_s \geq \frac{1.15}{500} * \frac{3915 \times 10^3}{0.827} - \left( \frac{4624 \times 10^2}{0.9} \times \frac{30}{1.5} \right)$$

$$A_s = -127.45 \text{ cm}^2$$

Le calcul en compression simple du poteau le plus sollicité au niveau du sous-sol sous un effort normal à la base égal à **3915 kN** a donné une section inférieure à celle exigée par les **RPA99 ver2003** (Asmin=38,02 cm<sup>2</sup>) ; notre choix est la même section d'armature des poteaux du RDC, soit :

$$A_s = 8T20+4T25 = \mathbf{44,77 \text{ cm}^2}$$

## V.2. Schéma de ferrailage des poteaux :

- Poteaux carrés :

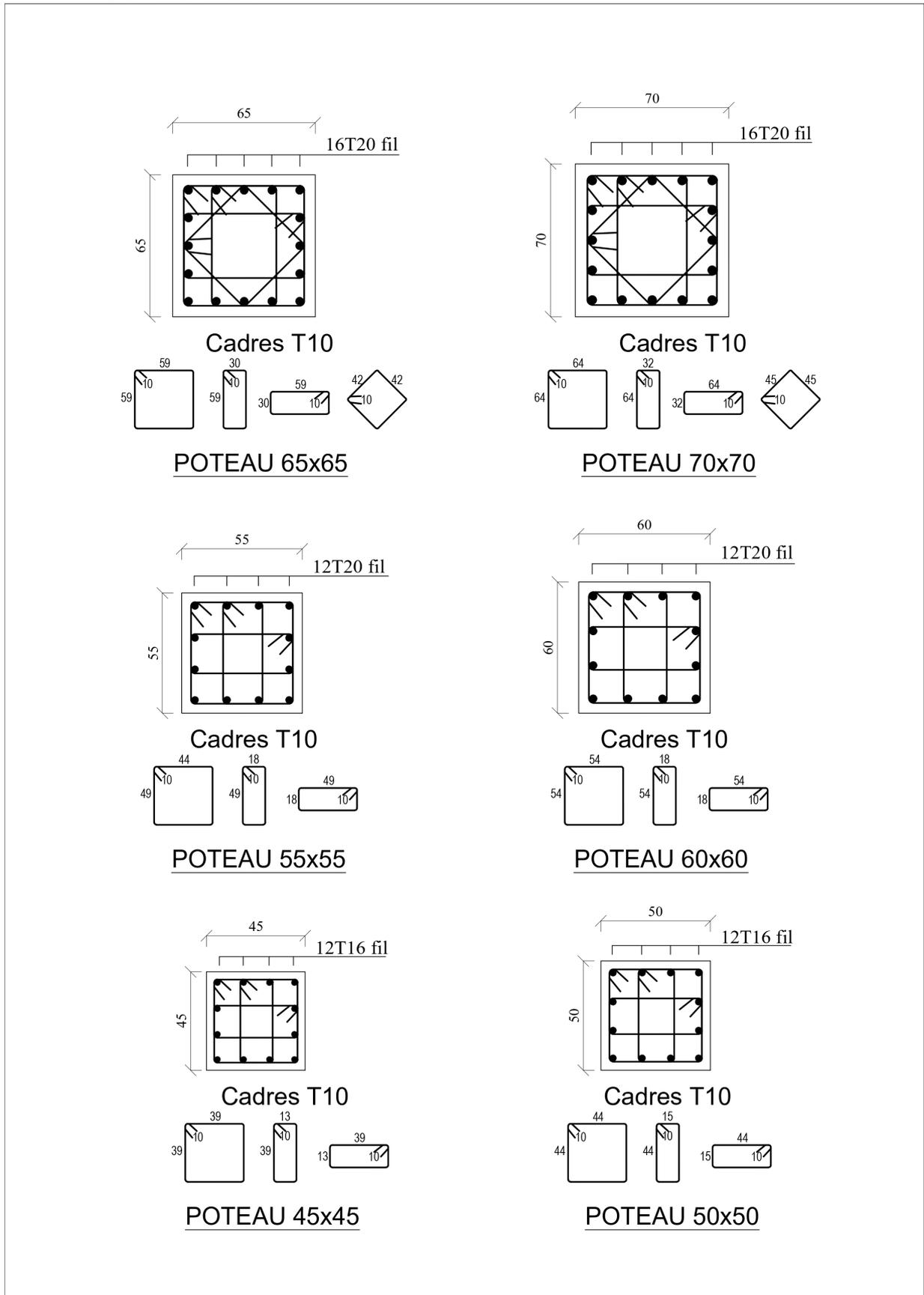


Figure V.1 Schémas de ferrailage des poteaux

## V.3 Ferrailage des poutres

### V.3.1 Introduction

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple (voir annexe).

On fait le calcul pour les situations suivantes :

#### a. Selon CBA 93 :

Situation durable

- E.L.U :  $1.35 G + 1.5 Q$
- E.L.S :  $G + Q$

#### b. Selon RPA 99

Situation accidentelle

- $0.8 G \pm E$
- $G + Q \pm E$

### V.3.2 Recommandations selon RPA99 version 2003

- 1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- 2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en zone courante.
  - 6% en zone de recouvrement.
- 3- La longueur minimale de recouvrement est de  $50\varnothing$  en zone III.
- 4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .
- 5- La quantité d'armatures  $A_t$ , est donnée par :  $A_t = 0.003 \times S_t \times b$ 
  - $b$  : largeur de la poutre.
  - $S_t$  : espacement de deux cadres consécutifs,

### V.3.3 Calcul de ferrailage

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par le logiciel ROBOT.

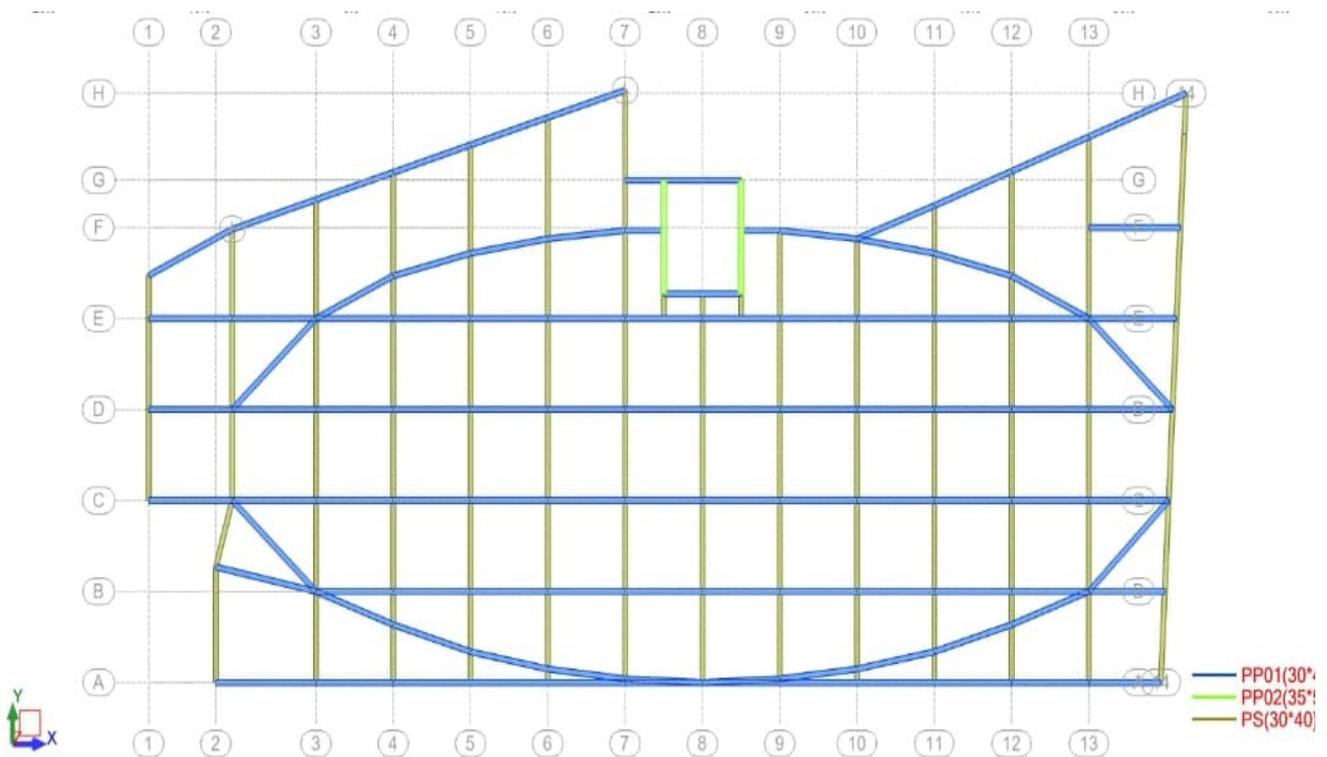
On dispose 2 types de poutres :

- Poutre principale (Sens porteur) :  
PP 30×45 (cm<sup>2</sup>)
- Poutre secondaire (Sens non porteur) :  
PS 30×40 (cm<sup>2</sup>)

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections d'armatures calculées par le logiciel (SOCOTEC) pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons de charge.

- Les poutres seront calculées à la flexion simple (F.S).

**Figure V.2 : Disposition des Poutres.**



➤ Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

### 1. Les poutres principales :

a. Situation durable : 1.35G+1.5Q

**Tableau V.17 : Ferrailage des poutres Principales (situation durable)**

Niveaux	Section (cm2)	Position	M max (kN.m)	As (cm2)
Etage courant	30x45	Travée	88,51	5,12
		Appui	-174,3	10,75
Terrasse	30x45	Travée	134,58	8,05
		Appui	-257,91	17,22

b. Situation accidentelle : G+Q+E

**Tableau V.18 : Ferrailage des poutres principales (situation durable)**

Niveaux	Section (cm2)	Position	M max (kN.m)	As (cm2)
Etage courant	30x45	Travée	65,78	3,23
		Appui	-270,96	14,96
Terrasse	30x45	Travée	110,11	5,52
		Appui	-265,78	14,62

c. Situation accidentelle : 0.8 G + E

**Tableau V.19 : Ferrailage des poutres principale (situation durable)**

Niveaux	Section (cm2)	Position	Mmax (Kn.m)	As (cm2)
Etage courant	30x45	Travée	58,88	2,88
		Appui	-242,53	13,14
Terrasse	30x45	Travée	80,16	3,96
		Appui	-204,42	10,81

## 2. Les poutres secondaires :

### a. Situation durable : 1.35G+1.5Q

**Tableau V.20** : Ferrailage des poutres secondaires (situation durable)

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	Mmax (kN.m)	As (cm <sup>2</sup> )
Etage courant	30x40	Travée	57,21	3,72
		Appui	-87,88	5,87
Terrasse	30x40	Travée	38,82	2,5
		Appui	-136,97	9,6

### b. Situation accidentelle : G+Q+E

**Tableau V.21** : Ferrailage des poutres secondaire (situation accidentelle)

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	Mmax (kN.m)	As (cm <sup>2</sup> )
Etage courant	30x40	Travée	76,74	4,35
		Appui	-170,18	10,31
Terrasse	30x40	Travée	114,73	6,6
		Appui	-147,32	8,6

### c. Situation accidentelle : 0.8 G + E

**Tableau V.22** : Ferrailage des poutres secondaire (situation accidentelle)

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	Mmax (kN.m)	As (cm <sup>2</sup> )
Etage courant	30x40	Travée	168,55	10,2
		Appui	-181,66	11,11
Terrasse	30x40	Travée	107,25	6,1
		Appui	-138,38	8,1

### V.3.4 Choix des armatures :

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

#### 1. les poutres principales :

**Tableau V.23** : Choix des armatures pour les poutres principales

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	Mmax (KN.m)	As max (ZC) cm <sup>2</sup>	As max (ZR) cm <sup>2</sup>	As min RPA cm <sup>2</sup>	Ascal cm <sup>2</sup>	Choix des armatures	As adp cm <sup>2</sup>
Etage courant	30x45	Travée	88,51	54	81	6,75	5,12	5T14	7,7
		Appui	-270,96				14,96	3T20 +3T16	15,46
Terrasse	30x45	Travée	134,58	54	81	6,75	8,05	3T20+2T16	13,45
		Appui	-265,78				14,62	3T20+3T16	15,46

#### 2. Les poutres secondaires :

**Tableau V.24** : Choix des armatures pour les poutres secondaires

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	Mmax (KN.m)	As max (ZC) cm <sup>2</sup>	As max (ZR) cm <sup>2</sup>	As min RPA cm <sup>2</sup>	As cal cm <sup>2</sup>	Choix des armatures	As adp cm <sup>2</sup>
Etage courant	30x40	Travée	173,51	48	72	6	10,10	6T16	12,06
		Appui	-189,4				11,10	6T16	12,06
Terrasse	30x40	Travée	114,73	48	72	6	6,60	5T14	7,7
		Appui	-147,32				8,60	6T16	12,06

#### V.3.4.2 Condition de non-fragilité :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad [1]$$

Avec

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

Section (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	Vérification
30x45	6,75	Vérifiée
30x40	6	Vérifiée

**Tableau V.25** : Vérification de la condition de non-fragilité

### V.3.4.3 Vérification vis à vis de l'ELS :

Le règlement **CBA93** exige une vérification par une étude thermique pour toute structure ayant des dimensions en plan supérieures à 25m

$$\text{On doit vérifier que : } \begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y + \frac{N}{A} < \bar{\sigma}_{bc} = 18\text{Mpa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma}_s = 250\text{Mpa} \end{cases}$$

#### 1. Les poutres principales :

**Tableau V.26** : Vérification des poutres principales à l'ELS

Niveaux	Position	Mser (KN.m)	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\sigma_{bc adm}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_s adm$ (MPa)	Vérification
Etage courant (30*45)	Travée	64,15	6,34	18	218,00	250	OK
	Appui	-126,39	12,48		215,8		
Terrasse (30*45)	Travée	97,97	9,68	18	192,1	250	OK
	Appui	-137,55	13,59		234,9		

## 2. Les poutres secondaires

**Tableau V.27** : Vérification des poutres secondaire à l'ELS

Niveaux	Position	Mser (KN.m)	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\sigma_{bc adm}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_s adm$ (MPa)	Vérification
Etage courant (30*40)	Travée	23,95	2,99	18	59,8	250	OK
	Appui	-73,71	9,21		184		
Terrasse (30*40)	Travée	28,23	3,53	18	109,6	250	OK
	Appui	-97,52	12,19		243,4		

### V.3.5 Vérification thermique :

Le règlement **CBA93** exige une vérification par une étude thermique pour toute structure ayant des dimensions en plan supérieures à 25m.

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

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

$$\delta = \frac{\Delta L}{l_0} \dots\dots\dots (2)$$

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

$$\delta = \alpha \Delta T \dots\dots\dots (3)$$

La contrainte est évaluée par la loi de Hooke qui est valable dans le domaine élastique

Son expression est :  $\sigma = E. \delta \dots\dots\dots (4)$

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

$$\sigma = E. \alpha. \Delta T \dots\dots\dots (5)$$

Avec :

L : Variation de la longueur de l'élément.

$\Delta T$  : Variation de la température ( $\Delta T = 20c$ )

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

l<sub>0</sub> : Longueur de la poutre.

σ : Contrainte thermique.

E : Module de Young (E=34179,55MPa)

Donc :

$$\sigma t = 34179,55 \cdot 10^{-5} \cdot 20 = 6,83 \text{MPa}$$

**Remarque :**

Le calcul a été effectué sur les poutres de l'extrémité (poutre de rives), les plus exposées à la variation de température.

**1. Poutres principale 30x45**

**Tableau V.28 : Vérification des poutres principale l'ELS**

Niveaux	Position	Mser (KN.m)	σ <sub>bc</sub> (Mpa)	σ <sub>bc adm</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>s adm</sub> (MPa)	Vérification
Etage courant	Travée	56,74	5,60	18	192,8	250	OK
	Appui	-119,6	11,81		204,2		

### V.3.6 Vérification de l'effort tranchant :

#### a. Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$T_u$  : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

$$\bar{\tau} = \text{Min}(0.10f_{c28} | 4 \text{MPa}) = 3 \text{MPa}$$

(Fissuration préjudiciable). **Selon le BAEL 91 modifié 99**

**CE** : Cage d'escalier ; **EC** : Etage courant

#### 1. Les poutres principales :

**Tableau V.29** : Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres principales

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	$T_u$ max (kN)	$\tau_u$ (MPa)	$\tau_u$ adm (MPa)	Vérification
Etage Courant	30x45	187,99	1,55	3	OK
Terrasse	30x45	-277,79	2,29	3	OK

#### 2. La poutre secondaire :

**Tableau V.30** : Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres secondaire

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	$T_u$ max (kN)	$\tau_u$ (MPa)	$\tau_u$ adm (MPa)	Vérification
Etage Courant	30x40	-175,75	1,63	3	OK
Terrasse	30x40	-106,93	0,99	3	OK

### V.3.7 Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE500 ( $f_e=500\text{MPa}$ ).

- Selon le BAEL 91 modifié 99 : 
$$\rightarrow \begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad K=1 \\ \frac{A_t f_e}{bS} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

- Selon le RPA 99 version 2003 : 
$$\rightarrow \begin{cases} A_t = 0,0033b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone ourante} \end{cases}$$

Avec : 
$$\phi \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) = 1,43\text{cm}$$

➤ Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.31 : Calcul des armatures transversales**

Sens	Section (cm2)	Tu(kN)	$\tau_u(\text{MPa})$	BAEL91	RPA99		St adp (cm)		A <sub>t</sub> (cm2)	Choix
				St(cm)	St(cm)ZC	St(cm)ZN	ZN	ZC		
Principales	30x45	-277,79	2,29	37,8	22,5	11,25	10	20	1,05	<b>4T10</b>
Secondaire	30x40	-175,75	1,63	33,3	20	10	10	15	1,05	<b>4T10</b>

**V.3.7.1 Recouvrement des armatures longitudinales**

$L_R = 50\varnothing$  (zone III).

$L_R$  : Longueur de recouvrement.

On a :

- a.  $\varnothing=16\text{mm}$ .....  $L_R=80\text{cm}$
- b.  $\varnothing=14\text{mm}$ .....  $L_R=70\text{cm}$
- c.  $\varnothing=12\text{mm}$ .....  $L_R=60\text{cm}$

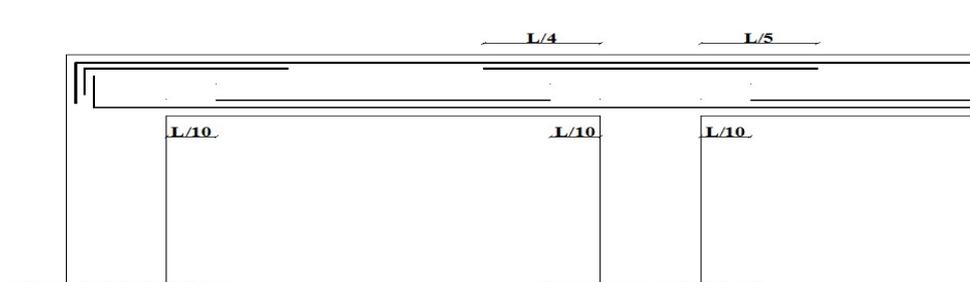
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L^{MAX}}{4} \quad \text{Appuis en travée de rive.} \\ \frac{L^{MAX}}{5} \quad \text{Appuis en travée intermédiaire.} \end{array} \right.$$

**V.3.8 Arrêt des barres :**

Armatures inférieures :  $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures :  $h' \geq \left\{ \begin{array}{l} \frac{L^{MAX}}{4} \quad \text{Appuis en travée de rive.} \\ \frac{L^{MAX}}{5} \quad \text{Appuis en travée intermédiaire.} \end{array} \right.$

Avec :  $L = \text{Max} (L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$



**Figure V.3 : Arrêt des barres**

• **Vérification de la flèche :**

Flèche totale :  $\Delta f_T = f_v - f_i \leq f_{adm}$ . Tel que :

Poutre porteuse (30x45) EC :  $f_{adm} = \frac{500}{1000} + 0.5 = 1$

Poutre non porteuse (30x40) :  $f_{adm} = \frac{480}{1000} + 0.5 = 0,98$

Poutre non porteuse (30x40) CE :  $f_{adm} = \frac{500}{1000} + 0.5 = 1$

$f_i$  : La flèche due aux charges instantanées.

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

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

$$f_v = \frac{M_{ser} t^2}{10 E_v I_{fv}}$$

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

$$f_i = \frac{M_{ser} t^2}{10 E_i I_{fi}}$$

➤ Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau V.32 : **Tableau récapitulatif du calcul de la flèche**

Cas	Section (cm <sup>2</sup> )	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	$f_i$ (mm)	$f_v$ (mm)	D <sub>f</sub> (mm)	$f_{adm}$ (mm)	Vérification
Poutre Porteuse 1	30x45	97,97	15,46	4,05	12,08	8,03	10	OK
Poutre non Porteuse 1	30x40	28,23	12,06	1,25	3,92	2,67	9,6	OK

### V.3.9 Schéma de ferrailage des poutres :

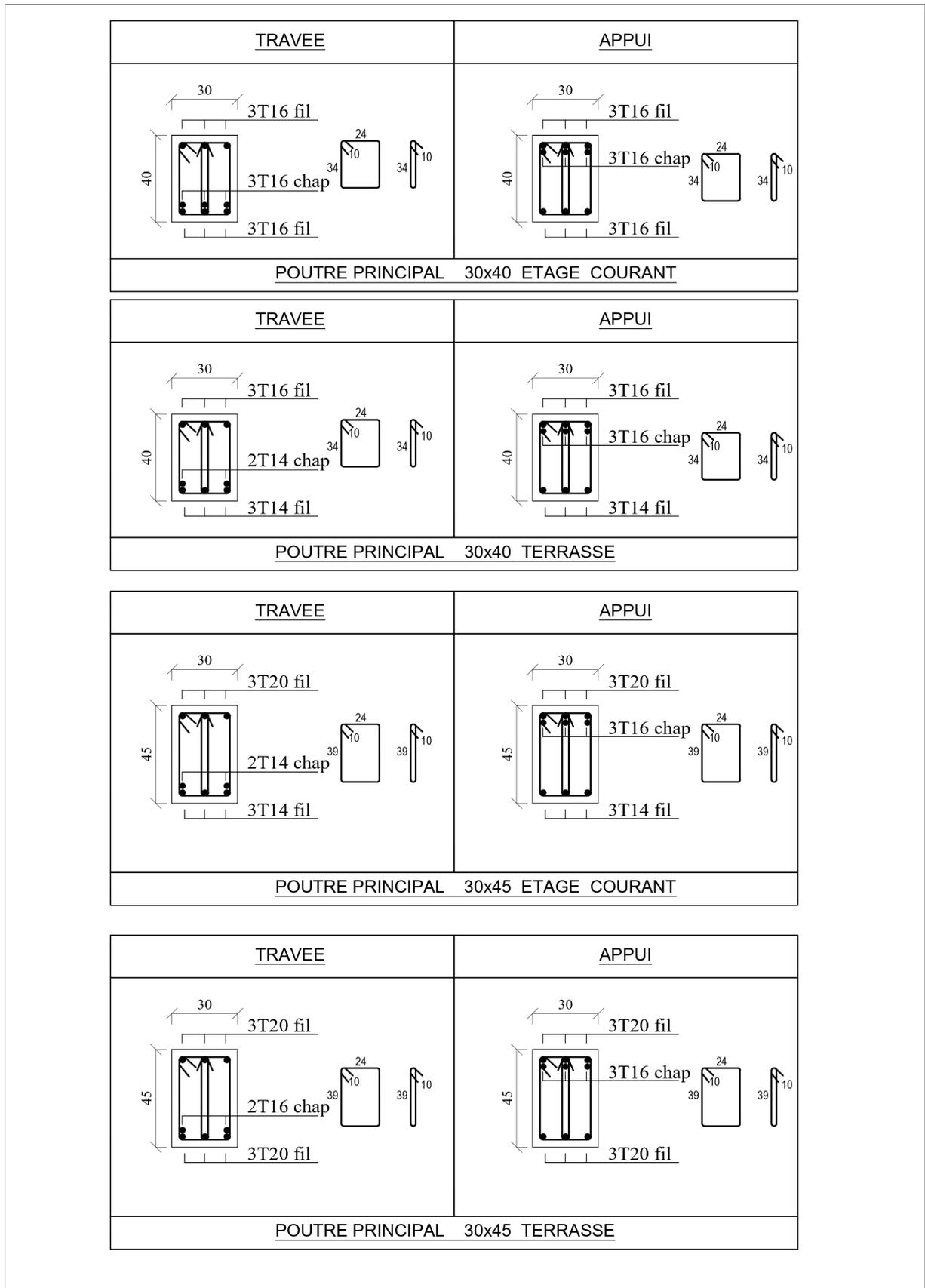


Figure V.4 : Ferrailage de Poutre

## **Ferraillage des voiles :**

### **V4.1 Introduction :**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et horizontales. Donc, le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

### **V.4.2 Le rôle des voiles de contreventement :**

L'utilisation des voiles en béton armé, pour la construction des structures dans les zones sismiques, est exigée obligatoirement par le code parasismique Algérien RPA99 v2003.

Les voiles jouent plusieurs rôles :

- Reprendre les charges verticales, dues aux charges permanentes et d'exploitation apportées par les planchers, et aussi les charges horizontales dues aux séismes et le vent.
- Augmenter la rigidité de l'ouvrage.
- Eloigner la possibilité d'instabilité.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

La disposition des voiles est présentée dans la figure suivante :

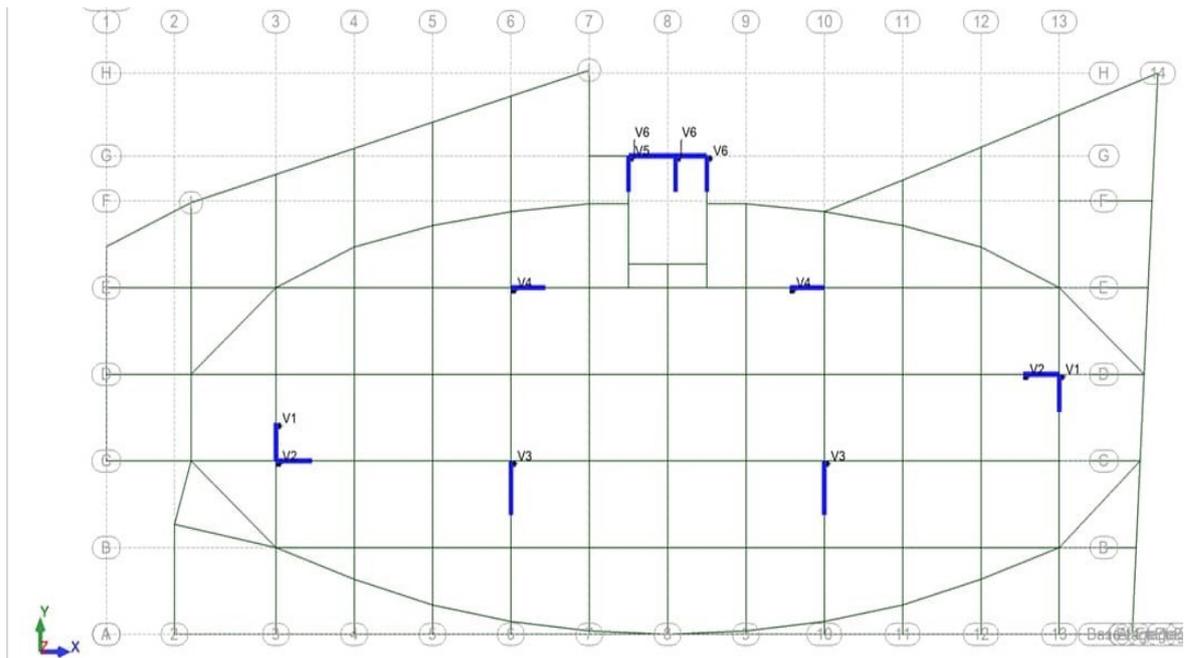


Figure V.6 : Disposition des voiles

Et puisque la disposition est symétrique on a décidé de grouper les 9 voiles comme suit :

Tableau V.33 : Les groupes de voiles et leurs dimensions

Les voiles	Longueurs (m)	Epaisseurs (cm)
V01	2,10	0,30
V02	2,30	0,30
V03	3,00	0,30
V04	2,20	0,30
V05	5,00	0,30
V06	2,00	0,30

**V4.3 Armatures verticales :**

Le calcul se fait à la flexion composée, et la détermination de ferrailage se fait par la méthode des contraintes (méthode de NAVIER).

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

N : L'effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant du voile. A :

Section transversale du voile.

V : La distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée. I :

Moment d'inertie par rapport au centre de gravité.

On distingue **3 cas** :

- **1<sup>er</sup> cas** :

Si  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$  : la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue " SEC. La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99 v2003.

$A_{min} = 0,15\% \cdot e \cdot L$

- **2<sup>ème</sup> cas** :

Si  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$  : section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée " SET. On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$A_v = F_t / f_e$  ; on compare  $A_v$  par la section minimale exigée par le **RPA 99 v2003**.

- Si  $A_v < A_{min} = 0,15\% \cdot e \cdot L$ , on ferraille avec la section minimale.

- Si  $A_v > A_{min}$ , on ferraille avec  $A_v$ .

- **3<sup>ème</sup> cas** :

Si  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$  sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée SPC. Donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

**V.4.4 Armatures horizontales :**

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Øl.

- **Remarque** : Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) est donné comme suite :

$A_{min} = 0,15\% (e \times l)$  : Dans la section globale de voile.

$A_{min} = 0,10\% (e \times l)$  : Dans la zone courante.

**V.4.5 Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont destinées essentiellement à retenir les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du **RPA99 v2003**.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

- **Diamètre max des armatures :**

D'après le RPA99, il faut que le diamètre  $D \leq a/10$  (à l'exception des zones d'about).

Où : a c'est l'épaisseur du voile

$$D \leq 20/10 \rightarrow D \leq 2 \text{ cm}$$

- **Espacement :**

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA 99 v2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq (1,5 \times e, 30) \text{ cm}$$

**On a :**

$$S \leq \min(1,5 \times e ; 30 \text{ cm})$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte :  $S = 20 \text{ cm}$ .

-A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15 cm. Donc, dans les zones d'about, l'espacement sera :

$$S' = S/2 = 20/2 \rightarrow S' = 10 \text{ cm}$$

Donc, on va adopter un espacement égal à 10 cm.

**V4.6 Vérification de cisaillement :**

D'après RPA99 v2003 : La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suite :

$$\tau_b \leq \bar{\tau} = 0,2 \times f_{c28} \quad \text{Avec : } \tau_b = \frac{1,4 \times T}{b_0 \times d}$$

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa ; } \bar{\tau} = 0,2 f_{c28} = 0,2 \times 30 = 6 \text{ MPa.}$$

V : L'effort tranchant maximum du voile pour chaque étage.

$b_0$  : L'épaisseur du voile.

d : Hauteur utile  $d = 0,9 h$

h : Hauteur totale de la section brute.

Tableau V.34 : Vérification des voiles au cisaillement

Voile	Tmax (KN)	$\tau_b$ (MPa)	$\tau_b$ adm (MPa)	OBS
V1	319,58	0,79	6	C.V
V2	516,49	1,16	6	C.V
V3	609,03	1,05	6	C.V
V4	113,05	0,27	6	C.V
V5	1724,47	1,79	6	C.V
V6	350,4	0,91	6	C.V

D'après le tableau on remarque que la condition est vérifiée dans tous les niveaux.

• Calcul de ferrailage :

• Exemple de calcul :

On va prendre comme exemple le voile V1 du RDC.

• Déterminations des sollicitations :

Les sollicitations obtenues par le logiciel ROBOT :

Tableau V.35 : Sollicitations dans les voiles ELU

Voile	V1	V2	V3	V4	V5	V6
Mmax (KN.m)	37,92	75,87	180,37	76,86	175,51	48,32
Ncor (KN)	-610,73	-329,21	-667,87	-996,59	-576,31	-41,69
Sollicitation	SEC	SPC	SPC	SPC	SPC	SEC

Tableau V.36 : Sollicitations dans les voiles G+Q+E

Voile	V1	V2	V3	V4	V5	V6
Mmax (KN.m)	2318,96	2686,58	5639,54	1790,96	10534,81	1718,44
Ncor (KN)	2903,56	-6226,72	115,62	-368,91	-618,9	1766,85
Sollicitation	SPC	SET	SEC	SEC	SEC	SPC

Tableau V.37 : Sollicitations dans les voiles 0.8G+E

Voile	V1	V2	V3	V4	V5	V6
Mmax (KN.m)	2318,87	2683,19	5623,2	1776,16	10504,04	1717,74
Ncor (KN)	3064,53	-6077,34	896,44	-2802,44	-48,13	1977,67
Sollicitation	SPC	SET	SEC	SPC	SPC	SPC

• **Armatures horizontales :**

**Méthode de calcul des armatures horizontales :**

D'après le (CBA93) :

$$A_h = \frac{e \times \gamma_s \times s_t \times (\tau_b - 0,3 \times k \times f_{tj})}{0,9 \times f_e \times (\cos(\alpha) + \sin(\alpha))}$$

Avec :

(K = 0) Cas de reprise de bétonnage n'ayant pas reçu le traitement ci-après.

( $\gamma_s = 1,15$  Cas général) ; ( $f_e = 500$  MPa) ; ( $\alpha = 90^\circ$  Armatures droites).

VI V1 du RDC :

$$A_h \geq \frac{30 \times 1,15 \times 20 \times (0,79 - 0,3 \times 0 \times 2,4)}{0,9 \times 500 \times (1)} = 1,21 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Selon RPA 99 v2003), on prend le même ferrailage que les armatures verticales

$$A_h (\text{min-RPA}) = 0,15\% \times 20 \times 200 = 6 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Les ferrailages les plus défavorables de tous les voiles et les vérifications sont résumés dans

Les tableaux suivants :

**Tableau V.38 : Résultat de ferrailage horizontal**

Voiles	V 1	V 2	V 3	V 4	V 5	V 6
<b>h (m)</b>	<b>5,95</b>	<b>5,95</b>	<b>5,95</b>	<b>5,95</b>	<b>5,95</b>	<b>5,95</b>
<b>d (m)</b>	<b>2,10</b>	<b>2,30</b>	<b>3,00</b>	<b>2,20</b>	<b>5,00</b>	<b>2,00</b>
<b>e (m)</b>	<b>0,3</b>	<b>0,3</b>	<b>0,3</b>	<b>0,3</b>	<b>0,3</b>	<b>0,3</b>
<b><math>\tau</math> (MPa)</b>	<b>0,79</b>	<b>1,16</b>	<b>1,05</b>	<b>0,27</b>	<b>1,79</b>	<b>0,91</b>
<b>St(cm)</b>	<b>20</b>	<b>20</b>	<b>20</b>	<b>20</b>	<b>20</b>	<b>20</b>
<b>Ah cal(cm2/ml)</b>	<b>1,21</b>	<b>1,79</b>	<b>1,61</b>	<b>0,41</b>	<b>2,74</b>	<b>1,39</b>
<b>Amin(cm2/ml)</b>	<b>6,30</b>	<b>6,90</b>	<b>9,00</b>	<b>6,60</b>	<b>15,00</b>	<b>6,00</b>
<b>Ah(cm2/ml)</b>	<b>6,30</b>	<b>6,90</b>	<b>9,00</b>	<b>6,60</b>	<b>15,00</b>	<b>6,00</b>
<b>Choix (ml)</b>	<b>2x5T12</b>	<b>2x5T12</b>	<b>2x5T12</b>	<b>2x5T12</b>	<b>2x5T14</b>	<b>2x5T12</b>

• **Armatures verticales :**

On a :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

D'où :

$$V = \frac{L}{2} = \frac{2.1}{2} = 1,05 \text{ m}$$

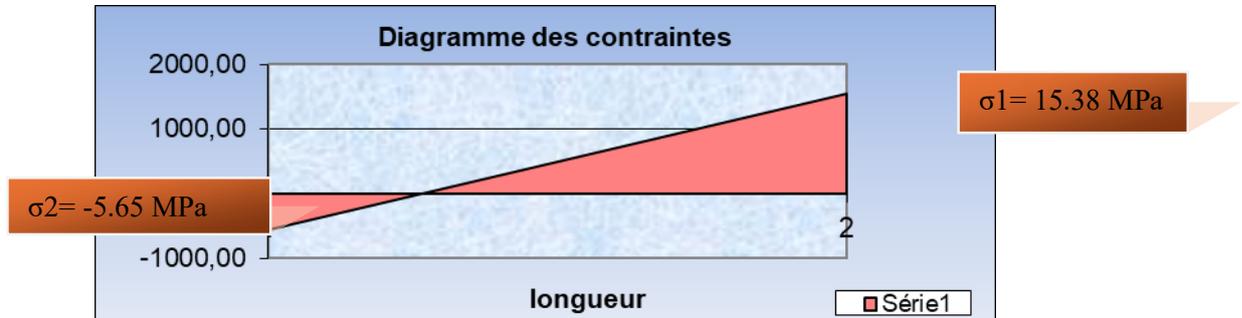
$$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0.3 \times 2.1^3}{12} = 0,2315 \text{ m}^4$$

$$A = e \times L = 0,3 \times 2.1 = 0,63 \text{ m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{3064,5}{0,63} + \frac{2318,9 \times 1.05}{0,2315} = 15.38 \text{ MPa} > 0$$

$$\sigma_2 = \frac{3064.5}{0,63} - \frac{2318,9 \times 1.05}{0,2315} = -5.65 \text{ MPa} < 0$$

Donc la section est partiellement comprimée (SPC).



• **V.4.7 Calcul de ferrailage :**

**ARMATURES LONGITUDINALES**

**Exemple de calcul Voile V01 :**

On a :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \sigma_{\max} = \frac{3064.5}{0.63} + \frac{2318.96 \times 1.05}{0.23} = 15,38$$

$$\sigma_2 = \sigma_{\min} = \frac{3064.5}{0.63} - \frac{2318.96 \times 1.05}{0.23} = -5,65$$

Donc la section est partiellement comprimée (SPC).

**Figure V.6** : Les contraintes sur le voile

**Calcul de  $L_t$  et  $L_c$  :**

$$L_t = L \times \left( \frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = \frac{15,38}{15,38 + 5,65} \times 2,10 = 1,54 \text{ m}$$

$$L_c = L - L_t$$

**Calcul de  $A_{st}$**

$$A_{st} = \frac{N_{\text{moy}}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{avec} \quad \gamma_s = 1$$

$$N_{\text{moy}} = A_{\text{tendu}} \times \frac{\sigma_{\max} - 0}{2} = 0,3 \times 1,54 \times \frac{15,38 - 0}{2} = 3543 \text{ KN}$$

$$A_{st} = \frac{N_{\text{moy}}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{3543}{500} = 70,86 \text{ cm}^2$$

**Calcul de  $A_{st}$  zone d'abot (L/10)**

On a :

$$\sigma_{t(L/10)} = \frac{L_t - 25}{L_t} \times \sigma_1 = \frac{154 - 23}{154} \times 15,38 = 13,08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{t(L/10)}^{\text{moy}} = \frac{\sigma_{t(L/10)} + \sigma_1}{2} = \frac{13,08 + 15,38}{2} = 14,23 \text{ MPa}$$

$$N_{t(L/10)} = \sigma_{t(L/10)}^{\text{moy}} \times A_{(L/10)} = 14,23 \times 30 \times 23 = 981,97 \text{ Kn}$$

$$A_{ST,25} = \frac{N_{t(L/10)}}{f_e} = \frac{981,97}{500} = 19,64 \text{ cm}^2$$

**Calcul de  $A_{st}$  zone courant**

Pour la zone courante :

$$A_{ST_{\text{cour}}} = A_{ST} - A_{ST(L/10)} = 70,86 - 19,64 = 49,47 \text{ cm}^2$$

• **Armatures minimales de RPA99 v2003 :**

D'après le RPA99 (Art 7.7.4.1) :

$$A_{RPA} = 0,20\% e L_t$$

e : épaisseur du voile

$L_t$  : longueur de la section tendue

$$A_{RPA} = 0,20\% \times 20 \times 83,7 = 2,35$$

cm<sup>2</sup>

$$A_{RPA}/ml/nappe = 2,35 / (2 \times 0,837) = 2 \text{ cm}^2/ml/nappe.$$

**6- Le pourcentage minimal :**

$$A_{min} = 0,15\% \times e \times L = 0,15\% \times 2 \times 2000 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}/ml/nappe = 6 / (2 \times 2) = 1,5 \text{ cm}^2/ml/nappe.$$

$$\text{Donc : } A_{SV} = \max (A_S ; A_{min} ; A_{RPA}) = 17,92 \text{ cm}^2.$$

Le ferrailage sera fait pour la moitié de voile à cause de la symétrie :

$$A_S = 2 \times 18,55 \times (1,5/2) = 27,825 \text{ cm}^2.$$

**7- Espacement :**

$$\text{En zone courante : } S_t \leq \min (1,5e, 30) = 30 \text{ cm.}$$

$$\text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm.}$$

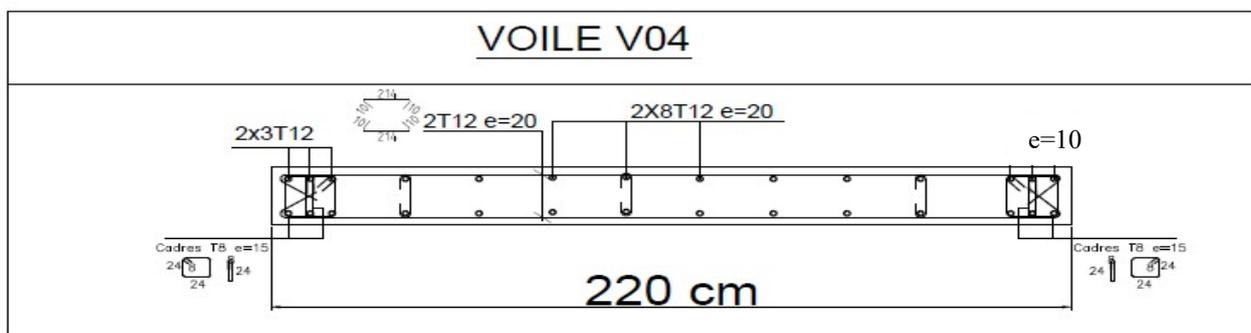
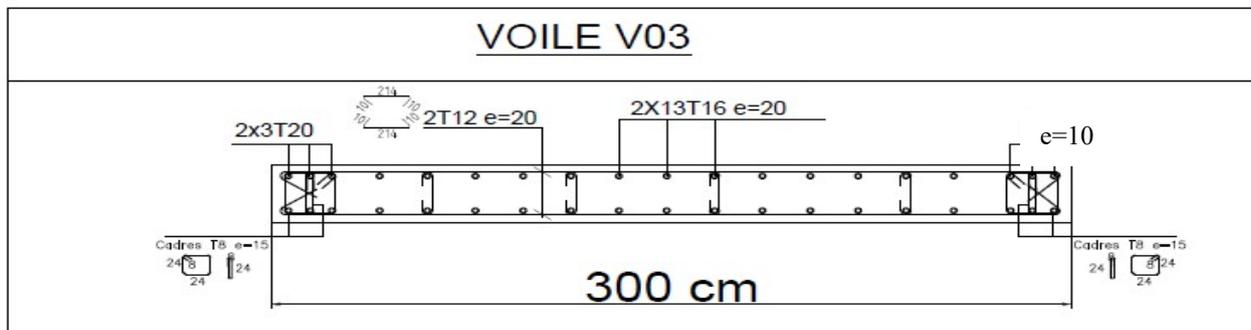
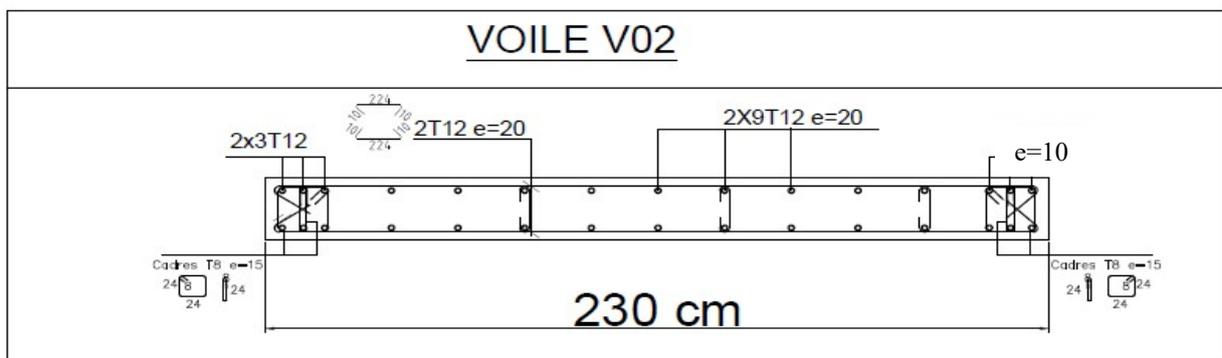
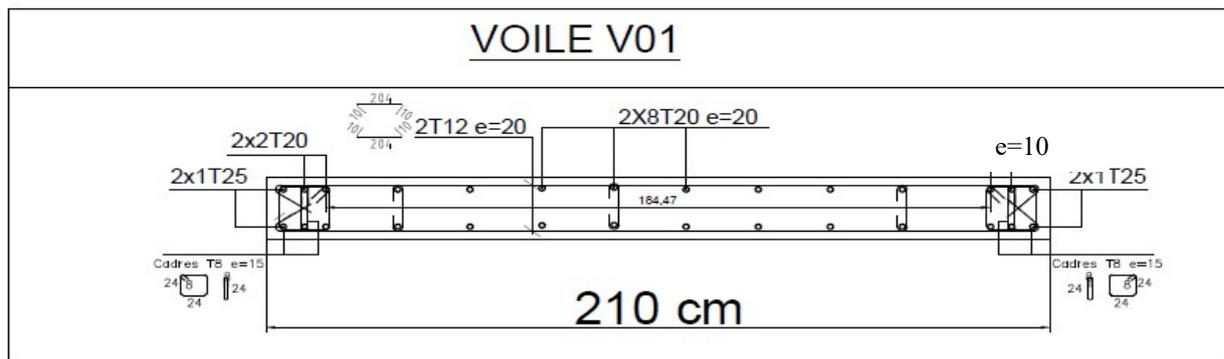
$$\text{En zone d'about : } S_{ta} = S_t/2 = 10 \text{ cm}$$

Tableau V.39 : Tableaux de ferrailage des voiles

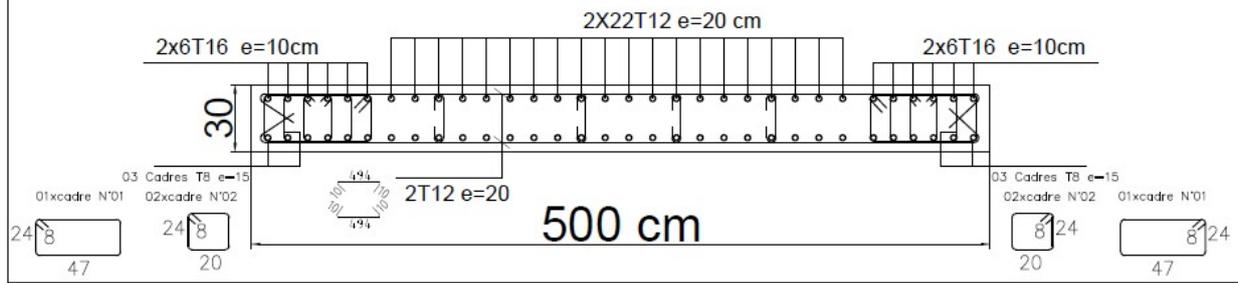
Voile	V01	V02	V03	V04	V05	V06
Niveaux	RDC	RDC	RDC	RDC	RDC	RDC
P [kN]	3064,50	-6226,70	896,40	-2802,40	-618,90	1977,70
M3 [kNm]	2318,90	2686,60	5639,50	1791,00	10534,80	1718,40
L [m]	2,10	2,30	3,00	2,20	5,00	2,00
Ep [m]	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
$\sigma_{max}$ [MPa]	15,38	1,13	13,53	3,15	8,02	11,89
$\sigma_{min}$ [MPa]	-5,65	-19,18	-11,54	-11,65	-8,84	-5,30
Cas	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
LT [m]	1,54	0,13	1,62	0,47	2,38	1,38
LC [m]	0,56	2,17	1,38	1,73	2,62	0,62
PLT [kN]	3543,00	21,80	3285,80	221,90	2858,60	2467,30
AST [cm <sup>2</sup> ]	70,86	0,77	65,72	4,44	57,17	49,35
AST min RPA [cm <sup>2</sup> ]	12,60	13,80	18,00	13,20	30,00	12,00
AST choisi [cm <sup>2</sup> ]	70,86	13,80	65,72	13,20	57,17	49,35
AS Zone d'about [cm <sup>2</sup> ]	19,64	1,38	17,34	3,29	21,54	15,04
AS courant [cm <sup>2</sup> ]	51,22	12,42	48,38	9,91	35,63	34,31
Choix zone d'about [cm <sup>2</sup> ]	2x (1T25+2T20)	2x(3T12)	2x(3T20)	2x(3T12)	2x(6T16)	2x(3T20)
Choix zone courante [cm <sup>2</sup> ]	2x(8T20)	2x(9T12)	2x(13T16)	2x(8T12)	2x(22T12)	2x(2T20+6T16)

#### V.4.8 Schéma de ferrillages des voiles :

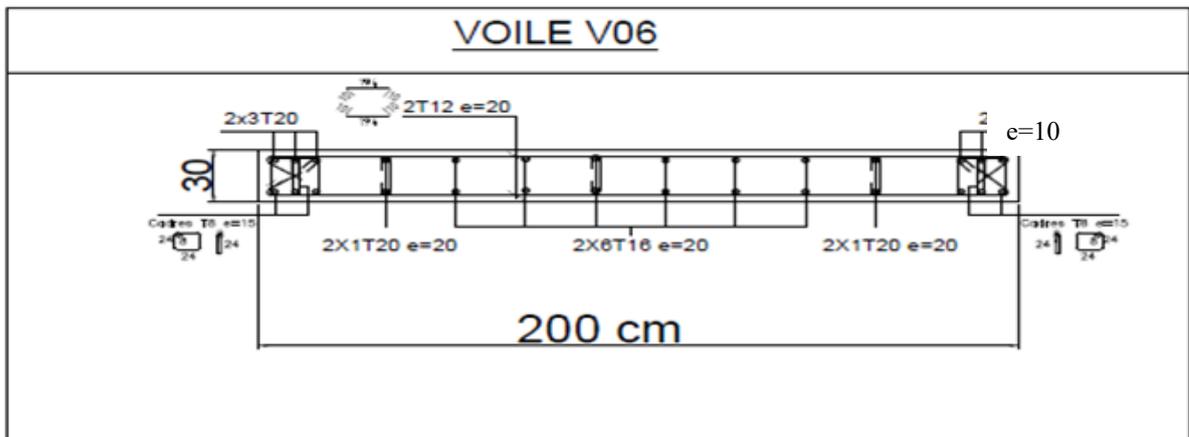
FIGURE V.7 Schéma de ferrillages des voiles :



## VOILE V05



## VOILE V06



---

# *CHAPITRE 06*

*ETUDE DES ELEMENTS DE L'INFRASTRUCTURE*

---

## V1.1 Introduction

Les fondations sont des éléments qui sont directement en contact avec le sol, elles assurent ainsi la transmission des charges de la superstructure à ce dernier. Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondation :

Fondation superficielle :

- Semelles isolées
- Semelle filante sous mur
- Semelle filante sous poteaux
- Semelle filante croisées
- Radier général

Fondation profonde (semelle sur pieux)

## VI.2 Choix du type de fondations :

Il y a plusieurs facteurs qui rentrent en jeu, on peut citer

- Contrainte du sol  $\sigma_{sol}$
- La classification du sol
- Les efforts transmis à la base

L'étude géotechnique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 2 bars

## VI.3 Calcul des fondations semelle :

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : 
$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

- $\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol.
- N : Effort normal appliqué sur la fondation.
- S : Surface de la fondation.

## V.I.4 Semelle isolée sous poteaux :

### 1. Calcul les dimensions A, B :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapporte de A sur B est égale au rapport a sur :

$$A/B = a/b$$

$$A = \frac{a \times B}{b} \quad B = \frac{A \times b}{a}$$

Pour les poteaux carrés  $a = b$  donc  $A = B$  PS =  $B^2$

$$\sigma_{cal} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

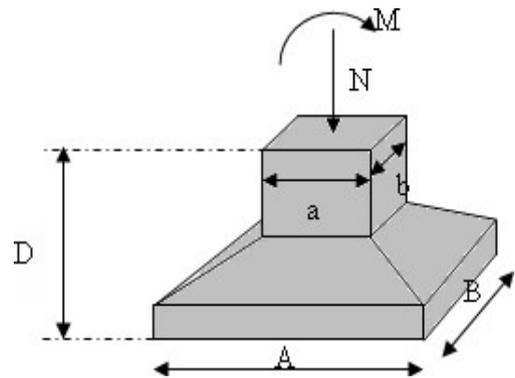
Avec :

$$\overline{\sigma} = 2 \text{ bar} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{cal} = \frac{N}{S} = \frac{N}{A \times B}$$

Avec :

$$B^2$$



Figures VI.1 Semelles isolée sous poteaux

N : Effort normal appliqué sur la fondation. S :

Surface de la fondation.

Selon logiciel ROBOT :

$$N_{ser} = 2848.53 \text{ kN}$$

$$\frac{2848.53}{B^2} \leq 200$$

$$B \geq \sqrt{\frac{2848.53}{200}} = 3.77 \text{ m.}$$

### 2. Vérification de l'interférence entre deux semelles

Il faut vérifie que  $L_{min} \geq 1,5 * B$

Avec :  $L_{min}$  est l'entre axe minimum entre deux poteaux.

B : Largeur maximum de la semelle ( $B_9 = 4.8 \text{ m}$ ).

On  $L_{\min} = 4,8 \text{ m} < 1,5 \times 3,77 = 5,65 \text{ m}$

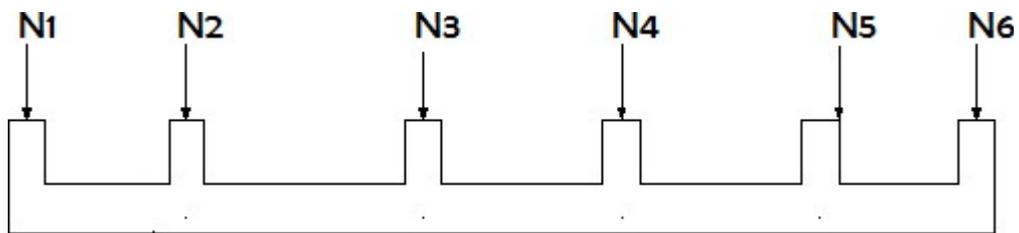
La condition non vérifiée.

• **Conclusion**

On remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

**VI.5 Semelle filante**

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouvent dans la même ligne.



**Figure V1.2 :** Semelles filantes On doit vérifier que :  $S_{semll} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Tel que :

- $N = \sum N_i$  de chaque fil de poteaux.
- $S = B \times L$
- $B$  : Largeur de la semelle.
- $L$  : Longueur du fil considéré.

$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} * L}$       Selon BAEL91

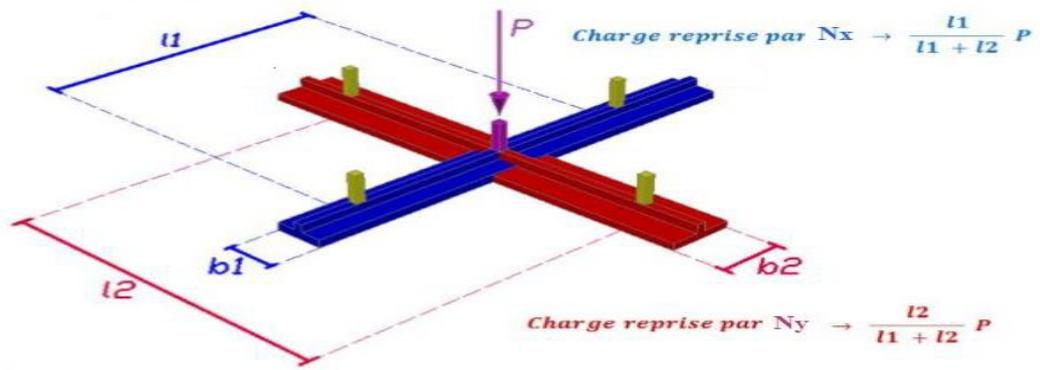


Figure.VI.3 : répartition des charges pour les poteaux centraux

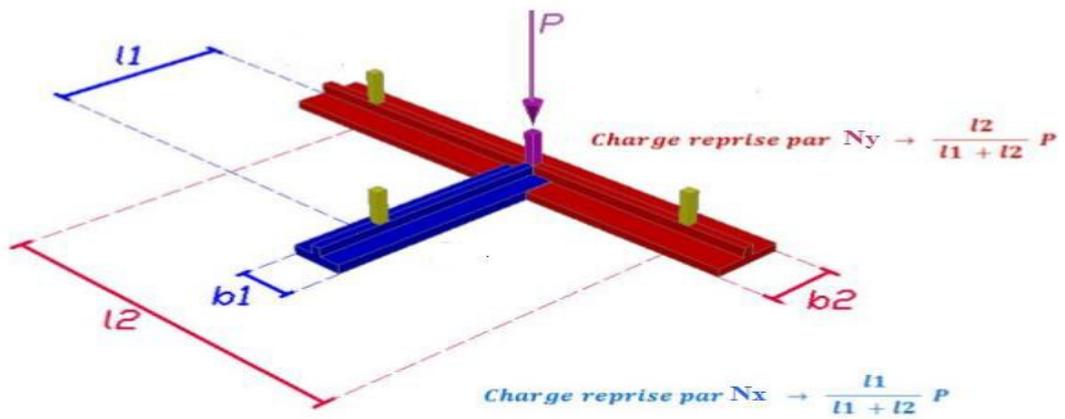


Figure.VII.4 : répartition des charges pour les poteaux de rives

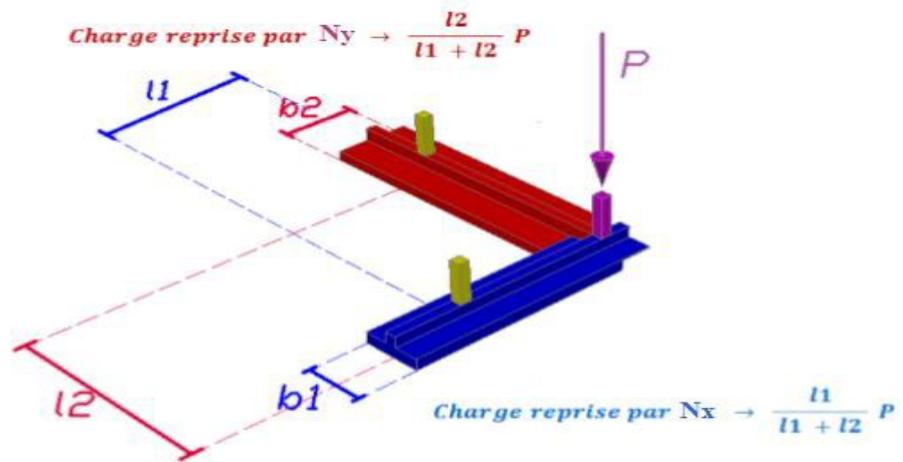


Figure.VII.5 : répartition des charges pour les poteaux d'angles

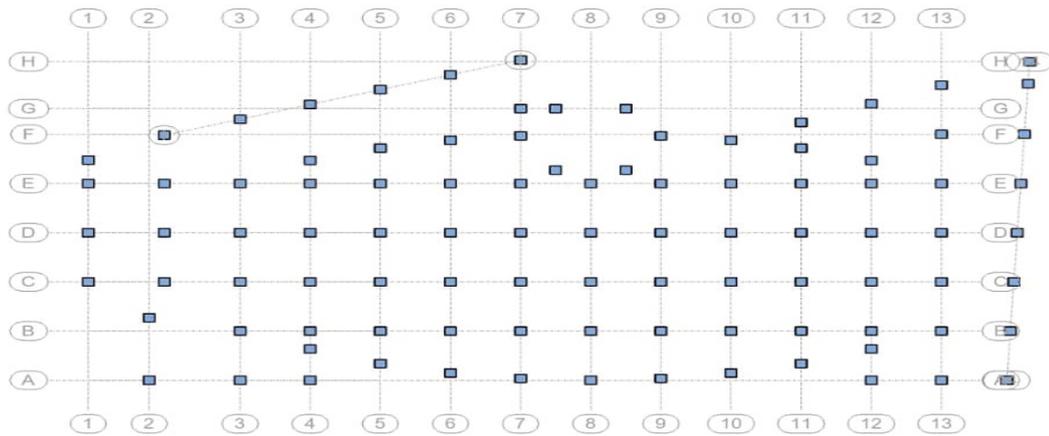


Figure.VII.6 : Schéma des files des semelles filantes dans les deux sens

### VI.5.1. Calcul de la répartition des efforts normaux dans sens x-x y-y a ELS

#### -Exemple

Le poteau le plus sollicité  $P = 2712.21$  (N9662) kN

$l_1 = 5$  m;  $l_2 = 4,8$  m

$$N_{(10-G)_x} = \frac{5}{4,8 + 5} \times 2712.21 = 0,48 \times 2712.21 = 1383.78 \text{ Kn}$$

$$N_{(10-G)_y} = \frac{4,8}{5 + 4,8} \times 2712.21 = 0,51 \times 2712.21 = 1328.43 \text{ Kn}$$

- Les poteaux centraux :

Tableau.VI.1 répartition pour les poteaux centraux ELS

POTAUX	N SER	Sens x-x %	Sens y-y %	Nx	Ny
NB-13	518,48	0,48	0,51	248,8704	264,4248
NC-13	829,06	0,48	0,51	397,9488	422,8206
ND-13	786,04	0,48	0,51	377,2992	400,8804
NE-13	903,2	0,48	0,51	433,536	460,632
NF-13	283,55	0,48	0,51	136,104	144,6105
NB-12	836,3	0,66	0,31	551,958	259,253
NB-12	836,3	0,6	0,4	501,78	334,52
NC-12	1531,39	0,48	0,51	735,0672	781,0089
ND-12	1523,86	0,48	0,51	731,4528	777,1686

NE-12	1371,25	0,48	0,51	658,2	699,3375
NF-12	417,24	0,56	0,43	233,6544	179,4132
NB-11	1480,55	0,54	0,45	799,497	666,2475
NC-11	2218,95	0,48	0,51	1065,096	1131,6645
ND-11	2411,23	0,48	0,51	1157,3904	1229,7273
NE-11	2034,33	0,48	0,51	976,4784	1037,5083
NB-10	1707	0,47	0,52	802,29	887,64
NC-10	1754,02	0,48	0,51	841,9296	894,5502
ND-10	2568,86	0,48	0,51	1233,0528	1310,1186
NE-10	1799,48	0,48	0,51	863,7504	917,7348
NB-9	2235,51	0,48	0,51	1073,0448	1140,1101
NC-9	2617,81	0,48	0,51	1 256,55	1335,0831
ND-9	2661,66	0,48	0,51	1277,5968	1357,4466
NE-9	1850,89	0,48	0,51	888,4272	943,9539
NB-8	2372,23	0,48	0,51	1138,6704	1209,8373
NC-8	2712,19	0,48	0,51	1301,8512	1383,2169
ND-8	2684,5	0,48	0,51	1288,56	1369,095
NE-8	1986,87	0,4	0,58	794,748	1152,3846
NB-7	2215,51	0,48	0,51	1063,4448	1129,9101
NC-7	2617,47	0,48	0,51	1256,3856	1334,9097
ND-7	2661,45	0,48	0,51	1277,496	1357,3395
NE-7	1847,93	0,48	0,51	887,0064	942,4443
NG-7	154,54	0,62	0,37	95,8148	57,1798
NB-6	1652,53	0,47	0,52	776,6891	859,3156
NC-6	1744,96	0,48	0,51	837,5808	889,9296
ND-6	2568,89	0,48	0,51	1233,0672	1310,1339
NE-6	1808,17	0,48	0,51	867,9216	922,1667
NG-6	488,78	0,48	0,51	234,6144	249,2778
NB-5	1417,57	0,54	0,45	765,4878	637,9065
NC-5	2214,48	0,48	0,51	1062,9504	1129,3848
ND-5	2418,03	0,48	0,51	1160,6544	1233,1953
NE-5	2037,06	0,48	0,51	977,7888	1038,9006
NG-5	445,57	0,46	0,53	204,9622	236,1521
NB-4	747,52	0,66	0,31	493,3632	231,7312
NB-4	747,52	0,6	0,4	448,512	299,008

NC-4	1283	0,48	0,51	615,84	654,33
ND-4	1813,13	0,48	0,51	870,3024	924,6963
NE-4	1377,49	0,56	0,43	771,3944	592,3207
NG-4	418,09	0,56	0,43	234,1304	179,7787
NB-3	454,4	0,48	0,51	218,112	231,744
NC-3	659,74	0,48	0,51	316,6752	336,4674
ND-3	921,21	0,48	0,51	442,1808	469,8171
NE-3	895,43	0,51	0,48	456,6693	429,8064
ND-2	428,12	0,48	0,51	205,4976	218,3412
NE-2	273,69	0,48	0,51	131,3712	139,5819

- Les poteaux des rives

**Tableau.VI.2** la répartition pour les poteaux rives ELS

<b>Poteaux</b>	<b>N SER</b>	<b>Sens x-x %</b>	<b>Sens y-y %</b>	<b>Nx</b>	<b>Ny</b>
ND-1	176,75	0,36	0,64	63,63	113,12
NE-1	147,42	0,43	0,56	63,3906	82,5552
NI-2	176,21	0,4	0,6	70,484	105,726
NA-3	185,17	0,7	0,29	129,619	53,6993
NI-3	201,78	0,67	0,32	135,1926	64,5696
NA-4	135,97	0,62	0,37	84,3014	50,3089
NI-4	181,56	0,76	0,23	137,9856	41,7588
NA-5	322,44	0,64	0,35	206,3616	112,854
NA-5	322,44	0,76	0,23	245,0544	74,1612
NA-6	313,39	0,71	0,28	222,5069	87,7492
NI-6	202,01	0,62	0,37	125,2462	74,7437
NA-7	343,35	0,67	0,32	230,0445	109,872
NG-7	154,54	0,23	0,76	35,5442	117,4504
NA-8	387,78	0,67	0,32	259,8126	124,0896
NG-8	1046,05	0,54	0,45	564,867	470,7225
NA-9	392,8	0,67	0,32	263,176	125,696
NF-9	363,7	0,61	0,38	221,857	138,206
NA-10	399,63	0,69	0,3	275,7447	119,889
NF-10	362,1	0,75	0,24	271,575	86,904
NA-11	387,84	0,76	0,23	294,7584	89,2032
NA-12	136,79	0,65	0,34	88,9135	46,5086
NH-12	186,45	0,66	0,33	123,057	61,5285
NA-13	160,58	0,7	0,29	112,406	46,5682
NH-13	206,24	0,67	0,32	138,1808	65,9968
NB-14	150,28	0,66	0,33	99,1848	49,5924
NC-14	384,13	0,65	0,34	249,6845	130,6042
ND-14	391,4	0,63	0,36	246,582	140,904
NE-14	157,95	0,62	0,37	97,929	58,4415
NF-14	196,73	0,61	0,38	120,0053	74,7574
NH-14	123,64	0,61	0,38	75,4204	46,9832

- Les poteaux d'angles

**Tableau.VI.3** la répartition pour les poteaux d'angles ELS

<b>Poteaux</b>	<b>Nser</b>	<b>Sens x-x %</b>	<b>Sens y-y %</b>	<b>Nx</b>	<b>Ny</b>
NC-1	114,36	0,53	0,46	60,6108	52,6056
NI-1	95,45	0,72	0,27	68,724	25,7715
NA-2	142,72	0,51	0,48	72,7872	68,5056
NI-7	101,19	0,52	0,47	52,6188	47,5593
NF-8	99	0,45	0,54	74.78	68.78
NH-11	117,73	0,67	0,32	78,8791	37,6736
NH-14	123,64	0,74	0,25	91,4936	30,91
NA-14	106,37	0,49	0,5	52,1213	53,185

- Les charges qui reviennent pour chaque fille ELS

**Tableau.VI.4** Sections des semelles filantes sens X

Files	N (kN)	L (m)	B (m)	B choisie (m)	S (m2)
<b>A</b>	2537,6075	61,45	0,21	1	61,45
<b>B</b>	8980,90	61,69	0,73	1	61,69
<b>C</b>	9998,17	66,49	0,75	1	66,49
<b>D</b>	11564,76	66,74	0,87	1	66,74
<b>E</b>	8868,61	66,9	0,66	1	66,9
<b>F</b>	983,20	26,42	0,19	1	26,42
<b>G</b>	1369,93	18,21	0,38	1	18,21
<b>H</b>	507,0309	17,84	0,14	1	17,84
<b>I</b>	590,2512	32,84	0,09	1	32,84
					418,58

**Tableau.VI.5** Sections des semelles filantes sens Y

Files	N (kN)	L(m)	B(m)	B choisie (m)	S (m2)
<b>1</b>	274,0523	10,9	0,13	1	10,9
<b>2</b>	174,2316	23,84	0,04	1	23,84
<b>3</b>	1532,4045	25,46	0,30	1	25,46
<b>4</b>	2923,6237	26,91	0,54	1	26,91
<b>5</b>	4462,5545	28,53	0,78	1	28,53
<b>6</b>	4393,3165	29,8	0,74	1	29,8
<b>7</b>	5096,6651	31,28	0,81	1	31,28
<b>8</b>	5709,3459	26,5	1,08	1,2	31,8
<b>9</b>	5040,4957	23,84	1,06	1,2	28,608
<b>10</b>	4216,8366	23,4	0,90	1	23,4
<b>11</b>	4192,0244	25,15	0,83	1	25,15
<b>12</b>	3138,7383	26,97	0,58	1	26,97
<b>13</b>	1805,9333	28,93	0,31	1	28,93
<b>14</b>	585,3777	31,12	0,09	1	31,12
					372,698

SS	Sb	%
791,278	1702	46,49%

➤ **Conclusion :**

La surface totale de la semelle ne dépasse pas 50% de la surface d'emprise du bâtiment.

### VI.5.2 Pré dimensionnement de la semelle filant

- **La hauteur « ht »**

La hauteur de la semelle est :  $h_t > d + 0,05$

Pour satisfaire la condition de l'inclinaison de 45° de la bielle moyenne, la hauteur utile vaut :

$$h_1 = \frac{B-b}{4} + 5cm = \frac{100-70}{4} + 5 = 12.5cm = 25 cm$$

Avec :

b = 0,7m pour les poteaux.

On adopte : **ht= 0.25m**

**Tableau.VI.6** Choix de la hauteur ht

<b>B(m)</b>	<b>ht cal (cm)</b>	<b>ht adp (cm)</b>
1	12,5	25
1,2	17,5	25

- **Dimensionnement de la poutre de libage**

- ✓ **Condition forfaitaire**

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \implies \frac{7}{15} = 0,47m \leq h \leq \frac{7}{10} = 0,70m$$

Donc : h = 0,6m

- **Condition de rigidité des semelles**

Les semelles filantes ou continues sous poteaux sont soumises à des contraintes linéaires

Réparties, pour cela elles doivent être suffisamment rigides pour ne pas se comporter comme une poutre sur un sol élastique, on doit alors vérifier la condition suivante vis à vis de la longueur élastique :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e + a$$

$$\text{Avec : } L_e = \left( \frac{4EI}{KB} \right)^{1/4}$$

- $L_{max}$  : longueur max entre axe des poteaux.
- E : Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne  $E=20000\text{MPa}$ ).
- K: Coefficient de raideur du sol ( $5\text{MPa/m} \leq K \leq 120\text{MPa/m}$ ).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K=5$  [MPa/m] → pour un très mauvais sol.
- $K=40$  [MPa/m] → pour un sol de densité moyenne. (La valeur prise dans notre cas)
- $K=120$  [MPa/m] → pour un très bon sol.

- I : moment d'inertie de la semelle ;  $I = \frac{bh_N^3}{12}$

- **Calcul hauteur de nervure  $h_N$  :**

$$h_N \geq \left( \frac{48KB l^4}{Eb\pi^4} \right)^{1/3}$$

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times K \times b \times L_{max}^4}{\pi^4 \times E \times bn}} \rightarrow I = \frac{b \times h_t^3}{12}$$

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times 0,9 \times 6,4^4}{\pi^4 \times 20000 \times 0,70}}$$

**Tableau.VI.7** Choix de hauteur de nervure  $h_N$

Sens	bsf(m)	ht(m)	bn(m)	hn cal (m)	hn Choix (m)
X-X	1,00	0,25	0,70	1,42	1,50
Y-Y	1,20	0,25	0,70	1,51	1,60

### V.5.3 Vérification de la Stabilité de la semelle :

- **Vérification au renversement :**

Selon [1] (Art.10.1.5), quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) nous devons vérifier que l'excentrement des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié du centre de la base des éléments de fondation résistant au renversement.

$$e_0 = \frac{Mr}{Nr} \leq \frac{B}{4} \quad \text{Avec : } Mr = V_0h + M_0$$

- Calcule de Ms et Mr :

**Sens X-X**

Etage	Effort V <sub>x</sub>	Force F <sub>ex</sub>	H	MR	W	D <sub>x</sub>	MS	MS/MR	Vérification
Sous-sol	9067,08	505,94	3,74	1892,22					
RDC	8561,14	712,21	9,69	6901,31					
1	7848,93	586,18	13,77	8071,70					
2	7262,75	648,22	16,83	10909,54					
3	6614,53	691,52	19,89	13754,33					
4	5923,01	800,83	22,95	18379,05	101928,20	34,59	3525696,44	15,29	OK
5	5122,18	748,27	26,01	19462,50					
6	4373,91	899,30	29,07	26142,65					
7	3474,61	823,98	32,13	26474,48					
8	2650,63	927,72	35,19	32646,47					
9	1722,91	1722,91	38,25	65901,31					
<b>Total</b>	<b>62621,68</b>	<b>9067,08</b>	<b>Total</b>	<b>230535,56</b>					

**Sens Y-Y**

Etage	Effort V <sub>y</sub>	Force F <sub>ey</sub>	H	MR	W	D <sub>y</sub>	Ms	MS/MR	Vérification
Sous-sol	7081,38	401,94	3,74	1503,26					
RDC	6679,44	556,19	9,69	5389,48					
1	6123,25	496,31	13,77	6834,19					
2	5626,94	526,81	16,83	8866,21					
3	5100,13	518,90	19,89	10320,92					
4	4581,23	560,23	22,95	12857,28	101928,20	17,03	1735837,25	9,53	ok
5	4021,00	500,39	26,01	13015,14					
6	3520,61	614,56	29,07	17865,26					
7	2906,05	570,37	32,13	18325,99					
8	2335,68	735,28	35,19	25874,50					
9	1600,40	1600,40	38,25	61215,30					
<b>Total</b>	<b>49576,11</b>	<b>7081,38</b>	<b>Total</b>	<b>182067,53</b>					

**Tableau.VI.8** Vérification au renversement

Sens	Nr	Mr	$\frac{Mr}{Nr}$	L/4	Remarque
X-X	9067,08	230535,56	25,43	7,77	Vérifie
Y-Y	7081,38	182067,53	25,71	15,4	Vérifie

**VI.5.4 Vérifications contraintes à ELS**

- Vérification des Contraintes

On doit vérifier que :

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\frac{129801,24}{731,1} = 177,54 \text{ KN/m}^2 \leq \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**Tableau.VI.9** Vérification de la contrainte à ELS sens X

Files	N (kN)	S (m2)	$\sigma$ (kN/m2)	$\sigma_{sol}$	Résultat
<b>A</b>	2537,61	61,45	41,30	200,00	<b>Vérifiée</b>
<b>B</b>	8980,90	61,69	145,58	200,00	<b>Vérifiée</b>
<b>C</b>	9998,17	66,49	150,37	200,00	<b>Vérifiée</b>
<b>D</b>	11564,76	66,74	173,28	200,00	<b>Vérifiée</b>
<b>E</b>	8868,61	66,90	132,57	200,00	<b>Vérifiée</b>
<b>F</b>	983,20	26,42	37,21	200,00	<b>Vérifiée</b>
<b>G</b>	1369,93	18,21	75,23	200,00	<b>Vérifiée</b>
<b>H</b>	507,03	17,84	28,42	200,00	<b>Vérifiée</b>
<b>I</b>	590,25	32,84	17,97	200,00	<b>Vérifiée</b>

**Tableau.VI.10** Vérification de la contrainte à ELS sens Y

Files	N (kN)	S (m <sup>2</sup> )	$\sigma$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{sol}$	Résultat
<b>1</b>	274,05	10,90	25,14	200,00	<b>Vérifiée</b>
<b>2</b>	174,23	23,84	7,31	200,00	<b>Vérifiée</b>
<b>3</b>	1532,40	25,46	60,19	200,00	<b>Vérifiée</b>
<b>4</b>	2923,62	26,91	108,64	200,00	<b>Vérifiée</b>
<b>5</b>	4462,55	28,53	156,42	200,00	<b>Vérifiée</b>
<b>6</b>	4393,32	29,80	147,43	200,00	<b>Vérifiée</b>
<b>7</b>	5096,67	31,28	162,94	200,00	<b>Vérifiée</b>
<b>8</b>	5709,35	31,80	179,54	200,00	<b>Vérifiée</b>
<b>9</b>	5040,50	28,61	176,19	200,00	<b>Vérifiée</b>
<b>10</b>	4216,84	23,40	180,21	200,00	<b>Vérifiée</b>
<b>11</b>	4192,02	25,15	166,68	200,00	<b>Vérifiée</b>
<b>12</b>	3138,74	26,97	116,38	200,00	<b>Vérifiée</b>
<b>13</b>	1805,93	28,93	62,42	200,00	<b>Vérifiée</b>
<b>14</b>	585,38	31,12	18,81	200,00	<b>Vérifiée</b>

**VI.5.5. Vérifications contraintes à ELU**

Les mêmes étapes pour les résultats à l'ELU

**Tableau.VI.11** Sections des semelles filantes a ELU sens X

Files	N (kN)	L (m)	B (m)	B choisie (m)	S (m <sup>2</sup> )
<b>A</b>	3460,09	61,45	0,28	0,9	55,305
<b>B</b>	12276,35	61,69	1,00	1,1	67,859
<b>C</b>	13675,44	66,49	1,03	1,1	73,139
<b>D</b>	15819,80	66,74	1,19	1,2	80,088
<b>E</b>	12142,38	66,9	0,91	1	66,9
<b>F</b>	1342,95	26,42	0,25	0,9	23,778
<b>G</b>	1869,32	18,21	0,51	1	18,21
<b>H</b>	692,3071	17,84	0,19	1	17,84
<b>I</b>	806,0904	32,84	0,12	1	32,84

**Tableau.VI.12** Sections des semelles filantes sens Y

<b>Files</b>	<b>N (kN)</b>	<b>L(m)</b>	<b>B(m)</b>	<b>B choisie (m)</b>	<b>S (m2)</b>
<b>1</b>	374,0481	10,9	0,17	1	10,9
<b>2</b>	237,9312	23,84	0,05	1	23,84
<b>3</b>	2088,3658	25,46	0,41	1	25,46
<b>4</b>	3993,0117	26,91	0,74	1	26,91
<b>5</b>	6106,1312	28,53	1,07	1,1	31,383
<b>6</b>	6012,7846	29,8	1,01	1,1	32,78
<b>7</b>	6978,1553	31,28	1,12	1,2	37,536
<b>8</b>	7812,3121	26,5	1,47	1,5	39,75
<b>9</b>	6901,8499	23,84	1,45	1,5	35,76
<b>10</b>	5771,7071	23,4	1,23	1,3	30,42
<b>11</b>	5737,3876	25,15	1,14	1,2	30,18
<b>12</b>	4287,5101	26,97	0,79	1	26,97
<b>13</b>	2463,9279	28,93	0,43	1	28,93
<b>14</b>	798,9015	31,12	0,13	1	31,12

**Tableau.VI.13** vérifications de la contrainte à ELU sens X

<b>Files</b>	<b>N (kN)</b>	<b>S (m2)</b>	<b><math>\sigma</math> (kN/m2)</b>	<b>1,5 x <math>\sigma_{sol}</math></b>	<b>Résultat</b>
<b>A</b>	3460,09	55,31	62,56	300,00	<b>Vérifiée</b>
<b>B</b>	12276,35	67,86	180,91	300,00	<b>Vérifiée</b>
<b>C</b>	13675,44	73,14	186,98	300,00	<b>Vérifiée</b>
<b>D</b>	15819,80	80,09	197,53	300,00	<b>Vérifiée</b>
<b>E</b>	12142,38	66,90	181,50	300,00	<b>Vérifiée</b>
<b>F</b>	1342,95	23,78	56,48	300,00	<b>Vérifiée</b>
<b>G</b>	1869,32	18,21	102,65	300,00	<b>Vérifiée</b>
<b>H</b>	692,31	17,84	38,81	300,00	<b>Vérifiée</b>
<b>I</b>	806,09	32,84	24,55	300,00	<b>Vérifiée</b>

**Tableau.VI.14** vérifications de la contrainte à ELU sens Y

Files	N (kN)	S (m2)	$\sigma$ (kN/m2)	1,5 x $\sigma_{sol}$	Résultat
1	374,05	10,90	34,32	300,00	Vérifiée
2	237,93	23,84	9,98	300,00	Vérifiée
3	2088,37	25,46	82,03	300,00	Vérifiée
4	3993,01	26,91	148,38	300,00	Vérifiée
5	6106,13	31,38	194,57	300,00	Vérifiée
6	6012,78	32,78	183,43	300,00	Vérifiée
7	6978,16	37,54	185,91	300,00	Vérifiée
8	7812,31	39,75	196,54	300,00	Vérifiée
9	6901,85	35,76	193,00	300,00	Vérifiée
10	5771,71	30,42	189,73	300,00	Vérifiée
11	5737,39	30,18	190,11	300,00	Vérifiée
12	4287,51	26,97	158,97	300,00	Vérifiée
13	2463,93	28,93	85,17	300,00	Vérifiée
14	798,90	31,12	25,67	300,00	Vérifiée

#### VI.5.6. Calcul le ferrailage de la semelle

##### ➤ Exemple de calcul « A »

On applique la méthode des bielles :

$f_{c28}=30\text{MPa}$  ;  $f_{t28}=2,4\text{MPa}$  ;  $\sigma_{bc}=18\text{MPa}$  ;  $f_e=500\text{MPa}$  ;  $\sigma_s=435\text{MPa}$  ;  $b = 70\text{cm}$  ;

$h=25\text{cm}$   $d=0,9h =22.5\text{cm}$

À l'état limite ultime :

$$N_u = \sum N_{if} = 3460,09 \text{ kN}$$

$$P_u = N_u / L_{sf} = 3460.09 / 61.45 = 56.30 \text{ kn/ml}$$

$$A_s = \frac{P_u (B - b)}{8d \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa}$$

$$d = 0,225 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{56,30 (0,9 - 0,7)}{8 \times 0,225 \times 435 \times 10^3} = 0,0014 \text{ cm}^2$$

**Choix 4T12**  $\longrightarrow$  AS = 4,52 cm<sup>2</sup> avec : e = 25 cm

$$A_{s\min} = 0,23bd \cdot (ft28/fe) = 1,93 \text{ cm}^2$$

**Tableau.VI.15** Ferrailage pour les semelles sens X

File	N elu (KN)	Pu (KN/m)	As min (cm <sup>2</sup> )	Choix	As (cm <sup>2</sup> )	St	Ar (cm <sup>2</sup> )	St
<b>A</b>	3460,09	56,31	2,09	4T12	4,52	25	3,14	25
<b>B</b>	12276,35	199,00	2,09	4T12	4,52	25	3,14	25
<b>C</b>	13675,44	205,68	2,09	4T12	4,52	25	3,14	25
<b>D</b>	15819,80	237,04	2,09	4T12	4,52	25	3,14	25
<b>E</b>	12142,38	181,50	2,09	4T12	4,52	25	3,14	25
<b>F</b>	1342,95	50,83	2,09	4T12	4,52	25	3,14	25
<b>G</b>	1869,32	102,65	2,09	4T12	4,52	25	3,14	25
<b>H</b>	692,31	38,81	2,09	4T12	4,52	25	3,14	25
<b>I</b>	806,09	24,55	2,09	4T12	4,52	25	3,14	25

**Tableau.VI.16** Ferrailage pour les semelles sens Y

<b>File</b>	<b>N elu (KN)</b>	<b>Pu (KN/m)</b>	<b>As min (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Choix</b>	<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>St (cm)</b>	<b>Ar (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>St</b>
1	374,05	34,32	2,09	4T12	4,52	25	3,14	25
2	237,93	9,98	2,09	4T12	4,52	25	3,14	25
3	2088,37	82,03	2,09	4T12	4,52	25	3,14	25
4	3993,01	148,38	2,09	4T12	4,52	25	3,14	25
5	6106,13	214,02	2,09	4T12	4,52	25	3,14	25
6	6012,78	201,77	2,09	4T12	4,52	25	3,14	25
7	6978,16	223,09	2,09	4T12	4,52	25	3,14	25
8	7812,31	294,80	2,09	4T12	4,52	25	3,14	25
9	6901,85	289,51	2,09	4T12	4,52	25	3,14	25
10	5771,71	246,65	2,09	4T12	4,52	25	3,14	25
11	5737,39	228,13	2,09	4T12	4,52	25	3,14	25
12	4287,51	158,97	2,09	4T12	4,52	25	3,14	25
13	2463,93	85,17	2,09	4T12	4,52	25	3,14	25
14	798,90	25,67	2,09	4T12	4,52	25	3,14	25

**a- Armatures de répartition**

$$Ar \geq \frac{A_s \times B}{4} = \frac{4,52 \times 1,5}{4} = 1,70 \text{ cm}^2$$

**Choix 4T10**  $\longrightarrow$   $AS = 3,14 \text{ cm}^2$

**VI.5.7. Calcul le Ferrailage de la nervure**

**Tableau.VI.17** calculs des charger sens X

<b>Files</b>	<b>NELU (kN)</b>	<b>Qu (kN/m)</b>
<b>A</b>	3460,09	56,31
<b>B</b>	12276,35	199,00
<b>C</b>	13675,44	205,68
<b>D</b>	15819,80	237,04
<b>E</b>	12142,38	181,50
<b>F</b>	1342,95	50,83
<b>G</b>	1869,32	102,65
<b>H</b>	692,31	38,81
<b>I</b>	806,09	24,55

**Tableau.VI.18** calculs des charger sens Y

Files	NELU (kN)	Qu (kN/m)
1	374,05	34,32
2	237,93	9,98
3	2088,37	82,03
4	3993,01	148,38
5	6106,13	214,02
6	6012,78	201,77
7	6978,16	223,09
8	7812,31	294,80
9	6901,85	289,51
10	5771,71	246,65
11	5737,39	228,13
12	4287,51	158,97
13	2463,93	85,17
14	798,90	25,67

Comme les charges revenantes sont presque égales alors on prend la poutre la plus sollicité :

- **Ferrailage longitudinal**

$$Q_u = 294.80 \text{ kN/m}$$

$$M_0 = q l^2 / 8$$

$$\text{En travée } M_t = 0,85 M_0$$

$$\text{Sur appui } M_a = 0,5 M_0$$

**Pour la grande travée ( $L = 5m$ , nervure  $70 \times 150$ )**

$$M_0 = 921.26 \text{ kN.m} ; M_t = 783.07 \text{ kN.m} ; M_a = 460.63 \text{ kN.m} ; b = 70 \text{ cm} ; d = 135 \text{ cm}$$

**a- Travée**

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{783.07 \times 10^6}{700 \times 1350^2 \times 17} = 0,04$$

$$\mu_u = 0,04 < m_R = 0,391$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,06$$

$$Z = d(1 - 0,4'a) = 118,73 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \cdot \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{783.07 \times 10^3}{132,77 \times 435} = 15,16 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0,23bd \cdot (f_{t28}/f_e) = 10,43 \text{ cm}^2$$

Donc on prend **12T16**  $\longrightarrow$  **24,13cm**

### b- Appui

$$\mu_u = \frac{460.63 \times 10^6}{700 \times 1350^2 \times 17} = 0,03$$

$$\mu_u = 0,03 < m_R = 0,391$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,03$$

$$Z = d(1 - 0,4'a) = 119,89 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \cdot \sigma_s}$$

$$A_s = 460.63 \times 10^3 / 115,22 \times 435 = 8,83 \text{ cm}^2$$

Donc on prend **6T16**  $\longrightarrow$  **A = 12,06 cm<sup>2</sup>**

### ❖ Condition de non-fragilité

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 10,43 \text{ cm}^2 \leq 10,39 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

**Tableau.VI.19** Dimensionnement des armatures.

As cal(cm2)	Choix	As adp (cm2)
15,16	10T16	24,13
10,43	8T16	16,08

- **Vérification des contraintes à l'ELS**

**Tableau.VI.20** Vérification des contraintes à l'ELS

	Mser	As(cm2)	$\sigma_{bc}$	s bc adm	$\sigma_s$	s adm	Vérification
<b>Travée</b>	572,28	24,13	3,14	18,00	171,20	200,00	<b>OK</b>
<b>Appuis</b>	336,64	16,08	2,53	18,00	167,60	200,00	<b>Ok</b>

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que :  $t_u \leq t_{u,adm} = \text{Min}(0,1f_{ctd}; 4MPa) = 3MPa$

Avec :

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

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{294,8 \times 6,4}{2}$$

$$T_u = 943,37 \text{KN}$$

$$\tau_u = 1,11 \text{ Mpa} < 3 \text{Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- **Ferrailage transversale**

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj}K}{0,8f_e} \quad K=1 \text{ pas de reprise de bétonnage}$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40 \text{cm}) = 40 \text{cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{MPa}\right) = 0,4 \text{MPa}$$

• RPA99 version 2003

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{4}; 12\varphi \right) = 30\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 70\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\varphi \leq \text{Min} \left( \frac{h}{35}; \varphi; \frac{b}{10} \right) = 2,5\text{cm}$$

Fe=500 MPa ;  $\tau_u=1,11\text{Mpa}$  ;  $f_{t28}=2,4\text{Mpa}$  ;  $b=70\text{cm}$  ;

$d=135\text{cm}$

On trouve :

$S_t = 15\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$

$S_t = 25\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$

$A_t \geq 4,50 \text{ cm}^2$

On prend :  $4T12=4,52 \text{ cm}^2$

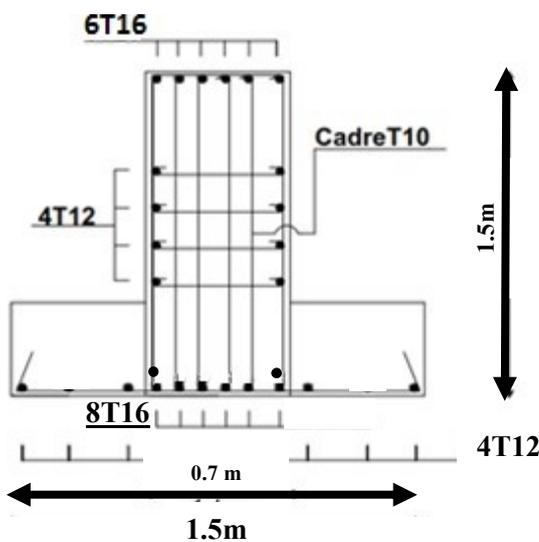


figure.VI.7 : Ferrailage en appuis

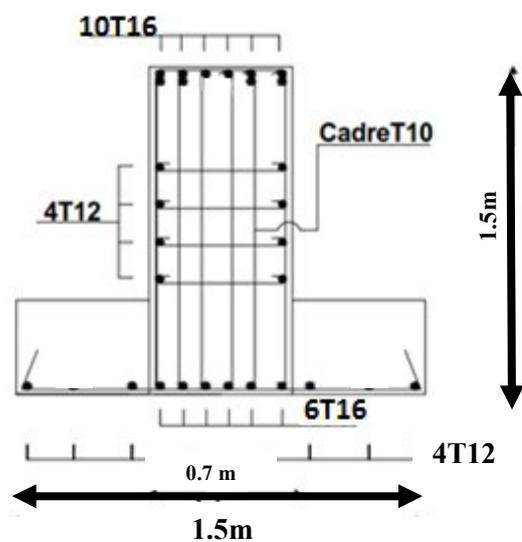


figure.VI.8 : Ferrailage en travée

## VI.6. Etude du voile périphérique :

### VI.6.1. Introduction :

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous-sol et les fondations.

### VI.6.2. Pré dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du RPA99 version 2003, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

Epaisseur  $e \geq 15\text{cm}$

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de  $0,1\%B$  dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- La longueur de recouvrement est de  $50\varnothing$  avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec :  $B=20\text{ cm}$  (Section du voile).

### VI.6.3. 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.

$$L_x = 6,3 - 0,7 = 5,6\text{ m} ; L_y = 3,74 - 0,5 = 3,24\text{m} ; e = 20\text{cm}$$

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

**BAEL91 modifié 99**, la charge de poussées des terres est donnée par :

$$Q = A \cdot \gamma_d \cdot h$$

**Avec :**

$Q$  = Contrainte à la base sur une bande de 1m.

$A$  = Coefficient de poussée =  $t g^2 \cdot \left[ \left( \frac{\pi}{4} \right) - \left( \frac{\varphi}{2} \right) \right]$

$\gamma_h$  = Poids spécifique des terres ( $\gamma_h = 20,5\text{kN/m}^3$ ).

$\varphi$  : Angle de frottement interne du remblai =  $27,8^\circ$ .

$$A = 0,542$$

Donc :

$$Q = 41,65 \text{ KN/ml} \Rightarrow Q_u = 56.22 \text{ KN/ml}$$

#### VI.6.4. Effort dans la Dalle :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,56 > 0,4 \text{ La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0,088 ; \mu_y = 0,25$$

$$M_x = \mu_x \cdot P_u \cdot L^2_x = 53.55 \text{ Kn.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 13.39 \text{ Kn.m}$$

- Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,75M_x = 40.16 \text{ KNm}$$

$$M_{ty} = 0,75M_y = 10.04 \text{ KNm}$$

- Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 26.78 \text{ kNm}$$

#### ➤ Calcul du Ferrailage :

$$b=100\text{cm} ; h=20\text{cm} ; d=18\text{cm} ; \sigma_{bc}=17\text{MPa}$$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.21 : Ferrailage du Voile Périphérique**

	Sens	$M_u(\text{KNm})$	$\mu$	$A_s'(cm^2)$	$\alpha$	Z(cm)	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$	Esp (cm)
Travée	x-x	40,16	0,12	0	0,17	12,6	7,35	7T12	7,92	15
	y-y	10,04	0,03	0	0,00 4	17,39	1,73	6T10	4,71	15
Appuis	x-x	26,78	0,086	0	0,11	12,8	4,7	5T12	5,65	15
	y-y									

**a. Condition de Non-Fragilité :**

$A_{s\ min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot (f_{tj}/f_e) = 2,2\text{cm}^2 \dots$  Vérifier

**b. Condition exigée par le RPA99/version 2003 :**

Le RPA99 préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et sera disposé en deux nappes.

$A_{s\ min} = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2\ \text{cm}^2 \dots$  Vérifier

**c. Vérification de l'Effort Tranchant :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \tau_{u'} = 0,05 f_{c28} = 1,5\ \text{MPa}$$

$$T_x = \frac{P_u \cdot L_x \cdot L_y}{2L_x + L_y} = 86,65\ \text{KN}$$

$$T_y = \frac{P_u \cdot L_x}{3} = 61,65\ \text{KN}$$

$$T_u^{Max} = \max(T_x; T_y) = 86,65\ \text{KN}$$

$$\tau_u = 0,64 < 1,5 \Rightarrow \text{Vérifier}$$

**d. Vérification à l'ELS :**

- **Evaluation des sollicitations à l'ELS :**

$$Q_{ser} = 41.65\ \text{KN/ml}$$

$$\mu_x = 0,0923$$

$$\mu_y = 0,4254$$

$$M_x = \mu_x \cdot Q_s \cdot L^2_x = 41.61\ \text{Kn.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 17.7\ \text{Kn.m}$$

- **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0,75 \cdot M_x = 31,21\ \text{kNm}$$

$$M_{ty} = 0,75 \cdot M_y = 13,27\ \text{kNm}$$

- **Moment sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 \cdot M_x = 20,8\ \text{kN}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

Il faut vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18\ \text{MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

**Tableau VI.22 : Vérification des contraintes à l'ELS**

	Sens	$M_{ser}$ (KNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	31,21	7,92	10,1	18	350,5	250	Non
	y-y	13,27	4,65	5,4	18	229,1	250	Oui
Appuis	x-x	20,81	5,65	7,31	18	301,2	250	Non
	y-y							

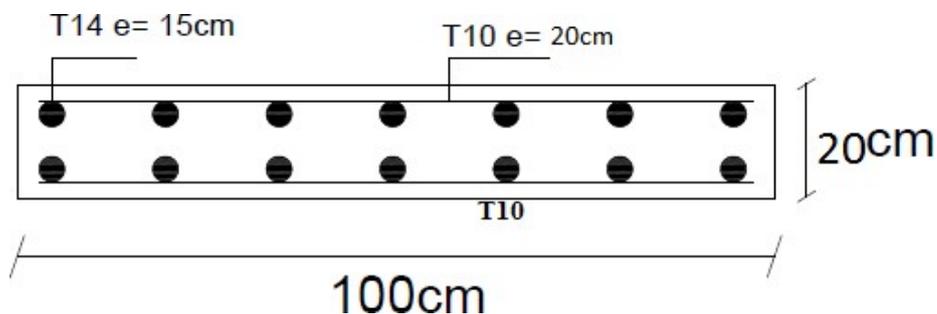
La contrainte d'acier n'est pas vérifiée donc on augmente la section d'acier :

**Tableau VI.23 : augmentation de choix de section**

	Sens	Choix	$A_s^{adp}$ (Cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (Cm)
Travée	x-x	7T14	10,78	15
	y-y	6T10	4,71	15
Appuis	x-x	7T12	7,92	15
	y-y			

**Tableau VI.24 : Vérification des contraintes à l'ELS**

	Sens	$M_{ser}$ (KNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	31,21	10,78	8,83	18	242,7	250	Oui
	y-y	13,27	4,71	5,4	18	229,1	250	Oui
Appuis	x-x	20,81	7,92	6,53	18	217,5	250	Oui
	y-y							



**Figures VI.9 : schéma de ferrailage voile périphérique sens x**

---

# *CONCLUSION*

---

## Conclusion Générale

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que de les approfondir davantage concernant le domaine du Bâtiment tout en respectant la réglementation en vigueur. L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

Les points importants tirés de cette étude sont :

- ❖ Nous avons approfondi nos connaissances en matière d'application des règlements et de certaines méthodes tel que : BEAL91, RPA99 (version 2003), DTR CBA.93.
- ❖ Le pré dimensionnement est une étape nécessaire, du fait qu'il nous permet d'avoir les dimensions des éléments structuraux, pour débiter notre étude.
- ❖ Ce projet nous a permis d'acquérir des connaissances nouvelles sur la pratique des logiciels comme ROBOT, SOCOTEC.
- ❖ L'analyse dynamique représente une étape déterminante et primordiale dans la conception parasismique des structures, en effet, elle permet de donner une vision proche de la réalité de son comportement.
- ❖ Pour le contreventement et la disposition des voiles, on a constaté que leur bonne disposition est plus importante que le nombre de voile à placer dans une structure.
- ❖ Ce travail nous a permis d'améliorer et d'enrichir nos connaissances acquises, de faire une étude complète d'une structure complexe et toucher ainsi aux
  
- ❖ Différents calculs qu'un ingénieur en génie civil est appelé à faire.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité réalisée sans surcoût important.

## **RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES :**

- [1] [C.B.A.93] MINESTER DE L'HABITAT, Règles de conception et de calcul des Structures en béton armé, 1993.
- [2] [BAEL, 91] Jean-Pierre Mouglin, Béton Armé aux Etats Limites 91 modifié 99, deuxième. Édition Eyrolles 2000.
- [3] [D.T.R. B.C. 2.2] MINISTERE DE L'URBANISME ET DE LA CONSTRUCTION, Charges permanentes et charges d'exploitation.
- [4] [R.P.A.99/VERSION2003] MINISTER DE L'HABITATION ET DE L'URBANISME, Règles Parasismique Algérienne, version 2003.
- [5] [PRATIQUE DU BAEL 91] Jean Percha, Jean Roux, Cours avec exercices corrigés, Quatrième Édition.
- [6] Mémoire de **Mohammed el Hadi BOUCHAOUR, Sid Ahmed MEHADJI Ayoub.** « ÉTUDE TECHNIQUE ET MANAGERIALE D'UN BATIMENT :2 SOUS SOL + RDC +15 EN BETON ARME. » Université Aboubakr Belkaïd, Tlemcen.
- [7] Mémoire de **CHEBOUTI Abdelhakim, AMIEUR Khadidja.** « ÉTUDE D'UN BATIMENT R+9 EN BETON ARME CONTREVENTE PAR PORTIQUE ET VOILES. » Université Saad Dahleb Blida.

### **Logiciels utilisés :**

- ROBOT V22
- REVIT 2022
- AUTOCAD 2022
  - SOCOTEC
  - WORD 2019
  - EXCEL 2019

# ANNEXES

## ORGANIGRAMME -A- SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

**Cas générale**

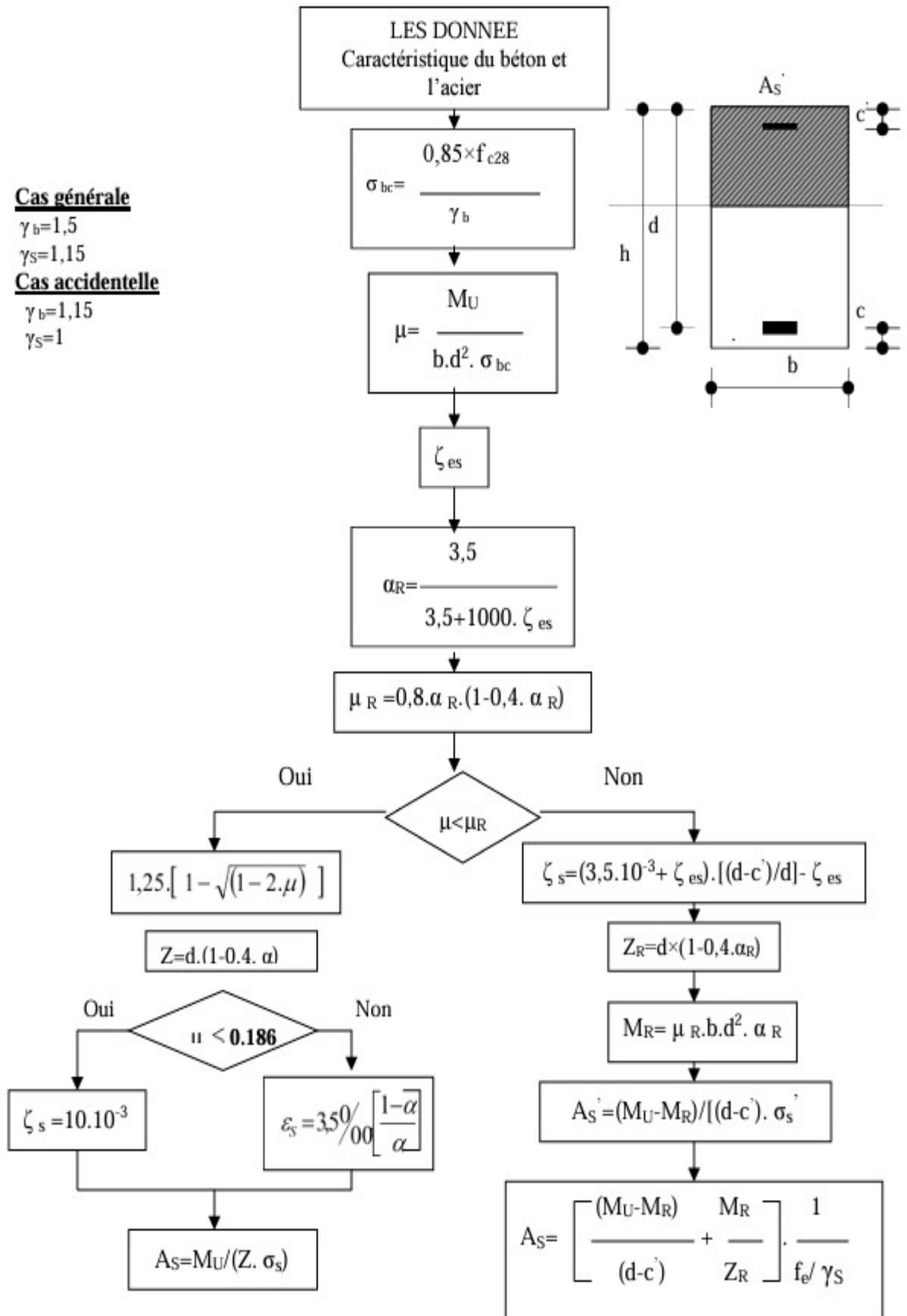
$$\gamma_b = 1,5$$

$$\gamma_s = 1,15$$

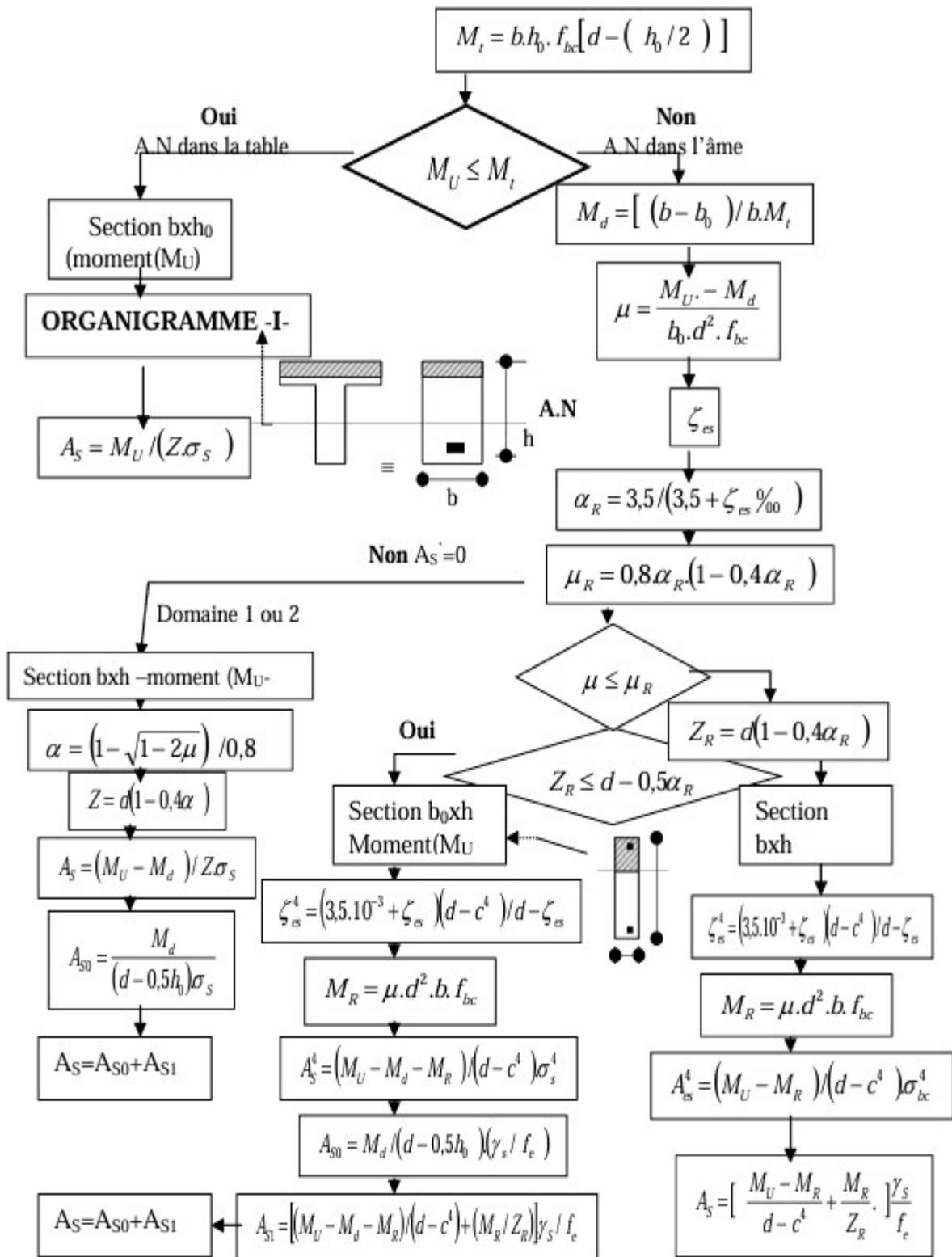
**Cas accidentelle**

$$\gamma_b = 1,15$$

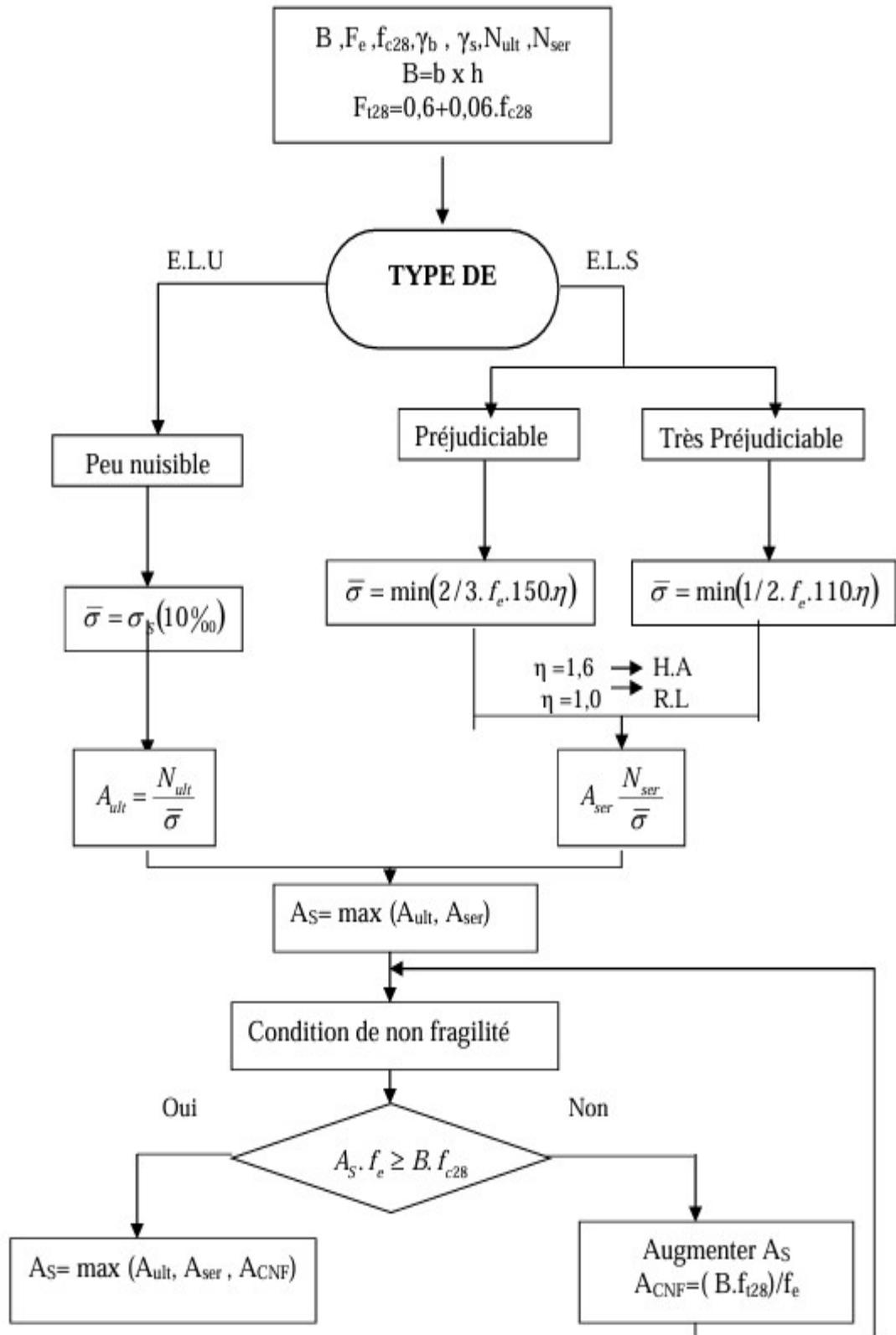
$$\gamma_s = 1$$



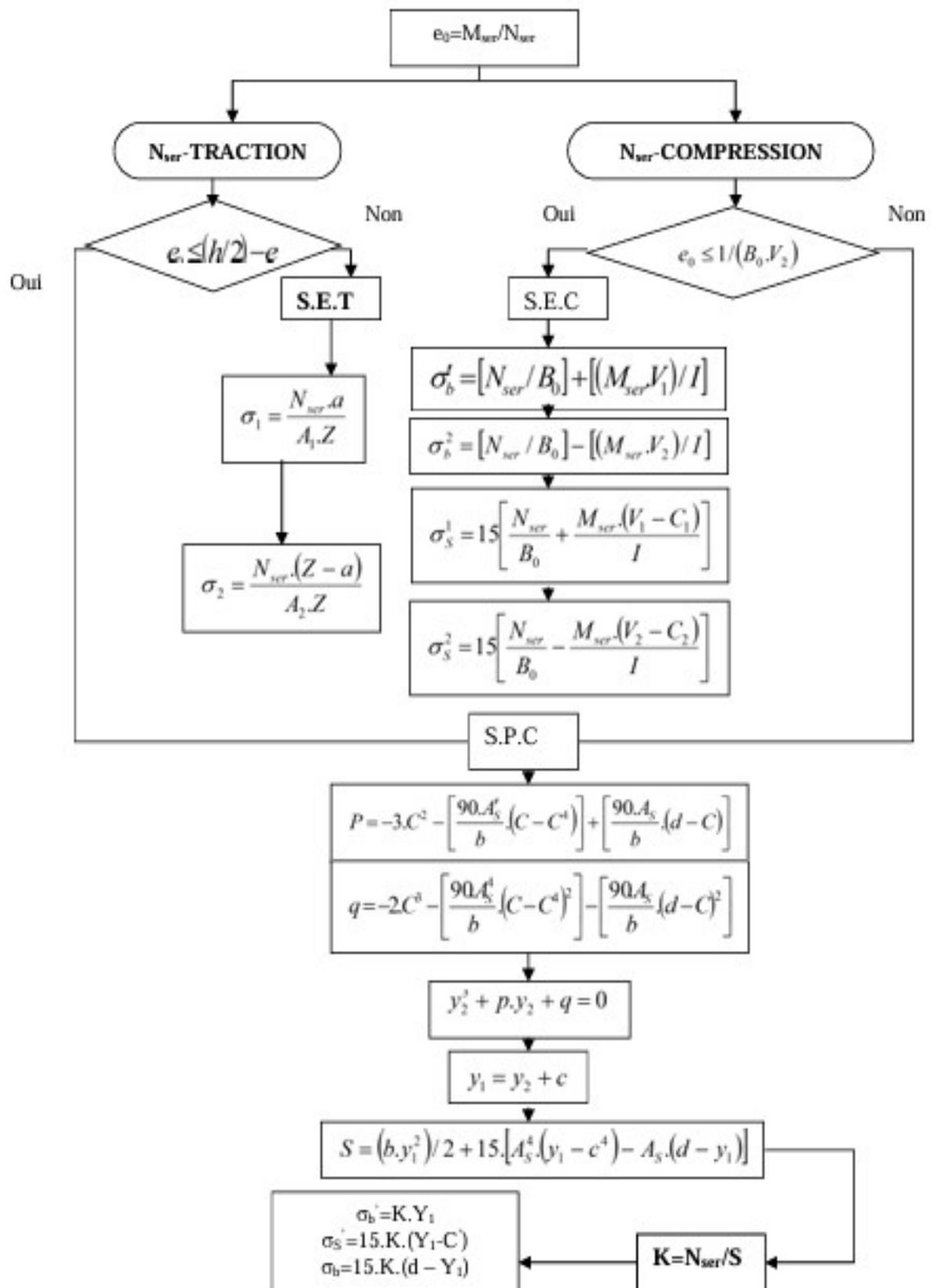
**ORGANIGRAMME -B-**  
**CALCUL D'UNE SECTION EN -TE- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE**



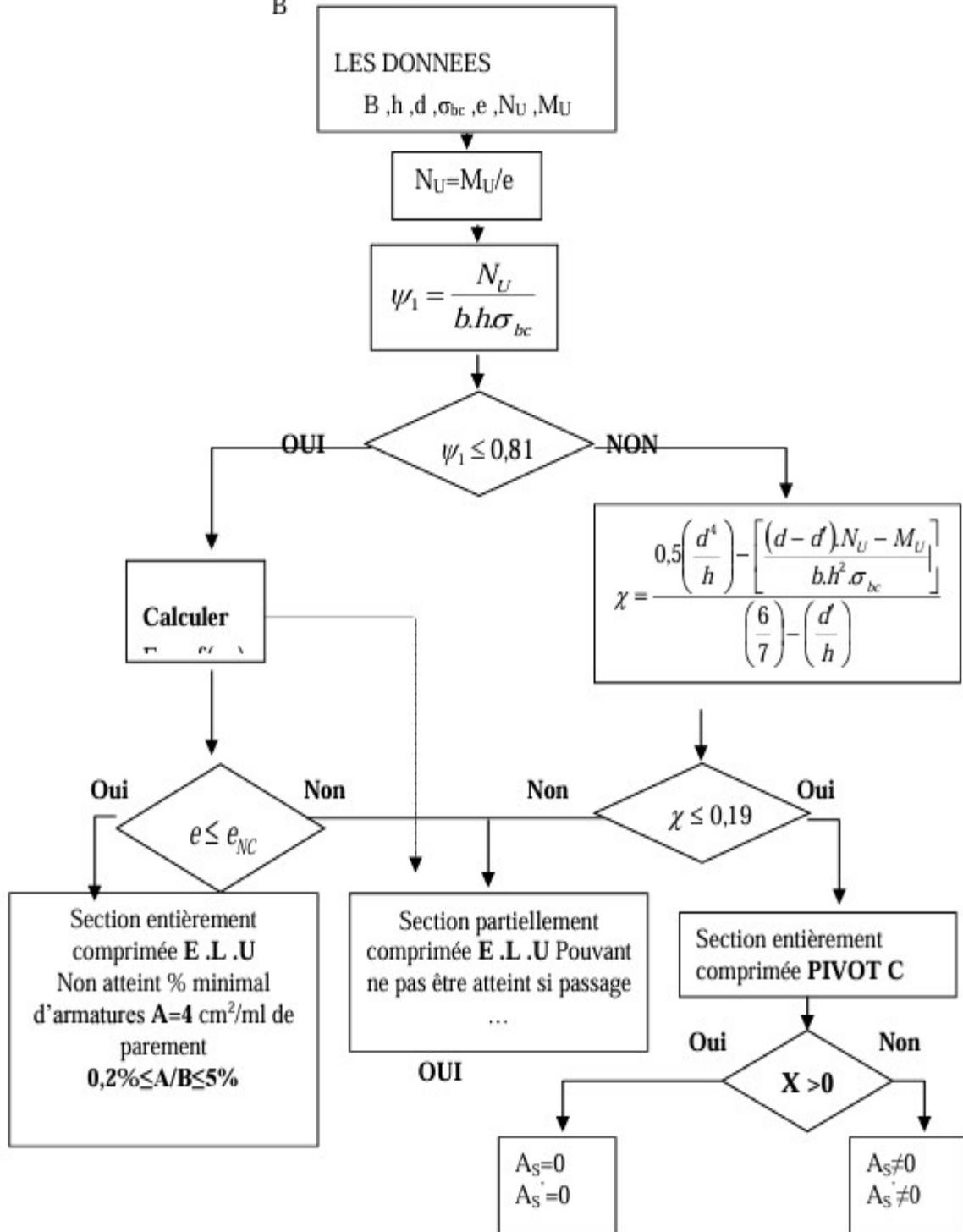
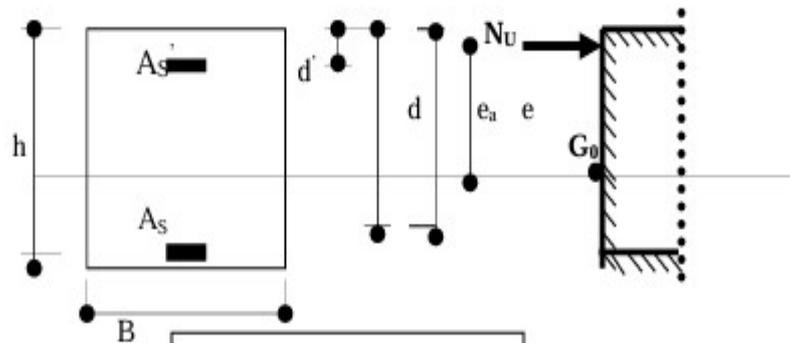
**ORGANIGRAMME -C-  
TRACTION SIMPLE**



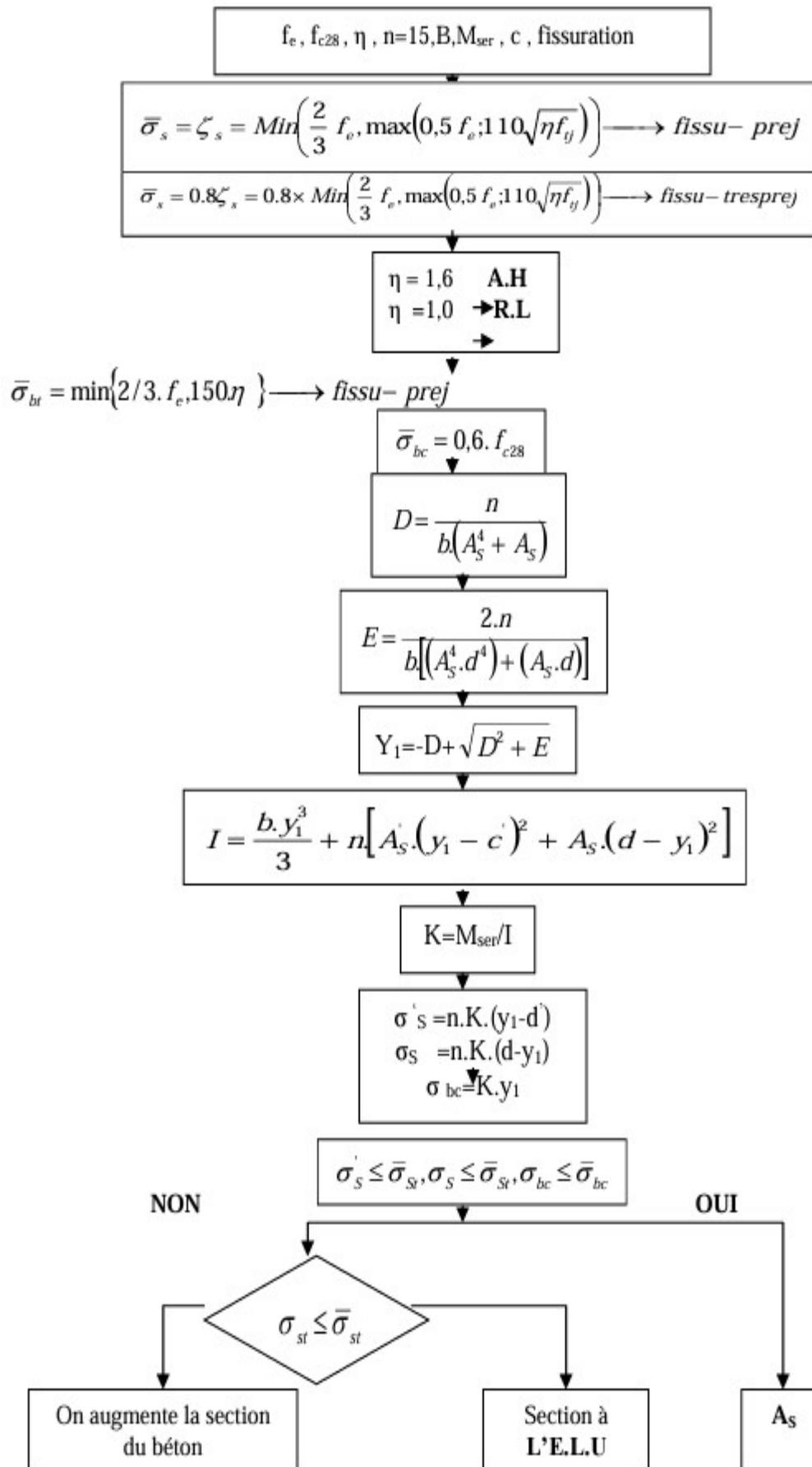
**ORGANIGRAMME-D.**  
**FLEXION COMPOSEE A E.L.S**



**ORGANIGRAMME -E-**  
**CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE**  
**A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE**



**ORGANIGRAMME -F-**  
**VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A -L'E.L.U-**



**ORGANIGRAMME -G-  
CALCUL DES ARMATURES D' UNE POUTRE SOUMISE  
A L'EFFORT TRANCHANT**

