

UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

MEMOIRE DE MASTER EN GÉNIE CIVIL

Spécialité : Structure

**ETUDE D'UNE TOUR MULTIFONCTIONNELLE
(R+12+SS) CONTRVENTEE PAR PORTIQUES ET
VOILES EN BETON ARME**

Soutenu par

ALIM YASSINE

CHEBBOUB ANIS

Devant le jury composé de :

W.HALLOUCHE

USDB de Blida

Présidente

M.BERREDIAF

USDB de Blida

Examinatrice

A.DEBBIH

MAA

USDB de Blida

Promotrice

Blida, septembre 2020



UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

MEMOIRE DE MASTER EN GÉNIE CIVIL

Spécialité : Structure

**ETUDE D'UNE TOUR MULTIFONCTIONNELLE
(R+12+SS) CONTRVENTEE PAR PORTIQUES ET
VOILES EN BETON ARME**

Soutenu par

ALIM YASSINE

CHEBBOUB ANIS

Devant le jury composé de :

W.HALLOUCHE

USDB de Blida

Présidente

M.BERREDIAF

USDB de Blida

Examinatrice

A.DEBBIH

MAA

USDB de Blida

Promotrice

Blida, septembre 2020



المخلص

ان الهدف من هذا العمل هو دراسة منشأة عمارة متعددة الاستعمال غير منتظمة الشكل من الخرسانة المسلحة ذات طابق ارضي + اثنا عشر طابق + طابق سفلي تمت بنائها في ولاية الجزائر المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم III حسب قواعد الجزائرية (RPA99 version 2003) المضادة للزلازل.

مقاومة البناية محققة بواسطة نظام تدعيم مختلط (أعمدة وعارضات + جدران) . تم إجراء التصميم وفقاً لمعايير البناء المطبقة في الجزائر (RPA 99 /version2003, CBA93, BAEL91). تم إجراء التحليل الديناميكي باستخدام برنامج ETABS17 و SAP2000 . تم تنفيذ تقوية العناصر الحاملة (الأعمدة والعوارض) بواسطة برنامج التعزيز. تم تنفيذ تقوية العناصر الحاملة (الأعمدة والعوارض) بواسطة برنامج التعزيز SOCOTEC, بينما تم تقوية الجدران يدوياً.

اخيرا دراسة البنية التحتية للمنشأة التي تتمثل في الاساسات التي تستريح على لبشة (ارضية الاساس) وذلك لقيمة الحمولات المعتبرة المحولة للتربة.

كلمات مفتاحية

الخرسانة المسلحة, تدعيم مختلط, الدراسة الديناميكية, معايير البناء, SOCOTEC, SAP2000, ETABS17, لبشة (ارضية الاساس).

ABSTRACT

In order to meet the ever-increasing demand for civil and industrial construction, which has arisen from economic and social needs over the last few decades, the construction of larger structures has emerged as an alternative. Unfortunately, the latter can be exposed to different types of risks, which can be classified into three categories:

- ✓ Natural risks, such as floods, earthquakes, ground movements, avalanches, etc...
- ✓ Technological risks, of human origin, such as industrial, nuclear, biological risks, dam breaks, etc...
- ✓ Risks related to everyday life such as fire, swimming pool or elevator safety ...

Therefore, it becomes necessary to ensure the resistance and stability of these constructions. Depending on the nature, characteristics of the materials used, the site and other factors, the response to this requirement implies taking into account certain standards and earthquake-resistant rules.

The engineer is therefore called upon to design structures with sufficient rigidity and strength to save human lives and limit material damage due to damage to the structure.

The elaboration of this end-of-study project allowed us to highlight our knowledge acquired during the master training cycle, to deepen it by using technical documents and by applying different regulations and calculation methods, as well as by using different recent calculation software's. this work is the study of the structure of a multi-use building of irregular shape in plan and regular in elevation in reinforced concrete consisting of a ground floor + 12 floors + a basement. This project is located in the wilaya of Algiers, which is classified in zone III according to the Algerian earthquake regulations (**RPA 99 version 2003**). Important points from this study are:

- Pre-dimensioning is a preliminary step that aims at selecting sections for structural elements in order to model them. A well thought-out pre-dimensioning will greatly facilitate the dynamic study of the structure.
- Earthquake, one of the effects to be considered in the design of structures, remains the most dangerous, so the modeling of structures requires a good mastery of the finite element method and the software that uses it (**SAP2000 and ETABS17**).
- The study of the dynamic behavior of a structure with an irregular plan shape has allowed us to better visualize the presence of diagonal modes along the main axes of the structure.
- The optimal arrangement of the bracing sails will ensure the ideal behavior of the structure and avoid oversizing or overbracing of the resistant elements.
- The reinforcement of beams and columns calculated by the **SOCOTEC** application while verifying the criteria imposed by **RPA99ver2003 and BAEL99**.
- The calculation of the bracing sails was done by the French constraints method while respecting the requirements of **RPA99 ver2003 and BAEL99**.
- The choice of the type of foundation depends on the nature of the soil and the volume of the loads preventing the structure. In our case, since the soil stress is (2.5 bars), a ribbed invert was necessary to stabilize the structure.
- The use of software and calculation programs (**SAP2000, ETABS17, SOCOTEC, EXCEL...**) allows reducing the errors of manual calculation and the time of the study.

Keywords

Reinforced concrete, mixed bracing, dynamic analysis, construction rules, **ETABS17, SAP2000, SOCOTEC, General Raider**.

RESUME

Le but de ce travail est l'étude de la structure d'un bâtiment multi usage de forme irrégulière en plan et régulier en élévation en béton armé constitué d'un rez de chaussé+12étages+ un sous-sol. Ce projet se situe à la wilaya d'Alger qui est classé en zone III selon le règlement parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**).

La résistance du bâtiment est assurée par un système de contreventement mixte (portiques + voiles). La conception a été faite conformément aux règlements de construction appliqués en Algérie (**RPA99/version2003, CBA93, BAEL91**). L'analyse dynamique a été effectuée à l'aide du logiciel **ETABS17** et **SAP2000**. Le ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres) a été mené par le logiciel de ferrailage **SOCOTEC**, alors que celui des voiles a été réalisé manuellement.

Finalement, l'étude de l'infrastructure qui est de type radier général à cause de l'importance des charges transmis au sol d'assise.

Mots clés

Béton armé, contreventement mixte, analyse dynamique, règles de construction, **ETABS17**, **SAP2000**, **SOCOTEC**, Radier général.

DEDICACE

Du profond de mon cœur, je dédie ce modeste travail à tous ceux qui me sont chers,

A ma très chère mère

Quoi que je fasse ou que je dise, je ne saurai point te remercier comme il se doit. Ton affection me couvre, ta bienveillance me guide et ta présence à mes côtés a toujours été ma source de force pour affronter les différents obstacles.

A mon très cher père

Qui m'a soutenu durant toutes mes années d'études et qui m'a appris à compter sur moi-même, qu'il me soit permis aujourd'hui de t'assurer mon profond amour et ma grande reconnaissance.

A toute ma famille

A mes chères deux sœurs Nawel et Hayette, à Sidahmed, Sofiane et Farid qui m'ont encouragé et soutenu durant mes études. Qu'ils puissent trouver dans ce modeste mémoire l'expression de mon attachement et de ma profonde reconnaissance.

A mes très chers amis

A mon ami et mon collègue Anis Chebboub et sa famille respective, à tous mes amis et en particulier mes meilleurs amis Abdesalem, Ismail, Abdeljalil, Amine, Fethi et Tarek qui sont toujours présents à mes côtés.

«Yassine»

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail à mes très chers parents qui m'ont encouragé et soutenus tout le long de mes études. Que dieu les protège.

A mes chères sœurs et frère.

A mes professeurs durant tout mon cycle d'étude, particulièrement **Mme DEBBIH** pour l'aide et le temps qu'elle nous a bien voulu consacré.

A mon ami **ALIM YASSINE** et sa famille.

A Mes chers amis Youcef Alem, Okba Abdou, Aziz Badji, Smail Salem, Imen Brahimi et tous ceux qui ont contribué à l'élaboration de ce travail.

A tous les étudiants du Département de Génie Civil.

« Anis Chebboub »

REMERCIEMENTS

Nous remercions Dieu tout puissant de nous avoir donné le privilège et la chance d'étudier et de suivre le chemin de Master en Génie Civil et de nous avoir donné la force et la santé pour bien réaliser ce modeste travail malgré toutes les difficultés qu'on a vécues.

Nous tenons à remercier également nos parents respectifs pour tous les sacrifices qu'ils ont consacrés tout le long de notre cursus universitaire.

Aussi, nous adressons et en particulier, nos vifs remerciements les plus chaleureux à notre promotrice Madame **DEBBIH Amina** votre présence et votre disponibilité permanente, pour vos conseils et votre soutien, et pour nous avoir fourni vos idées nécessaires à l'expérimentation, ayant permis la réalisation sans difficulté du présent travail. On a l'honneur de nous exprimer nos très profondes reconnaissances et nos sentiments les plus sincères.

Nous remercions les membres de jury, le président (e) de nous avoir fait l'honneur d'accepter de présider le jury de ce mémoire et nous remercions également l'examineur (e) pour avoir accepté d'examiner ce modeste travail.

Nous remercions tous les enseignants de l'université **SAAD DAHLEB BLIDA** et particulièrement à ceux du département de Génie Civil.

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1 : Les limites élastiques	26
Tableau 2.1 : Dégression des surcharges pour poteau central	43
Tableau 2.2 : Choix des sections des poteaux centraux	44
Tableau 2.3 : Vérification de critère de résistance des poteaux centraux	45
Tableau 2.4 : Choix des poteaux centraux avec vérification de l'effort normal réduit	45
Tableau 2.5 : Vérification d'effort normal réduit avec augmentation des dimensions des poteaux	46
Tableau 2.6 : Coffrages des poteaux par étage	47
Tableau 3.1 : Résultats des moments et l'effort tranchant du balcon type I	56
Tableau 3.2 : Ferrailage dans le sens x du balcon type I	56
Tableau 3.3 : Ferrailage dans le sens y du balcon type I	56
Tableau 3.4 : Vérification des contraintes sens x type I	58
Tableau 3.5 : Vérification des contraintes sens y type I	58
Tableau 3.6 : Les combinaisons des charges	60
Tableau 3.7 : Moment et effort de tranchant	60
Tableau 3.8 : Ferrailage du balcon type II	60
Tableau 3.9 : Vérification des contraintes type II	62
Tableau 3.10 : Les combinaisons des charges	63
Tableau 3.11 : Moment et effort de tranchant	64
Tableau 3.12 : Ferrailage du balcon type III	64
Tableau 3.13 : Vérification des contraintes type III	65
Tableau 3.14 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles	68
Tableau 3.15 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée	72
Tableau 3.16 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis	72
Tableau 3.17 : Vérification de la contrainte de béton	74
Tableau 3.18 : Calcul de la flèche	76
Tableau.3.19 : Résultats des moments M11 et M22 pour les dalles pleines	80
Tableau 3.20 : Ferrailage dans le sens x de la dalle pleine	80
Tableau 3.21 : Ferrailage dans le sens y de la dalle pleine	80
Tableau 3.22 : Vérification des contraintes de la dalle pleine	82
Tableau 3.23 : Les déplacements (la flèche)	82
Tableau 3.24 : Ferrailage de la dalle pleine	84
Tableau 3.25 : Vérification des contraintes de la dalle pleine	86
Tableau 3.26 : Les charges de palier	89

Tableau 3.27 : Les charges de Paillasse	89
Tableau 3.28 : Calcul des sollicitations	89
Tableau 3.29 : Charge à l'ELU et l'ELS	90
Tableau 3.30 : Ferrailage de l'escalier	91
Tableau 3.31 : Vérification à l'E.L.S	94
Tableau 3.32 : Vérification de la flèche de l'escalier	95
Tableau 3.33 : Récapitulatif de la vérification des flèches	95
Tableau 3.34 : Les charges de Paillasse	96
Tableau 3.35 : Ferrailage de l'escalier	97
Tableau 4.1 : Facteur de qualité	104
Tableau 4.2 : Participation massique du modèle initial	106
Tableau 4.3 : Participation massique du 2ème modèle	108
Tableau 4.4 : Participation massique du 3ème modèle	110
Tableau 4.5 : Vérification des déplacements inter étages du 3ème modèle	112
Tableau 4.6 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux	113
Tableau 4.7 : Participation massique du modèle final	114
Tableau 4.8 : Vérification des déplacements inter étages du modèle final	116
Tableau 4.9 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux	117
Tableau 4.10 : Vérification des portiques sous l'effort tranchant d'étage	118
Tableau 4.11 : Vérification l'effet P- Δ inter étages du modèle final	119
Tableau 5.1 : Caractéristiques du béton et de l'acier	120
Tableau 5.2 : Ferrailages des poteaux carrées situation durable (N^{\max} , M^{corr})	122
Tableau 5.3 : Ferrailages des poteaux carrées situation durable (M^{\max} , N^{corr})	122
Tableau 5.4 : Ferrailages des poteaux carrées situation durable (N^{\min} , M^{corr})	123
Tableau 5.5 : Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr})	123
Tableau 5.6 : Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr})	124
Tableau 5.7 : Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (N^{\min} , M^{corr})	124
Tableau 5.8 : Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr})	125
Tableau 5.9 : Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr})	125
Tableau 5.10 : Ferrailages des poteaux carrées situation durable (N^{\min} , M^{corr})	126
Tableau 5.11 : Choix des armatures des poteaux carrées	126
Tableau 5.12 : Vérifications des contraintes pour les poteaux carrées (N^{\max} , M^{corr})	127
Tableau 5.13 : Vérification des contraintes pour les poteaux carrées (M^{\max} , N^{corr})	128
Tableau 5.14 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux carrés	130
Tableau 5.15 : Espacement maximales selon RPA99 des poteaux carrés	131
Tableau 5.16 : Choix des armatures transversales pour les poteaux carrées	132
Tableau 5.17 : Ferrailage des Poteaux du Sous-Sol	135

Tableau 5.18 : Ferrailage des poutres porteuses 30×50 (situation durable)	137
Tableau 5.19 : Ferrailage des poutres porteuses 30×50 (situation accidentelle)	137
Tableau 5.20 : Ferrailage des poutres porteuses 30×50 (situation accidentelle)	138
Tableau 5.21 : Ferrailage des poutres porteuses 30×40 (situation durable)	138
Tableau 5.22 : Ferrailage des poutres non porteuses 30×40 (situation accidentelle)	139
Tableau 5.23 : Ferrailage des poutres non porteuses 30×40 (situation accidentelle)	139
Tableau 5.24 : Ferrailage des poutres de chainages 25×35 (situation durable)	140
Tableau 5.25 : Ferrailage des poutres de chainage 25×35 (situation accidentelle)	140
Tableau 5.26 : Ferrailage des poutres de chainage 25×35 (situation accidentelle)	141
Tableau 5.27 : Choix des armatures pour les poutres porteuses 30×50	141
Tableau 5.28 : Choix des armatures pour les poutres porteuses 30×40	142
Tableau 5.29 : Choix des armatures pour les poutres de chainage 25×35	142
Tableau 5.30 : Vérification de la condition de non fragilité	143
Tableau 5.31 : Vérification des poutres porteuses 30×50 à l'ELS	143
Tableau 5.32 : Vérification des poutres porteuses 30×40 à l'ELS	144
Tableau 5.33 : Vérification des poutres de chainages 25×35 à l'ELS	144
Tableau 5.34 : Vérification thermique des poutres de rive à l'ELS	145
Tableau 5.35 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens porteur 30×50	146
Tableau 5.36 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens non porteur 30×40	146
Tableau 5.37 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres chainages 25×35	146
Tableau 5.38 : Calcul des armatures transversales	147
Tableau 5.39 : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche	149
Tableau 5.40 : Valeurs de (lf/l)	154
Tableau 5.41 : Calcul de $\sigma_{u\ lim}$	155
Tableau 5.42 : Aciers verticaux et horizontaux	156
Tableau 5.43 : Aciers transversaux	156
Tableau 5.44 : Aciers supplémentaires	158
Tableau 5.45 : Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple (V1)	160
Tableau 5.46 : Calcul des armatures verticales de l'exemple (V1)	160
Tableau 5.47 : Calcul des armatures du voile (V1)	162
Tableau 5.48 : Calcul des armatures du voile (V2)	163
Tableau 5.49 : Calcul des armatures du voile (V3)	164
Tableau 5.50 : Calcul des armatures du voile (V4)	165
Tableau 5.51 : Calcul des armatures du voile (V5)	165
Tableau 5.52 : Calcul des armatures du voile (V6)	166
Tableau 5.53 : Calcul des armatures du voile (V7)	167
Tableau 5.54 : Calcul des aciers de couture des voiles	168

Tableau 5.55 : Calcul des aciers horizontaux des voiles	169
Tableau 6.1 : Choix de hauteur des nervures	179
Tableau 6.2 : Contraintes sous le radier à l'ELU	183
Tableau 6.3 : Contraintes sous le radier à l'ELS	183
Tableau 6.4 : Ferrailage des panneaux du radier.	185
Tableau 6.5 : Vérification des contraintes	186
Tableau 6.6 : Vérification des contraintes (correction)	186
Tableau 6.7 : Ferrailage des nervures (sens porteur)	187
Tableau 6.8 : Ferrailage des nervures (sens non porteur)	187
Tableau 6.9 : Vérification de la condition de non fragilité	188
Tableau 6.10 : Vérification des contraintes à l'ELS	188
Tableau 6.11 : choix des armatures transversales	189
Tableau 6.12 : Ferrailage du voile périphérique	194
Tableau 6.13 : Vérifications des contraintes	195
Tableau 6.14 : Choix des Armatures	196
Tableau 6.15 : Vérifications des contraintes	196

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 : Essai Brésilien	23
Figure 1.2 : Traction par flexion	23
Figure 1.3 : Diagramme contraintes – déformations à l'ELU	25
Figure 1.4 : Diagramme contraintes – déformations du béton à l'ELS	25
Figure 1.5 : Diagramme contrainte – déformations de l'acier à l'ELU	27
Figure 1.6 : Règle des trois pivots	28
Figure 2.1 : Plancher à corps creux	30
Figure 2.2 : Dispositions des poutrelles	30
Figure 2.3 : Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux	31
Figure 2.4 : Coupe verticale du plancher terrasse à dalle pleine	32
Figure 2.5 : Coupe verticale du plancher courant à corps creux	33
Figure 2.6 : Coupe verticale du plancher courant à dalle pleine	33
Figure 2.7 : Constituants d'un mur extérieur	34
Figure 2.8 : Dimensions de l'acrotère	35
Figure 2.9 : Section réduite du (A) : poteau circulaire, (B) : poteau rectangle	40
Figure 2.10 : Schéma statique de la descente de charge	41
Figure 2.11 : Représentation de la surface reprise par le poteau central	42
Figure 2.12 : Schéma du voile	46
Figure 3.1 : Dimension de l'acrotère	48
Figure 3.2 : Sollicitations agissent sur l'acrotère	48
Figure 3.3 : Diagramme des efforts à l'ELU	49
Figure 3.4 : Ferrailage de l'acrotère	50
Figure 3.5 : Distance de l'axe neutre	51
Figure 3.6 : Ferrailage de l'acrotère	54
Figure 3.7 : Dimension du balcon avec trois appuis	54
Figure 3.8 : Schéma statique du balcon type I	55
Figure 3.9 : Schéma de ferrailage des balcons type I	58
Figure 3.10 : Schéma statistique du balcon	59
Figure 3.11 : Schéma de ferrailage des balcons type II	62
Figure 3.12 : Schéma de ferrailage des balcons type III	63
Figure 3.13 : Schéma statique des balcons de type III	63
Figure 3.14 : Schéma de ferrailage des balcons type III	66
Figure 3.15 : Corps Creux en 3D	67
Figure 3.16 : Schéma de poutrelle	67

Figure 3.17 : Schéma statique de la poutrelle à 6 travées	68
Figure 3.18 : Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à 06 travées	71
Figure 3.19 : Schéma de ferrailage des poutrelles plancher 1 ^{er}	77
Figure 3.20 : Ferrailage de la dalle de compression	78
Figure 3.21 : Disposition des dalles pleines	79
Figure 3.22 : Diagramme des moments a ELU	79
Figure 3.23 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine	83
Figure 3.24 : Les dimensions de la dalle pleine	83
Figure 3.25 : Schéma de ferrailage des dalles pleines	86
Figure 3.26 : Eléments d'un escalier	87
Figure 3.27 : Schéma statique de l'escalier	87
Figure 3.28 : Schéma de chargement de l'escalier	90
Figure 3.29 : Diagramme des moments fléchissant et l'effort tranchant de l'escalier	91
Figure 3.30 : Schéma de ferrailage de l'escalier (volée 1 et 3)	95
Figure 3.31 : Schéma statique de la 2 ^{ème} volée	96
Figure 3.32 : Schéma de chargement de l'escalier de la 2 ^{ème} volée	97
Figure 3.33 : Schéma de ferrailage de l'escalier (volée 2)	98
Figure 4.1 : Spectre de réponse	101
Figure 4.2 : Vue en plan du modèle initial	105
Figure 4.3 : Comportement de model initial vis-à-vis au séisme (3modes propres)	107
Figure 4.4 : Vue en plan du 2 ^{ème} modèle	108
Figure 4.5 : Comportement du 2 ^{ème} model vis-à-vis au séisme (3modes propres)	109
Figure 4.6 : Vue en plan du 3 ^{ème} modèle	110
Figure 4.7 : Comportement du 3 ^{ème} model vis-à-vis au séisme (3modes propres)	111
Figure 4.8 : Vue en plan du modèle final	114
Figure 4.9 : Comportement du model final vis-à-vis au séisme (3modes propres)	115
Figure 4.10 : Evaluation des effets du second ordre	118
Figure 5.1 : Zone nodale	121
Figure 5.2 : Détails de ferrailage des poteaux	135
Figure 5.3 : Arrêt des barres	148
Figure 5.4 : Détails de ferrailage des Poutres	151
Figure 5.5 : Disposition des voiles dans la structure	152
Figure 5.6 : Section rectangulaire, soumise à la flexion composée	152
Figure 5.7 : Schéma d'un voile pleine et disposition du ferrailage	153
Figure 5.8 : Définition de l'élément mur	153
Figure 5.9 : Mur encastré	154
Figure 5.10 : Les niveaux de vérification des contraintes.	155

Figure 5.11 : Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque	157
Figure 5.12 : Disposition des armatures verticales dans les voiles	159
Figure 5.13 : Détail de ferrailage voile 1	170
Figure 5.14 : Détail de ferrailage voile 2	170
Figure 5.15 : Détail de ferrailage voile 4	170
Figure 5.16 : Détail de ferrailage voile 5	171
Figure 5.17 : Détail de ferrailage voile 6	171
Figure 5.18 : Détail de ferrailage voile 7	171
Figure 5.19 : Diagramme des moments et l'effort tranchant	173
Figure 5.20 : Ferrailage des linteaux	175
Figure 6.1 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux	177
Figure 6.2 : Schéma statique du bâtiment	181
Figure 6.3 : Contraintes sous le radier	182
Figure 6.4 : Panneau de la dalle du radier	184
Figure 6.5 : Schéma de ferrailage du radier.	186
Figure 6.6 : Schéma de ferrailage des nervures (sens porteur)	190
Figure 6.7 : Schéma de ferrailage des nervures (sens non porteur)	190
Figure 6.8 : Schéma statique du débord	191
Figure 6.9 : Diagramme des Moments	191
Figure 6.10 : Evaluation des charges	192
Figure 6.11 : Poussées des terres	192
Figure 6.12 : Ferrailage du Voile Périphérique sens x-x	196
Figure 6.13 : Ferrailage du Voile Périphérique sens y-y	196

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.

φ : Angle de frottement.

C : Cohésion.

Q_{adm} : Capacité portante admissible.

Q : Charge d'exploitation.

PC : Pression de consolidation.

γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.

γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.

σ_s : Contrainte de traction de l'acier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.

τ : Contrainte tangentielle.

β : Coefficient de pondération.

σ_{sol} : Contrainte du sol.

σ_m : Contrainte moyenne.

G : Charge permanente.

ξ : 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 : Période.

S_t : Espacement.

λ : Elancement.
 F : Force concentrée.
 f : Flèche.
 \bar{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.
 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.
 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.
 δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
 Y : Position de l'axe neutre.
 A_g : Section transversale brute du voile ou trumeau.
 I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.
 δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion).
 A_{cv} : section brute du béton par mètre linéaire limité par l'épaisseur de l'âme.
 Φ : Coefficient de sécurité.
 α_c : coefficient dépendant de l'élanement du mur.

ρ_v : Pourcentage des armatures verticales dans lame du mur.
 ρ_h : Pourcentage des armatures horizontales dans lame du mur.
 ρ_n : Pourcentage nominale des armatures dans lame du mur.
 h_w : Hauteur totale du voile.
 l_w : Longueur du mur en plan.
 δ_u : déplacement du voile au sommet.
 I_g : Moment d'inertie du voile.

UNITES

Les unités utilisées en béton armé sont celle du système international (USI) (et leurs multiples) :

m ; cm ; mm : longueurs ; dimensions ; portées.

cm² : Section d'acier.

kN (MN ; N) : Charge ponctuelle.

kN/ml (MN/ml ; N/ml) : Charge linéaire uniformément réparties.

kN/m² (MN/m² ; N/m²) : Charge surfacique.

kN/m³ (MN/m³ ; N/m³) : Charge volumique.

kNm (MNm ; Nm) : Moment d'une force.

MPa (kPa ; Pa) : Contrainte, pression ; module d'élasticité ou déformation.

TABLE DES MATIERES

RESUME	2
DEDICACE	5
REMERCIEMENTS	7
LISTE DES TABLEAUX	8
LISTE DES FIGURES	12
LISTE DES SYMBOLES	15
TABLE DES MATIERES	18
INTRODUCTION GENERALE	20
CHAPITRE 1 : PRESENTATION DE L'OUVRAGE	21
1.1 Introduction	21
1.2 Présentation de l'ouvrage	21
1.3 Les propriétés des matériaux	22
1.4 Hypothèses de calcul aux états limites	27
CHAPITRE 2 : PRE DIMENSIONNEMENT	29
2.1 Introduction	29
2.2 Pré dimensionnement des planchers	29
2.3 Evaluation des charges et surcharges	31
2.4 Pré dimensionnement des poutres	36
2.5 Pré dimensionnement des poteaux	38
2.6 Pré dimensionnement des voiles	47
CHAPITRE 3 : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES	48
3.1 Acrotère	48
3.2 Etude des balcons	54
3.3 Etude des planchers	66
3.4 Etude des escaliers	86

CHAPITRE 4 : ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE	99
4.1 Introduction	99
4.2 Etude sismique	99
4.3 Choix de la méthode de calcul	100
4.4 Résultats de l'analyse sismique	105
CHAPITRE 5 : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANT	120
5.1 Introduction	120
5.2 Ferrailage des poteaux	120
5.3 Ferrailage des poutres	136
5.4 Ferrailage des voiles	151
CHAPITRE 6 : ETUDE DES FONDATIONS	176
6.1 Introduction	176
6.2 Calcul des fondations	176
6.3 Choix de type de fondation	176
6.4 Radier général	177
6.5 Voile périphérique	191
CONCLUSION GENERALE	197
REFERENCES	198
APPENDICES	199

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines, dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Quels que soient les types des bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent de nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement. Les règlements parasismiques Algériens définissent des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment.

L'action sismique subie par une structure est directement proportionnelle à l'accélération qui lui est imposée par le sol et par sa propre masse. Soumise à une action sismique, la structure effectue une série d'oscillations forcées suivant des lois complexes, puis des oscillations libres qui s'amortissent plus ou moins rapidement.

A cet effet l'ingénieur en génie civil est censé concevoir des édifices de manière à faire face à ce phénomène (construction parasismique), il doit en outre tenir compte de différents facteurs tels que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité.

Dans l'analyse et le dimensionnement des structures, l'ingénieur doit appliquer le règlement afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, son choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la catégorie du site, la hauteur et l'usage de la construction ainsi que les contraintes architecturales.

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (**RPA99 V 2003, BAEL91 et CBA93**) et les documents techniques y afférant (le **D.T.R.BC 2.2**).

Dans le but de récapituler l'essentiel de ce qu'on a acquis durant notre formation, d'approfondir nos connaissances dans le domaine de calcul des structures et s'initier au canevas de calcul, on a procédé au calcul d'un bâtiment multifonctionnel (stockage ; commercial ; Bureau et habitation) en R+12 +1 sous-sols ; pour cela, on a suivi le plan de travail suivant :

- ✓ **Chapitre 1** : Généralités et présentation du bâtiment et de matériaux utilisés.
- ✓ **Chapitre 2** : Consacré au pré dimensionnement des éléments.
- ✓ **Chapitre 3** : Traite l'étude des éléments secondaires.
- ✓ **Chapitre 4** : Comporte la modélisation et l'étude dynamique du bâtiment.
- ✓ **Chapitre 5** : Ferrailage des éléments principaux, fondé sur les résultats du chapitre précédent.
- ✓ **Chapitre 6** : Le dernier chapitre aborde l'étude de l'infrastructure et on terminera avec une conclusion générale.

CHAPITRE 1 :
PRESENTATION DE
L'OUVRAGE

1.1 Introduction

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

1.2 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage faisant l'objet de cette présente étude est un bâtiment multifonctionnel qui regroupe, commerces, bureaux et logements d'habitations, L'ouvrage est implanté dans la wilaya **Alger**, selon le règlement parasismique algérien (**RPA99 version2003**) il est classé comme étant une zone de forte sismicité (**zone III**).

Cet ouvrage est classé comme étant un ouvrage courant d'importance moyenne, car sa hauteur ne dépasse pas 48m, c'est le « **groupe 2** ». [1]

1.2.1 Caractéristique de l'ouvrage

L'ouvrage a une forme irrégulière, il se compose de RDC+12 étages + un sous-sol.

- Un sous-sol d'usage stockage.
- RDC d'usage commerce.
- 1^{ère} étage d'usage bureau.
- 2^{ème} jusqu'à au 12^{ème} étages à usage d'habitation.
- Cet ouvrage comporte une terrasse inaccessible.

1.2.2 Caractéristiques géométriques

a. Dimensions en élévation

- Hauteur totale est de : 44,8 m (avec acrotère = 0,6 m).
- Hauteur du RDC et du 1^{er} étage est de : 3,40 m.
- Hauteur de l'étage courant est de : 3,40 m.
- Hauteur de sous-sol est de : 3,40 m.

b. Dimensions en plan

- Longueur total (sens longitudinal) : L=30,9 m.
- Largeur total (sens transversale) : L=24 m.

1.2.3 Ossature

Le bâtiment qui fait l'objet de notre étude est constitué par un système de contreventement mixte, à savoir portiques et voiles en béton armé suivant les deux sens.

1.2.4 Les Planchers

Notre bâtiment comporte deux types de planchers :

- Dalle pleine pour le plancher RDC, les portes à faux (balcons et chambres) et quelques panneaux irréguliers.
- Dalle à corps creux.

1.2.5 Escaliers

Servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements inter étages, réalisé en béton armé coulé sur place. Notre structure comporte un seul type d'escalier :

- Escalier à trois volées et deux paliers intermédiaire.

1.2.6 Ascenseurs

La structure comporte une cage d'ascenseur du RDC jusqu'au 12^{ème} étages.

1.2.7 Maçonnerie

- **Murs extérieurs** : Ils seront 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 seront constitués par des cloisons 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 pour la face externe et interne).

1.2.8 Infrastructure

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

- a- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- b- Limiter les tassements différentiels.
- c- Transmettre les charges horizontales (charges sismiques) et les charges verticales au sol d'assise de la structure.
- d- La contrainte admissible du sol est de **2,5 bars** avec **$E_p=10,5$ MPa**.
- e- La catégorie de site **S3**.

1.3 Les propriétés des matériaux

1.3.1 Béton

a. Composition

On appelle béton, le matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables, de ciment, granulats et eau. Le béton armé est le matériau obtenue on enrobant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts de traction ou à renforcer le béton pour résister aux efforts de compression s'il ne peut pas à lui seul remplir ce rôle.

- **Ciment** : Le CPJ - CEM II/B 42,5.
- **Granulats** : Trois types de granulats participent dans la constitution du béton :
 - Sable de dimension ($0 \leq D_s \leq 5$) mm
 - Graviers de dimension ($8 \leq D_g \leq 15$) mm
 - Graviers de dimension ($15 \leq D_g \leq 25$) mm

- **Eau de gâchage** : 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.

b. Résistance du béton [2]

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

- **Résistance à la compression** : Désignée par f_{c28} (résistance à la compression à 28 jours), elle est obtenue par écrasement en compression axiale sur des éprouvettes cylindriques normalisées (16×32) cm² dont la hauteur est double du diamètre et leur section est de 200 cm². Pour les ouvrages courants, on admet une résistance caractéristique à la compression à 28 jours égale à **25 MPa**.
- **Résistance 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.
 2. Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).

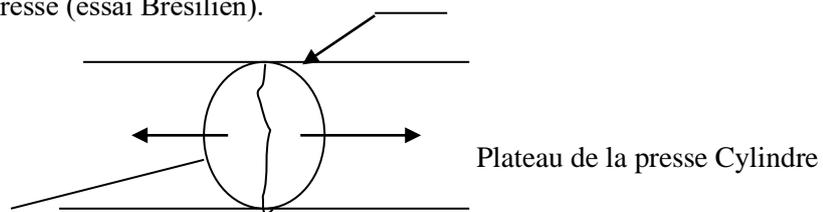


Figure 1.1 : Essai Brésilien.

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

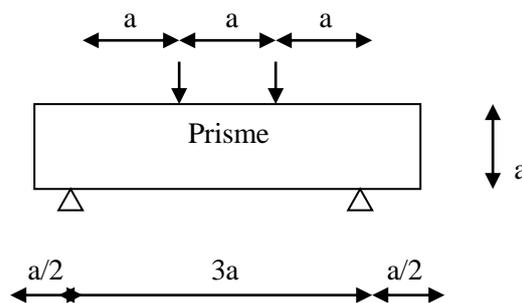


Figure 1.2 : Traction par flexion.

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (\text{MPa}) [2].$$

Pour notre ouvrage, on utilise le même dosage de béton avec une résistance caractéristique à la compression $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et à la traction $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.

c. Module de déformation longitudinale du béton

Ce module est connu sous le nom de module de Young ou de module d'élasticité longitudinal ; il est défini sous l'action des contraintes normale à courte et à longue durée.

- **Module de déformation instantané**

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané E_{ij} du béton âgé de « j » jours est égale à :

$$E_{ij} = 11\,000 (f_{cj})^{1/3} \quad (\text{MPa}) \quad [2].$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on trouve : $E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa}$.

- **Module de déformation différé**

Il est réservé spécialement pour des charges de durée d'application supérieure à 24 heures ; ce module est défini par :

$$E_{vj} = 3700 \times (f_{cj})^{1/3} \quad (\text{MPa}) \quad [2]$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on trouve : $E_{v28} = 10818,87 \text{ MPa}$.

d. Coefficient de poisson

Il représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{allongement relatif du coté de la section}}{\text{raccourcissement relatif longitudinal}}$$

- $\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états-limites de service (béton non fissuré).
- $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états – limites ultimes (béton fissuré).

e. Contraintes limites de calcul

En se référant au règlement du **BAEL 91(modifier 99)**, on distingue deux états limites :

1. Etat limite ultime « E.L.U »

C'est un état au-delà duquel le bâtiment n'est plus exploitable et dont le déplacement entraîne la ruine de l'ouvrage. La contrainte limite, notée f_{bu} est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : γ_b = Coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{Cas de situations durables ou transitoires.} \\ 1,15 & \text{Cas de situations accidentelles.} \end{cases}$$

f_{c28} = Résistance caractéristique à la compression à 28 jours.

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligent le fluage du béton.

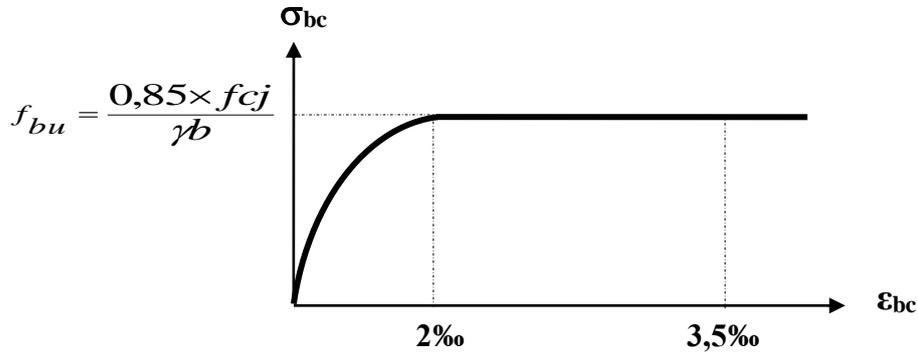


Figure 1.3 : Diagramme contraintes – déformations à l'ELU.

2. Etat limite de service « E. L. S »

Etat limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue.

Le bâtiment doit vérifier les trois critères suivants :

- Compression du béton.
- L'ouverture des fissures.
- Déformation des éléments de la construction.

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \quad [\text{MPa}]$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on trouve : $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

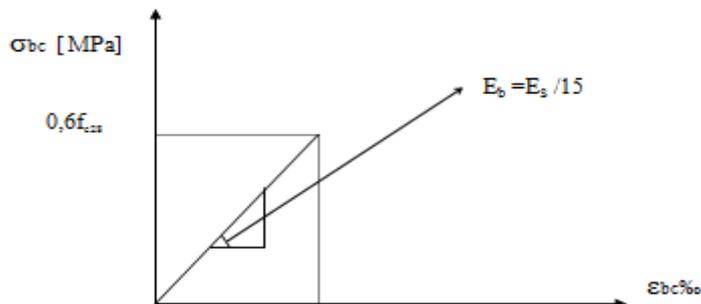


Figure 1.4 : Diagramme contraintes – déformations du béton à l'ELS.

1.3.2 Acier

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction, nous utiliserons les types d'aciers suivants :

- Les barres à haute (HA) : nuances FeE 400 et FeE 500 pour les armatures longitudinales.
- Treillis soudés (TS) : TLE52 $\varnothing = 6 \text{ mm}$ pour les dalles.

a. Limites élastiques

Tableau 1.1 : Les limites élastiques.

Type	Nuance	fe (MPA)
Haute adhérence	FeE400	400
	FeE500	500

b. Contrainte de calcul [2]

1. E. L. U

σ_s = Contrainte de l'acier à l'ELU

La contrainte de calcul, notée σ_s et qui est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec :

γ_s : Est le coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Situation durable ou transitoire.} \\ 1,0 & \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

- Haute adhérence $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 435 \text{ MPA} \quad \text{Situation durable ou transitoire.} \\ \sigma_s = 500 \text{ MPA} \quad \text{Situation accidentelle.} \end{array} \right.$
(fe = 500 MPA)

2. E. L. S

La vérification de la contrainte dans les aciers se fait :

- Pour une fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Pour une fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \zeta_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}})\right)$
- Pour une fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = 0,8\zeta_s = 0,8 \times \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}})\right)$$

Avec :

η = coefficient de fissuration tel que :

$$\eta = \begin{cases} 1,0 & \text{Pour les aciers ronds lisses.} \\ 1,6 & \text{Pour les aciers à haute adhérence.} \end{cases}$$

c. Allongement de rupture

ε_s = Allongement de l'acier à l'ELU égale à 10‰.

d. Module d'élasticité longitudinale

Le module d'élasticité de l'acier est la pente du diagramme contraintes –déformations, il sera pris égale à : $E_s = 2,1 \times 10^5$ [MPa].

e. Diagramme contraintes – déformations à l'ELU

σ_s = Contrainte de l'acier.

γ_s = Coefficient de sécurité de l'acier.

ε_s = Allongement relatif de l'acier.

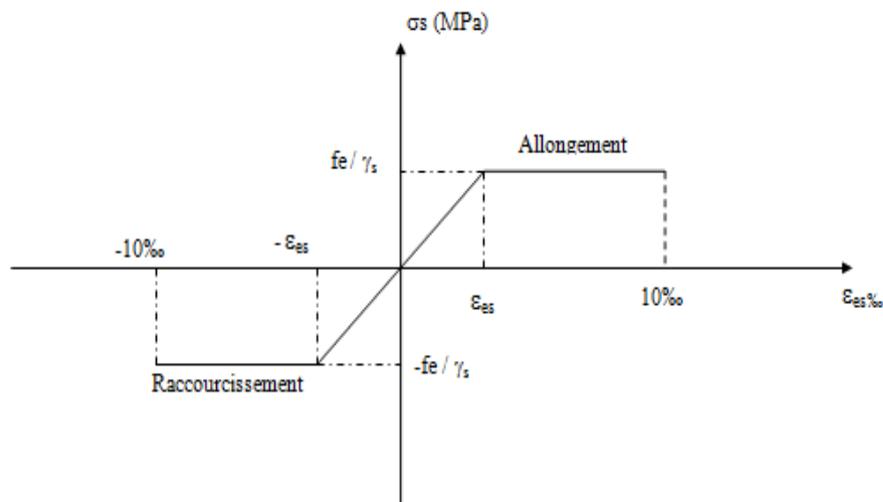


Figure 1.5 : Diagramme contrainte – déformations de l'acier à l'ELU.

1.4 Hypothèses de calcul aux états limites

1.4.1 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 la flexion simple ou composée et de 2 ‰ dans le cas de la compression simple.

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

1.4.2 Règle des trois pivots [2]

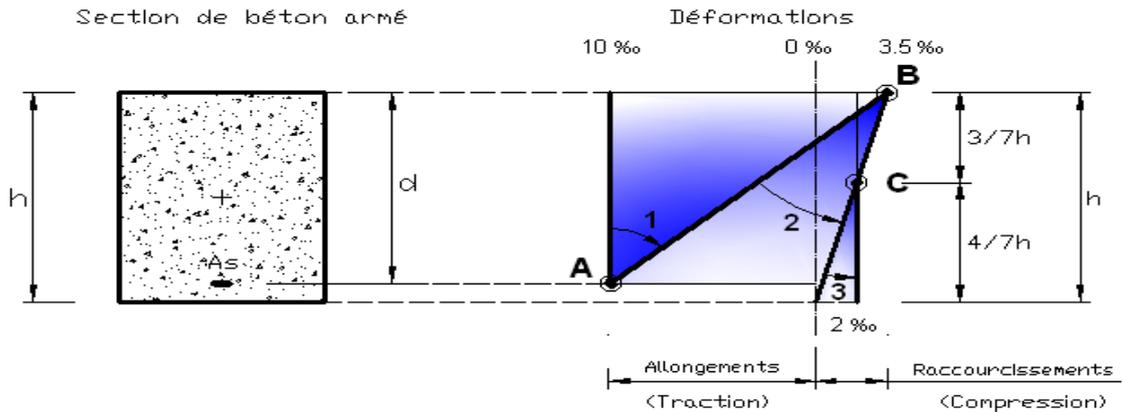


Figure 1.6 : Règle des trois pivots.

Le diagramme des déformations de la section correspond à un l'état limite, il passe par un des trois pivots **A**, **B** et **C** ce qui indique que si :

- Le diagramme passe par le pivot **A** (Domaine 1) ce qui correspond à l'allongement unitaire 10‰ de l'armature la plus tendue.
- Le diagramme passe par le pivot **B** (Domaine 2) ce qui correspond à un raccourcissement unitaire de 3,5‰ du béton.
- Le diagramme passe par le pivot **C** (Domaine3) ce qui correspond à un raccourcissement unitaire de 2‰ de la fibre du béton située à une distance égale à $3h/7$ de la fibre la plus comprimée.

1.4.3 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 :

$$\sigma_b = E_b * \varepsilon_b$$

$$\sigma_s = E_s * \varepsilon_s$$

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

CHAPITRE 2 : PRE DIMENSIONNEMENT

2.1 Introduction

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

En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur, notamment **le RPA99 version 2003, BAEL 91 modifié 99 et CBA 93 (règles de conception et de calcul des structures en béton armé)**.

Le pré dimensionnement de ces éléments est présenté dans les paragraphes subséquents.

2.2 Pré dimensionnement des planchers

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et peuvent reposer sur 2,3 et 4 appuis.

Ils sont conçus afin de supporter leurs poids propres et les surcharges d'exploitation et assurer l'isolation thermique et phonique.

Lorsqu'on veut dimensionner la structure, lors de l'avant-projet ou pour la descente de charge, on peut utiliser les formules approchées suivantes :

a. Plancher en corps creux

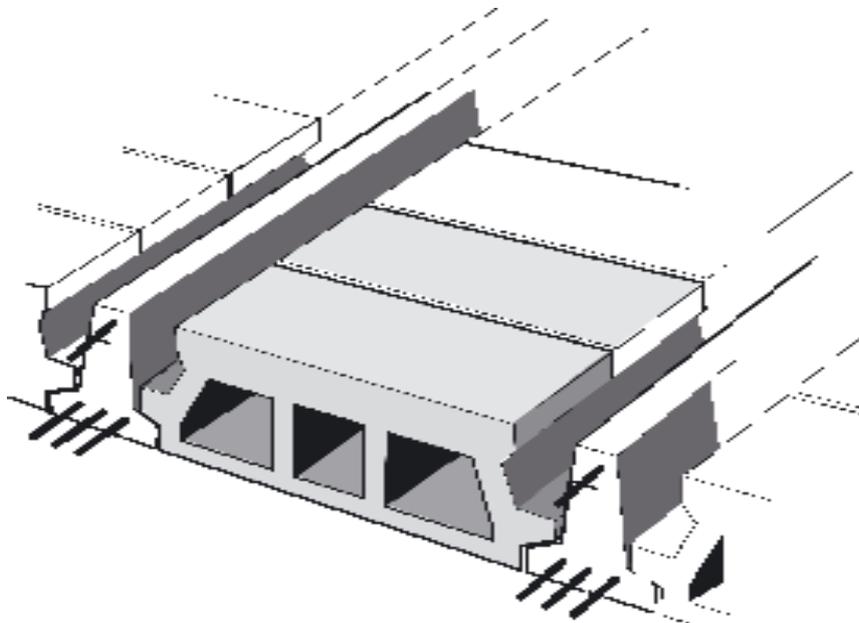


Figure 2.1 : Plancher à corps creux.

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \quad (\text{Art B.6.8, 424}) [2]$$

L : Longueur de la portée libre maximale de la grande travée dans le sens des poutrelles.

h_i : Hauteur du plancher.

$$L = 495 - 30 = 465 \text{ cm}$$

$$L = 465 \text{ cm} \Rightarrow h_i \geq \frac{465}{22,5} = 20,67 \text{ cm.}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de **(16+5)= 21cm.**

Avec :

16 cm : hauteur du corps creux.

5 cm : hauteur de la dalle de compression.

Disposition des poutrelles

Critère de la petite portée.

Critère de continuité.

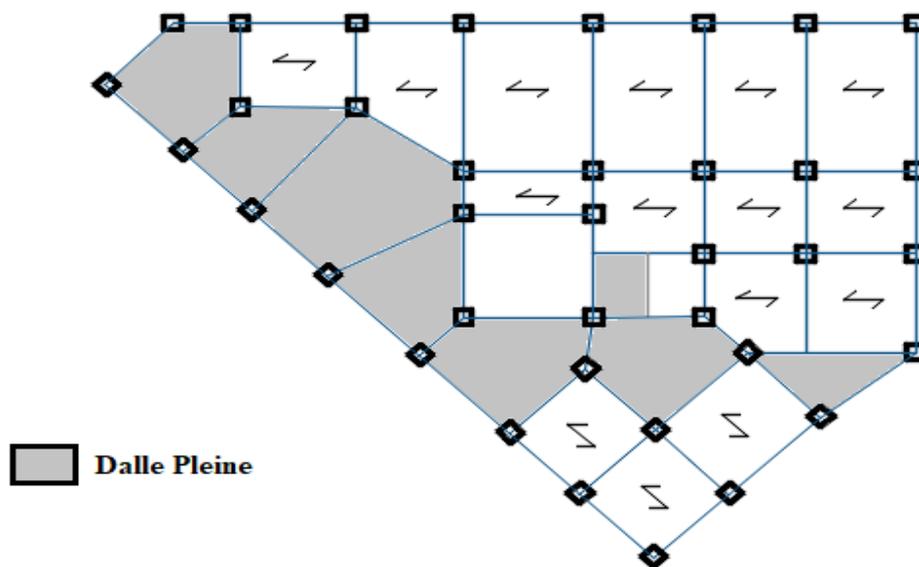


Figure 2.2 : Dispositions des poutrelles.

b. Planchers à dalle pleine

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

- **Résistance au feu**

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

$e = 11 \text{ cm}$ Pour une heure de coupe-feu.

On admet : **$e = 10 \text{ cm}$.**

- **Résistance à la flexion**

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

-Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$ [5]

-Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$ [5]

Avec :

e : Epaisseur de la dalle pleine.

L_x : la portée mesurée entre nus des appuis du panneau le plus sollicité.

$$L_x = 4,10 \text{ m}$$

La dalle repose sur quatre appuis.

On aura donc : $8,2 \leq e \leq 10,25$ (cm).

On admet : **$e = 10 \text{ cm}$**

- **Isolation phonique**

Selon les règles « **CBA93** », le confort et l'isolation phonique exigent une épaisseur minimale de :

On admet : **$e = 15 \text{ cm}$**

D'après les conditions précédentes, l'épaisseur des dalles pleines :

$$e \geq \max(10 ; 10 ; 15) \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad e = 15 \text{ cm.}$$

- **Balcon**

Le balcon est constitué d'une dalle pleine, l'épaisseur est conditionnée par : $L = 1,50 \text{ cm}$.

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ cm}$$

Donc on adopte une épaisseur des dalles pleines de 15 cm pour les balcons.

2.3 Evaluation des charges et surcharges [3]

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

2.3.1 Charges permanentes

2.3.1.1 Plancher terrasse inaccessible

a. Dalle en corps creux

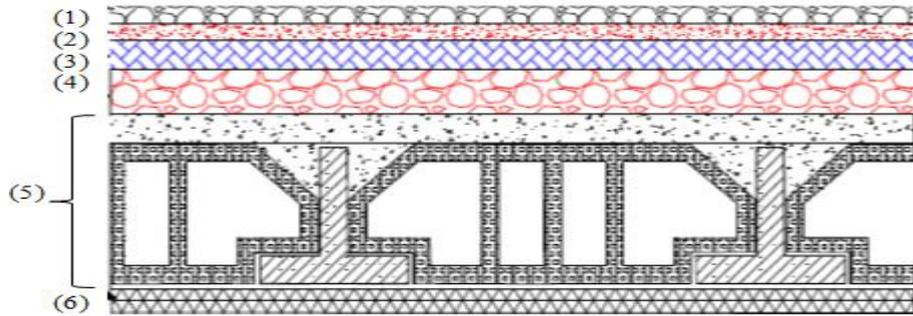


Figure 2.3 : Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux.

(1)-Protection mécanique en gravier ($e = 5cm$).....	(0,05) (17)	= 0,85 kN/m ²
(2)-Etanchéité multicouches		= 0,12 kN/m ²
(3)-Forme de pente ($e_{moy}=10cm$).....	(0,10) (22)	= 2,2 kN/m ²
(4)-Isolation thermique (liège) ($e=4cm$).....	(0,04) (4)	= 0,16 kN/m ²
(5)-Dalle à corps creux (16+5) cm.....		= 3,05 kN/m ²
(6)-Enduit au plâtre ($e = 2cm$).....	(0,02) (10)	= 0,20 kN/m ²
	ΣG	= 6,58 kN/m²

b. Dalle pleine

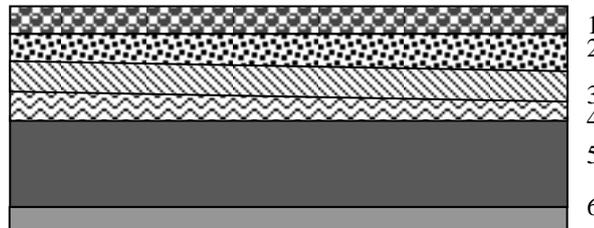


Figure 2.4 : Coupe verticale du plancher terrasse à dalle pleine.

1-Protection mécanique en gravier ($e = 5cm$)	(0,05) (17)	= 0,85 kN/m ²
2-Etanchéité multicouche		0,12 kN/m ²
3-Forme de pente ($e_{moy}=10cm$)		2,2 kN/m ²
4-Isolation thermique (liège) ($e=4cm$)		0,16 kN/m ²
5-Dalle pleine ($e=15cm, \rho_b = 25kN/m^3$).....		3,75 kN/m ²
6-Enduit au plâtre ($e = 2 cm$).....		0,20 kN/m ²
	ΣG	= 7,28 kN/m²

2.3.1.2 Plancher de l'étage courant

a. Dalle en corps creux

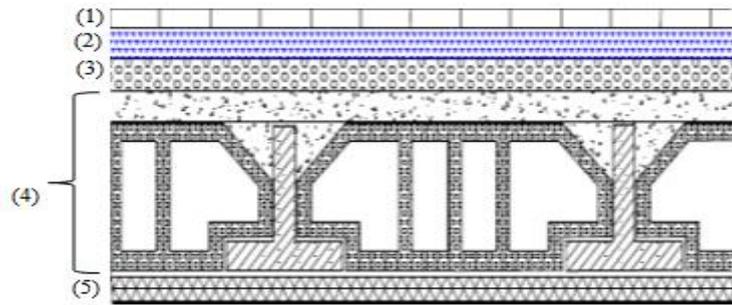


Figure 2.5 : Coupe verticale du plancher courant à corps creux.

(1)-Carrelage ($e = 2\text{ cm}$)	(0,02) (20)	= 0,4 kN/m ²
(2)-Mortier de pose ($e = 2\text{ cm}$)	(0,02) (20)	= 0,4 kN/m ²
(3)-Lit de sable ($e = 3\text{ cm}$)	(0,03) (18)	= 0,54 kN/m ²
(4)-Dalle à corps creux (16+5) cm.....		= 3,05 kN/m ²
(5)-Enduit au plate (2cm)	(0,02) (10)	= 0,20 kN/m ²
(6)-Cloisons légères		= 1,00 kN/m ²
	<hr/>	
	ΣG	= 5,59 kN/m ²

a. Dalle pleine

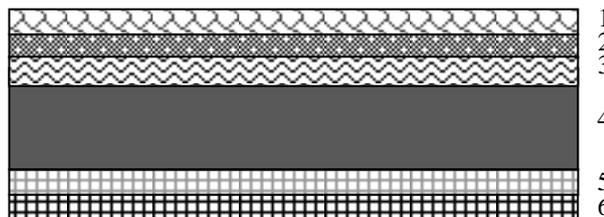


Figure 2.6 : Coupe verticale du plancher courant à dalle pleine.

1-Carrelage ($e = 2\text{ cm}$)	(0,02) (20)	= 0,4 kN/m ²
2-Mortier de pose ($e = 2\text{ cm}$)	(0,02) (20)	= 0,4 kN/m ²
3-Lit de sable ($e = 3\text{ cm}$)	(0,03) (18)	= 0,54 kN/m ²
4-Dalle à épaisseur (15 cm).....	(0,15) (25)	= 3,75 kN/m ²
5-Enduit au plate (2cm).....	(0,02) (10)	= 0,20 kN/m ²
6-Cloisons légères		= 1,00 kN/m ²
	<hr/>	
	ΣG	= 6,29 kN/m ²

a. Balcon

Carrelage ($e = 2\text{cm}$).....	(0,02) (20)	=	0,4 kN/m ²
Mortier de pose ($e = 2\text{cm}$).....	(0,02) (20)	=	0,4 kN/m ²
Lit de sable ($e = 3\text{cm}$)	(0,03) (18)	=	0,54 kN/m ²
Dalle à épaisseur (15 cm)	(0,15) (25)	=	3,75 kN/m ²
Enduit en ciment (2cm).....	(0,02) (18)	=	0,36 kN/m ²
<hr/>			
		ΣG	= 5,45 kN/m ²

2.3.1.3 Maçonnerie

a. Mur extérieur à double cloison

1-Enduit intérieur au plâtre ($e = 2\text{cm}$).....	(0,02) (10)	=	0,20 kN/m ²
2-Briques creux ($e = 10\text{cm}$)	(0,10) (9)	=	0,9 kN/m ²
3-L'âme d'air ($e = 5\text{cm}$)		=	0 kN/m ²
4-Briques creux ($e = 15\text{cm}$)	(0,15) (9)	=	1,35 kN/m ²
5-Enduit extérieur au ciment ($e = 2\text{cm}$).....	(0,02) (18)	=	0,36 kN/m ²
<hr/>			
		ΣG	= 2,81 kN/m ²

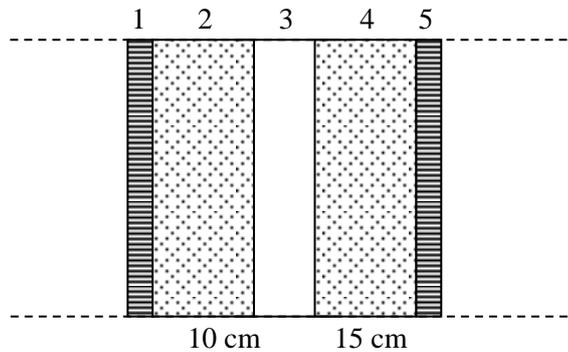


Figure 2.7 : Constituants d'un mur extérieur.

2.3.1.4 Acrotère

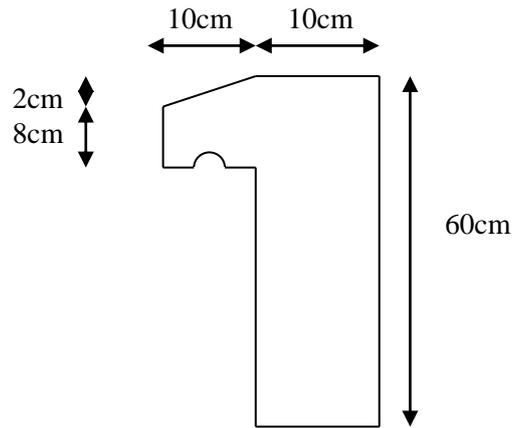


Figure 2.8 : Dimensions de l'acrotère.

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

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

s : La surface transversale totale.

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

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 ($e_p=2\text{cm}$) :

$$G_2 = [0,02 \times 2 \times (0,6+0,1)] \times 18 = 0,504 \text{ kN/m}$$

Le poids total de l'acrotère :

$$G = G_1 + G_2 = 2,23 \text{ kN/m.}$$

2.3.2 Charges d'exploitation [3]

- Acrotère (main courante) $Q = 1,0 \text{ kN/ml}$
- Plancher terrasse (inaccessible) $Q = 1,0 \text{ kN/m}^2$
- Plancher à usage habitation $Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$
- Plancher à usage commerce $Q = 5 \text{ kN/m}^2$
- Plancher à usage bureau $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$
- Escaliers $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$
- Balcon $Q = 3,5 \text{ kN/m}^2$

2.4 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).
- Vérification de la rigidité.

Les trois étapes précédentes sont résumées dans ce qui suit :

- **Selon le BAEL 91 modifié 99**

- La hauteur h de la poutre doit être : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- La longueur b de la poutre doit être : $0,3h \leq b \leq 0,7h$

Avec : L : Portée de la poutre de la plus grande travée considérée.

h : Hauteur de la poutre.

b : Largueur de la poutre.

- **Selon le R.P.A 99 (version2003)**

- La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30 \text{ cm}$
- La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20 \text{ cm}$
- Le rapport hauteur largeur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4$

- **Condition de rigidité**

On doit vérifier que :

$$\left(\frac{h}{L}\right) \succ \left(\frac{1}{16}\right) \dots\dots\dots [4]$$

2.4.1 Exemple de calcul

- **Poutre Porteuse** : $L_{\max} = 6,65 - 0,30 = 6,35 \text{ m}$ [axes (1 ; 2)]

$$42,33 \leq h \leq 63,5 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad h = 50 \text{ cm}$$

$$15 \leq b \leq 35 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad b = 30 \text{ cm}$$

Nous choisissons une poutre de : **b x h = 30 x 50 cm²**

• **Vérification selon le RPA99**

$$\left. \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 50 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1,67 \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées}$$

• **Condition de rigidité**

$$\frac{50}{656} = 0,0762 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- **Poutre non Porteuse** : $L_{\max} = 5 - 0,30 = 4,70 \text{ m}$ [axes (L ; M)]

$$31,33 \leq h \leq 47 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm}$$

$$12 \leq b \leq 28 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

Nous choisissons une poutre de : **b x h = 30 x 40 cm²**

• **Vérification selon le RPA99**

$$\left. \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1,33 \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées}$$

• **Condition de rigidité**

$$\frac{40}{470} = 0,0851 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- **Poutre de chaînage** : $L_{\max} = 4,45 - 0,3 = 4,15 \text{ m}$ [axes (3 ; 4)]

$$27,7 \leq h \leq 41,5 \text{ cm} \Rightarrow h = 35 \text{ cm}$$

$$10,5 \leq b \leq 24,5 \text{ cm} \Rightarrow b = 25 \text{ cm}$$

Nous choisissons une poutre de : **b x h = 25 x 35 cm²**

• **Vérification selon le RPA99**

$$\left. \begin{array}{l} b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 0,71 \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées.}$$

- **Condition de rigidité**

$$\frac{35}{390} = 0,0897 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

2.5 Pré dimensionnement des poteaux

a. Principe

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple en choisissant le poteau le plus sollicité de la structure.

Ce type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge. Et On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

b. Étapes de pré dimensionnement (calcul)

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le « **RPA99 version 2003** » [1].
- Vérification préliminaire de l'effort normal réduit pour éviter l'écrasement du béton.

c. Loi de dégression

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

Q : Charge d'exploitation.

Lorsque le nombre d'étage est supérieur à cinq ($n \geq 5$) on applique la loi suivante :

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \text{ Donnée par [DTR B.C.2.2] [3].}$$

Avec :

n : nombre d'étage.

Q_0 : la structure d'exploitation sur la terrasse.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs

▪ Dimensionnement des poteaux

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots \dots (1) \text{ Art (B-8-4-1) [2]}$$

Avec :

* N_u : effort normal ultime (compression) = $1,35G + 1,5Q$;

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

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

l_f : longueur de flambement ;

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

I : moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et

$$\text{perpendiculaire au plan de flambement} \left(I = \frac{bh^3}{12} \right).$$

* B : surface de la section du béton

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

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

* f_e : limite élastique de l'acier ($f_e = 500 \text{ MPa}$).

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

* A_s : section d'acier comprimée

* **Br : section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle I_{cm} d'épaisseur sur tout son périphérique tel que :**

➤ Poteau rectangulaire $B_r = (a - 0,02) \times (b - 0,02)$ [m²]

➤ Poteau circulaire $B_r = \frac{\pi}{4} (D - 0,02)^2$ [m²]

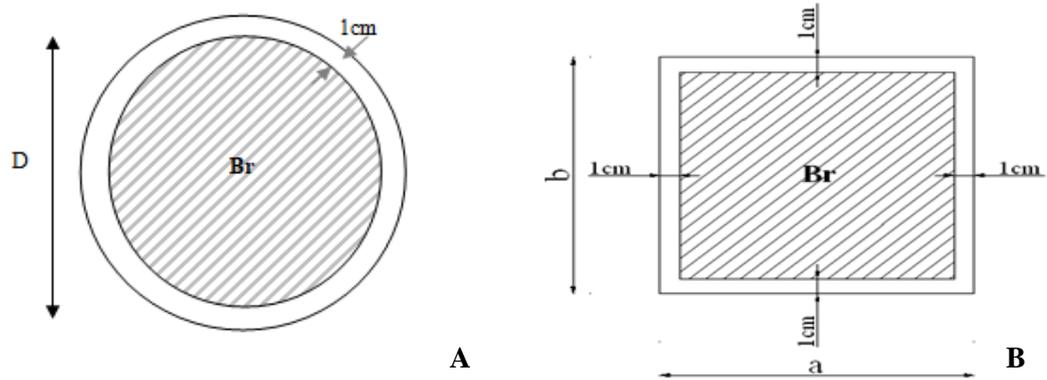


Figure 2.9 : Section réduite du (A) : poteau circulaire ; (B) : poteau rectangle.

➤ Selon le « BAEI 91 modifié 99 »

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

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

$$\left. \begin{aligned} \bullet \alpha &= \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda &= 50 \\ \bullet \alpha &= 0,6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{aligned} \right\}$$

Pour les poteaux, il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

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

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s}{B} \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = 0,66N_u$$

Avec : $[B_r] = [\text{cm}^2]$ $[N_u] = [\text{kN}]$

➤ Le minimum requis par « RPA99 version 2003 »

Pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum :

$$\left\{ \begin{aligned} &* \text{Min}(a;b) \geq 30\text{cm} \\ &* \text{Min}(a;b) > \frac{h_e}{20} \\ &* \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{aligned} \right. \quad \text{Avec : (a ; b) dimension du poteau / } h_e : \text{Hauteur d'étage.}$$

Schéma statique de la descente de charge :

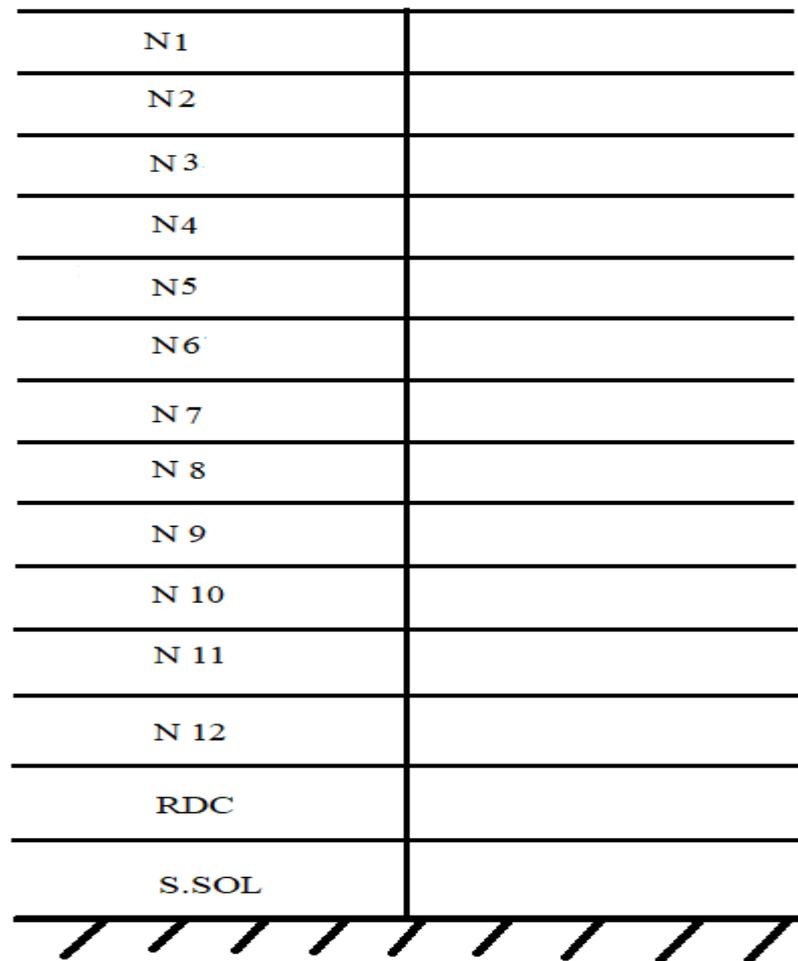


Figure 2.10 : Schéma statique de la descente de charge.

▪ Calcul du poteau

Le poteau le plus sollicité est : Poteau central. (C-2)

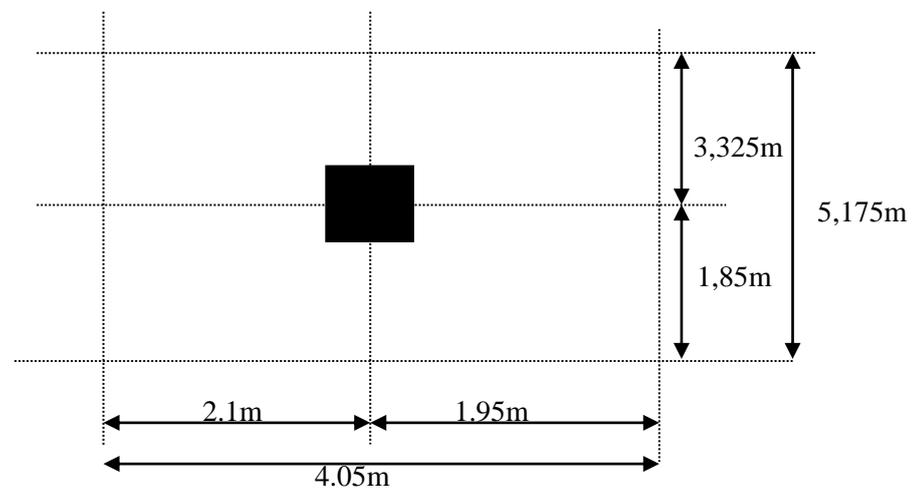


Figure 2.11 : Représentation de la surface reprise par le poteau central.

Soit S la surface reprise par le poteau central :

$$S = 5,175 \times 4,05 = \boxed{20,96 \text{ m}^2}$$

La portée de la poutre principale de $30 \times 50 = 5,175 \text{ m}$

La portée de la poutre secondaire de $30 \times 40 = 4,05 \text{ m}$

▪ **Calcul des différents poids**

1) **Revenant au poteau terrasse**

- Poids du plancher : $G \times S = 6,58 \times 20,96 = 137,92 \text{ kN}$
- Poids de poteau terrasse : $\rho_b \times a^2 \times (H-h) = 25 \times (0,3)^2 \times (3,4-0,5) = 6,53 \text{ kN}$
- Poids de la poutre principale : $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = (0,5 \times 0,3 \times 25) \times 5,175 = 19,41 \text{ kN}$
- Poids de la poutre secondaire : $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = (0,4 \times 0,3 \times 25) \times 4,05 = 12,15 \text{ kN}$

$$\underline{\underline{G_{12} = 176,01 \text{ kN}}}$$

2) **Revenant au poteau d'étage courant**

- Poids du plancher : $G \times S = 5,59 \times 20,96 = 117,17 \text{ kN}$
- Poids du poteau : $\rho_b \times h_{pot} \times a \times b = 25 \times (3,4-0,5) \times (0,3)^2 = 6,53 \text{ kN}$
- Poids de la poutre principale : $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = (0,5 \times 0,3 \times 25) \times 5,175 = 19,41 \text{ kN}$
- Poids de la poutre secondaire : $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = (0,4 \times 0,3 \times 25) \times 4,05 = 12,15 \text{ kN}$

$$\underline{\underline{G = 155,26 \text{ kN}}}$$

✂ **La descente de charges sur le poteau**

Nous avons : $G_{11} = G_{12} + G = 331,27 \text{ kN}$

☞ Poids revenant au 10^{ème} étage : $G_{10} = G_{11} + G = 486,53 \text{ kN}$

☞ Poids revenant au 09^{ème} étage : $G_{09} = G_{10} + G = 641,79 \text{ kN}$

☞ Poids revenant au 08^{ème} étage : $G_{08} = G_{09} + G = 797,05 \text{ kN}$

☞ Poids revenant au 07^{ème} étage : $G_{07} = G_{08} + G = 952,31 \text{ kN}$

☞ Poids revenant au 06^{ème} étage : $G_{06} = G_{07} + G = 1107,57 \text{ kN}$

☞ Poids revenant au 05^{ème} étage : $G_{05} = G_{06} + G = 1262,83 \text{ kN}$

☞ Poids revenant au 04^{ème} étage : $G_{04} = G_{05} + G = 1418,09 \text{ kN}$

☞ Poids revenant au 03^{ème} étage : $G_{03} = G_{04} + G = 1573,35 \text{ kN}$

☞ Poids revenant au 02^{ème} étage : $G_{02} = G_{03} + G = 1728,61 \text{ kN}$

☞ Poids revenant au 01^{er} étage : $G_{01} = G_{02} + G = 1883,87 \text{ kN}$

☞ Poids revenant au RDC : $G_{RDC} = G_{01} + G = 2039,13 \text{ kN}$

☞ Poids revenant au Sous-sol : $G_{S.SOL} = G_{RDC} + G = 2194,39 \text{ kN}$

▪ **Charge d'exploitation**

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

Tableau 2.1 : Dégression des surcharges pour poteau central.

Etages	Q_i (kN/m ²)	Charge D'exploitation	Σ Charges D'exploitation	Q cumulée (kN/m ²)
12 ^{ème}	Q_0	1	Q_0	1
11 ^{ème}	Q_1	1,5	$Q_0 + Q_1$	2,5
10 ^{ème}	Q_2	1,5	$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	3,85
09 ^{ème}	Q_3	1,5	$Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5,05
08 ^{ème}	Q_4	1,5	$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6,10
07 ^{ème}	Q_5	1,5	$Q_0 + 0,80(Q_1 + \dots + Q_5)$	7
06 ^{ème}	Q_6	1,5	$Q_0 + 0,75(Q_1 + \dots + Q_6)$	7,75
05 ^{ème}	Q_7	1,5	$Q_0 + 0,714(Q_1 + \dots + Q_7)$	8,497
04 ^{ème}	Q_8	1,5	$Q_0 + 0,687(Q_1 + \dots + Q_8)$	9,244
03 ^{ème}	Q_9	1,5	$Q_0 + 0,667(Q_1 + \dots + Q_9)$	10,0045
02 ^{ème}	Q_{10}	1,5	$Q_0 + 0,65(Q_1 + \dots + Q_{10})$	10,75
01 ^{ér}	Q_{11}	1,5	$Q_0 + 0,636(Q_1 + \dots + Q_{11})$	11,494
RDC	Q_{12}	2,5	$Q_0 + 0,625(Q_1 + \dots + Q_{12})$	12,875
Sous-sol	Q_{13}	5	$Q_0 + 0,615(Q_1 + \dots + Q_{13})$	15,76

- **Choix des sections des poteaux centraux**

Tableau 2.2 : Choix des sections des poteaux centraux.

Etages	NG (kN)	NQ (kN)	Nu (kN)	Br (cm²)	a=b (cm)	RPA (cm²)	Choix (cm²)
12^{ème}	176,01	20,96	269,05	177,57	15,33	30×30	30×30
11^{ème}	331,27	52,4	525,81	347,03	20,63	30×30	30×30
10^{ème}	486,53	80,7	777,87	513,39	24,66	30×30	30×30
09^{ème}	641,79	105,85	1025,19	676,62	28,01	30×30	30×30
08^{ème}	797,05	127,86	1267,81	836,75	30,93	30×30	35×35
07^{ème}	952,31	146,72	1505,70	993,76	33,52	30×30	35×35
06^{ème}	1107,57	162,44	1738,88	1147,66	35,88	30×30	40×40
05^{ème}	1262,83	178,1	1971,97	1301,50	38,08	30×30	40×40
04^{ème}	1418,09	193,75	2205,05	1455,33	40,15	30×30	45×45
03^{ème}	1573,35	209,68	2438,54	1609,44	42,12	30×30	45×45
02^{ème}	1728,61	225,32	2671,60	1763,25	44,0	30×30	50×50
01^{ér}	1883,87	240,91	2904,59	1917,03	45,78	30×30	50×50
RDC	2039,13	269,86	3157,62	2084,03	47,65	30×30	55×55
Sous-sol	2194,39	330,33	3457,92	2282,23	49,80	30×30	55×55

- **Vérification de critère de résistance**

$$\frac{Nu}{B} \leq f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

Tableau 2.3 : Vérification de critère de résistance des poteaux centraux.

Etages	Nu (kN)	B (cm ²)	Nu/B (MPa)	Conditions
12 ^{ème}	269,05	30×30	3,0	OK
11 ^{ème}	525,81	30×30	5,84	OK
10 ^{ème}	777,87	30×30	8,64	OK
09 ^{ème}	1025,19	30×30	11,39	OK
08 ^{ème}	1267,81	35×35	10,35	OK
07 ^{ème}	1505,70	35×35	12,29	OK
06 ^{ème}	1738,88	40×40	10,87	OK
05 ^{ème}	1971,97	40×40	12,32	OK
04 ^{ème}	2205,05	45×45	10,89	OK
03 ^{ème}	2438,54	45×45	12,04	OK
02 ^{ème}	2671,60	50×50	10,69	OK
01 ^{er}	2904,59	50×50	11,62	OK
RDC	3157,62	55×55	10,44	OK
Sous-sol	3457,92	55×55	11,43	OK

- **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 fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad [1]$$

Avec :

B_c : section de poteau

N_d : G+Q

Tableau 2.4 : Choix des poteaux centraux avec vérification de l'effort normal réduit.

Etages	N _d (kN)	h × b (cm ²)	B _c (cm ²)	v	Observation
12 ^{ème}	196,97	30×30	900	0,09	Vérifiée
11 ^{ème}	383,67	30×30	900	0,171	Vérifiée

10^{ème}	567,23	30×30	900	0,252	Vérifiée
09^{ème}	747,64	30×30	900	0,332	Non vérifiée
08^{ème}	924,91	35×35	1225	0,3	Vérifiée
07^{ème}	1099,03	35×35	1225	0,359	Non vérifiée
06^{ème}	1270,01	40×40	1600	0,317	Non vérifiée
05^{ème}	1440,93	40×40	1600	0,36	Non vérifiée
04^{ème}	1611,84	45×45	2025	0,318	Non vérifiée
03^{ème}	1783,03	45×45	2025	0,352	Non vérifiée
02^{ème}	1953,93	50×50	2500	0,313	Non vérifiée
01^{ér}	2124,78	50×50	2500	0,34	Non vérifiée
RDC	2308,99	55×55	3025	0,305	Non vérifiée
Sous-sol	2524,72	55×55	3025	0,334	Non vérifiée

La condition de l'effort normal réduit n'est pas vérifiée dans certains étages, il faut donc, augmenter les dimensions des poteaux déjà existants.

Tableau 2.5 : Vérification d'effort normal réduit avec augmentation des dimensions des poteaux.

Etages	N_d (kN)	$h \times b$ (cm ²)	B_c (cm ²)	ν	Observation
12^{ème}	196,97	30×30	900	0,09	Vérifiée
11^{ème}	383,67	30×30	900	0,171	Vérifiée
10^{ème}	567,23	30×30	900	0,252	Vérifiée
09^{ème}	747,64	35×35	1225	0,244	Vérifiée
08^{ème}	924,91	40×40	1600	0,231	Vérifiée
07^{ème}	1099,03	40×40	1600	0,275	Vérifiée
06^{ème}	1270,01	45×45	2025	0,251	Vérifiée
05^{ème}	1440,93	45×45	2025	0,285	Vérifiée
04^{ème}	1611,84	50×50	2500	0,258	Vérifiée
03^{ème}	1783,03	50×50	2500	0,285	Vérifiée
02^{ème}	1953,93	55×55	3025	0,258	Vérifiée
01^{ér}	2124,78	55×55	3025	0,281	Vérifiée
RDC	2308,99	60×60	3600	0,256	Vérifiée
Sous-sol	2524,72	60×60	3600	0,281	Vérifiée

▪ **Le choix final des sections des poteaux**

Pour conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner aux poteaux d'angles et de rives, des sections comparables à celles des poteaux centraux.

Tableau 2.6 : Coffrages des poteaux par étage.

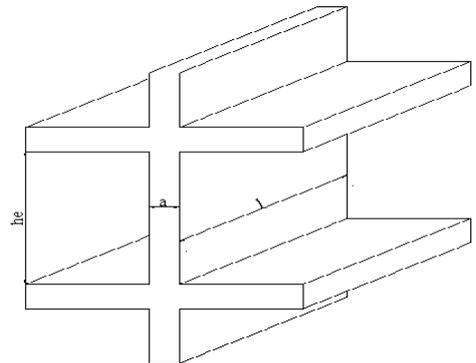
Etages	Sections carrées (cm ²)	Etages	Sections carrées (cm ²)	Etages	Sections carrées (cm ²)
12 ^{ème}	30×30	07 ^{ème}	40×40	02 ^{ème}	55×55
11 ^{ème}	30×30	06 ^{ème}	45×45	01 ^{ér}	55×55
10 ^{ème}	30×30	05 ^{ème}	45×45	RDC	60×60
09 ^{ème}	35×35	04 ^{ème}	50×50	Sous-sol	60×60
08 ^{ème}	40×40	03 ^{ème}	50×50		

2.6 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 assure la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales (séisme).

Pour leur pré dimensionnement, nous avons basés sur les recommandations du **le 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 2.12** : Schéma du voile.

$$\text{Dans notre cas : } a_{\min} \geq \max \left\{ 15\text{cm} ; h_e / 20 \right\} \quad (\text{art : 7.7.1}) [1]$$

Avec : h_e : Hauteur d'étage.

a_{\min} : Epaisseur de voile

- Pour le Sous-sol et les autres étages : $h_e = (3,40 - 0,50) = 2,9$ m.

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15\text{cm} ; 14.5\text{cm} \right\} \Rightarrow a_{\min} \geq 15 \text{ cm}$$

Conclusion

On adopte pour $a = 15$ cm.

CHAPITRE 3 : CALCUL DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

3.1 Acrotère

3.1.1 Définition

L’acrotère est un élément secondaire de sécurité entourant la terrasse. Le calcul se fait à la flexion composée pour une bande de 1 m de longueur.

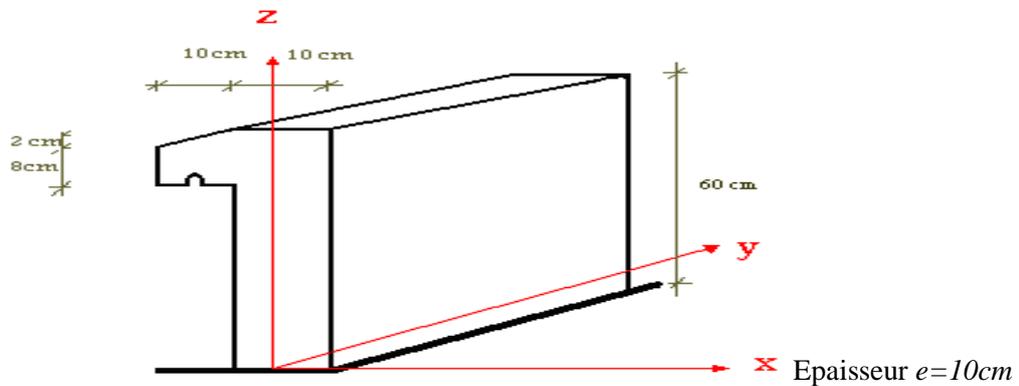


Figure 3.1 : Dimension de l’acrotère.

3.1.2 Evaluation des charges

a. Charges permanentes

Le poids propre de l’acrotère :

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

Le poids des enduits au ciment (ep=2cm) :

$$G_2 = [0,02 \times 2 \times (0,6+0,5)] \times 18 = 0,504 \text{ kN/m}$$

Le poids total de l’acrotère :

$$G = G_1 + G_2 = 2,23 \text{ kN/m}$$

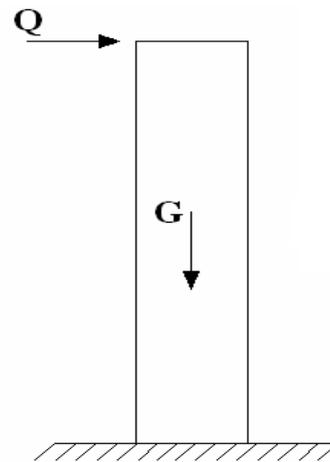


Figure 3.2 : Sollicitations agissant sur l’acrotère.

b. Charge d’exploitation

$$Q=1,00 \text{ kN/ml}$$

L’action des forces horizontales $Q_h ; (F_p)$.

L’action des forces horizontales est données par : $F_p=4AC_pW_p \dots$ (6-3) [1]

Avec :

A : Coefficient d’accélération de zone obtenu dans le **Tableau (4.1) RPA** pour la zone et le groupe d’usage appropriés [A=0,25].....**groupe 2.**

C_p : Facteur de force horizontale donnée par le **tableau (6-1)** [$C_p=0,8$].

W_p : Poids de l'acrotère =2,23 kN.

$F_p=4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,23=1,784$ kN.

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

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 1,874 \text{ kN} \\ 1,5Q = 1,5 \text{ kN} \end{array} \right\} \Rightarrow Q_h = 1,874 \text{ kN}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur

$G=2,23$ kN/ml et $Q_h=1,874$ kN/ml

3.1.3 Calcul des efforts

Pour une bande de 1m de largeur :

E.L.U : $N_u=1,35G= 3,01$ kN

$M_u=1,5.Q_h.h= 1,69$ kNm

$T_u=1,5.Q_h=2,81$ kN

E.L.S :

$N_{ser}=G=2,23$ kN

$M_{ser}=Q_h.h=1,124$ kNm

$T_{ser}=Q_h=1,784$ kN

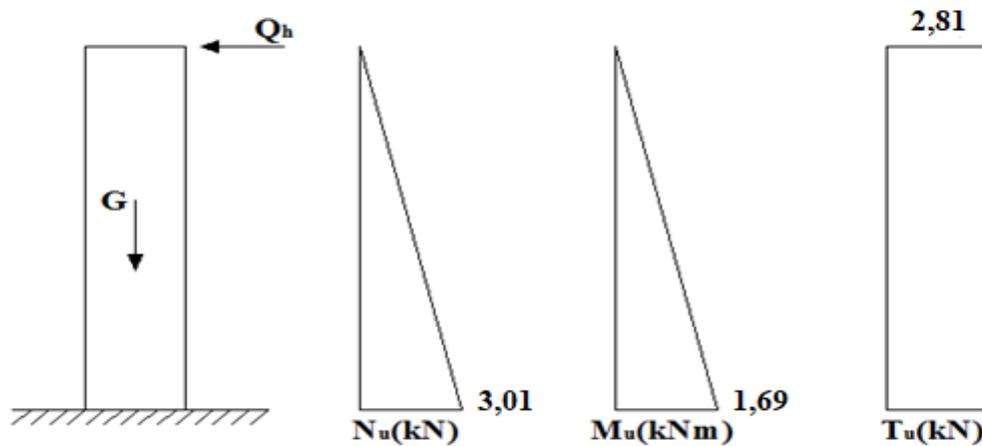


Figure 3.3 : Diagramme des efforts à l'ELU.

3.1.4 Ferrailage de l'acrotère

$h=10\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $c=c'=2,5\text{cm}$; $F_e=500\text{MPa}$.

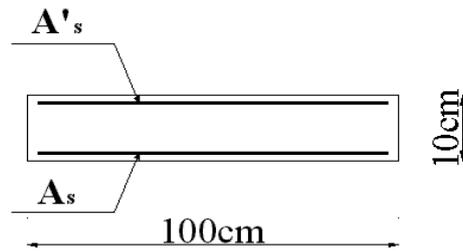


Figure 3.4 : Ferrailage de l'acrotère.

- Calcul de l'excentricité

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,69}{3,01} = 56,15\text{cm} \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3\text{cm}$$

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

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

- Calcul du moment fictif « M_f »

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 1,78\text{kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2\sigma_{bc}} = 0,0196$$

$$\mu < \mu_R = 0,372 \Rightarrow A'_s = 0 \quad \text{Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,025$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 7,92\text{cm}$$

$$\mu = 0,0196 < 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10\% \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435\text{MPa}$$

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

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = 51,66\text{mm}^2$$

- $A_{s1} = A'_s = 0$

- $A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 44,74\text{mm}^2$

$$\text{Donc: } \begin{cases} A_{s1} = 0\text{cm}^2 \\ A_{s2} = 0,45\text{cm}^2 \end{cases}$$

3.1.5 Vérification de la section d'acier selon le BAEL91 [2]

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

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

Avec : $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $F_e=500\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$; $d=8\text{cm}$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ 1\text{cm}^2; 0,77\text{cm}^2 \right\} = 1\text{cm}^2$$

Donc : on opte finalement pour **5T8 = 2,51cm²**

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

L'espacement des armatures principales doit vérifier la condition suivante : $S_t \leq \min\{2h; 25\}$

$S_t \leq \min\{20; 25\}$ \longrightarrow On prend : $S_t=20\text{cm}$.

3.1.6 Armatures de répartition

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

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,6275 \text{ cm}^2$$

On choisit **3T8=1,51 cm²** avec un espacement : $S_t \leq \frac{60-5}{2} = 27,5\text{cm}$

On prend : $S_t=25\text{cm}$.

3.1.7 Vérification des à L'E.L.S

a. Détermination de l'axe neutre

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 50,40\text{cm}$$

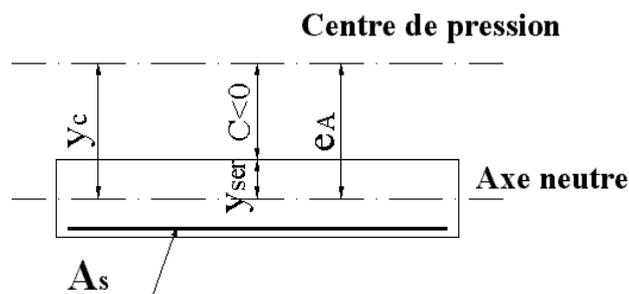


Figure 3.5 : Distance de l'axe neutre.

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

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

$$C = d - e_A$$

$$\text{Avec : } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 53,4 \text{ cm} \Rightarrow C = -45,4 \text{ cm} \quad (C < 0)$$

D'après le « **BAEL 91 modifié 99** », on doit résoudre l'équation suivant :

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

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

$$\text{Avec : } n = 15; \left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A'_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = -6062,85 \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A'_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 18071,65 \end{array} \right. \text{ et}$$

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

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27} \right) = -3,59 \times 10^8$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,99 \Rightarrow \varphi = 171,89^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 89,91$$

$$y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -89,81 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 48,58 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 41,23 \text{ cm}$$

On calcule y_{ser} , la distance entre le centre de pression et l'axe de la fibre la plus comprimée (supérieure).

$$y_{ser} = y_c + c$$

La solution qui convient est : $y_c = 48,58 \text{ cm}$

$$Y_{ser} = Y_c + C = 3,18 \text{ cm}$$

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

$$0 < y_{ser} = 48,58 - 45,4 = 3,18 \text{ cm} < 8 \text{ cm}$$

Donc :
$$\begin{cases} y_{ser} = 3,18 \text{ cm} \\ y_c = 48,58 \text{ cm} \end{cases}$$

b. Calcul du moment d'inertie

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

Avec : $A_s' = 0 \Rightarrow I = 1946,61 \text{ cm}^4$

3.1.8 Vérification des contraintes

a. Contrainte du béton

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2,23 \times 10^3 \times 48,58 \times 10}{1946,61 \times 10^4} \right) \times 31,8 = 1,77 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

b. Contraintes de l'acier

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

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

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

$$\sigma_s = 40,24 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 9,85 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

3.1.9 Vérification à l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \{ 0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa} \} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2,81 \times 10^3}{80 \times 10^3} = 0,035 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

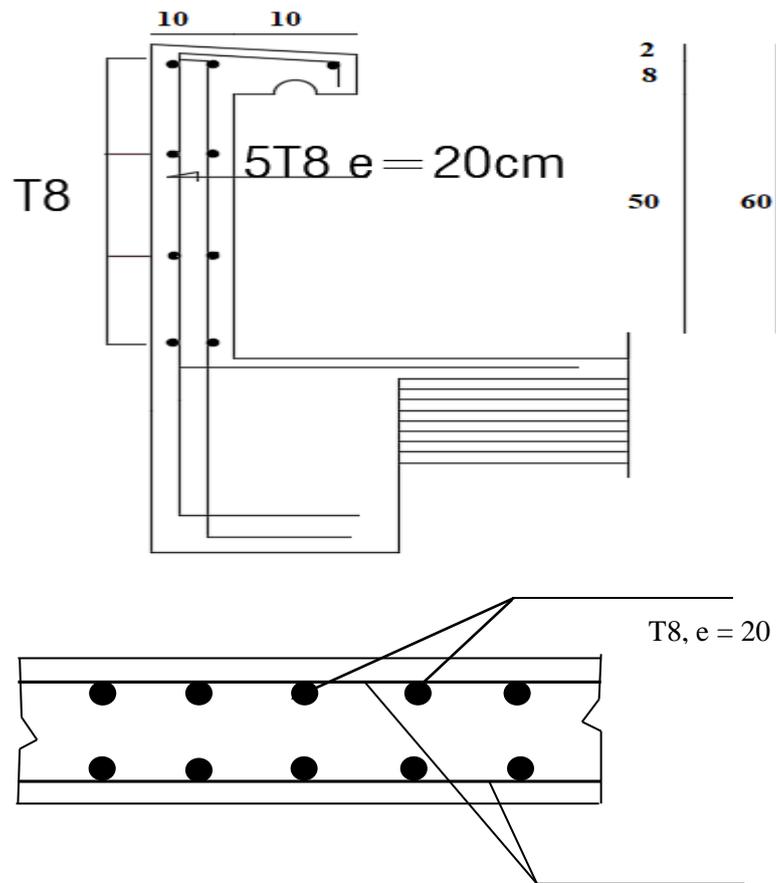


Figure 3.6 : Ferrailage de l'acrotère.

T8, $e = 20$

3.2 Etude des balcons

3.2.1 Introduction

Le bâtiment étudié comporte deux types de balcon :

- Balcon type "I" : dalle à trois appuis de dimensions (4,65×1,5).
- Balcon type "II" : dalle à un appui, assimilée à une console de portée 1,3m.
- Balcon type "III" : dalle à deux appuis de dimension (4,1× 1,5).

3.2.2 Balcon type "I"

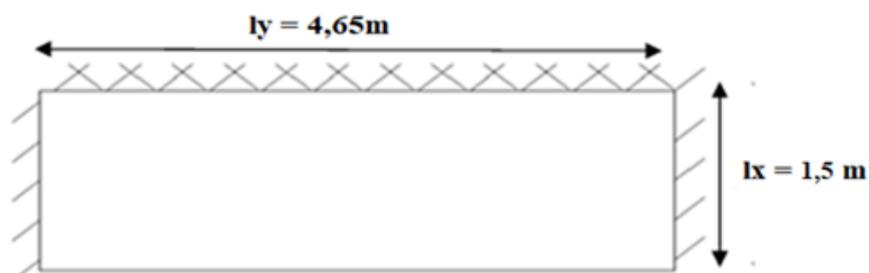


Figure 3.7 : Dimension du balcon avec trois appuis.

a. Evaluation des charges

- **Charge permanente** $G=5,45 \text{ kN/m}^2$

$G \times 1\text{m} = 5,45 \times 1 = 5,45 \text{ kN/m}$ pour une bande de 1m.

- **Charge d'exploitation** $Q=3,5 \text{ kN/m}^2$

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

- **Charge concentrée**

- Enduit au ciment : $0,36 \text{ kN/m}^2$

- Maçonnerie ($e_p=10 \text{ cm}$) : $0,90 \text{ kN/m}^2$

- Enduit au ciment : $0,36 \text{ kN/m}^2$

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

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

b. Calcul des sollicitations

- **Evaluation des moments :**

Les résultats des moments sont tirés à partir du logiciel « SOCOTEC »

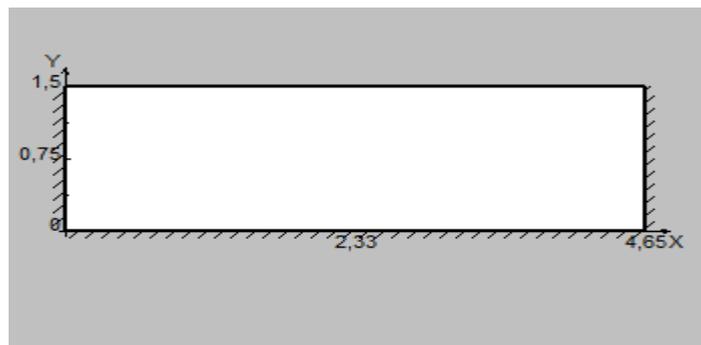


Figure 3.8 : Schéma statique du balcon type I.

- ❖ Les résultats des moments sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 3.1 : Résultats des moments et l'effort tranchant du balcon type I.

		ELU	ELS
M_x (kNm)	En travée	2,97	2,12
	Sur appui	12,01	8,58
M_y (kNm)	En travée	0,34	0,24
	Sur appui	11,33	8,10

c. Ferrailage de la dalle

Le calcul se fait en flexion simple, pour une bande de 1m de largeur, pour une section rectangulaire (b×h) = (100×15) cm².

Les données : $f_{c28} = 25$ MPa, $f_{t28} = 2,1$ MPa, $f_{bc} = 14,17$ MPa, $d = 13,5$ cm, $F_e = 500$ MPa.

Tableau 3.2 : Ferrailage dans le sens x du balcon type I.

Sens x	M _u (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A' _s (cm ²)	α	Z (cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	esp (cm)
Travée	2,97	0,0115	oui	0	0,014	13,42	0,51	4T8	2,01	25
Appui	12,01	0,0465	oui	0	0,059	13,18	2,095	4T10	3,14	25

Tableau 3.3 : Ferrailage dans le sens y du balcon type I.

Sens y	M _u (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A' _s (cm ²)	α	Z (cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	esp (cm)
Travée	0,34	0,0013	oui	0	0,0016	13,49	0,06	4T8	2,01	25
Appui	11,33	0,044	oui	0	0,056	13,2	1,97	4T10	3,14	25

d. Espacement➤ **Travée**

$$\text{esp} = \frac{100}{4} = 25\text{cm} \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Appuis**

$$\text{esp} = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

e. Condition de non fragilité

On doit vérifier que : $A_s \geq A_s^{\min} = 0,6\% bh = 0,6\% \times 100 \times 15 = 0,9 \text{ cm}^2$

➤ Travée :

$$A_s = 2,01 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 0,9 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

➤ Appuis :

$$A_s = 3,14 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 0,9 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

f. Vérification de l'effort tranchant

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

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x ; T_y) = 40,87 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{40,87 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,303 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

g. Vérification des contraintes

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc il est nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

❖ Vérification contrainte de béton**• Position de l'axe neutre "y"**

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

• Moment d'inertie "I"

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

Avec : $n=15$; $\eta=1,6$ (H.A) ; $c'=2 \text{ cm}$; $d=13,5 \text{ cm}$; $b=100 \text{ cm}$; $A'_s=0$

On doit vérifier que : Avec : $\eta=1,6$ (H.A)

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right) = 250 \text{ MPa} \end{cases}$$

Tableau 3.4 : Vérification des contraintes sens x type I.

Sens x	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}	σ _s (MPa)	σ _s ≤ σ̄ _s
Travée	2,12	2,01	2,57	4167,69	1,31	vérifiée	83,40	vérifiée
Appui	8,58	3,14	3,13	6087,13	4,41	vérifiée	219,25	vérifiée

Tableau 3.5 : Vérification des contraintes sens y type I.

Sens y	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}	σ _s (MPa)	σ _s ≤ σ̄ _s
Travée	0,24	2,01	2,57	4167,69	0,15	vérifiée	9,44	vérifiée
Appui	8,10	3,14	3,13	6087,13	4,17	vérifiée	207	vérifiée

h. Vérification de la flèche

$$\left. \begin{aligned}
 \frac{h}{L_x} &\geq \frac{M_t}{20M_x} \\
 \frac{h}{L_x} &\geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\
 \frac{A}{bd} &\leq \frac{2}{f_e}
 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \begin{cases}
 0,1 > 0,072 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\
 0,107 > 0,028 \rightarrow 0,037 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\
 1,5 \times 10^{-3} < 4 \times 10^{-3} \dots\dots\dots \text{vérifiée}
 \end{cases}$$

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

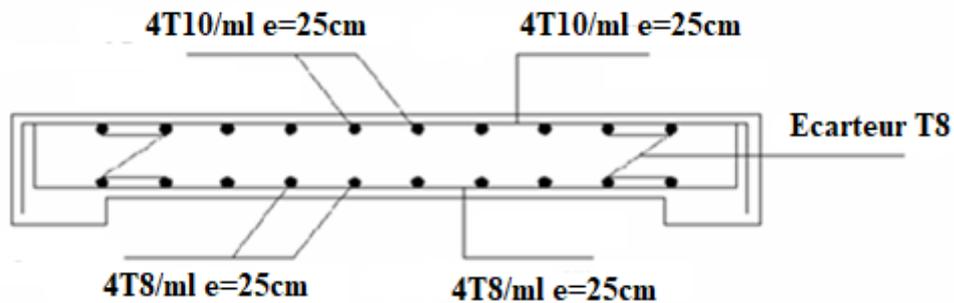


Figure 3.9 : Schéma de ferrailage des balcons type I.

3.2.3 Balcon type "II"

Ce type de balcon se calcul comme une console en dalle pleine encastree à une extremité et libre à l'autre, soumise à :

- Un poids propre.
- La surcharge d'exploitation.
- Charge concentree à son extremité libre due au poids du garde-corps.
- Un moment à l'extremité dû à l'effort appliqué sur le garde-corps.

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

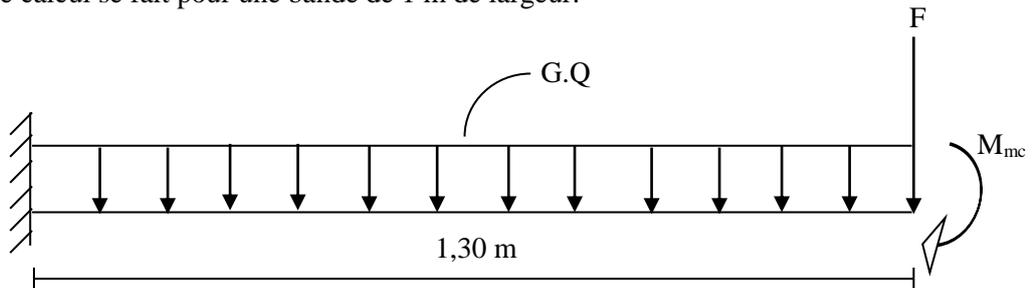


Figure 3.10 : Schéma statistique du balcon.

a. Calcul des charges sollicitant le balcon

- **Charge permanente**

$\Sigma G = 5,45 \text{ kN/m}^2$.Pour une bande de 1m :

$G \times 1\text{m} = 5,52 \times 1 = 5,45 \text{ KN/m}$

- **Charge d'exploitation**

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

- **Charge concentree**

- Enduit au ciment : 0,36 kN/m²
- Maçonnerie (ep=10 cm) : 0,90 kN/m²
- Enduit au ciment : 0,36 kN/m²

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

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

- **Moment due à la main courante**

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

b. Combinaisons des charges

Tableau 3.6 : Les combinaisons des charges.

	ELU	ELS
q (kN/m)	12,61	8,95
F (kN)	2,19	1,62
M_{mc} (kNm)	1,5	1,00

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 :

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

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

Tableau 3.7 : Moment et effort de tranchant.

	ELU	ELS
M (kNm)	-15	-10,67
T (kN)	-18,58	-13,25

d. Calcul du ferrailage

Pour une section rectangulaire (b×h) = (100×15) cm²

Les données : f_{c28}= 25 MPa, f_{t28}= 2,1 MPa, f_{bc}=14,17 MPa, d=13,5 cm, F_e= 500 MPa

Tableau 3.8 : Ferrailage du balcon type II.

M_u (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm²)	Choix	A_s^{adp} (cm²)	esp (cm)
15	0,058	oui	0	0,075	13,10	2,63	5T10	3,93	20

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

$$S_t < \begin{cases} 33 \text{ cm} \\ 22 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Espacement vérifié}$$

e. Armatures de répartition

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0,98 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 1,97 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3T8/ml = 1,51 cm² avec : S_t = 30 cm.

f. Vérification

▪ **Condition de non fragilité**

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

$$A_s = 3,93 \text{ cm}^2 \geq A_s^{\min} = 1,39 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

g. Vérification à l'effort tranchant

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

Avec : $\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$ (Fissuration préjudiciable).

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{18,58 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,138 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

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

On doit vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa} \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right) = 250\text{MPa} \end{array} \right.$$

Avec : $\eta=1,6$ (H.A)

Tableau 3.9 : Vérification des contraintes type II.

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	σ_s (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
10,67	3,93	3,44	7322,87	5,01	vérifiée	219,87	vérifiée

i. Vérification de la flèche

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées simultanément, on pourra se dispenser de la vérification de la flèche.

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{15}{130} = 0,115 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
- $\frac{A_s}{bd} < \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3,93}{100 \times 13,5} = 0,0029 < 0,0084 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Leftrightarrow 0,115 \geq 0,1 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

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

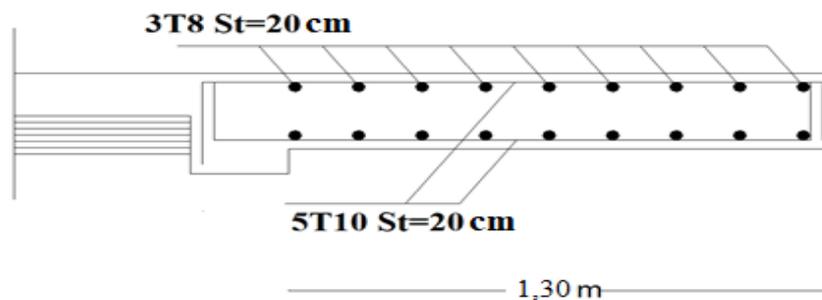


Figure 3.11 : Schéma de ferrailage des balcons type II.

3.2.4 Balcon type "III"

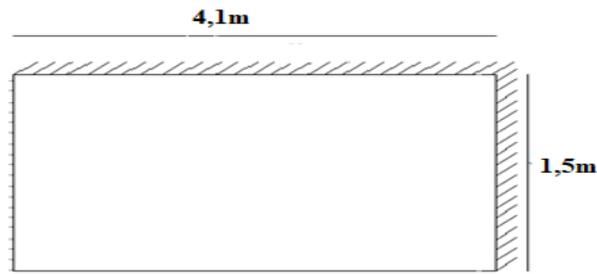


Figure 3.12 : Schéma de ferrailage des balcons type III.

❖ Ce balcon se calcul comme une console.

a. Calcule des charges sollicitant le balcon

- Charge permanente : $G \times 1\text{m} = 5,45 \times 1 = 5,45 \text{ kN/m}$
- Charge d'exploitation : $Q = 3,5 \text{ kN/m}$, pour une bande de 1m.
- Charge concentrée : Pour une bande de 1m : $F = 1,62 \text{ kN/m}$

- Moment due à la main courante

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

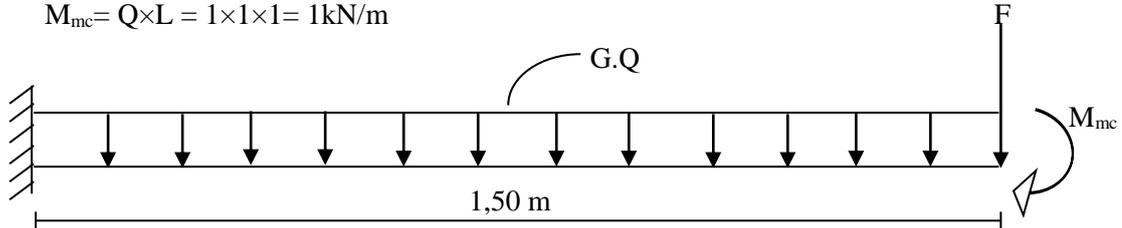


Figure 3.13 : Schéma statique des balcons de type III.

b. Combinaisons des charges

Tableau 3.10 : Les combinaisons des charges.

	ELU	ELS
q (kN/m)	12,61	8,95
F (kN)	2,19	1,62
M_{mc} (kNm)	1,5	1,00

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 :

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

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

Tableau 3.11 : Moment et effort de tranchant.

	ELU	ELS
M (kNm)	-18,97	-13,5
T (kN)	-21,11	-15,05

d. Calcul du ferrailage

Les données : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$, $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$, $d = 13,5 \text{ cm}$, $F_e = 500 \text{ MPa}$.

Tableau 3.12 : Ferrailage du balcon type III.

M_u (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm²)	Choix	A_s^{adp} (cm²)	esp (cm)
18,97	0,073	oui	0	0,095	12,98	3,36	6T10	4,71	17

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

$$S_t < \begin{cases} 33 \text{ cm} \\ 22 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow S_t = 17 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Espacement vérifié}$$

e. Armatures de répartition

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,18 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 2,36 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4T8/ml = 2,01 cm² avec : S_t = 25 cm

f. Vérification

- **Condition de non fragilité**

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

$$A_s = 4,71\text{cm}^2 \geq A_s^{\min} = 1,304\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{vérifiée}$$

g. Vérification à l'effort tranchant

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

Avec : $\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,1f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$ (Fissuration préjudiciable).

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{21,11 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,156 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots\dots\dots\text{vérifiée}$$

h. Vérification des contraintes

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

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

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

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

Avec : $n=15 ; \eta=1,6$ (H.A) ; $c'=2\text{cm} ; d=13,5\text{cm} ; b=100\text{cm} ; A'_s=0$

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa} \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right) = 250\text{MPa} \end{cases}$$

Avec : $\eta=1,6$ (H.A)

Tableau 3.13 : Vérification des contraintes type III.

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	σ_s (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
13,5	4,71	3,72	10240,46	4,90	vérifiée	193,39	vérifiée

i. Vérification de la flèche

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées simultanément, on pourra se dispenser de la vérification de la flèche.

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{15}{150} = 0,1 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
- $\frac{A_s}{bd} < \frac{4,2}{fe} \Leftrightarrow \frac{4,71}{100 \times 13,5} = 0,0035 < 0,0084 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Leftrightarrow 0,1 \geq 0,1 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

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

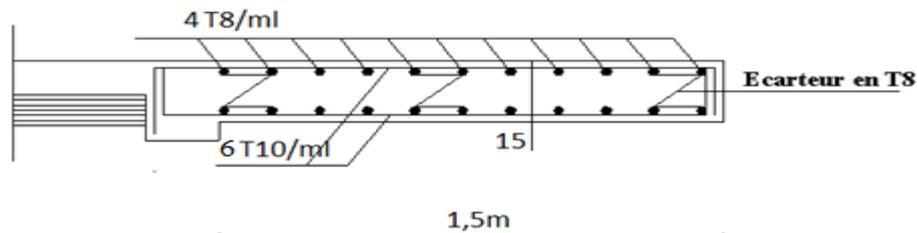


Figure 3.14 : Schéma de ferrailage des balcons type III.

3.3 Etude des planchers

3.3.1 Introduction

Les planchers sont des éléments plans horizontaux et qui ont pour rôle :

- Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Répartir les charges horizontales dans les contreventements.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

3.3.2 Plancher à corps creux

On a un seul type de plancher en corps creux d'épaisseur **21cm**.

3.3.2.1 Pré dimensionnement des poutrelles

Notre bâtiment comporte deux type de planchers constitué 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.

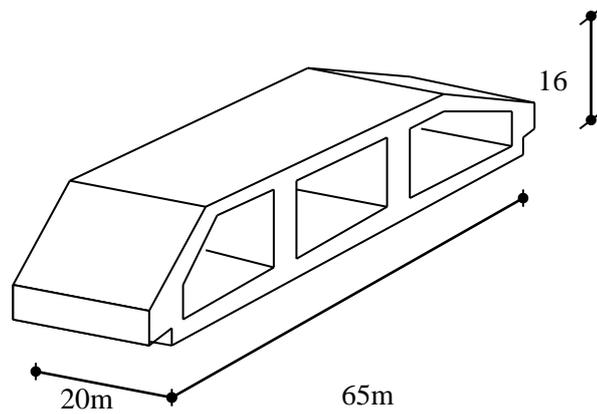


Figure 3.15 : Corps Creux en 3D.

3.3.2.1.1 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 du la dalle de compression.

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y}{10} \right)$$

Tel que :

L_x : Distance entre nus d'appuis des poutrelles.

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

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

$$b_0 = (0,4 ; 0,6) \times h = (8 ; 12) \text{ cm. On adopte } b_0 = 12 \text{ cm.}$$

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

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

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

$$L_y = 495 - 30 = 465 \text{ cm.}$$

$$b_1 = \min \left(\frac{53}{2}; \frac{465}{10} \right) = 26,5 \text{ cm.} \Rightarrow b = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm.}$$

Soit : **$b = 65 \text{ cm.}$**

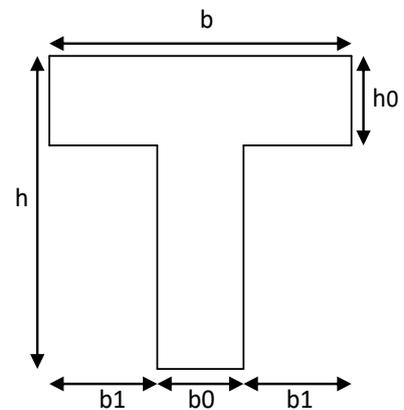


Figure 3.16 : Schéma de poutrelle.

• **Dimensions des poutrelles**

$$\frac{1}{25} \leq \frac{h}{L} \leq \frac{1}{20} \quad [2] \quad \Rightarrow \frac{470}{25} \leq h \leq \frac{470}{20}$$

$$\Rightarrow 18,8 \leq h \leq 23,5 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} h = 21 \text{ cm} & ; \quad h_0 = 5 \text{ cm} \\ b = 65 \text{ cm} & ; \quad b_0 = 12 \text{ cm} \\ b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 26,5 \text{ cm} \end{cases}$$

3.3.2.1.2 Evaluation des charges et surcharges revenant aux poutrelles

- A l'ELU : $q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q$ et $p_u = 0,65 \times q_u$
- A l'ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0,65 \times q_s$

Tableau 3.14 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.

Désignation	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (kN/m ²)	P _u (kN/ml)	q _s (kN/m ²)	P _s (kN/ml)
Terrasse inaccessible	6,58	1,00	10,38	6,75	7,58	4,93
Etages d'habitation	5,59	1,50	9,80	6,37	7,09	4,61
1 ^{er} étage (bureau)	5,59	2,5	11,30	7,35	8,09	5,26

3.3.2.1.3 Les Différents types de poutrelles

- **Type 1**: 6 travées.

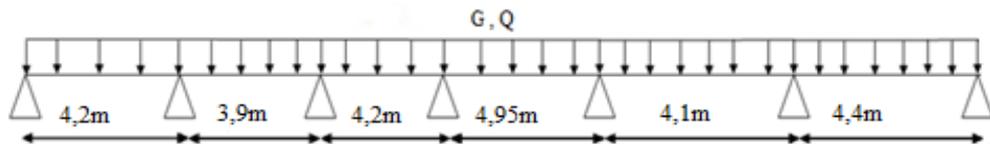


Figure 3.17 : Schéma statique de la poutrelle à 6 travées.

Conclusion : On va généralisée avec 1 seul type de calcul pour le plancher plus sollicité.

3.3.2.1.4 Méthode de calcul

Il existe trois méthodes de calcul en béton armé pour calculer les moments : la méthode forfaitaire, méthode de Caquot et la méthode de RDM ou bien en utilisant le logiciel SAP2000 qui se base sur les théories des **Eléments finis**. Puisque les poutrelles étudiées sont considérées

comme des poutres continues sur plusieurs appuis, alors leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

- **Méthode forfaitaire [2]**
- **Méthode de CAQUOT [2]**
- **Par le logiciel SAP2000**

3.3.2.1.5 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^{ère} étape de calcul : avant coulage

Avant coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée et elle supporte :

- ❖ Son poids propre.
 - ❖ Le corps creux.
 - ❖ La charge d'exploitation due à l'ouvrier qui travaille $Q=1\text{KN/m}^2$.
- **Evaluation des charges et surcharges**

1. Charges permanentes

Poids propre de la poutrelle..... $0,12 \times 0,05 \times 25 = 0,15\text{kN/ml}$

Poids du corps creux..... $0,65 \times 0,20 \times 14 = 1,82\text{kN/ml}$

G=1,97kN/ml

2. Charges d'exploitation : $Q=1 \times 0,65 = 0,65\text{kN/ml}$

- **Combinaison des charges**

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

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

- **Calcul des moments**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{3,64 \times (4,95)^2}{8} = 11,15\text{kNm}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{2,62 \times (4,95)^2}{8} = 8,03\text{kNm}$$

- **Ferraillage**

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

$M_u = 11,15 \text{ kNm}$; $b = 12 \text{ cm}$; $h = 5 \text{ cm}$; $d = 4,5 \text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$

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

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = 3,24 > \mu_R = 0,372 \Rightarrow A'_s \neq 0$$

Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible. On prévoit donc des étaielements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

- 2ème 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 un élément en « Té ».

- ❖ **Plancher 1^{er}**

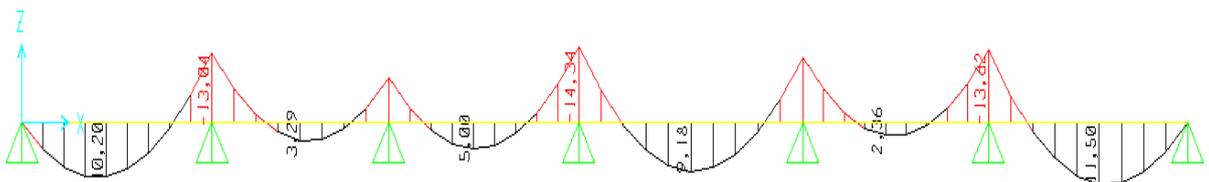
- **Calcul des efforts internes**

N.B : Récapitulation des moments sur appuis et en travées, Effort tranchant de la poutrelle.

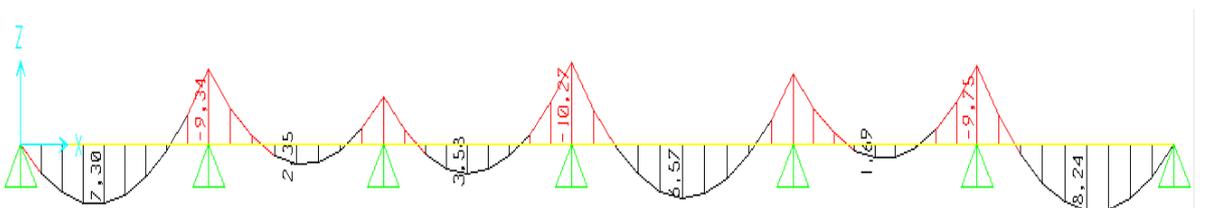
Méthode utilisée : élément finis (SAP2000).

- **Diagrammes des Moments**

ELU :



ELS :



➤ **Diagrammes des efforts tranchants**

ELU :

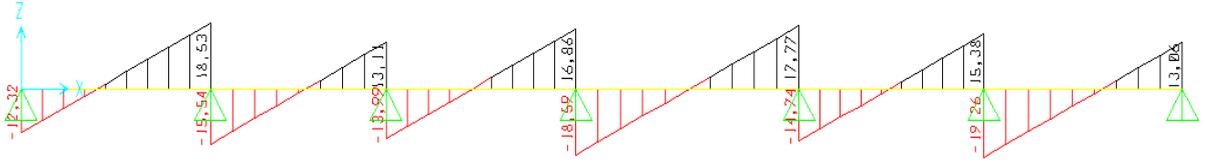


Figure 3.18 : Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à 06 travées.

➤ **Calcul du ferrillage**

Le calcul se fait à l'ELU en flexion simple. Ce type sera un exemple de calcul détaillé et pour les autres types on les a généralisées par le même calcul.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

$$\text{E.L.U : } M_{tu}^{\max} = 11,50 \text{ kNm}$$

$$M_{au}^{\max} = -14,34 \text{ kNm}$$

$$T_u^{\max} = 19,26 \text{ kN}$$

$$\text{E.L.S : } M_{tser}^{\max} = 8,24 \text{ kNm}$$

$$M_{aser}^{\max} = -10,27 \text{ kNm}$$

a. Ferrillage en travée

$H = 21 \text{ cm}$; $h_0 = 5 \text{ cm}$; $b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 18,9 \text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $F_e = 500 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.

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.

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 75,53 \text{ kNm}$$

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

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

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table "b". Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b \times h$) en flexion simple.

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

Tableau 3.15 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.

M_{tu} (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	$\mu < 0,186$	ζ_s	σ_s (MPa)	A_s^{cal} (cm ²)
11,5	0,035	Oui	0	0,045	18,56	Oui	10‰	435	1,42

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,19 \text{ cm}^2 \text{ [2]}$$

$$A_s = \text{Max} \{1,42 \text{ cm}^2; 1,19 \text{ cm}^2\} = 1,42 \text{ cm}^2$$

On adopte : **3T10** $A_s = 2,36 \text{ cm}^2$

b. Ferrailage sur appuis

$$\text{On a : } M_{au}^{\max} = 14,34 \text{ kNm} < M_{tab} = 75,53 \text{ kNm.}$$

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

Tableau 3.16 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis.

M_{au} (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	$\mu < 0,186$	ζ_s	σ_s (MPa)	A_s^{cal} (cm ²)
14,34	0,044	Oui	0	0,056	18,48	Oui	10‰	435	1,78

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,19 \text{ cm}^2 \text{ [2]}$$

$$A_s = \text{Max} \{1,78 \text{ cm}^2; 1,19 \text{ cm}^2\} = 1,78 \text{ cm}^2$$

Le choix : **2T12** $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$

c. Vérifications

➤ **Effort tranchant**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{\max} = 19,26 \text{ kN}$.

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

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\} = 3,33\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible}$$

Tel que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = 0,85\text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Au voisinage des appuis**

1. Appuis de rives

- **Vérification de la compression du béton**

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

Avec : $T_u = 13,06 \text{ kN}$ (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{13,06 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0,64 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales**

$$A_s = 2,26\text{cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s} = -1,63\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

2. Appuis intermédiaires

- **Vérification de la contrainte de compression**

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0,9b_0 d} = \frac{19,26 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0,94\text{MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67\text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales**

$$A_s = 2,26\text{cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s} = -1,49\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Vérification des contraintes**

○ **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.

○ **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 : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

• **Détermination de l'axe neutre**

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

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

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

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 :

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

Tableau 3.17 : Vérification de la contrainte de béton.

	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	Vérification
Travée	8,24	2,36	4,025	9245,63	3,59	vérifiée
Appuis	10,27	2,26	3,95	8912,05	4,55	vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

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

Les conditions à vérifier :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ $\frac{h}{L} = 0,042 < 0,0625 \dots \dots \dots non\ vérifiée$
- $\frac{A_s}{b_0d} \leq \frac{4,2}{fe}$ $\frac{A_s}{b_0d} = 0,0104 > 0,0084 \dots \dots \dots non\ vérifiée$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$ $\frac{h}{L} = 0,042 < 0,051 \dots \dots \dots non\ vérifiée$

Avec :

$h = 21\text{cm}$; $b_0 = 12\text{cm}$; $d = 18,9\text{cm}$; $L = 4,95\text{ m}$; $M_{\text{ser}} = 8,24\text{ kNm}$; $M_0 = 16,11\text{ kNm}$;
 $A_s = 2,36\text{ cm}^2$; $F_e = 500\text{ MPa}$.

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

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ [2]

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

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

Donc : $\bar{f} = \frac{495}{500} = 0,99\text{cm}$

• **Position de l'axe neutre "y₁" :**

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

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

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

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

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

Avec :

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

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

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

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

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

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

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau 3.18 : Calcul de la flèche.

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y_1 (cm)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
8,24	2,36	7,20	0,0104	184,74	3,95	1,58	0,62	23257,12	7417,46	11748,39

- **Calcul des modules de déformation :**

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20MPa$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10818,87MPa$$

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

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}} = 0,85cm \quad (L = 4,95m)$$

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

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}} = 1,6cm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,75cm < \bar{f} = 0,99cm \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

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

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

- **Selon le C.B.A 93 :**

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

- **RPA 99 version 2003 :**

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

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

ϕ_t : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$\varnothing_t \leq \text{Min} (0,60\text{cm} ; 1\text{cm} ; 1,2\text{cm})$.

On adopte : $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$

Donc :

- Selon le C.B.A 93 :
 - $\frac{A_t}{S_t} \geq 0,006\text{cm}$
 - $S_t \leq 17,01\text{cm}$
 - $\frac{A_t}{S_t} \geq 0,0102\text{cm}$

- Selon le RPA99 version 2003 :
 - $\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \text{ cm}$
 - $S_t \leq 5,25 \text{ cm} \dots\dots \text{Zonenodale}$
 - $S_t \leq 10,5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zonecourante}$

• **Choix des armatures**

$$A_t = 2 \cdot \pi \cdot \varnothing_t^2 / 4 = 0,56 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_t = 2\varnothing 8 = 1,01\text{cm}^2$

• **Choix des espacements**

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

Donc : $\begin{cases} S_t = 5\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zonenodale} \\ S_t = 10\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zonecourante} \end{cases}$

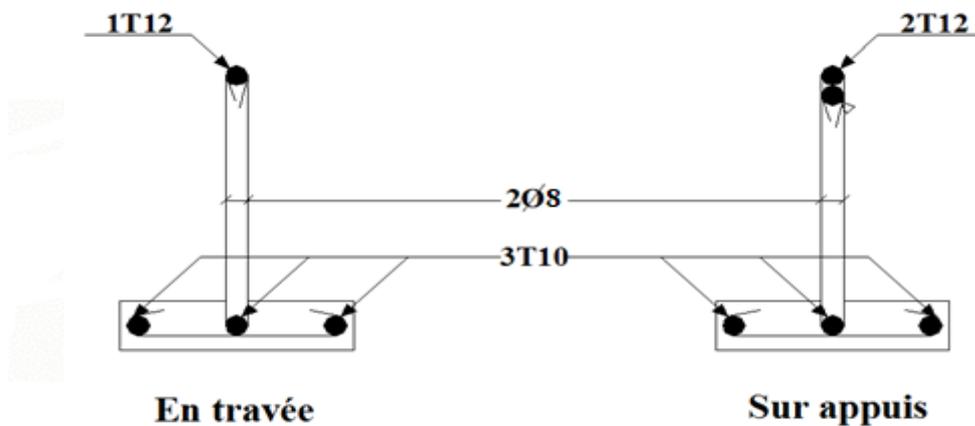


Figure 3.19 : Schéma de ferrailage des poutrelles plancher 1^{er}.

3.3.2.2 Ferrailage de la table de compression

Le ferrailage 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.

$$\text{Si : } A_2 = \frac{A_1}{2} \quad \begin{cases} 50 \leq L \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{4L}{f_e} & (L \text{ en cm}) \\ L \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e} \end{cases} \quad [5] \text{ (art.6.8.4.2.3)}$$

Avec : L : distance entre axes des poutrelles

A_1 : armatures perpendiculaires aux poutrelles

A_2 : armatures parallèles aux poutrelles

Tel que : L=65 cm ; $f_e=520$ MPa

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

On prend : **5T6=1,41 cm²**

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

- **Armatures de répartition :**

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

Soit : **5T6=1,41 cm²** $S_t=20 \text{ cm}$.

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

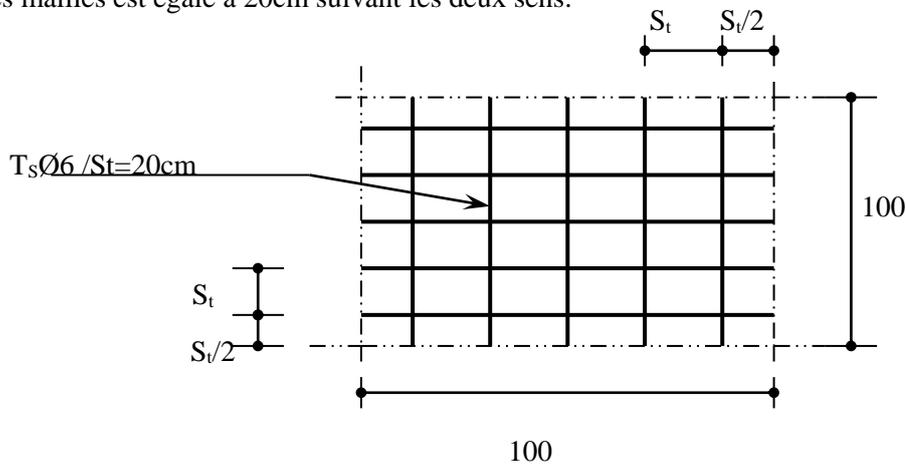


Figure 3.20 : Ferrailage de la dalle de compression.

3.3.3 Plancher en dalle pleine

Les dalles pleines sont des éléments d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, chargée perpendiculairement à leur plan moyen reposant sur deux, trois ou quatre appuis.

Dans notre structure, on a :

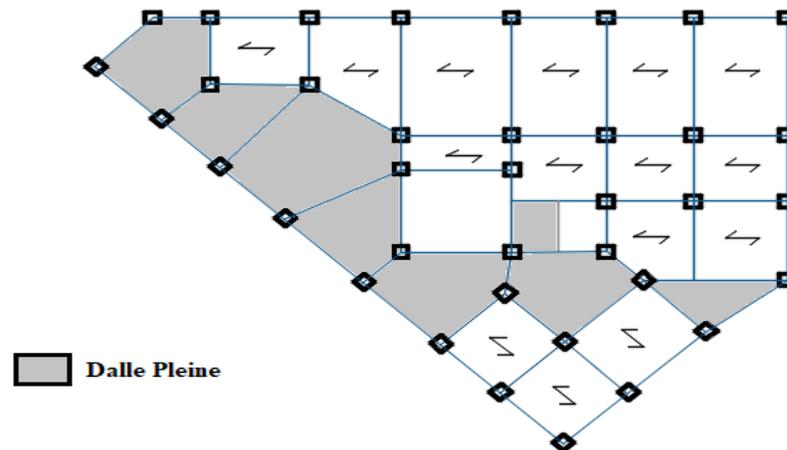


Figure 3.21 : Disposition des dalles pleines.

- Dalle pleine la plus sollicitée

a. Evaluation des charges

$G=6,29 \text{ kN/m}^2$; $Q=5,00 \text{ kN/m}^2$.

ELU : $q_u=1,35G+1,5Q=15,75 \text{ kN/m}^2$

ELS : $q_{ser}=G+Q=11,11 \text{ kN/m}^2$

- #### b. Evaluation des moments : les résultats des moments sont tirés à partir du logiciel « SAP2000 ».

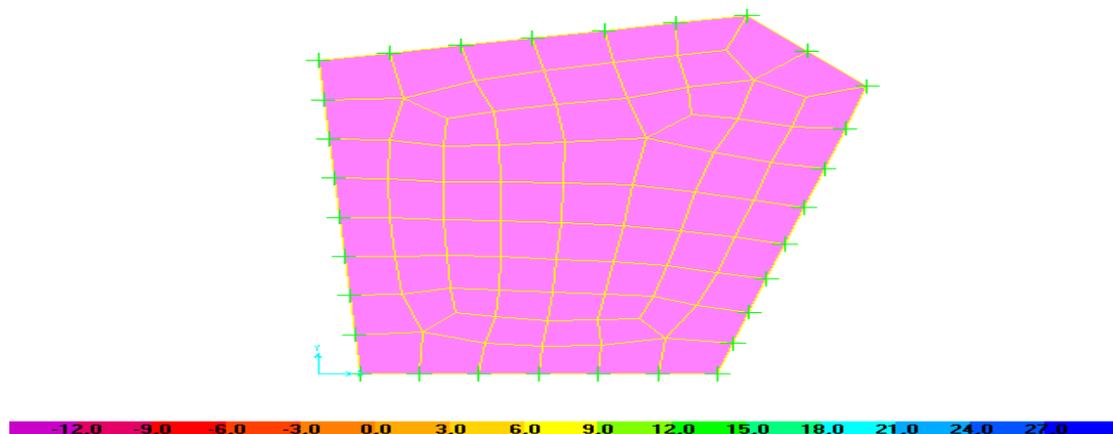


Figure 3.22 : Diagramme des moments à ELU.

Les résultats des moments sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 3.19 : Résultats des moments M11 et M22 pour les dalles pleines.

		ELU	ELS
M11 (XX)	En travée	29,17	20,59
	Sur appuis	13,81	9,75
M22 (YY)	En travée	25,97	18,33
	Sur appuis	9,93	7,01

c. Ferrailage de la dalle

Le calcul se fait en flexion simple, pour une bande de 1m de largeur, pour une section rectangulaire (b×h) = (100×15) cm².

Les données : $f_{c28} = 25$ MPa, $f_{t28} = 2,1$ MPa, $f_{bc} = 14,17$ MPa, $d = 13,5$ cm, $F_e = 500$ MPa

Tableau 3.20 : Ferrailage dans le sens x de la dalle pleine.

Sens x	M _u (kNm)	μ	μ < μ _R	A' _s (cm ²)	α	Z (cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	esp (cm)
Travée	29,17	0,11	oui	0	0,15	12,7	5,28	5T12	5,65	20
Appui	13,81	0,053	oui	0	0,069	13,13	2,42	5T10	3,93	20

Tableau 3.21 : Ferrailage dans le sens y de la dalle pleine.

Sens y	M _u (kNm)	μ	μ < μ _R	A' _s (cm ²)	α	Z (cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	esp (cm)
Travée	25,97	0,1	oui	0	0,133	12,78	4,67	5T12	5,65	20
Appui	9,93	0,038	oui	0	0,049	13,24	1,73	5T10	3,14	20

d. Espacement

➤ **Travée :**

Sens x-x : $esp = \frac{100}{5} = 20cm < Min(3h; 33cm) = 33cm \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

$$\text{Sens } y-y : esp = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min}(4h; 40\text{cm}) = 40\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Appuis :**

$$\text{Sens } x-x : esp = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\text{Sens } y-y : esp = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min}(4h; 40\text{cm}) = 40\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

e. Condition de non fragilité [2]

$$\text{On doit vérifier que : } A_s \geq A_s^{\min} = 0,6\%_{00} bh = 0,6\%_{00} \times 100 \times 15 = 0,9\text{cm}^2$$

➤ **Travée :**

$$A_s = 5,65\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 0,9\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

➤ **Appuis :**

$$A_s = 3,14\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 0,9\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

f. Vérification de l'effort tranchant

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

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,1f_{c28} ; 4\text{MPa} \right) = 2,5\text{MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{36,17 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,27 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

g. Vérification des contraintes

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.

✓ **Vérification contrainte de béton**

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

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

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

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

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

D'après le "BAEL91 modifié 99 " [2] on doit vérifier que :

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

Avec : $\eta=1,6(H.A)$

Tableau 3.22 : Vérification des contraintes de la dalle pleine.

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
Travée	x-x	20,59	5,65	4,01	9781,97	8,44	vérifiée
	y-y	18,33	5,65	4,01	9781,97	7,51	
Appuis	x-x	9,75	3,93	3,44	7322,87	4,58	vérifiée
	y-y	7,01	3,93	3,44	7322,87	3,29	

h. Vérification de la flèche

Dans le cas des dalles de bâtiments courants dont le rapport des portées sont compris entre 0,4 et 2,5 ; on peut se dispenser du calcul des flèches si les conditions suivantes sont réalisées en

même temps :

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{L_x} &\geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \frac{A}{bd} &\leq \frac{2}{f_e} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \begin{cases} 0,051 > 0,028 \text{ à } 0,037 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 4,2 \times 10^{-3} > 4 \times 10^{-3} \dots\dots\dots \text{non vérifiée} \end{cases}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 3.23 : Les déplacements (la flèche).

Joint	Output Case	U3
Text	Text	cm
853	ELU	0,1749
854	ELU	0,1673
830	ELU	0,1554
766	ELU	0,1478
828	ELU	0,1468
638	ELU	0,1465

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

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

Donc : $\bar{f} = 0,5 + \frac{610}{1000} = 1,1 \text{ cm}$

$f = 0,175 \text{ cm} < \bar{f} = 1,1 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

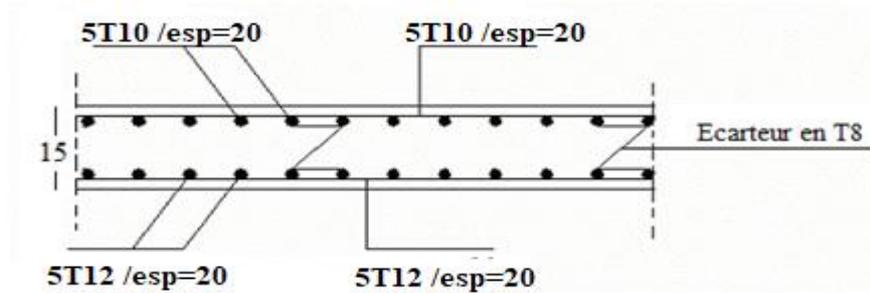


Figure 3.23 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine.

- Dalle pleine rectangulaire repose sur 4 appuis (Porte à faux)

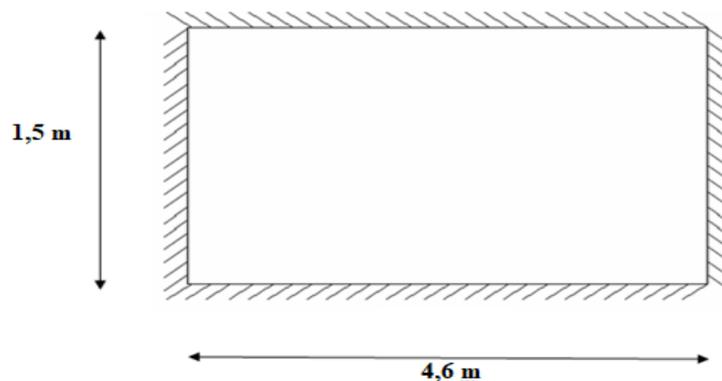


Figure 3.24 : Les dimensions de la dalle pleine.

a. Evaluation des charges

- Charge permanente : $G=6,29 \text{ kN/m}^2$

$G \times 1\text{m} = 6,11 \times 1 = 6,29 \text{ KN/m}$, Pour une bande de 1m

- Charge d'exploitation : $Q=1,5 \text{ kN/m}^2$

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

b. Calcul des sollicitations

$L_x=1,5m \quad L_y=4,6m$

$\frac{L_x}{L_y} = \frac{1,5}{4,6} = 0,33 < 0,4$

⇒ La dalle travaille dans un seul sens (sens petite portée : L_x)

c. Ferrailage de la dalle

$G= 6,29 \text{ kN /m} \quad Q=1,5 \text{ kN /m}$

$M_0 = \frac{ql^2}{8}$ avec : $q_u = 1,35(G) + 1,5(Q) = 10,74 \text{ KN/m}$

- Travée : $M_t = 0,85M_0$
- Appui : $M_a = 0,5M_0$

$b = 100\text{cm} ; h = 15\text{cm} ; d = 0,9h = 13,5\text{cm} ; F_c = 500\text{MPa} ; f_{c28} = 25\text{MPa} ; f_{t28} = 2,1\text{MPa} ; \sigma_s = 435\text{MPa}$

$M_0 = 3,02 \text{ kNm.}$

Tableau 3.24 : Ferrailage de la dalle pleine.

	M_u (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	esp (cm)
Travée	2,57	0,01	oui	0	0,0125	13,43	0,44	4T8	2,01	25
Appui	1,51	0,0058	oui	0	0,0073	13,46	0,26	4T8	2,01	25

d. Armatures de répartitions

$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,503\text{cm}^2$

- Travée : Choix : 3T8=1,13cm² avec : $S_t = 33\text{cm.}$
- Appui : Choix : 3T8=1,13cm² avec : $S_t = 33\text{cm.}$

e. Condition de non fragilité

On doit vérifier que : $A_s \geq A_s^{\min} = 0,6\%_{00} bh = 0,6\%_{00} \times 100 \times 15 = 0,9\text{cm}^2 .$

- Travée : $A_s = 2,01\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 0,9\text{cm}^2$ Vérifiée.
- Appuis : $A_s = 2,01\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 0,9\text{cm}^2$ Vérifiée.

f. Vérification de l'effort tranchant

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

Avec : $\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,1f_{c28} ; 4MPa) = 2,5MPa$ (Fissuration préjudiciable).

$$T_u = \frac{q \times l}{2} = \frac{10,74 \times 1,5}{2} = 8,06 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{8,06 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,06 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

g. Vérification des contraintes

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc il est nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

$$q_s = 7,79 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{ql^2}{8} = \frac{7,79 \times 1,5^2}{8} = 2,19 \text{ kNm.}$$

g.1 Vérification contrainte de béton

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

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

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

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

Avec : $n=15$; $c'=2\text{cm}$; $d=14,4\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $A'_s=0$

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} fe; \max(0,5 fe; 110\sqrt{\eta f_{t28}}) \right) = 250MPa \end{cases}$$

Avec : $\eta=1,6(H.A)$

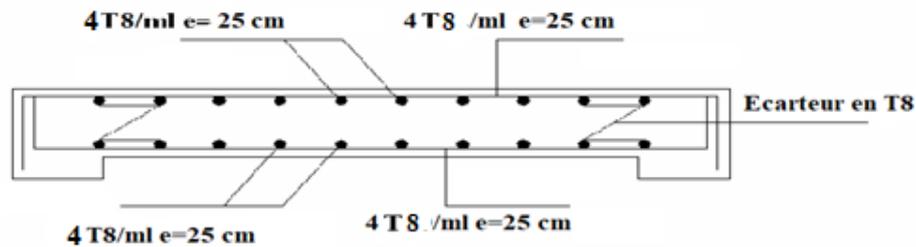
Tableau 3.25 : Vérification des contraintes de la dalle pleine.

	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	σ_s (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Travée	1,86	2,01	2,57	4167,69	1,15	vérifiée	73,17	vérifiée
Appui	1,1	2,01	2,57	4167,69	0,68	vérifiée	43,27	vérifiée

h. Vérification de la flèche

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{25} \text{ à } \frac{1}{20} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,0015 < 0,004 \\ 0,1 > 0,04 \rightarrow 0,05 \end{array} \right.$$

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

**Figure 3.25** : Schéma de ferrailage des dalles pleines.**3.4 Etude des escaliers****3.4.1 Introduction**

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escaliers : escalier à trois volées.

3.4.2 Escalier à trois volées

Un escalier est caractérisé par :

- La marche : la partie horizontale des gradins constituant l'escalier (M)
- La contre marche : la partie verticale des gradins (CM)
- La montée ou la hauteur d'escalier (H).

- La hauteur d'une marche (h).
- Le giron : la largeur de la marche (g).
- L'emmarchement : la largeur de la volée (b).
- La volée : suite ininterrompue des marches.
- La paillasse : le support des marches.

Le palier : la partie horizontale entre deux volées

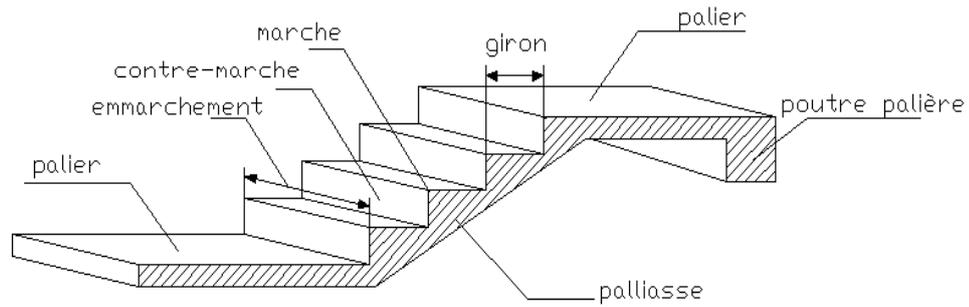


Figure 3.26 : Eléments d'un escalier.

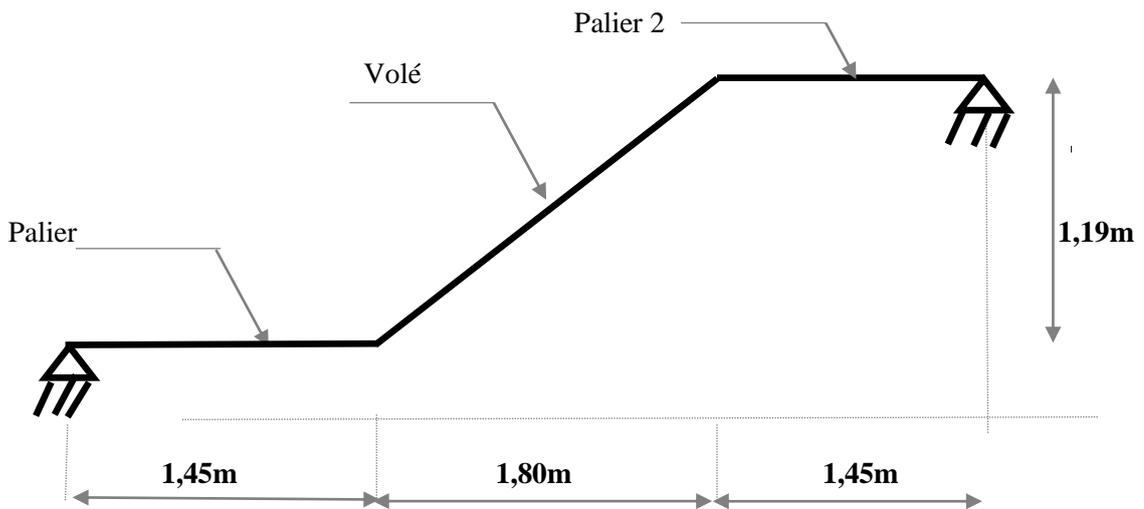


Figure 3.27 : Schéma statique de l'escalier.

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)
- $n \times h = H$ (2)
- $(n-1) \times g=L$ (3)

Avec : n : Le nombre des contre marches

$(n-1)$: Le nombre des marches

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

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

Avec : n : La racine de l'équation

Les valeurs de H et L

$$H = 119 \text{ cm} ; L = 180 \text{ cm}$$

$$64n^2 - 546n + 272 = 0$$

Solution :

- $n_1 = 0,53 \dots \dots \dots$ refusée.
- $n_2 = 7$

Donc on prend :

- le nombre de contre marche $\dots \dots \dots n = 7$
- le nombre des marches $\dots \dots \dots n - 1 = 6$

$$h = \frac{H}{n} = 0,17m \rightarrow \text{en prend } h = 17cm$$

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

a. Vérification de l'équation de «BLONDEL »

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

b. Détermination de l'épaisseur de la paille

$$\text{On a : } l = \sqrt{L^2 + H^2} + 1,45 + 1,45 = \sqrt{(1,80)^2 + (1,19)^2} + 1,45 + 1,45 = 5,058m$$

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow 16,86 \leq e \leq 25,29cm$$

On prend donc l'épaisseur $e = 20cm$.

N.B : Le palier aura la même épaisseur que la paille.

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

c. angle d'inclinaison de la paille

$$tg \alpha = \frac{H}{L} = \frac{119}{180} = 0,66 \Rightarrow \alpha = 33,47^\circ$$

3.4.2.1 Evaluation des charges et surcharges

1. Palier

Tableau 3.26 : Les charges de palier.

Désignation de l'élément	ρ (kN/m ³)	E_p (m)	G (kN/m ²)
paillasse	25	0,2	5
lit sable	18	0,03	0,54
mortier de pose	20	0,02	0,4
carrelage	22	0,02	0,44
ciment	18	0,02	0,36
Σ	/	/	6,74

La surcharge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$

2. Paillasse

Tableau 3.27 : Les charges de Paillasse.

Désignation de l'élément	ρ (kN/m ³)	E_p (m)	G (kN/m ²)
paillasse	25	$0,2/\cos 33,47$	5,99
marche	25	$0,17/2$	2,13
ciment	18	0,02	0,36
mortier de pose	20	0,02	0,4
carrelage	22	0,02	0,44
garde de corps	/	/	1
Σ	/	/	10,32

La surcharge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$

3.4.2.2 Calcul des sollicitations

Tableau 3.28 : Calcul des sollicitations.

Combinaison	La volée (kN/m ²)	Le palier (kN/m ²)
ELU	17,68	12,85
ELS	12,82	9,24

3.4.2.3 Schéma RDM de volée I

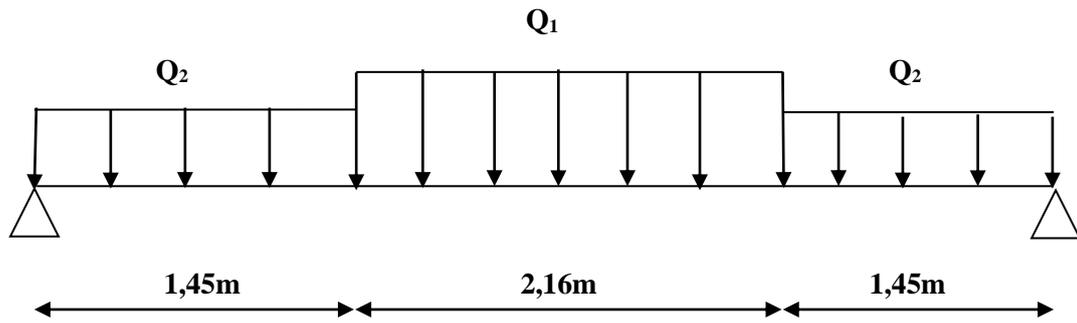


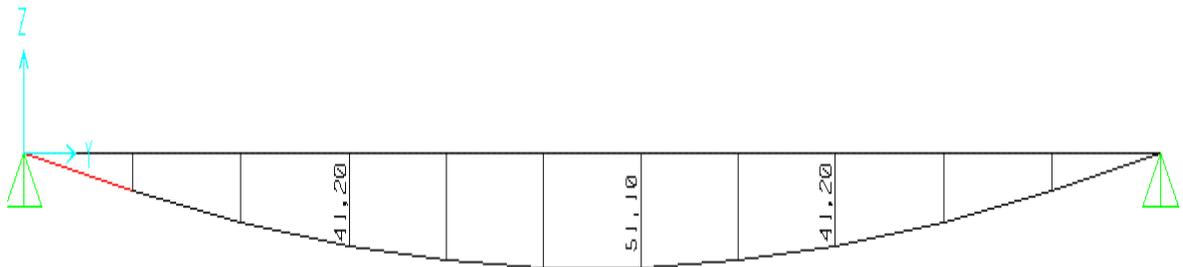
Figure 3.28 : Schéma de chargement de l'escalier.

Le chargement de la rampe pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

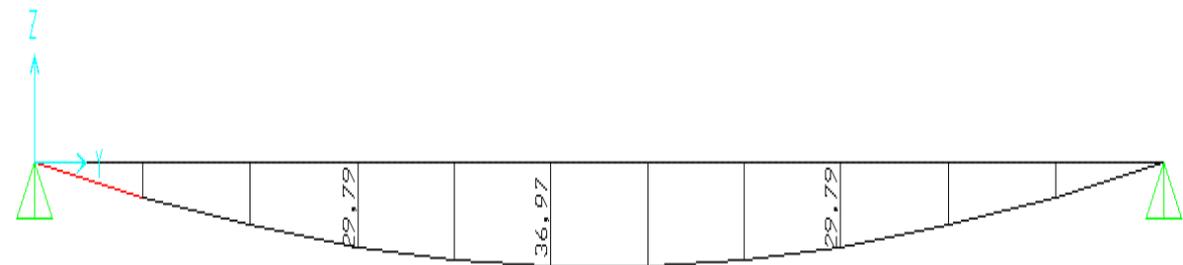
Tableau 3.29 : Charge à l'ELU et l'ELS.

	Q ₁ (kN/ml)	Q ₂ (kN/ml)
ELU	17,68	12,85
ELS	12,82	9,24

Moment a ELU :



Moment a ELS :



Effort tranchant T_u

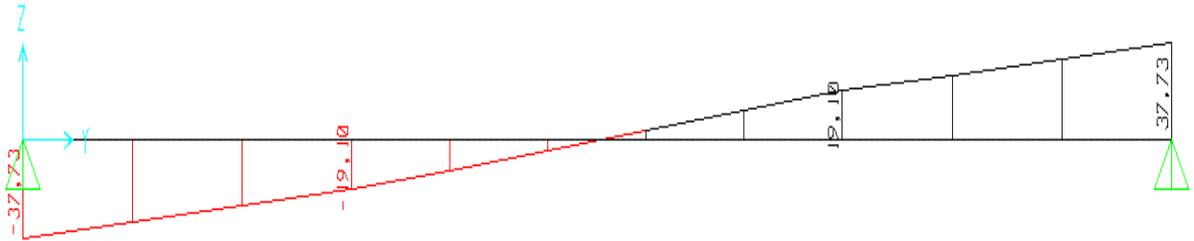


Figure 3.29 : Diagramme des moments fléchissant et l'effort tranchant de l'escalier.

3.4.2.4 Ferrailage

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension ($b \times h$), tel que : $b=100\text{cm}$; $h=20\text{cm}$.

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

$$f_{c28} = 25\text{MPa} ; f_{bc} = 14,17\text{MPa} ; f_{t28} = 2,10\text{MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; d = 0,9h = 18\text{cm}$$

$$\sigma_s = 435\text{MPa} ; \gamma_s = 1,15 ; f_e = 500\text{MPa}$$

$$M_U^{\text{max}} = 51,10 \text{ kN.m}$$

En travée : $M_T = 0,85M_U = 43,435 \text{ kNm}$

Sur appui : $M_a = 0,5M_U = 25,55 \text{ kNm}$

Tableau 3.30 : Ferrailage de l'escalier.

	M_u (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm ²)	A_s^{cal} / ml (cm ²)	Choix	A_s^{adp} / ml (cm ²)
Travée	35,4	0,0946	Oui	0	5,84	6T12	6,79
Appuis	20,825	0,0556	Oui	0	3,36	5T10	3,93

a. Espacement

En travée : $esp \leq \frac{100}{6} = 16,67\text{cm}$ On prend : $esp = 16 \text{ cm}$.

Sur appui : $esp \leq \frac{100}{5} = 20\text{cm}$ On prend : $esp = 20 \text{ cm}$.

a. Armature de répartition

$$\text{En travée : } \frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,697\text{cm}^2/\text{ml} \leq A_r \leq 3,395\text{cm}^2/\text{ml}$$

Le choix est de : 4T8=2,01 cm² avec S_t=25 cm.

$$\text{Sur appui : } \frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0,98\text{cm}^2/\text{ml} \leq A_r \leq 1,97\text{cm}^2/\text{ml}$$

Le choix est de : 3T8=1,51 cm² avec S_t=33 cm.

3.4.2.5 Vérification

- **Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,74\text{cm}^2$$

$$\text{En travée : } A_s = 6,79\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1,74\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\text{Sur appui : } A_s = 3,93\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1,74\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- **Effort tranchant**

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

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right) = 3,33\text{MPa} \dots\dots\dots (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{37,73 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,2096\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- **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.

$$\text{Si : } T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow \text{les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.}$$

Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante : $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 37,37 \times 10^3 - \frac{25,55 \times 10^6}{0,9 \times 180} = -119,99 \text{ kN} < 0$$

Alors : les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

• **Vérification des armatures transversales**

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = 0,2096 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

• **Vérification à l’E.L.S**

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

1. Vérification des contraintes du béton

- **Position de l’axe neutre :**

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

- **Moment d’inertie :**

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

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

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous : $M_{ser}^{\max} = 36,97 \text{ kNm}$.

Tableau 3.31 : Vérification à l'E.L.S.

	$M_{ser}(kNm)$	$A_s (cm^2)$	$Y (cm)$	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
Travée	31,42	6,79	5,12	21370,27	7,53	Vérifiée
Appui	18,48	3,93	4,05	13686,14	5,48	Vérifiée

• **Vérification de la flèche**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{500} = 0,0395 \geq 0,0625 \quad \text{non... vérifiée} \\ \frac{6,79}{100 \times 18} = 0,00377 \leq 0,0084 \quad \text{vérifiée} \\ 0,0958 \leq 0,085 \quad \text{non... vérifiée} \end{array} \right.$$

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

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

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} = 1,006cm \end{array} \right. \quad L=5,06 m$$

Moment d'inertie de la section homogène I_0 :

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

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

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

$E_i=32164,20\text{MPa}$; $E_v=10818,87\text{ MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau 3.32 : Vérification de la flèche de l’escalier.

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
31,42	6,79	0,0038	275,08	5,53	2,21	0,388	73185,07	25592,11	39400,19

$$\left. \begin{matrix} f_i = 0,98\text{cm} \\ f_v = 1,89\text{cm} \end{matrix} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,91\text{cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,91\text{cm} < \bar{f} = 1,006\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Tableau 3.33 : Récapitulatif de la vérification des flèches.

f_i (cm)	f_v (cm)	Δf (cm)	$\bar{\Delta f}$ (cm)	Observation
0,98	1,89	0,91	1,006	Vérifiée

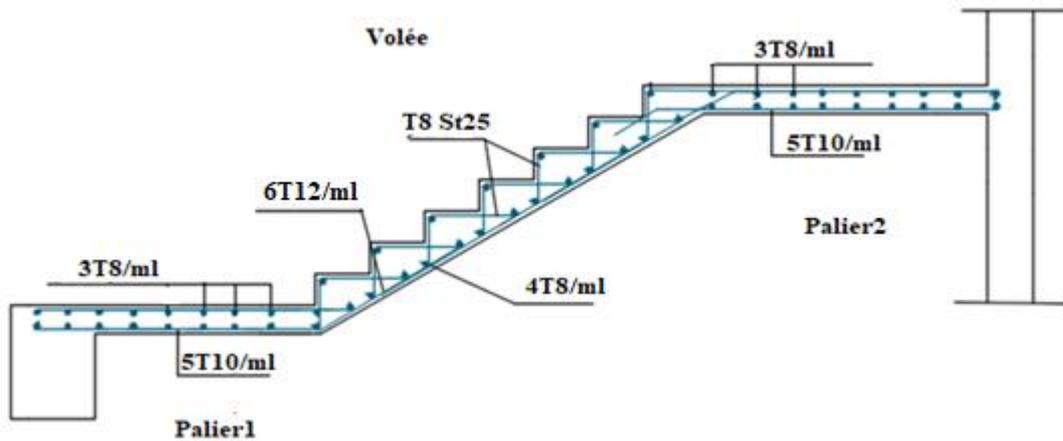


Figure 3.30 : Schéma de ferrailage de l’escalier (volée 1et 3).

3.4.3. Volée II

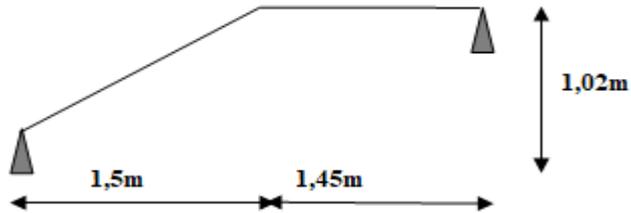


Figure 3.31 : Schéma statique de la 2^{ème} volée.

Avec :

- le nombre de contre marche n=6
- le nombre des marches n-1=5

$$h = \frac{H}{n} = 0,17m \rightarrow \text{en prend } h = 17\text{cm}$$

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

- On prend donc l'épaisseur e=20 cm
- Angle d'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{102}{150} = 0,68 \Rightarrow \alpha = 34,22^\circ$$

3.4.3.1 Evaluation des charges et surcharges

Tableau 3.34 : Les charges de Paillasse.

désignation de l'élément	ρ (kN/m ³)	Ep (m)	G (kN/m ²)
paillasse	25	0,2/cos34,22	6,05
marche	25	0,17/2	2,13
ciment	18	0,02	0,36
mortier de pose	20	0,02	0,4
carrelage	22	0,02	0,44
garde de corps	/	/	1
Σ	/	/	10,38

La surcharge d'exploitation :

$$Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

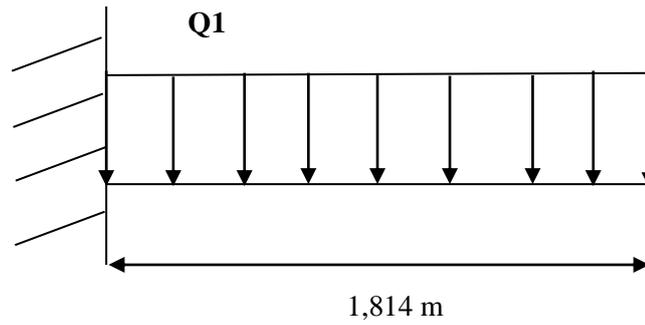


Figure 3.32 : Schéma de chargement de l'escalier de la 2^{ème} volée.

3.4.3.2 Calcul des sollicitations

Pour une bande de 1m de largeur :

ELU :

$$q_u = (1,35.G + 1,5.Q) \times 1m = 17,76 \text{ kN/ml}$$

$$M_U = (-q_u.L^2)/2 = (-17,76 \times 1,814^2)/2 = -29,22 \text{ kNm}$$

$$T_U = q_u.L = 32,22 \text{ kN}$$

ELS :

$$q_{ser} = (G + Q).1m = 12,88 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = (-q_{ser}.L^2)/2 = -21,19 \text{ kNm}$$

Tableau 3.35 : Ferrailage de l'escalier.

M_u (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} / ml (cm ²)	Choix	A_s^{adp} / ml (cm ²)
29,22	0,064	Oui	0	0,082	17,41	3,86	5T10	3,93

a. Calcul des espacements

$$S_t \leq \min(3e; 33cm) \Rightarrow S_t \leq 33cm \quad \text{On adopte } S_t = 20 \text{ cm}$$

b. Armature de répartition

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0,98cm^2/ml \leq A_r \leq 1,97cm^2/ml$$

Le choix est de : 3T8= 1,51cm² avec S_t=33cm.

3.4.3.3 Vérification

a. Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,74cm^2$$

$$A_s = 3,93cm^2 > A_s^{\min} = 1,74cm^2 \dots\dots\dots vérifiée$$

b. Effort tranchant

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

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25MPa$$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{32,22 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,179MPa < \bar{\tau}_u = 1,25MPa \dots\dots\dots vérifiée$$

c. Vérification de contrainte l'ELS

$$A_s=3,93cm^2, Y=4,05 \text{ cm}, I= 13686,15 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser}/I) \times y = (21,19 \times 10^6 \times 40,5 / 13686,15 \times 10^4) = 6,27 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = 6,27MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots\dots\dots vérifiée$$

d. Vérification de la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{181,4} = 0,11 \geq 0,0625 \quad \text{vérifiée} \\ \frac{3,93}{100 \times 18} = 0,0022 \leq 0,0084 \quad \text{vérifiée} \\ 0,11 \geq 0,1 \quad \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification à la flèche n'est pas nécessaire.

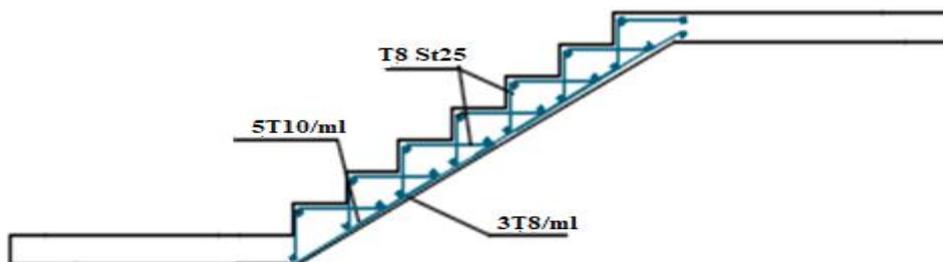


Figure 3.33 : Schéma de ferrailage de l'escalier (volée2).

CHAPITRE 4 : ETUDE
DYNAMIQUE EN ZONE
SYSMIQUE

4.1 Introduction

Vu que l'activité sismique peut se produire à tout moment, provoquant d'importants dégâts humains et matériels, les structures doivent être conçues et construites de manière adéquate afin de résister à ses secousses sismiques, toute en respectant les recommandations des règlements parasismiques.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurité imposées par les règles parasismiques Algériennes **RPA99/version 2003**. La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **ETABS 17.0.1** qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

4.2 Etude sismique

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propre de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

4.2.1 Modélisation de rigidité

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectué comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degré de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différent niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisé par un élément surfacique type Shell à quatre nœud après on l'a divisé en mailles.
- A tous les planchers nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigide dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

4.2.2 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 d'habitation. (masse 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 et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).

- La masse des escaliers a été concentrée au niveau des quatre nœuds délimitant la cage d'escalier (par plancher).

4.3 Choix de la méthode de calcul

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

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

4.3.1 La méthode statique équivalente

a. Conditions d'applications

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes :

Zone III :

- Groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.

- la méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est en zone **III** de groupe d'usage 2 et sa hauteur dépasse les 17m.

4.3.2 La méthode modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. Dans notre projet, une étude dynamique de la structure s'impose du fait que les conditions de régularité en plan et en élévation ne sont pas satisfaites.

a. Principe

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0.20 \text{ sec ... (4-14) [1]}$$

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

b. Analyse spectrale

➤ **Utilisation des spectres de réponse**

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases} \dots\dots\dots (4-13) [1]$$

➤ **Représentation graphique du spectre de réponse**

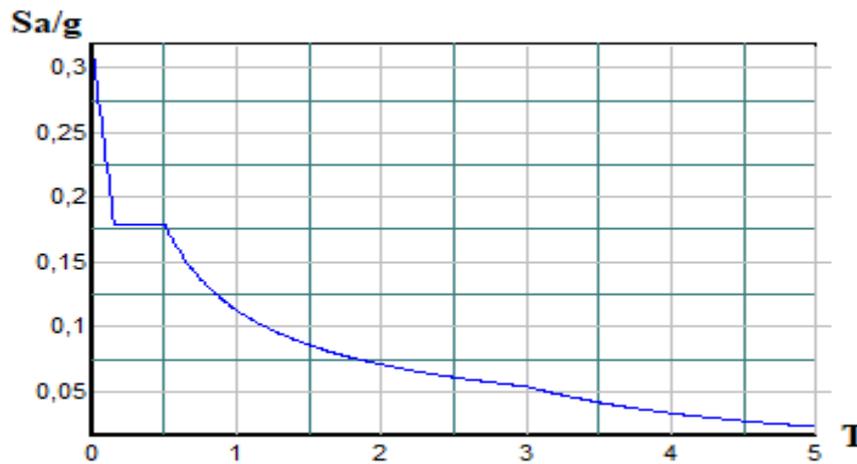


Figure 4.1 : Spectre de réponse.

Avec :

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.

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : Facteur de qualité.

➤ Résultante des forces sismiques de calcul

L'une des premières vérifications préconisée 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 : $\frac{0,8V}{V_t}$

➤ Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

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

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad [1]$$

Avec : A : coefficient d'accélération de zone.

* groupe d'usage : **2**
 * zone sismique : **III** } $\longrightarrow A=0,25$

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 . \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s . \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s . \end{cases} \quad [1]$$

T1, T2 : périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans **le tableau 4.7 de RPA99/version 2003**.

$$\text{Catégorie } S_3 \rightarrow \text{site meuble} \quad \left\{ \begin{array}{l} T1 = 0,15 \text{ sec.} \\ T2 = 0,50 \text{ sec.} \end{array} \right.$$

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

avec $\xi = 7\% \rightarrow \eta = 0,8819$

➤ **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 le **RPA99/version 2003** sont :

$$T = \min \left(T = C_T \times h_N^{3/4}, \quad T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

$$C_T = 0,05$$

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

$$h_N = 44,2 \text{ m}$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \Rightarrow D_x = 30,9m \\ \Rightarrow D_y = 24m \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,05 \times (44,2)^{3/4} = 0,86 \text{ sec, dans les deux directions.}$$

- Suivant la direction (x - x) $T_x = 0,09 \times \frac{44,2}{\sqrt{30,9}} = 0,72 \text{ sec}$

- Suivant la direction (y - y) $T_y = 0,09 \times \frac{44,2}{\sqrt{24}} = 0,81 \text{ sec}$

Sens (x-x) : $T_x = \min(0,86; 0,72) = 0,72 \text{ sec.} \rightarrow 1,3 T_x = 0,936 \text{ sec}$

Sens (y-y) : $T_y = \min(0,86; 0,81) = 0,81 \text{ sec.} \rightarrow 1,3 T_y = 1,053 \text{ sec}$

Le choix de la période pour le calcul du facteur d'amplification dynamique moyen est limité comme suit [6] :

$$T = \begin{cases} \text{Tanalytique} & \text{si } \text{Tanalytique} < 1,3 \text{Tempirique} \\ 1,3 \text{Tempirique} & \text{si } \text{Tanalytique} \geq 1,3 \text{Tempirique} \end{cases}$$

R : Coefficient de comportement.

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'un coefficient de comportement R qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement.

Le coefficient de comportement global de la structure, Sa valeur unique est donnée par le tableau (4.3) de **RPA 99 v2003** en fonction du système de contreventement.

On a choisi un R=5 (mixte portique/voiles avec interaction).

Q : Facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité de contrôle de la construction

La valeur de **Q** déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad [1]$$

P_q : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** "est satisfait ou non".

Sa valeur est donné par le tableau **4.4 (RPA 99/version 2003)**.

Tableau 4.1 : Facteur de qualité.

Critère q	Observée (o/n)	Pq // xx	Observée (o/n)	Pq // yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	non	0,05	non	0,05
Redondance en plan	non	0,05	non	0,05
Régularité en plan	non	0,05	non	0,05
Régularité en élévation	oui	0	oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	oui	0	oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0	oui	0

$$Q//xx=1+(0.05+0.05+0.05+0+0+0)=1,15.$$

$$Q//yy=1+(0.05+0.05+0.05+0+0+0)=1,15.$$

➤ Vérification des déplacements latéraux inter étages

L'une des vérifications préconisée par les **RPA99 version 2003**, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon l'article 5.10 page40 des **RPA99 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 : $\bar{\Delta} = 0,01h_e$

Où : h_e représente la hauteur de l'étage.

Avec

$$\delta_K^x = Rr_x \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = Rr_y \delta_{eK}^y$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

Δ_K^x : correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ dans le sens $x-x$
(idem dans le sens $y-y$, Δ_K^y)

4.4 Résultats de l'analyse sismique

1. Modèle initial

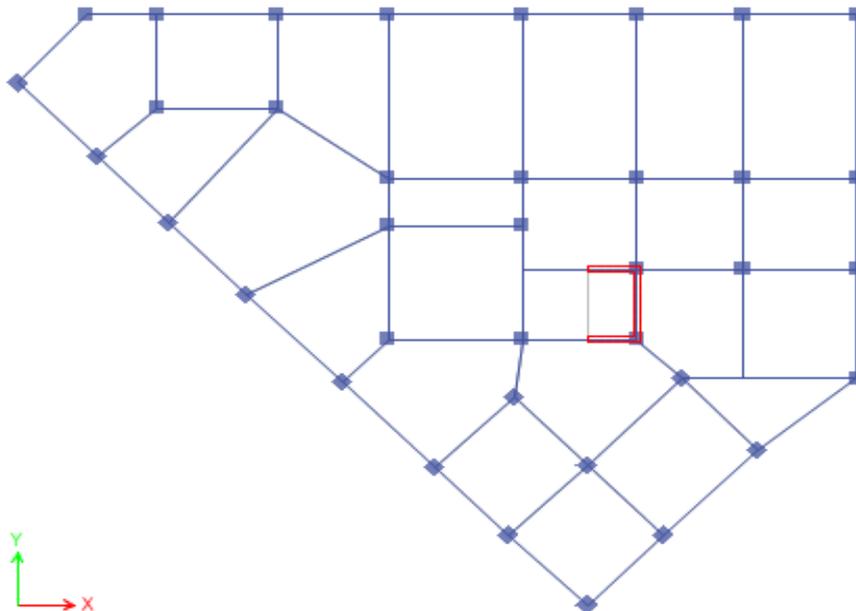


Figure 4.2 : Vue en plan du modèle initial.

a. Caractéristiques dynamique propres du modèle initial

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

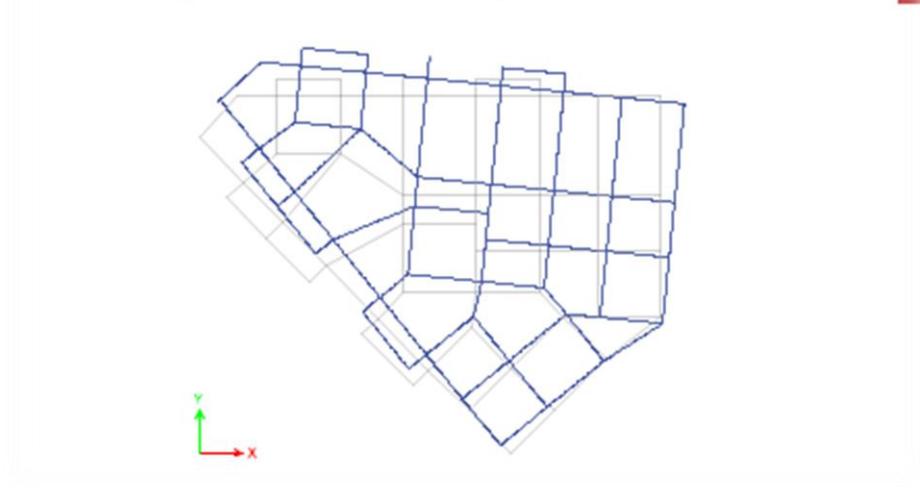
- Une période fondamentale : $T = 1,818$ sec.
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **10^{ème}** mode.

Tableau 4.2 : Participation massique du modèle initial.

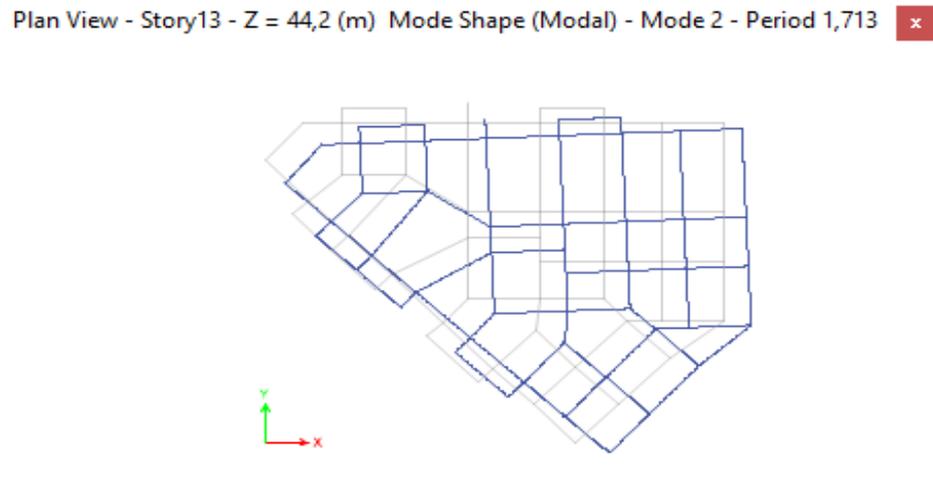
Modes	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	1,818	0,186	0,2081	0	0,186	0,2081	0
2	1,713	0,5117	0,1732	0	0,6977	0,3812	0
3	1,448	0,0299	0,322	0	0,7276	0,7033	0
4	0,67	0,0249	0,0397	0	0,7525	0,7429	0
5	0,608	0,1105	0,0187	0	0,863	0,7616	0
6	0,484	0,0027	0,0961	0	0,8656	0,8577	0
7	0,384	0,0063	0,0129	0	0,8719	0,8706	0
8	0,333	0,0426	0,0042	0	0,9145	0,8748	0
9	0,272	0,0021	0,0041	0	0,9166	0,8789	0
10	0,246	0,0006	0,0427	0	0,9172	0,9215	0

- Le 1^{er} mode est un mode de rotation
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation couplé
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

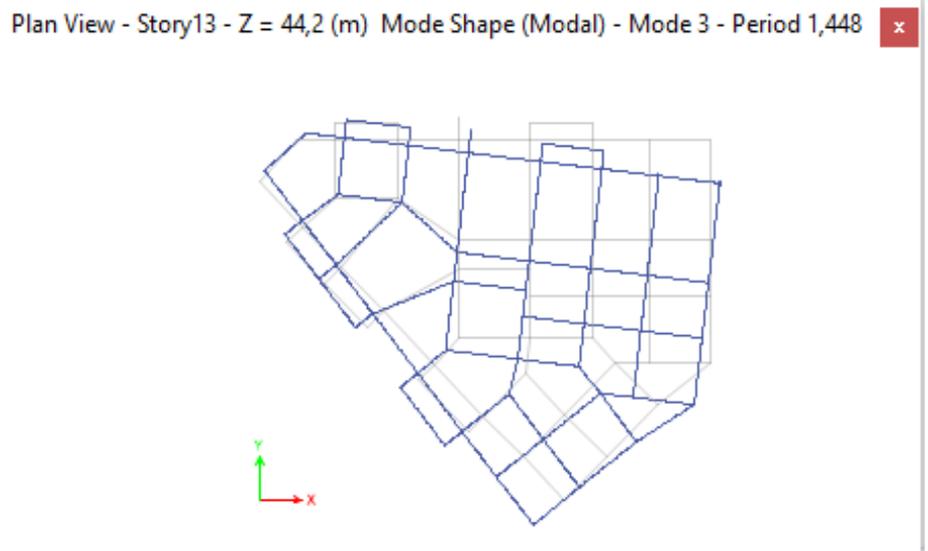
Plan View - Story13 - Z = 44,2 (m) Mode Shape (Modal) - Mode 1 - Period 1,818



Le 1^{er} mode : rotation.



Le 2^{ème} mode : translation couplé.



Le 3^{ème} mode : rotation.

Figure 4.3 : Comportement de model initial vis-à-vis au séisme (3modes propres).

Pour éviter le mode de torsion en 1^{er} mode, on doit rigidifier la structure.

Les « *RPA99 version 2003* » rendent nécessaire l'introduction des voiles dans le système de contreventement.

2. 2^{ème} Modèle

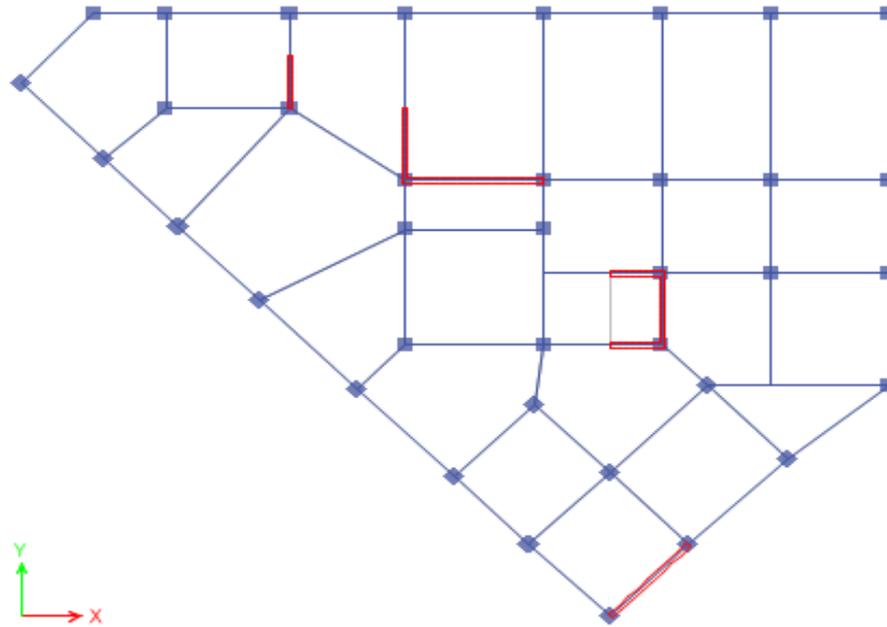


Figure 4.4 : Vue en plan du 2^{ème} modèle.

a. Caractéristiques dynamique propres du 2^{ème} Modèle

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T=1,576$ sec

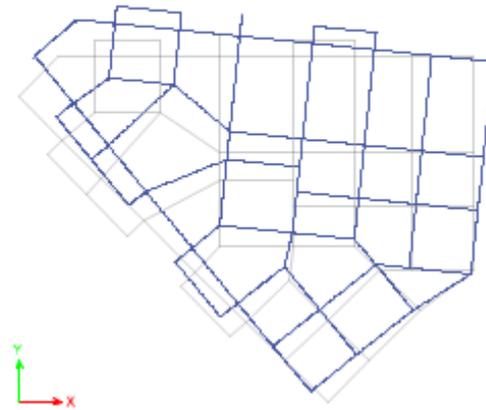
La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 9^{ème} mode.

Tableau 4.3 : Participation massique du 2^{ème} modèle.

Modes	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	1,591	0,047	0,3261	0	0,047	0,3261	0
2	1,367	0,5703	0,1256	0	0,6174	0,4517	0
3	1,282	0,0753	0,2449	0	0,6926	0,6966	0
4	0,523	0,0093	0,0657	0	0,7019	0,7622	0
5	0,418	0,1109	0,0442	0	0,8129	0,8064	0
6	0,378	0,0459	0,0506	0	0,8588	0,857	0
7	0,269	0,0031	0,0217	0	0,8619	0,8787	0
8	0,204	0,0396	0,0182	0	0,9015	0,8969	0
9	0,175	0,0203	0,0222	0	0,9218	0,9192	0

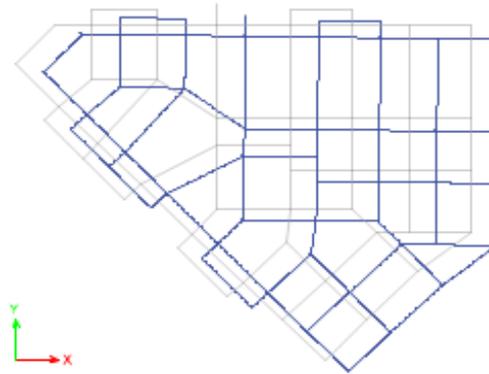
- Le 1^{er} mode est un mode de rotation.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation couplé.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

Plan View - Story13 - Z = 44,2 (m) Mode Shape (Modal) - Mode 1 - Period 1,591



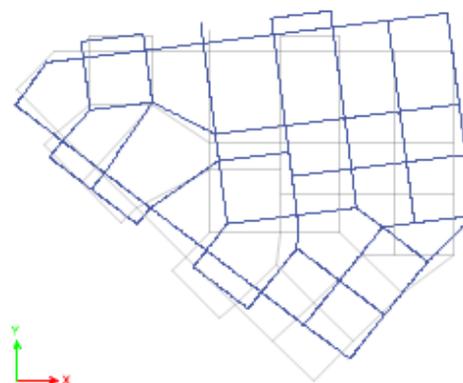
Le 1^{er} mode : rotation.

Plan View - Story13 - Z = 44,2 (m) Mode Shape (Modal) - Mode 2 - Period 1,367



Le 2^{ème} mode : translation couplé.

Plan View - Story13 - Z = 44,2 (m) Mode Shape (Modal) - Mode 3 - Period 1,282



Le 3^{ème} mode : rotation.

Figure 4.5 : Comportement du 2^{ème} model vis-à-vis au séisme (3modes propres).

Toujours dans le mode de torsion en 1^{er} mode, on doit rigidifier la structure.

3. 3^{ème} Modèle

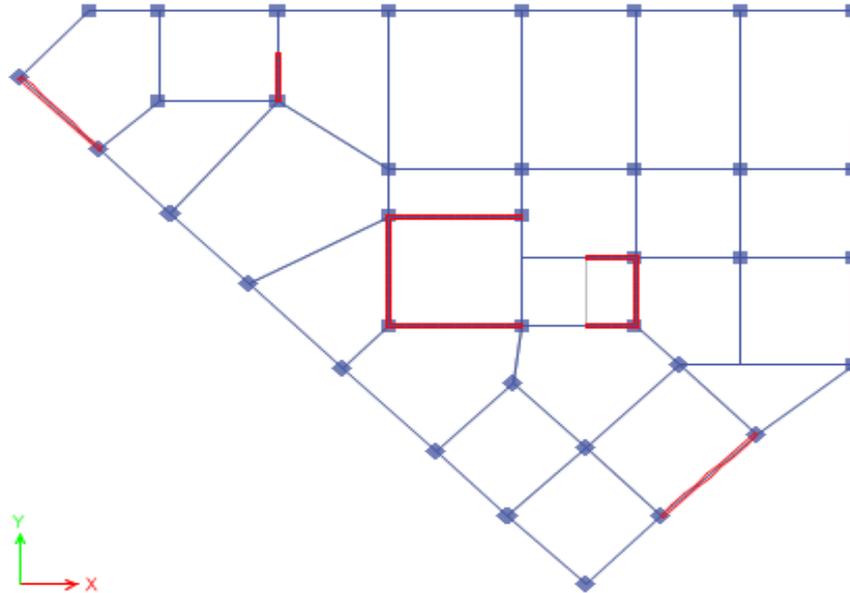


Figure 4.6 : Vue en plan du 3^{ème} modèle.

a. Caractéristiques dynamique propres du 3^{ème} modèle

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T=1,276$ sec

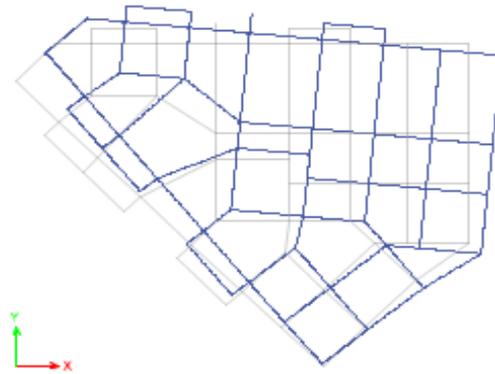
La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 9^{ème} mode.

Tableau 4.4 : Participation massique du 3^{ème} modèle.

Modes	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	1,276	0,4189	0,0448	0	0,4189	0,0448	0
2	1,068	0,108	0,5664	0	0,527	0,6112	0
3	0,866	0,1612	0,072	0	0,6881	0,6832	0
4	0,381	0,0986	0,0097	0	0,7867	0,6929	0
5	0,303	0,0238	0,1473	0	0,8105	0,8402	0
6	0,246	0,0481	0,0231	0	0,8585	0,8633	0
7	0,187	0,0325	0,002	0	0,891	0,8653	0
8	0,145	0,0109	0,0482	0	0,9019	0,9134	0

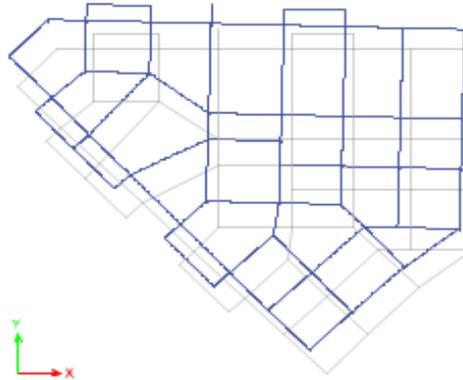
- Le 1^{er} mode est un mode couplé (translation x-y)
- Le 2^{ème} mode est un mode couplé (translation x-y)
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

Plan View - Story13 - Z = 44,2 (m) Mode Shape (Modal) - Mode 1 - Period 1,276



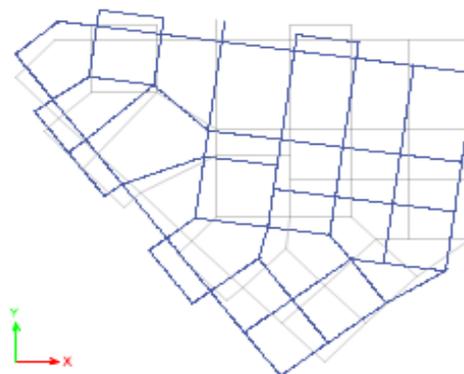
Le 1^{er} mode : translation couplé.

Plan View - Story13 - Z = 44,2 (m) Mode Shape (Modal) - Mode 2 - Period 1,068



Le 2^{ème} mode : translation couplé.

Plan View - Story13 - Z = 44,2 (m) Mode Shape (Modal) - Mode 3 - Period 0,866



Le 3^{ème} mode : rotation.

Figure 4.7 : Comportement du 3^{ème} model vis-à-vis au séisme (3modes propres).

b. Résultantes des forces sismiques

$$\text{Calcul de } D : \begin{cases} D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,8819 \times \left(\frac{0,5}{0,936} \right)^{2/3} = 1,45 \\ D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,8819 \times \left(\frac{0,5}{1,053} \right)^{2/3} = 1,34 \end{cases}$$

$$W=77124,6332 \text{ kN} \rightarrow \begin{matrix} V^x = 6430,27 \text{ kN} & 0,8V^x = 5144,21 \text{ kN} \\ V^y = 5942,45 \text{ kN} & 0,8V^y = 4753,96 \text{ kN} \end{matrix}$$

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 4148,9145 \text{ kN} \\ F_2 = V_t^y = 5238,6406 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne : } \begin{cases} V_t^x = 4148,9145 \text{ kN} < 0,8V^x = 5144,21 \text{ kN} \\ V_t^y = 523,6406 \text{ kN} > 0,8V^y = 4833,65 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Le rapport : } \begin{cases} \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 1,24 \Rightarrow r_x = 1,24 \\ \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 0,907 \Rightarrow r_y = 1 \end{cases}$$

b. Vérification des déplacements inter étage**Tableau 4.5** : Vérification des déplacements inter étages du 3^{ème} modèle.

Niveaux	$\delta_{eK}^x (cm)$	$\delta_{eK}^y (cm)$	$\delta_K^x (cm)$	$\delta_K^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	$\Delta_K^y (cm)$	$\bar{\Delta} (cm)$	Observation
13	6,8254	5,065	34,127	25,325	2,616	2,1515	3,4	Vérifiée
12	6,3022	4,6347	31,511	23,1735	2,8235	2,2675	3,4	Vérifiée
11	5,7375	4,1812	28,6875	20,906	3,02	2,3665	3,4	Vérifiée
10	5,1335	3,7079	25,6675	18,5395	3,1755	2,427	3,4	Vérifiée
9	4,4984	3,2225	22,492	16,1125	3,18	2,3895	3,4	Vérifiée
8	3,8624	2,7446	19,312	13,723	3,2155	2,3625	3,4	Vérifiée
7	3,2193	2,2721	16,0965	11,3605	3,0935	2,239	3,4	Vérifiée
6	2,6006	1,8243	13,003	9,1215	3,01	2,137	3,4	Vérifiée
5	1,9986	1,3969	9,993	6,9845	2,7655	1,942	3,4	Vérifiée
4	1,4455	1,0085	7,2275	5,0425	2,5335	1,7605	3,4	Vérifiée
3	0,9388	0,6564	4,694	3,282	2,133	1,484	3,4	Vérifiée
2	0,5122	0,3596	2,561	1,798	1,676	1,176	3,4	Vérifiée
1	0,177	0,1244	0,885	0,622	0,885	0,622	3,4	Vérifiée

Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le « *RPA99 version 2003* ».

c. Vérification du critère de l'effort normal réduit

$$\bullet \quad v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad [1]$$

Avec :

B_c : section de poteau

N_d : $G+Q \pm E$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 4.6 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux.

Étages	N_d (kN)	B_c (cm ²)	v	Obs	Section corrigée (cm ²)	v	Obs
12 ^{ème}	220,074	30×30	0,097	<0,3	30×30	0,097	<0,3
11 ^{ème}	472,3716	30×30	0,210	<0,3	30×30	0,210	<0,3
10 ^{ème}	724,8905	30×30	0,322	>0,3	35×35	0,2367	<0,3
09 ^{ème}	978,7897	30×30	0,435	>0,3	40×40	0,2447	<0,3
08 ^{ème}	1235,8525	35×35	0,403	>0,3	45×45	0,2441	<0,3
07 ^{ème}	1494,1985	35×35	0,487	>0,3	50×50	0,2391	<0,3
06 ^{ème}	1757,0841	40×40	0,439	>0,3	50×50	0,2811	<0,3
05 ^{ème}	2021,7685	40×40	0,505	>0,3	55×55	0,2673	<0,3
04 ^{ème}	2291,3238	45×45	0,452	>0,3	60×60	0,2546	<0,3
3 ^{ème}	2562,184	45×45	0,506	>0,3	65×65	0,2425	<0,3
2 ^{ème}	2837,9979	50×50	0,454	>0,3	70×70	0,2316	<0,3
1 ^{er}	3056,7415	50×50	0,489	>0,3	75×75	0,2174	<0,3
R.D.C	3390,5985	55×55	0,448	>0,3	80×80	0,212	<0,3

Les efforts normaux réduits dépassent les valeurs admissibles imposées par le « *RPA99 version 2003* ».

Il faut donc augmenter les sections des poteaux dans la structure.

4. Modèle final

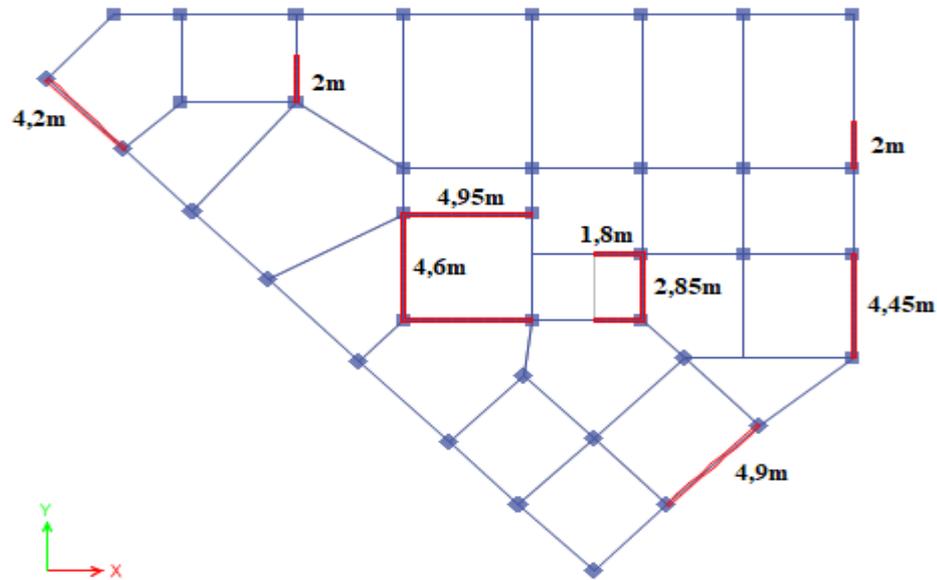


Figure 4.8 : Vue en plan du modèle final.

a. Caractéristiques dynamique propres du modèle final

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T=1,068$ sec

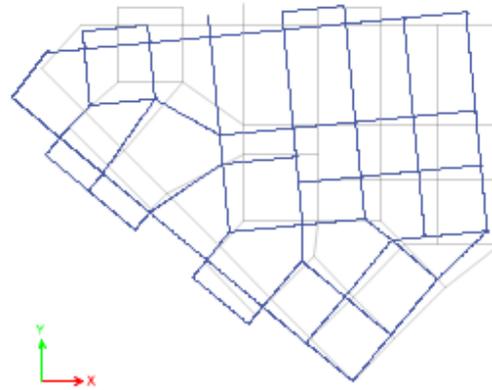
La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 9^{ème} mode.

Tableau 4.7 : Participation massique du modèle final.

Modes	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	1,068	0,4284	0,028	0	0,4284	0,028	0
2	0,898	0,0861	0,5605	0	0,5145	0,5885	0
3	0,742	0,1532	0,0771	0	0,6678	0,6657	0
4	0,339	0,1003	0,0094	0	0,7681	0,675	0
5	0,273	0,0271	0,147	0	0,7952	0,822	0
6	0,221	0,0488	0,0266	0	0,844	0,8486	0
7	0,172	0,0338	0,0026	0	0,8779	0,8512	0
8	0,135	0,0132	0,0502	0	0,8911	0,9014	0
9	0,11	0,0203	0,0034	0	0,9114	0,9048	0

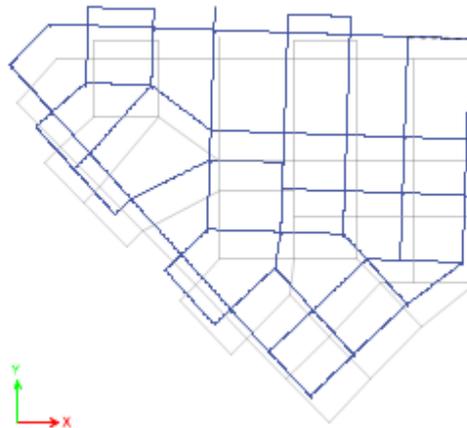
- Le 1^{er} mode est un mode couplé (translation x-y).
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation suivant y.
- Le 3^{ème} mode est un mode est rotation.

Plan View - Story13 - Z = 44,2 (m) Mode Shape (Modal) - Mode 1 - Period 1,068



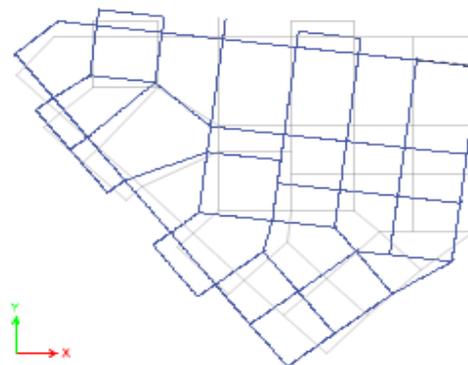
Le 1^{er} mode : translation couplé.

Plan View - Story13 - Z = 44,2 (m) Mode Shape (Modal) - Mode 2 - Period 0,898



Le 2^{ème} mode : translation suivant y-y

Plan View - Story13 - Z = 44,2 (m) Mode Shape (Modal) - Mode 3 - Period 0,742



Le 3^{ème} mode : rotation.

Figure 4.9 : Comportement du model final vis-à-vis au séisme (3modes propres).

b. Résultantes des forces sismiques

$$\text{Calcul de D : } \begin{cases} Dx = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,8819 \times \left(\frac{0,5}{0,936} \right)^{2/3} = 1,45 \\ Dy = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,8819 \times \left(\frac{0,5}{1,053} \right)^{2/3} = 1,34 \end{cases}$$

$$W = 82046,7159 \text{ kN} \rightarrow \begin{cases} V^x = 6840,645 \text{ kN} & 0,8V^x = 5472,52 \text{ kN} \\ V^y = 6321,7 \text{ kN} & 0,8V^y = 5057,36 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 4811,1981 \text{ kN} \\ F_2 = V_t^y = 6090,7145 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne : } \begin{cases} V_t^x = 4811,1981 \text{ kN} < 0,8V^x = 5472,52 \text{ kN} \\ V_t^y = 6090,7145 \text{ kN} > 0,8V^y = 5057,36 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Le rapport } \left\{ \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 1,137 \Rightarrow r_x = 1,137 \right. \quad \text{Le rapport } \left\{ \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 0,83 \Rightarrow r_y = 1 \right.$$

c. Vérification des déplacements inter étage

Tableau 4.8 : Vérification des déplacements inter étages du modèle final.

Niveaux	$\delta_{eK}^x (cm)$	$\delta_{eK}^y (cm)$	$\delta_K^x (cm)$	$\delta_K^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	$\Delta_K^y (cm)$	$\bar{\Delta} (cm)$	Observation
13	5,1489	4,1664	25,7445	20,832	2,0885	1,789	3,4	Vérifiée
12	4,7312	3,8086	23,656	19,043	2,2795	1,91	3,4	Vérifiée
11	4,2753	3,4266	21,3765	17,133	2,361	1,964	3,4	Vérifiée
10	3,8031	3,0338	19,0155	15,169	2,3995	1,9755	3,4	Vérifiée
9	3,3232	2,6387	16,616	13,1935	2,4015	1,9535	3,4	Vérifiée
8	2,8429	2,248	14,2145	11,24	2,367	1,905	3,4	Vérifiée
7	2,3695	1,867	11,8475	9,335	2,352	1,864	3,4	Vérifiée
6	1,8991	1,4942	9,4955	7,471	2,2195	1,743	3,4	Vérifiée
5	1,4552	1,1456	7,276	5,728	2,0525	1,602	3,4	Vérifiée
4	1,0447	0,8252	5,2235	4,126	1,836	1,432	3,4	Vérifiée
3	0,6775	0,5388	3,3875	2,694	1,565	1,2305	3,4	Vérifiée
2	0,3645	0,2927	1,8225	1,4635	1,2085	0,9645	3,4	Vérifiée
1	0,1228	0,0998	0,614	0,499	0,614	0,499	3,4	Vérifiée

Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le « *RPA99 version 2003* ».

d. Vérification de l'effort normal réduit

Tableau 4.9 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux.

Etages	B_c (cm ²)	N_d (kN)	ν	vérification
12 ^{ème}	30×30	225,5817	0,10026	vérifier
11 ^{ème}	30×30	486,1545	0,21607	vérifier
10 ^{ème}	35×35	748,872	0,2445	vérifier
9 ^{ème}	40×40	1015,8801	0,25397	vérifier
8 ^{ème}	45×45	1294,128	0,25563	vérifier
7 ^{ème}	50×50	1584,8068	0,25357	vérifier
6 ^{ème}	50×50	1880,6908	0,300	vérifier
5 ^{ème}	55×55	2201,2291	0,29107	vérifier
4 ^{ème}	60×60	2633,6052	0,2926	vérifier
3 ^{ème}	65×65	3097,0404	0,29321	vérifier
2 ^{ème}	70×70	3580,4378	0,29228	vérifier
1 ^{er}	75×75	3970,1075	0,28232	vérifier
RDC	80×80	4280,9069	0,2676	vérifier

e. Vérification des conditions du facteur de comportement R

❖ **Justification des voiles sous charges verticales**

L'effort normal total à la base de la structure $P_{Tot} = 91487,8281$ kN.

L'effort normal à la base repris par les voiles $P_{voiles} = 16213,0147$ kN.

$P_{voiles} / P_{Tot} = 17,72 \% < 20\%$.

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

❖ **Justification des portiques sous charges horizontale**

Tableau 4.10 : Vérification des portiques sous l'effort tranchant d'étage.

NIV	$V_{x_{tot}}$ (kN)	$V_{x_{portique}}$ (kN)	V_{port} %	$V_{y_{tot}}$ (kN)	$V_{y_{portique}}$ (kN)	V_{port} %	condition	Obs
13	925,6249	605,2198	65,38	1062,3179	543,2194	51,14	25	Vérifiée
12	1693,137	600,1505	35,45	1920,4049	540,0654	28,12	25	Vérifiée
11	2335,381	974,7693	41,74	2626,0601	885,0956	33,70	25	Vérifiée
10	2858,8875	1311,6917	45,88	3219,6345	1213,9928	37,71	25	Vérifiée
9	3304,8251	1611,1629	48,75	3732,5366	1511,6561	40,5	25	Vérifiée
8	3711,7951	1902,4762	51,25	4186,5598	1816,8049	43,39	25	Vérifiée
7	4088,1995	1773,4027	43,38	4602,7795	1728,3383	37,55	25	Vérifiée
6	4424,3989	2059,36	46,54	4972,3662	2001,8235	40,26	25	Vérifiée
5	4731,0669	2146,0894	45,36	5318,7246	2042,975	38,41	25	Vérifiée
4	4993,7802	2183,5162	43,72	5594,7384	2183,8689	39,03	25	Vérifiée
3	5229,1669	2146,8019	41,05	5854,4741	2175,7873	37,16	25	Vérifiée
2	5396,4812	2116,9584	39,23	6016,1548	2198,8206	36,55	25	Vérifiée
1	5470,3317	3034,3024	55,47	6090,7145	3205,4884	52,63	25	Vérifiée

f. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre)

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

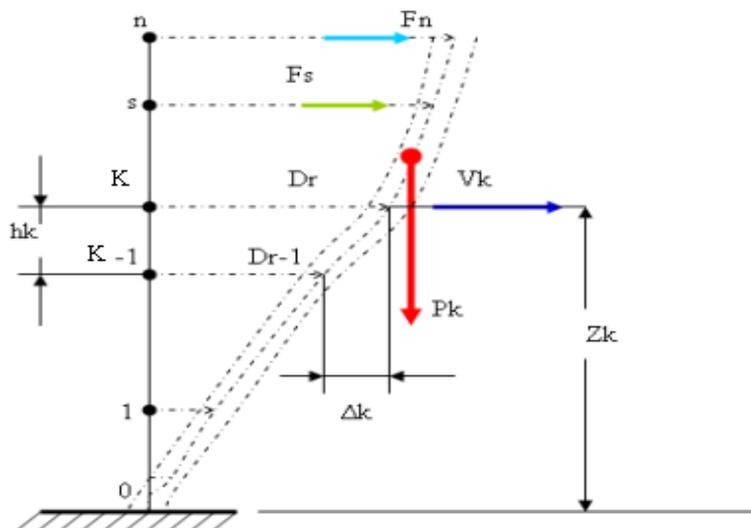


Figure 4.10 : Evaluation des effets du second ordre.

Les effets du 2^o ordre (ou effet $P-\Delta$) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \text{ "RPA99 version 2003" [1]}$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau K :

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

h_k : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure.

Tableau 4.11 : Vérification l'effet P- Δ inter étages du modèle final.

NIV	Vx (kN)	Vy (kN)	Pk (kN)	Δx (cm)	Δy (cm)	Hk (m)	θ_x	θ_y	obs
13	925,0025	1062,7274	5656,1123	2,0885	1,789	3,4	0,03756044	0,02800448	vérifiée
12	1692,1179	1919,923	11128,9798	2,2795	1,91	3,4	0,0440946	0,03256312	vérifiée
11	2335,0413	2627,2965	17013,583	2,361	1,964	3,4	0,05059625	0,03740669	vérifiée
10	2856,8077	3219,1294	23005,3269	2,3995	1,9755	3,4	0,05683152	0,04152294	vérifiée
9	3302,0341	3734,3825	29119,9363	2,4015	1,9535	3,4	0,06228917	0,0448029	vérifiée
8	3708,8367	4188,6426	35373,1364	2,367	1,905	3,4	0,06639803	0,0473169	vérifiée
7	4084,4966	4599,0923	41626,3365	2,352	1,864	3,4	0,07049983	0,04962072	vérifiée
6	4425,6601	4974,8411	48033,8522	2,2195	1,743	3,4	0,07085094	0,04949789	vérifiée
5	4729,0251	5310,5068	54611,4085	2,0525	1,602	3,4	0,06971336	0,04845415	vérifiée
4	4991,4975	5600,9919	61374,7305	1,836	1,432	3,4	0,06639762	0,04615181	vérifiée
3	5224,1453	5849,9106	68339,5431	1,565	1,2305	3,4	0,06021327	0,04227908	vérifiée
2	5393,6388	6018,545	74995,613	1,2085	0,9645	3,4	0,04942216	0,03534823	vérifiée
1	5470,3317	6090,7145	81726,3959	0,614	0,499	3,4	0,02697976	0,01969317	vérifiée

Vu les résultats obtenus les conditions θ_x et $\theta_y \leq 0,1$ est satisfaites, d'où les effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés.

CHAPITRE 5 :
FERRAILLAGE DES
ELEMENTS RESISTANTS

5.1 Introduction

Le ferraillage des éléments résistants doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **CBA 93** et le **RPA99 version 2003**.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

1. poteaux
2. poutres
3. voiles

5.2 Ferraillage des poteaux

5.2.1 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 :

Tableau 5.1 : Caractéristiques du béton et de l'acier.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,17	1,15	500	435
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	500	500

5.2.2 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 : $G+Q+E$

$0,8G\pm E$

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

- 1- Effort normal maximal et le moment correspondant (N^{\max} , M^{corr}).
- 2- Le moment maximum et l'effort correspondant (M^{\max} , N^{corr}).
- 3- Effort normal minimal et le moment correspondant (N^{\min} , M^{corr}).

5.2.3 Recommandation selon RPA99 version 2003

D'après le **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 :

$$* 0,9\% < \frac{A_s}{B} < 3\% \quad \text{Zone courante (Z.C)}$$

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

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de $50\varnothing$ 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.
- Pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous :

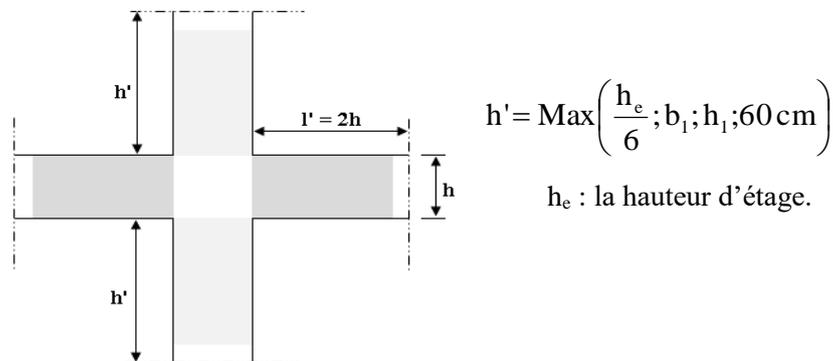


Figure 5.1 : Zone nodale.

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.

a. Situation durable

- Combinaison : **1,35G+1,5Q**

a. (N^{\max} , M^{corr}) :

Tableau 5.2 : Ferrailages des poteaux carrés situation durable (N^{\max} , M^{corr}).

Etages	Section [cm ²]	N^{\max} [kN]	M^{corr} [kNm]	Sollicitation	A_s / face [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\min}$ RPA
RDC	80×80	-4419,911	71,485	SEC	0	0	57,6
1 ^{er}	75×75	-4075,122	128,584	SEC	0	0	50,63
2 ^{ème}	70×70	-3759,166	63,539	SEC	0	0	44,1
3 ^{ème}	65×65	-3381,969	33,953	SEC	0	0	38,03
4 ^{ème}	60×60	-3015,663	36,841	SEC	0	0	32,4
5 ^{ème}	55×55	-2659,083	33,475	SEC	0	0	27,3
6 ^{ème} - 7 ^{ème}	50×50	-2310,45	29,832	SEC	0	0	22,5
8 ^{ème}	45×45	-1631,546	27,317	SEC	0	0	18,23
9 ^{ème}	40×40	-1296,749	26,625	SEC	0	0	14,4
10 ^{ème}	35×35	-963,212	26,343	SEC	0	0	11,03
11 ^{ème} - 12 ^{ème}	30×30	-628,486	19,789	SEC	0	0	8,1

a. (M^{\max} , N^{corr}) :

Tableau 5.3 : Ferrailages des poteaux carrés situation durable (M^{\max} , N^{corr}).

Etages	Section [cm ²]	M^{\max} [kNm]	N^{corr} [kN]	Sollicitation	A_s / face [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\min}$ RPA
RDC	80×80	128,158	-4375,271	SEC	0	0	57,6
1 ^{er}	75×75	128,584	-4075,122	SEC	0	0	50,63
2 ^{ème}	70×70	98,646	-2198,509	SEC	0	0	44,1
3 ^{ème}	65×65	104,338	-1946,021	SEC	0	0	38,03
4 ^{ème}	60×60	108,993	-1709,19	SEC	0	0	32,4
5 ^{ème}	55×55	115,191	-1488,657	SEC	0	0	27,3
6 ^{ème} - 7 ^{ème}	50×50	131,732	-1090,89	SEC	0	0	22,5
8 ^{ème}	45×45	123,463	-924,183	SEC	0	0	18,23
9 ^{ème}	40×40	112,511	-756,517	SPC	1,3	0	14,4
10 ^{ème}	35×35	95,327	-584,988	SPC	3,48	0	11,03
11 ^{ème} - 12 ^{ème}	30×30	86,054	-216,954	SPC	7,43	0	8,1

b. (N^{\min} , M^{corr}) :

Tableau 5.4 : Ferrailages des poteaux carrés situation durable (N^{\min} , M^{corr}).

Etages	Section [cm ²]	N^{\min} [kN]	M^{corr} [kNm]	Sollicitation	A_s / face [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s,\min}$ RPA
RDC	80×80	-1682,488	24,811	SEC	0	0	57,6
1 ^{er}	75×75	-1537,333	28,514	SEC	0	0	50,63
2 ^{ème}	70×70	-1370,415	27,025	SEC	0	0	44,1
3 ^{ème}	65×65	-1215,151	28,207	SEC	0	0	38,03
4 ^{ème}	60×60	-1065,434	29,197	SEC	0	0	32,4
5 ^{ème}	55×55	-921,440	31,072	SEC	0	0	27,3
6 ^{ème} -7 ^{ème}	50×50	-646,328	34,022	SEC	0	0	22,5
8 ^{ème}	45×45	-513,461	33,436	SEC	0	0	18,23
9 ^{ème}	40×40	-388,193	32,367	SEC	0	0	14,4
10 ^{ème}	35×35	-270,966	30,629	SEC	0	0	11,03
11 ^{ème} -12 ^{ème}	30×30	-60,148	28,686	SPC	1,84	0	8,1

2. Situation accidentelle

- Combinaison : **G+Q+E**

a. (N^{\max} , M^{corr}) :

Tableau 5.5 : Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).

Etages	Section [cm ²]	N^{\max} [kN]	M^{corr} [kNm]	Sollicitation	A_s / face [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s,\min}$ RPA
RDC	80×80	-4280,907	215,697	SEC	0	0	57,6
1 ^{er}	75×75	-3970,108	171,793	SEC	0	0	50,63
2 ^{ème}	70×70	-3580,438	150,076	SEC	0	0	44,1
3 ^{ème}	65×65	-3097,040	118,695	SEC	0	0	38,03
4 ^{ème}	60×60	-2633,605	106,639	SEC	0	0	32,4
5 ^{ème}	55×55	-2201,229	85,189	SEC	0	0	27,3
6 ^{ème} -7 ^{ème}	50×50	-1880,691	74,827	SEC	0	0	22,5
8 ^{ème}	45×45	-1294,128	68,558	SEC	0	0	18,23
9 ^{ème}	40×40	-1015,88	15,853	SEC	0	0	14,4
10 ^{ème}	35×35	-748,872	10,738	SEC	0	0	11,03
11 ^{ème} -12 ^{ème}	30×30	-486,155	6,8	SEC	0	0	8,1

b. (M^{\max} , N^{corr}) :

Tableau 5.6 : Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr}).

Etages	Section [cm ²]	M^{\max} [kNm]	N^{corr} [kN]	Sollicitation	A_s / face [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\min}$ RPA
RDC	80×80	362,193	-2263,172	SEC	0	0	57,6
1 ^{er}	75×75	309,115	-4122,002	SEC	0	0	50,63
2 ^{ème}	70×70	292,986	-3542,561	SEC	0	0	44,1
3 ^{ème}	65×65	290,762	-2987,056	SEC	0	0	38,03
4 ^{ème}	60×60	286,604	-82,315	SPC	9,54	0	32,4
5 ^{ème}	55×55	278,447	-181,547	SPC	9,4	0	27,3
6 ^{ème} - 7 ^{ème}	50×50	267,136	-285,747	SPC	9,37	0	22,5
8 ^{ème}	45×45	227,059	-324,868	SPC	8,67	0	18,23
9 ^{ème}	40×40	185,076	-319,779	SPC	8,12	0	14,4
10 ^{ème}	35×35	137,925	-276,809	SPC	7,19	0	11,03
11 ^{ème} - 12 ^{ème}	30×30	96,110	-116,287	SPC	6,96	0	8,1

c. (N^{\min} , M^{corr}) :

Tableau 5.7 : Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle (N^{\min} ; M^{corr}).

Etages	Section [cm ²]	N^{\min} [kn]	M^{corr} [kn.m]	Sollicitation	A_s / face [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\min}$ RPA
RDC	80×80	214,936	157,545	SPC	6,29	0	57,6
1 ^{er}	75×75	276,021	244,601	SPC	9,64	0	50,63
2 ^{ème}	70×70	177,812	273,565	SPC	10,06	0	44,1
3 ^{ème}	65×65	41,86	287,95	SPC	9,89	0	38,03
4 ^{ème}	60×60	-82,315	286,604	SPC	9,54	0	32,4
5 ^{ème}	55×55	-181,547	278,447	SPC	9,4	0	27,3
6 ^{ème} - 7 ^{ème}	50×50	-192,656	61,962	SEC	0,68	0	22,5
8 ^{ème}	45×45	-166,910	54,628	SPC	0,92	0	18,23
9 ^{ème}	40×40	-138,222	45,975	SPC	1,1	0	14,4
10 ^{ème}	35×35	-105,075	35,82	SPC	1,19	0	11,03
11 ^{ème} - 12 ^{ème}	30×30	-22,265	23,758	SPC	1,54	0	8,1

- Combinaison : **0,8G+E**
 - a. (N^{\max} , M^{corr}) :

Tableau 5.8 : Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).

Etages	Section [cm ²]	N^{\max} [kN]	M^{corr} [kNm]	Sollicitation	A_s / face [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s,\text{min}}$ RPA
RDC	80×80	-3972,208	280,876	SEC	0	0	57,6
1 ^{er}	75×75	-3534,812	271,975	SEC	0	0	50,63
2 ^{ème}	70×70	-3055,808	154,987	SEC	0	0	44,1
3 ^{ème}	65×65	-2635,710	132,018	SEC	0	0	38,03
4 ^{ème}	60×60	-2230,338	120,434	SEC	0	0	32,4
5 ^{ème}	55×55	-1852,114	101,041	SEC	0	0	27,3
6 ^{ème} -7 ^{ème}	50×50	-1510,996	77,005	SEC	0	0	22,5
8 ^{ème}	45×45	-977,716	65,179	SEC	0	0	18,23
9 ^{ème}	40×40	-764,043	54,047	SEC	0	0	14,4
10 ^{ème}	35×35	-558,360	40,301	SEC	0	0	11,03
11 ^{ème} -12 ^{ème}	30×30	-360,887	25,584	SEC	0	0	8,1

- b. (M^{\max} , N^{corr}) :

Tableau 5.9 : Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr}).

Etages	Section [cm ²]	M^{\max} [kNm]	N^{corr} [kN]	Sollicitation	A_s / face [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s,\text{min}}$ RPA
RDC	80×80	360,641	-1731,759	SEC	0	0	57,6
1 ^{er}	75×75	271,975	-3534,812	SEC	0	0	50,63
2 ^{ème}	70×70	270,967	-3039,721	SEC	0	0	44,1
3 ^{ème}	65×65	269,551	-2545,001	SEC	0	0	38,03
4 ^{ème}	60×60	261,508	296,844	SPC	12,33	0	32,4
5 ^{ème}	55×55	252,328	144,334	SPC	11,42	0	27,3
6 ^{ème} -7 ^{ème}	50×50	237,937	-55,435	SPC	10,06	0	22,5
8 ^{ème}	45×45	200,178	-134,526	SPC	8,81	0	18,23
9 ^{ème}	40×40	160,996	-168,907	SPC	7,76	0	14,4
10 ^{ème}	35×35	118,025	-164,744	SPC	6,48	0	11,03
11 ^{ème} -12 ^{ème}	30×30	80,029	-81,021	SPC	5,71	0	8,1

c. (N^{\min} , M^{corr}) :

Tableau 5.10 : Ferrailages des poteaux carrés situation durable (N^{\min} , M^{corr}).

Etages	Section [cm ²]	N^{\min} [kN]	M^{corr} [kNm]	Sollicitation	A_s / face [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\text{min}} RPA$
RDC	80×80	943,386	113,828	SPC	12,47	0	57,6
1 ^{er}	75×75	855,055	212,003	SPC	14,61	0	50,63
2 ^{ème}	70×70	673,164	249,743	SPC	14,38	0	44,1
3 ^{ème}	65×65	477,788	263,573	SPC	13,45	0	38,03
4 ^{ème}	60×60	296,844	261,508	SPC	12,33	0	32,4
5 ^{ème}	55×55	144,334	252,328	SPC	11,42	0	27,3
6 ^{ème} -7 ^{ème}	50×50	47,502	71,862	SPC	3,56	0	22,5
8 ^{ème}	45×45	-65,726	51,179	SPC	1,77	0	18,23
9 ^{ème}	40×40	-61,659	43,122	SPC	1,71	0	14,4
10 ^{ème}	35×35	-51,63	33,659	SPC	1,59	0	11,03
11 ^{ème} -12 ^{ème}	30×30	-10,048	22,721	SPC	1,59	0	8,1

5.2.4. Choix des armatures

Tableau 5.11 : Choix des armatures des poteaux carrés.

Etages	Sections (cm ²)	A_s^{cal} / face (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	A_s^{max} (Z.C) (cm ²)	A_s^{max} (Z.R) (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
RDC	80×80	12,47	57,6	192	384	8T25+8T20	64,37
1 ^{ème}	75×75	14,61	50,63	168,75	337,5	8T25+8T20	64,37
2 ^{ème}	70×70	14,38	44,1	147	294	4T25+8T20	44,77
3 ^{ème}	65×65	13,45	38,03	126,75	253,5	4T25+8T20	44,77
4 ^{ème}	60×60	12,33	32,4	108	216	12T20	37,7
5 ^{ème}	55×55	11,42	27,3	90,75	181,5	4T20+12T16	36,69
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	50×50	10,06	22,5	75	150	4T20+8T16	28,65
8 ^{ème}	45×45	8,81	18,23	60,75	121,5	4T20+8T16	28,65
9 ^{ème}	40×40	8,12	14,4	48	96	12T16	24,13
10 ^{ème}	35×35	7,19	11,03	36,75	73,5	12T16	24,13
11 ^{ème} et 12 ^{ème}	30×30	7,43	8,1	27	54	12T16	24,13

5.2.5 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service

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

- **Béton** : $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$
- **Acier** : Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

$$\text{Fissuration préjudiciable.....}\bar{\sigma}_s = \zeta_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}})\right)$$

$$\text{Fissuration très préjudiciable.....}\bar{\sigma}_s = 0,8\zeta_s$$

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

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s=250MPa$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Combinaison : **ELS (G+Q)**

a. (N^{\max} , M^{corr}) :

Tableau 5.12 : Vérifications des contraintes pour les poteaux carrées (N^{\max} , M^{corr}).

Etages	Sections (cm ²)	N_{ser}^{\max} (kN)	M_{ser}^{corr} (kNm)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	80×80	-3218,026	50,588	75,3	250	5,05	15	ok
1^{er}	75×75	-2970,953	91,466	85,3	250	5,76	15	ok
2^{ème}	70×70	-2741,126	45,859	85,3	250	5,73	15	ok
3^{èm}	65×65	-2465,925	24,491	84,3	250	5,65	15	ok
4^{ème}	60×60	-2198,736	26,567	91	250	6,11	15	ok
5^{ème}	55×55	-1938,706	24,125	94,8	250	6,38	15	ok
6^{ème}-7^{ème}	50×50	-1684,545	21,484	100,7	250	6,79	15	ok
8^{ème}	45×45	-1189,729	19,652	89,1	250	6,05	15	ok
9^{ème}	40×40	-945,784	19,152	94,6	250	6,47	15	ok
10^{ème}	35×35	-702,823	18,97	95,7	250	6,64	15	ok
11^{ème}-12^{ème}	30×30	-459,057	14,221	85,7	250	6,05	15	ok

b. (M^{max}, N^{corr}) :

Tableau 5.13 : Vérification des contraintes pour les poteaux carrées (M^{max}, N^{corr}).

Etages	Sections (cm ²)	M _{ser} ^{max} (kNm)	N _{ser} ^{corr} (kN)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification
RDC	80×80	90,391	-3171,500	79,5	250	5,35	15	ok
1 ^{er}	75×75	91,466	-2970,953	85,3	250	5,76	15	ok
2 ^{ème}	70×70	71,247	-1605,906	58,6	250	3,98	15	ok
3 ^{ème}	65×65	75,443	-1421,093	62,9	250	4,29	15	ok
4 ^{ème}	60×60	78,855	-1247,824	70,9	250	4,87	15	ok
5 ^{ème}	55×55	83,399	-1086,545	79,5	250	5,51	15	ok
6 ^{ème} -7 ^{ème}	50×50	95,479	-795,857	90,8	250	6,42	15	ok
8 ^{ème}	45×45	89,529	-674,019	103,7	250	7,44	15	ok
9 ^{ème}	40×40	81,629	-551,667	127,3	250	9,37	15	ok
10 ^{ème}	35×35	69,202	-426,692	141,2	250	10,7	15	ok
11 ^{ème} - 12 ^{ème}	30×30	62,695	-159,191	230,7	250	12,3	15	ok

5.2.6 Vérification 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 : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$ Poteaux carré

$$\tau_u = \frac{T_u}{R^2 \sqrt{2}} \leq \bar{\tau}_u$$
 Poteaux circulaire

Où τ_u : contrainte de cisaillement

T_u : effort tranchant à l’état limite ultime de la section étudiée

b : la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile (d=h-c).

R : Rayon de la section du poteau.

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible $\bar{\tau}_u$ égale à :

Selon le BAEL 91 [2]

Armatures droites ($\alpha = 90^\circ$).

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

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10f_{c28}, 4\text{MPa}) \dots\dots\dots \text{Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

Selon RPA99 ver.03 [1]

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

$$\rho_d = 0,075 \dots\dots\dots \text{si l'élancement } \lambda \geq 5$$

$$\rho_d = 0,040 \dots\dots\dots \text{si l'élancement } \lambda < 5$$

Avec :

λ : L'élancement du poteau

i : Rayon de giration.

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

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Poteaux carrés :

$$\left. \begin{aligned} \lambda &= \frac{\ell_f}{i} \\ i &= \sqrt{\frac{I}{B}} \end{aligned} \right\}$$

Tableau 5.14 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux carrés.

Etages	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	λ	ρ _a	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
RDC	80×80	68,843	0,111	10,31	0,075	1,875	2,5	ok
1 ^{er}	75×75	83,519	0,1535	10,99	0,075	1,875	2,5	ok
2 ^{ème}	70×70	64,288	0,1363	11,78	0,075	1,875	2,5	ok
3 ^{èm}	65×65	67,504	0,1664	12,68	0,075	1,875	2,5	ok
4 ^{ème}	60×60	70,861	0,2058	13,74	0,075	1,875	2,5	ok
5 ^{ème}	55×55	74,622	0,2589	14,99	0,075	1,875	2,5	ok
6 ^{ème} -7 ^{ème}	50×50	88,111	0,3716	16,49	0,075	1,875	2,5	ok
8 ^{ème}	45×45	80,487	0,4215	18,32	0,075	1,875	2,5	ok
9 ^{ème}	40×40	73,725	0,4922	20,61	0,075	1,875	2,5	ok
10 ^{ème}	35×35	62,557	0,5507	23,56	0,075	1,875	2,5	ok
11 ^{ème} -12 ^{ème}	30×30	57,05	0,6924	27,48	0,075	1,875	2,5	ok

5.2.7 Ferrailage transversal des poteaux

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **CBA 93** et celles du **RPA99 version 2003**, elles sont données comme suit :

- Selon CBA 93 [4]

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} A_t : \text{Section d'armatures transversales.} \\ b : \text{Largeur de la section droite.} \\ h : \text{Hauteur de la section droite.} \end{array}$$

S_t : Espacement des armatures transversales.

Ø_t : Diamètre des armatures transversales.

Ø_l : Diamètre des armatures longitudinales.

- Selon le RPA99 version 2003 [1]

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

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_c : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_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 $\lambda_g < 5$

λ_g : Espacement géométrique.

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

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

$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_t\right)$ Zone courante (zone III).

ϕ_1 : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) Selon le RPA99 ver2003

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

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

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

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau 5.15 : Espacement maximales selon RPA99 des poteaux carrés.

Étages	section (cm ²)	Barres	Ø ₁ (mm)	S _t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC	80×80	8T25+8T20	20	10	20
1^{er}	75×75	8T25+8T20	20	10	20
2^{ème}	70×70	4T25+8T20	20	10	20
3^{èm}	65×65	4T25+8T20	20	10	20
4^{ème}	60×60	12T20	20	10	20
5^{ème}	55×55	4T20+12T16	16	10	15
6^{ème} et 7^{ème}	50×50	4T20+8T16	16	10	15
8^{ème}	45×45	4T20+8T16	16	10	15
9^{ème}	40×40	12T16	16	10	15
10^{ème}	35×35	12T16	16	10	15
11^{ème} et 12^{ème}	30×30	12T16	16	10	15

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau 5.16 : Choix des armatures transversales pour les poteaux carrés.

Etages	section (cm ²)	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC	80×80	2,38	2,975	3,75	68,843	N	10	0,65	8T8	4,02
						C	20	1,29	8T8	4,02
1^{er}	75×75	2,38	3,173	3,75	83,519	N	10	0,84	8T8	4,02
						C	20	1,67	8T8	4,02
2^{ème}	70×70	2,38	3,4	3,75	64,288	N	10	0,69	4T8	2,01
						C	20	1,38	4T8	2,01
3^{èm}	65×65	2,38	3,66	3,75	67,504	N	10	0,78	4T8	2,01
						C	20	1,56	4T8	2,01
4^{ème}	60×60	2,38	3,97	3,75	70,861	N	10	0,89	4T8	2,01
						C	20	1,77	4T8	2,01
5^{ème}	55×55	2,38	4,33	3,75	74,622	N	10	1,02	4T8	2,01
						C	15	1,53	4T8	2,01
6^{ème} et 7^{ème}	50×50	2,38	4,76	3,75	88,111	N	10	1,32	4T8	2,01
						C	15	1,98	4T8	2,01
8^{ème}	45×45	2,38	5,29	2,5	80,487	N	10	0,89	4T8	2,01
						C	15	1,34	4T8	2,01
9^{ème}	40×40	2,38	5,95	2,5	73,725	N	10	0,92	4T8	2,01
						C	15	1,38	4T8	2,01
10^{ème}	35×35	2,38	6,8	2,5	62,557	N	10	0,89	4T8	2,01
						C	15	1,34	4T8	2,01
11^{ème} et 12^{ème}	30×30	2,38	7,93	2,5	57,05	N	10	0,95	4T8	2,01
						C	15	1,43	4T8	2,01

5.2.8 Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50\phi$ en zone III.

Pour :

- $\phi = 25\text{mm}$ $L_r = 125\text{cm}$
- $\phi = 20\text{mm}$ $L_r = 100\text{cm}$
- $\phi = 16\text{mm}$ $L_r = 80\text{cm}$

5.2.9 Ferraillage des poteaux de sous-sol

Les poteaux de l'infrastructure sont supposés travailler à la compression simple, la section d'armature longitudinale sera donnée par :

$$A_s \geq \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right] \cdot \frac{\gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots (*) [2]$$

Avec :

- N_u : Effort normal de compression simple pondéré.
- γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que $\Rightarrow \gamma_b = 1,5$ situation durable ou transitoire
- γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que $\Rightarrow \gamma_s = 1,15$ situation durable ou transitoire
- α : Coefficient de réduction en fonction de λ

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{Pour } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

- Poteau carré $\lambda = \frac{L_f}{i}$
- Poteau circulaire $\lambda = 4 \frac{L_f}{D}$
- 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 $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- f_e : contrainte limite élastique des aciers $f_e = 500 \text{ MPa}$
- B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout sa périphérie tel que :

- ❖ Poteau carré..... $B_r = (a-0,02)^2 \text{ [m}^2\text{]}$.
- ❖ Poteau circulaire..... $B_r = \pi \cdot (D-0,02)^2 / 4 \text{ [m}^2\text{]}$.

a. Calcul de l'effort normal pondéré

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal.

$$N_u(\text{RDC}) = 4419,911 \text{ kN}$$

- Poids du plancher..... $6,29 \times 15,212 = 95,683 \text{ kN}$
- Poids du poteau..... $(0,8)^2 \times (3,4 - 0,5) \times 25 = 46,4 \text{ kN}$
- Poids de la poutre principale..... $G_{PP} = 12,47 \text{ kN}$
- Poids de la poutre secondaire..... $G_{PS} = 13,725 \text{ kN}$.

$$G = 168,278 \text{ kN}$$

Surcharge d'exploitation : $Q = 5 \times 15,212 = 76,06 \text{ kN}$

$$N_{u1} = 1,35G + 1,5Q = 341,265 \text{ kN}$$

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de sous-sol : $N_{u(ss)} = N_{u(\text{RDC})} + N_{u1} = 4761,176 \text{ kN}$

b. Calcul du ferrailage

Le sous-sol est de section carré $B = 80 \times 80 \text{ cm}^2$

$$\begin{aligned} \downarrow i &= \frac{a}{\sqrt{12}} = 23,094 \text{ cm} \\ \downarrow \lambda &= \frac{0,7 \times 3,4 \times 10^2}{23,094} = 10,31 < 50 \\ \downarrow \alpha &= \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,8355 \\ \downarrow Br &= (80 - 2)^2 = 6084 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

D'où :

$$A_s \geq \left(\frac{4761,176 \times 10^3}{0,8355} - \frac{6084 \times 10^2}{0,9} \times \frac{25}{1,5} \right) \frac{1,15}{500}$$

$$A_s \geq -128,06 \text{ cm}^2$$

Conclusion

Le calcul en compression simple du poteau le plus sollicité au niveau du sous-sol sous un effort normal à la base égal à 4761,911 kN a donné une section inférieure à celle exigée par l'**RPA99 v03** ($A_{s_{\min}} = 57,6 \text{ cm}^2$) ; notre choix est la même section d'armature des poteaux du RDC, soit :

$$A_s = 8T25 + 8T20 = 64,37 \text{ cm}^2$$

Tableau 5.17 : Ferraillage des Poteaux du Sous-Sol.

Type du poteau	Section (cm ²)	Choix	A _s adopté (cm ²)
poteau de S.S	80×80	8T25 + 8T20	64,37

5.2.10 Schéma de ferraillage des poteaux

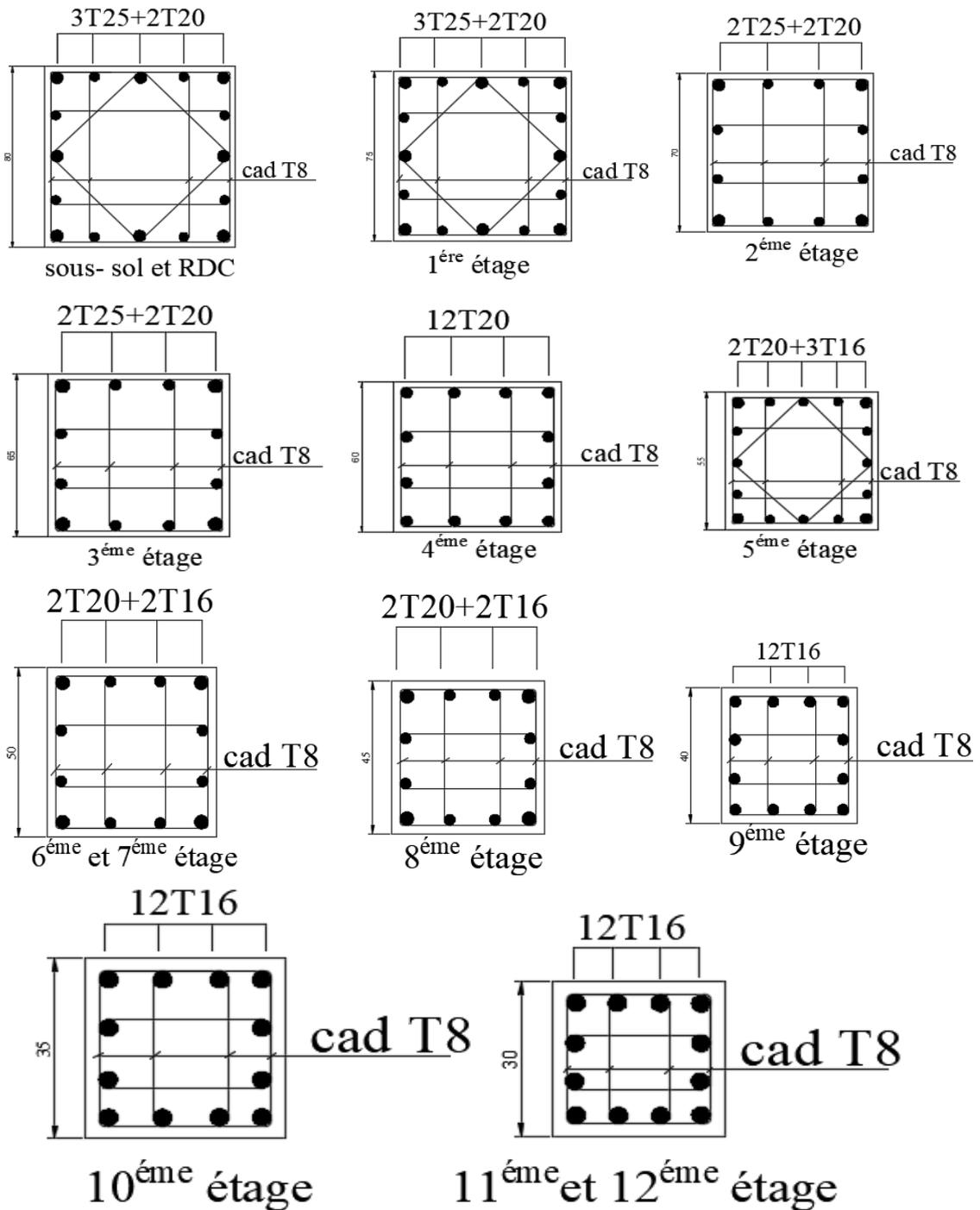


Figure 5.2 : Détails de ferraillage des poteaux.

5.3 Ferrailage des poutres

5.3.1 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

- $0.8 G \pm E$
- $G + Q \pm E$

5.3.2 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° .

5.3.3 Calcul de ferrailage

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre porteuse).
- Sens non porteur (poutre secondaire).
- Poutre de chaînage.

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

1. Sens porteur 30x50

a. Situation durable : 1,35G+1,5Q

Tableau 5.18 : Ferrailage des poutres porteuses 30×50 (situation durable).

Etages	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage de commerce	30×50	Travée	93,514	4,78	0
		Appui	183,116	9,97	0
Etage de bureau	30×50	Travée	91,097	4,65	0
		Appui	172,475	9,31	0
Etage Habitation	30×50	Travée	117,619	6,11	0
		Appui	173,967	9,4	0
Terrasse	30×50	Travée	141,806	7,49	0
		Appui	154,63	8,24	0

b. Situation accidentelle : G+Q+E

Tableau 5.19 : Ferrailage des poutres porteuses 30×50 (situation accidentelle).

Etages	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage de commerce	30×50	Travée	158,939	7,11	0
		Appui	179,778	8,13	0
Etage de bureau	30×50	Travée	224,787	10,35	0
		Appui	245,599	11,42	0
Etage Habitation	30×50	Travée	248,963	11,6	0
		Appui	285,709	13,56	0
Terrasse	30×50	Travée	109,798	4,82	0
		Appui	192,302	8,73	0

c. Situation accidentelle : **0.8G+E****Tableau 5.20** : Ferrailage des poutres porteuses 30×50 (situation accidentelle).

Etages	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage de commerce	30×50	Travée	162,814	7,3	0
		Appui	174,391	7,85	0
Etage de bureau	30×50	Travée	231,795	10,71	0
		Appui	238,591	11,06	0
Etage Habitation	30×50	Travée	255,042	11,92	0
		Appui	274,538	12,95	0
Terrasse	30×50	Travée	115,887	5,09	0
		Appui	159,949	7,16	0

2. Sens non porteur 30×40

a. Situation durable : **1,35G+1,5Q****Tableau 5.21** : Ferrailage des poutres porteuses 30×40 (situation durable).

Etages	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage de commerce	30×40	Travée	40,459	2,57	0
		Appui	89,157	5,97	0
Etage de bureau	30×40	Travée	36,243	2,3	0
		Appui	78,919	5,22	0
Etage Habitation	30×40	Travée	46,805	3	0
		Appui	107,839	7,38	0
Terrasse	30×40	Travée	44,43	2,84	0
		Appui	100,913	6,83	0

b. Situation accidentelle : **G+Q+E****Tableau 5.22** : Ferrailage des poutres non porteuses 30×40 (situation accidentelle).

Etages	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage de commerce	30×40	Travée	95,982	5,43	0
		Appui	104,467	5,94	0
Etage de bureau	30×40	Travée	128,424	7,43	0
		Appui	140,141	8,18	0
Etage Habitation	30×40	Travée	197,199	12,1	0
		Appui	205,354	12,63	0
Terrasse	30×40	Travée	125,627	7,25	0
		Appui	130,77	7,58	0

c. Situation accidentelle : **0,8G+E****Tableau 5.23** : Ferrailage des poutres non porteuses 30×40 (situation accidentelle).

Etages	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage de commerce	30×40	Travée	96,945	5,49	0
		Appui	101,241	5,75	0
Etage de bureau	30×40	Travée	127,872	7,39	0
		Appui	135,976	7,91	0
Etage Habitation	30×40	Travée	200,339	12,27	0
		Appui	201,729	12,37	0
Terrasse	30×40	Travée	126,883	7,33	0
		Appui	123,248	7,1	0

3. Poutre de chaînage 25×35

a. Situation durable : 1,35G+1,5Q

Tableau 5.24 : Ferrailage des poutres de chaînages 25×35 (situation durable).

Etages	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Étage de commerce	25×35	Travée	25,044	1,84	0
		Appui	74,166	5,93	0
Étage de bureau	25×35	Travée	36,74	2,75	0
		Appui	81,154	6,59	0
Étage Habitation	25×35	Travée	33,307	2,48	0
		Appui	70,689	5,62	0
Terrasse	25×35	Travée	35,917	2,68	0
		Appui	67,675	5,34	0

b. Situation accidentelle : G+Q+E

Tableau 5.25 : Ferrailage des poutres de chaînage 25×35 (situation accidentelle).

Etages	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Étage de commerce	25×35	Travée	25,275	1,59	0
		Appui	62,32	4,08	0
Étage de bureau	25×35	Travée	45,419	2,92	0
		Appui	67,905	4,47	0
Étage Habitation	25×35	Travée	93,016	6,3	0
		Appui	104,866	7,21	0
Terrasse	25×35	Travée	70,538	4,64	0
		Appui	77,351	5,15	0

a. Situation accidentelle : **0,8G+E****Tableau 5.26** : Ferrailage des poutres de chaînage 25×35(situation accidentelle).

Etages	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage de commerce	25×35	Travée	29,549	1,87	0
		Appui	38,226	2,44	0
Etage de bureau	25×35	Travée	47,749	3,08	0
		Appui	56,193	3,65	0
Etage Habitation	25×35	Travée	94,118	6,39	0
		Appui	103,513	7,1	0
Terrasse	25×35	Travée	70,652	4,66	0
		Appui	77,237	5,14	0

5.3.4 Choix des armatures

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

1. Sens porteur 30×50

Tableau 5.27 : Choix des armatures pour les poutres porteuses 30×50.

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s ^{max} (ZC) (cm ²)	A _s ^{max} (ZR) (cm ²)	A _s ^{min} _{RPA} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
Etage de commerce	30×50	Travée	162,814	60	90	7,5	7,31	5T16	10,05
		Appui	183,116				9,97	6T16+2T14	15,14
Etage de bureau	30×50	Travée	231,795	60	90	7,5	10,71	6T16	12,06
		Appui	245,599				11,42	6T16+2T14	15,14
Etage Habitation	30×50	Travée	255,042	60	90	7,5	11,92	6T16	12,06
		Appui	285,709				13,56	6T16+2T14	15,14
Terrasse	30×50	Travée	141,806	60	90	7,5	7,49	6T16	12,06
		Appui	192,302				8,73	6T16	12,06

2. Sens non porteur 30×40

Tableau 5.28 : Choix des armatures pour les poutres porteuses 30×40.

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s ^{max} (ZC) (cm ²)	A _s ^{max} (ZR) (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
Etage de commerce	30×40	Travée	96,945	48	72	6	5,49	5T14	7,70
		Appui	104,467				5,94	6T14	9,24
Etage de bureau	30×40	Travée	128,424	48	72	6	7,43	5T14	7,70
		Appui	140,141				8,18	6T14	9,24
Etage Habitation	30×40	Travée	200,339	48	72	6	12,27	3T16+5T14	13,73
		Appui	205,351				12,63	3T16+5T14	13,73
Terrasse	30×40	Travée	126,883	48	72	6	7,33	5T16	10,05
		Appui	130,77				7,58	5T16	10,05

3. Poutre de chaînage 25×35

Tableau 5.29 : Choix des armatures pour les poutres de chaînage 25×35.

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s ^{max} (ZC) (cm ²)	A _s ^{max} (ZR) (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
Etage de commerce	25×35	Travée	29,549	35	52,5	4,375	1,87	3T14	4,62
		Appui	74,166				5,93	6T14	9,24
Etage de bureau	25×35	Travée	47,749	35	52,5	4,375	3,08	3T14	4,62
		Appui	81,154				6,59	6T14	9,24
Etage Habitation	25×35	Travée	94,118	35	52,5	4,375	6,39	5T14	7,70
		Appui	104,866				7,21	6T14	9,24
Terrasse	25×35	Travée	70,652	35	52,5	4,375	4,66	5T14	7,70
		Appui	77,351				5,15	5T14	7,70

5.3.5 Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad [2]$$

Avec :

$f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $f_e=500\text{MPa}$

Tableau 5.30 : Vérification de la condition de non fragilité.

Section (cm ²)	$A_{s(\min)}^{\text{choisi}}$ (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)	Vérification
30×50	10,05	1,304	Vérifiée
30×40	7,70	1,043	Vérifiée
25×35	4,62	0,845	Vérifiée

5.3.6 Vérification vis à vis de l'ELS

La fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 250\text{MPa} \end{cases}$$

1. Sens porteur 30×50

Tableau 5.31 : Vérification des poutres porteuses 30×50 à l'ELS.

Niveaux	Position	M_{ser} (kNm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Etage de commerce	Travée	66,209	4,98	15	153,3	250	OK
	Appui	129,82	8,66		203,5		
Etage de bureau	Travée	65,425	4,66	15	127,3	250	OK
	Appui	123,988	8,27		194,3		
Etage Habitation	Travée	85,275	6,07	15	165,9	250	OK
	Appui	126,343	8,43		198		
Terrasse	Travée	103,596	7,38	15	201,6	250	OK
	Appui	112,904	8,04		219,7		

2. Sens non porteur 30×40

Tableau 5.32 : Vérification des poutres porteuses 30×40 à l’ELS.

Niveaux	Position	M _{ser} (kNm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Etage de commerce	Travée	28,642	3,55	15	110,1	250	OK
	Appui	63,288	7,42		204,4		
Etage de bureau	Travée	26,064	3,23	15	100,2	250	OK
	Appui	56,847	6,66		183,6		
Etage Habitation	Travée	33,946	3,39	15	74,7	250	OK
	Appui	78,714	7,85		173,3		
Terrasse	Travée	32,438	3,53	15	96,1	250	OK
	Appui	73,38	7,99		217,4		

3. Poutre de chaînage 25×35

Tableau 5.33 : Vérification des poutres de chaînages 25×35 à l’ELS.

Niveaux	Position	M _{ser} (kNm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Etage de commerce	Travée	17,709	3,55	15	129,7	250	OK
	Appui	52,533	8,51		198,1		
Etage de bureau	Travée	26,349	5,27	15	193	250	OK
	Appui	58,267	9,44		219,7		
Etage Habitation	Travée	24,132	4,12	15	108,3	250	OK
	Appui	51,275	8,31		193,3		
Terrasse	Travée	26,256	4,48	15	117,8	250	OK
	Appui	49,507	8,45		222,1		

5.3.7 Vérification thermique

Le règlement **CBA93** exige une vérification par une étude thermique pour toute structure ayant des dimensions en plan supérieures à 25m.

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

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

$$\zeta = \frac{\Delta L}{l_0} \dots\dots\dots(2)$$

On substitue l’équation (2) dans l’équation (1), on obtient : $\zeta = \alpha \Delta T \dots\dots\dots(3)$

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

$$\sigma = E.\zeta \dots\dots\dots(4)$$

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.

ΔT : Variation de la température ($\Delta T=20c^\circ$).

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

l0 : Longueur de la poutre.

σ : Contrainte thermique.

E : Module de Young (E=32164,20 MPa).

Donc : $\sigma=32164,20 \times 10^{-5} \times 20=6,433$ MPa

- La fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_b = 15MPa \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \sigma \leq \bar{\sigma}_s = 201,63MPa \end{cases}$$

Tableau 5.34 : Vérification thermique des poutres de rive à l'ELS.

Poutres de rives	Position	M _{ser} (kNm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	σ (MPa)	$\sigma_s + \sigma$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Poutre Porteuse	Travée	33,869	2,41	15	65,9	6,43	72,33	250	OK
	Appui	63,603	4,24		99,8	6,43	106,23		
Poutre non porteuse	Travée	32,189	3,21	15	70,9	6,43	77,33	250	OK
	Appui	78,714	7,85		173,3	6,43	179,73		
Chainage	Travée	12,787	2,18	15	57,4	6,43	63,83	250	OK
	Appui	13,48	2,18		50,8	6,43	57,23		

5.3.8 Vérification de l'effort tranchant

a. Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa} \text{ (Fissuration préjudiciable) Selon le BAEL91 modifié99}$$

1. Sens porteur 30×50

Tableau 5.35 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens porteur 30×50.

Etages	Section (cm ²)	T _u ^{max} (kN)	τ _u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
Commerce	30×50	189,123	1,33	2,5	OK
Bureau	30×50	159,424	1,12	2,5	OK
Etage Habitation	30×50	146,693	1,03	2,5	OK
Terrasse	30×50	153,576	1,08	2,5	OK

2. Sens non porteur 30×40

Tableau 5.36 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens non porteur 30×40.

Etages	Section (cm ²)	T _u ^{max} (kN)	τ _u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
Commerce	30×40	110,878	0,99	2,5	OK
Bureau	30×40	82,627	0,734	2,5	OK
Etage Habitation	30×40	99,233	0,882	2,5	OK
Terrasse	30×40	86,167	0,766	2,5	OK

3. Chainage 25×35

Tableau 5.37 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres chainages 25×35.

Niveaux	Section (cm ²)	T _u ^{max} (kN)	τ _u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
Commerce	25×35	98,633	1,214	2,5	OK
Bureau	25×35	93,619	1,15	2,5	OK
Etage Habitation	25×35	80,579	0,992	2,5	OK
Terrasse	25×35	71,265	0,877	2,5	OK

5.3.9 Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE50 ($f_e=500\text{MPa}$).

• Selon le BAEL 91 modifié 99 : $\rightarrow \begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad K = 1 \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$

• Selon le RPA 99 version 2003 : $\rightarrow \begin{cases} A_t = 0,003 S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$

Avec : $\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right) = 1,43\text{cm}$

On prend : $\phi_t=8\text{mm}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5.38 : Calcul des armatures transversales.

Sens	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ_u (MPa)	BAEL91	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t (cm ²)	Choix
				S _t (cm)	S _t (cm) ZC	S _t (cm) ZN	ZN	ZC		
Porteur	30×50	189,133	1,33	40	25	12,5	10	20	1,8	4T8
Non Porteur	30×40	110,878	0,99	33,75	20	10	10	20	1,8	4T8
Chainage	25×35	98,633	1,214	29,25	17,5	8,75	5	15	1,125	4T8

5.3.10 Recouvrement des armatures longitudinales

$L_r=50\phi$ (zone III). L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

- a. $\phi=16\text{mm} \dots\dots\dots L_r=80\text{cm}$
- b. $\phi=14\text{mm} \dots\dots\dots L_r=70\text{cm}$

5.3.11 Arrêt des barres

$$\text{Armatures inférieures : } h \leq \frac{L}{10}$$

$$\text{Armatures supérieures : } h' \geq \begin{cases} \frac{L^{MAX}}{4} & \text{Appuis en travée de rive.} \\ \frac{L^{MAX}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire.} \end{cases}$$

Avec : $L = \text{Max}(L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$

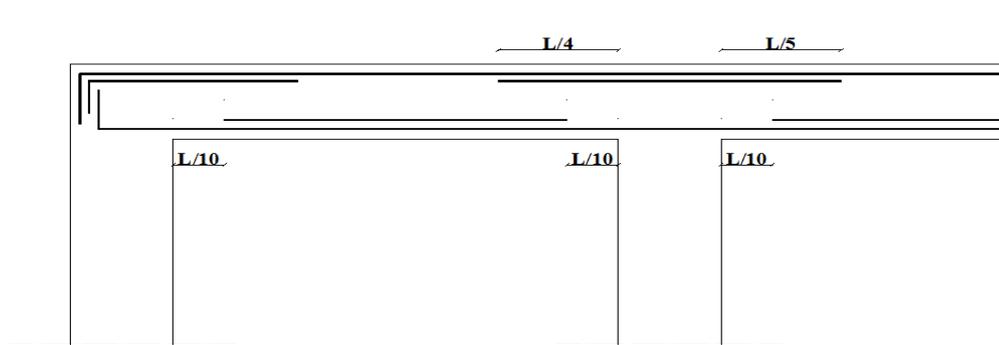


Figure 5.3 : Arrêt des barres.

5.3.12 Vérification de la flèche

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_T = f_v - f_i \leq f_{adm}$$

Tel que :

$$\text{Poutre porteuse (30} \times \text{50) : } f_{adm} = 0,5 \text{ (cm)} + \frac{665}{1000} = 1,165 \text{ cm}$$

$$\text{Poutre non porteuse (30} \times \text{40) : } f_{adm} = 0,5 \text{ (cm)} + \frac{645}{1000} = 1,145 \text{ cm}$$

$$\text{Poutre de chaînage (25} \times \text{35) : } f_{adm} = \frac{445}{500} = 0,89 \text{ cm}$$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

- Calcul de la flèche due aux déformations différées

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

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}}$$

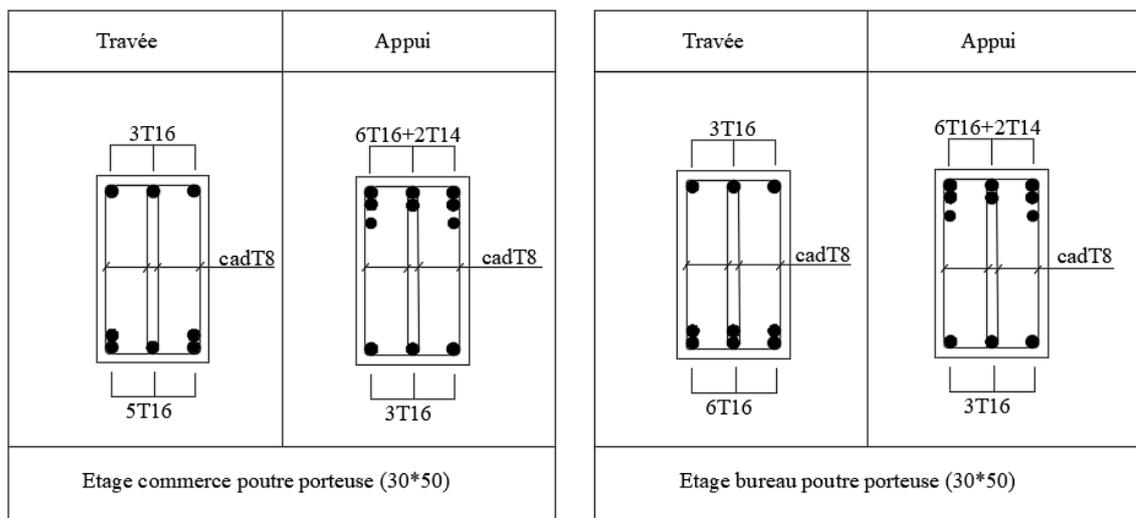
Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

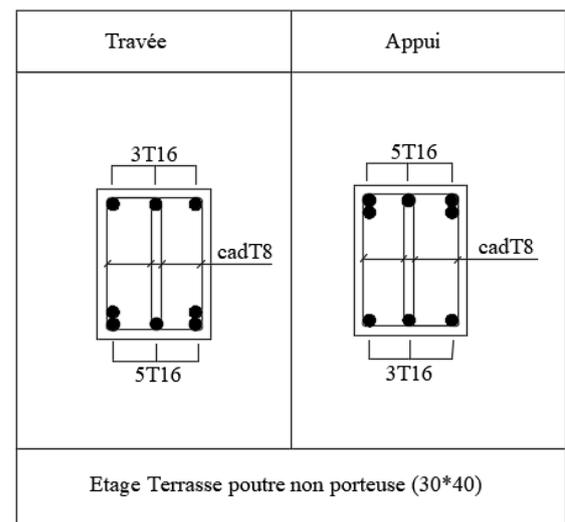
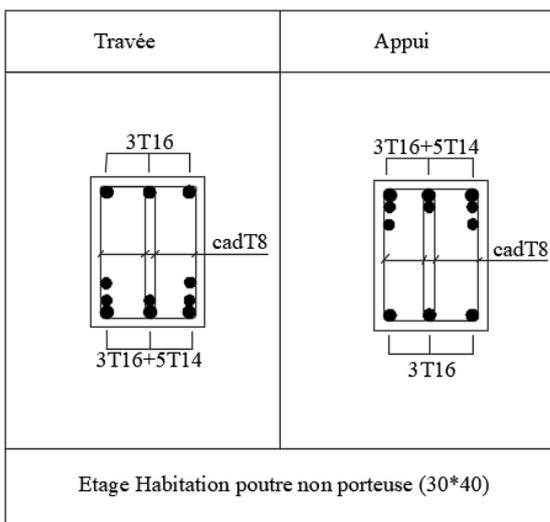
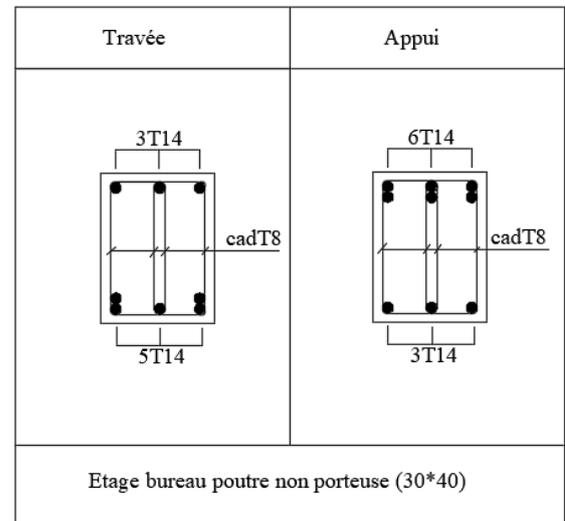
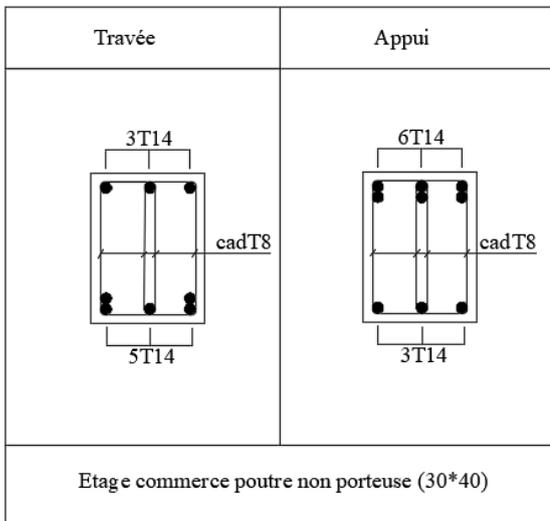
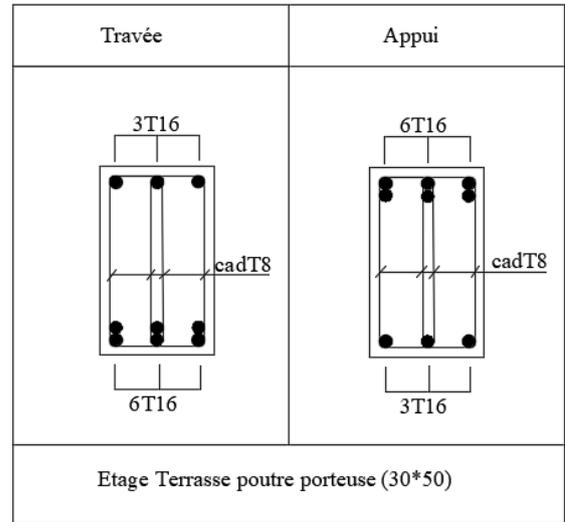
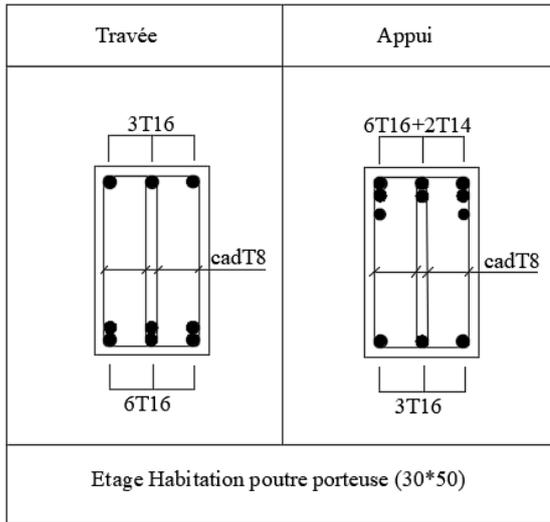
Tableau 5.39 : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.

Cas	Section (cm ²)	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y ₁ (cm)	δ	σ _s (MPa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)
Poutre porteuse	30×50	103,596	12,06	27,42	0,0085	180,84	2,47	0,99	0,56	394224,64
Poutre non porteuse	30×40	33,946	13,73	22,56	0,0122	65,93	1,72	0,69	0,31	213833,10
Poutre de chaînage	25×35	26,349	4,62	18,6	0,0057	175,49	3,68	1,47	0,398	103771,12

I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)	f _i (mm)	f _v (mm)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)	Vérification
181960,013	253618,53	7,83	16,7	8,87	11,65	OK
153415,347	176153,80	2,86	7,41	4,55	11,45	OK
46314,36	65468,26	3,5	7,37	3,87	8,9	OK

5.3.13 Schéma de ferrailage des poutres





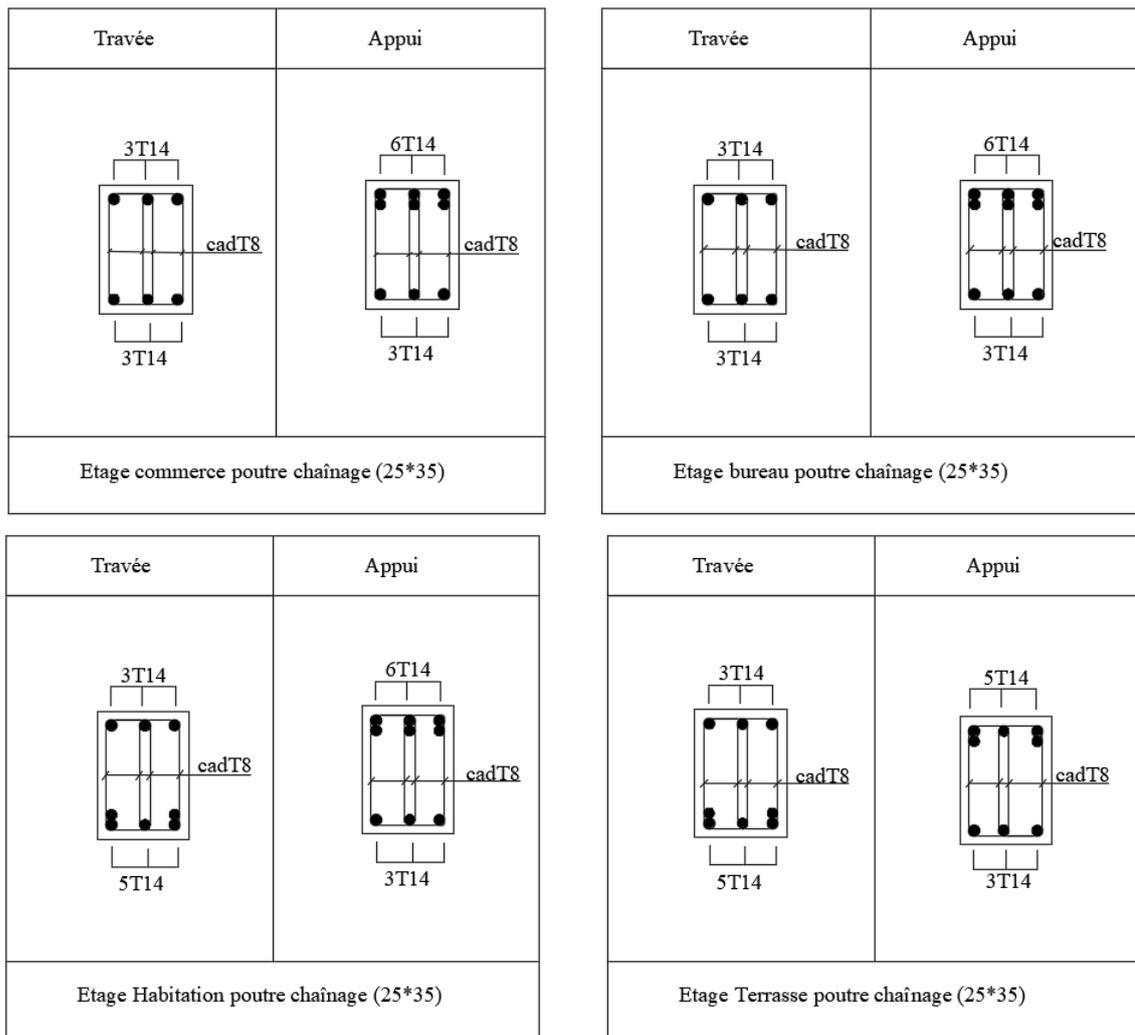


Figure 5.4 : Détails de ferrailage des Poutres.

5.4. Ferrailage des voiles

5.4.1 Généralités

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Ces éléments peuvent être :

- En maçonnerie non armée ou armée. auxquels on réservera le nom de murs.
- En béton armé ou non armé et appelés voiles.

On utilise aussi l'expression murs en béton banché pour désigner les voiles en béton non armé.

Une banche est un outil de coffrage de grande surface.

On va traiter l'étude des voiles par la méthode des contraintes :

Pour le ferrailage des trumeaux, le calcul et la disposition des aciers verticaux et les aciers horizontaux est conformément aux règlements **B.A.E.L 91** et **RPA 99**.

5.4.2 Ferraillage des voiles

Le ferraillage de ces voiles est déterminé par la méthode des contraintes.

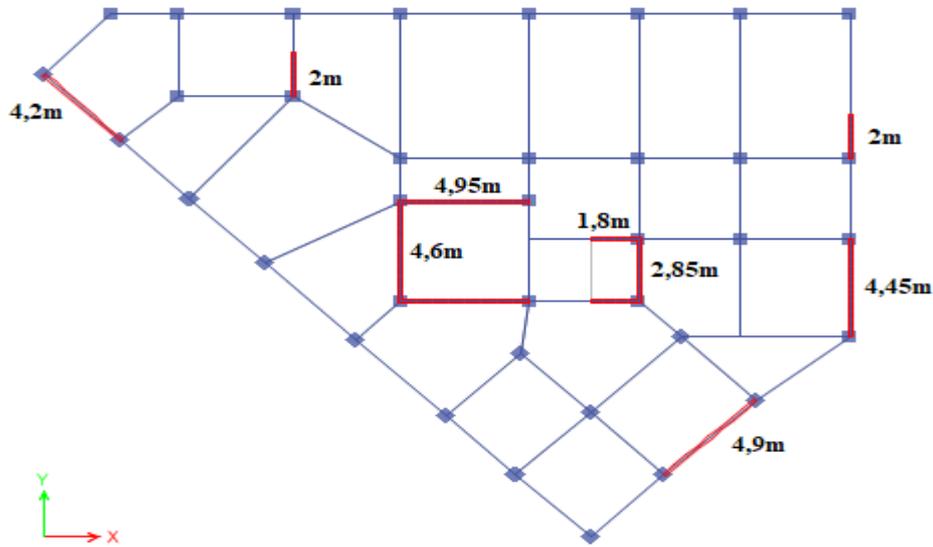


Figure 5.5 : Disposition des voiles dans la structure.

➤ **Procédure de ferraillage des trumeaux**

• **Introduction**

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base. La figure suivante montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.

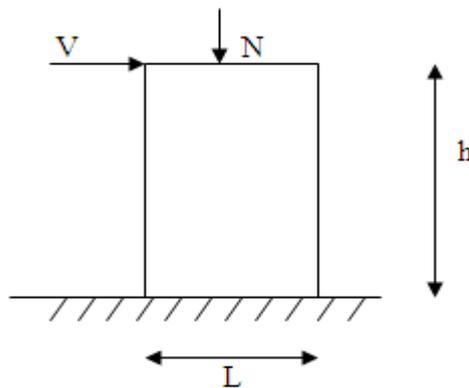


Figure 5.6 : Section rectangulaire, soumise à la flexion composée.

Le voile est donc sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferraillage classique du voile en béton armé est composé :

- 1- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage ρ_{v0}) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage ρ_v).

- 2- D'armatures horizontales, parallèles aux faces des murs, elles aussi uniformément réparties (de pourcentage ρ_H)
- 3- Les armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile).

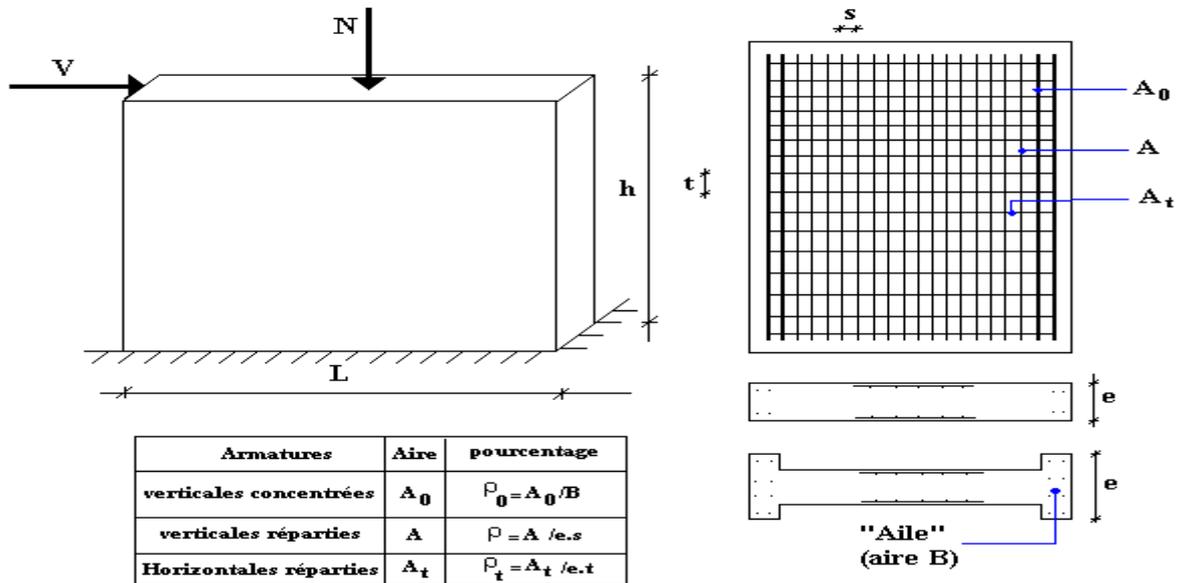


Figure 5.7 : Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.

➤ **Préconisation du BAEL91**

• **Justifications sous sollicitations normales**

a. **Conditions d'application**

- La longueur d du mur : $d \geq 5a$
- L'épaisseur a du mur :
 - $a \geq 10\text{cm}$ Pour les murs intérieurs.
 - $a \geq 12\text{cm}$ Pour les murs extérieurs comportant une protection.
 - $a \geq 15\text{cm}$ Pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.
- L'élancement mécanique λ : $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité r : $r \geq 3a$

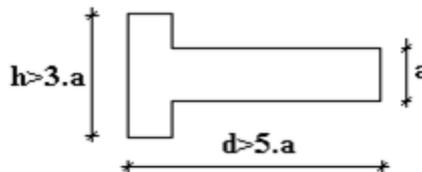


Figure 5.8 : Définition de l'élément mur.

b. **Longueur de flambement:** (murs non raidi latéralement)

Soit :

- l: La hauteur libre du mur;
- l_f : La longueur libre de flambement d'un mur non raidi.

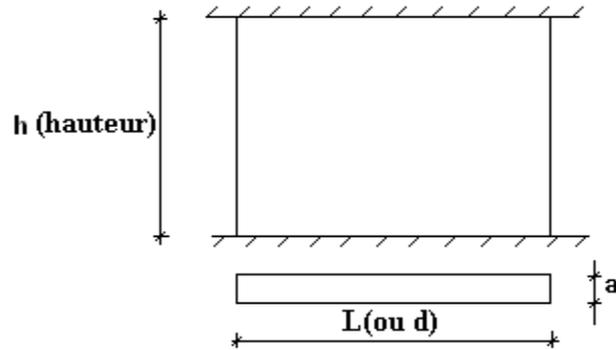


Figure 5.9 : Mur encastré.

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement de l_f déduit de la hauteur libre du mur l , en fonction de ses liaisons avec le plancher.

Les valeurs du rapport $\left(\frac{l_f}{l}\right)$ sont données par le tableau suivant :

Tableau 5.40 : Valeurs de (l_f/l) .

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encastré en tête et en pied	Il existe un plancher de part et d'autre	0,80	0,85
	Il existe un plancher d'un seul côté	0,85	0,90
Mur articulé en tête et en pied		1,00	1,00

L'élançement mécanique λ se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

Effort de compression en ELU

Soient :

l_f : longueur de flambement calculée en (b)

a : épaisseur du voile

d : longueur du voile

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à 28 jours

f_e : limite élastique de l'acier

$\gamma_b = 1,5$ (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_b = 1,15$)

$\gamma_s = 1,15$ (sauf pour combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_s = 1$)

Nota : Les valeurs de α données par le tableau ci dessous sont valables dans le cas où plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours.

Tableau 5.41 : Calcul de $\sigma_{u \text{ lim.}}$.

	Notation	Unités	Voiles armé verticalement	Voile non armé verticalement
Elancement	λ		$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
Section réduite	B_r	M^2	$d(a-0,02)$	
Pour $\lambda \leq 50$ Pour $50 \leq \lambda \leq 80$	α	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$ $0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30} \right)^2}$
Effort limite ELU	$N_{u \text{ lim}}$	kN	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right]$
Contraintes limites	σ	kPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$

Remarque : La contrainte limite vaut $\sigma_{u \text{ lim}} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$ que nous appelions σ_{bna} ou σ_{ba}

suivant que le béton est non armé ou armé.

c. Niveaux de vérification

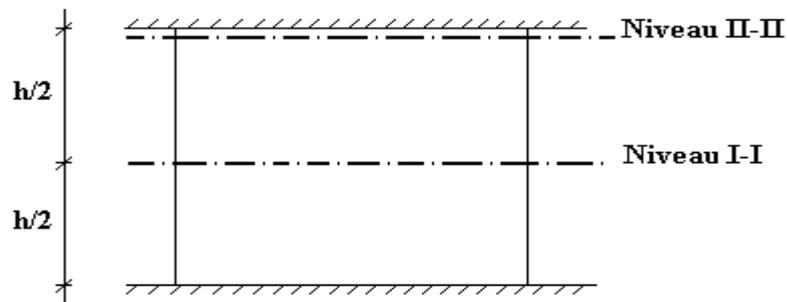


Figure 5.10 : Les niveaux de vérification des contraintes.

On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau I-I à mi- hauteur d'étage : $\sigma_u \leq \sigma_{u \text{ lim}}$
- Niveau II-II sous le plancher haut : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u \text{ lim}}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.

d. Aciers minimaux

Si $\sigma_u^c < \sigma_{bna}$ on a pas besoin d'armatures comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : (σ_u^c est la contrainte de compression ultime calculée).

L'épaisseur du voile est désignée par la lettre a :

1. Aciers verticaux, aciers horizontaux

Tableau 5.42 : Aciers verticaux et horizontaux.

	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Espacement maximal entre axes	$S_t \leq \min(0,33m ; 2a)$	$S_t \leq 0,33m$
Acier minimal	$A_{sv} \geq \rho_v d a$	$\rho_H = \frac{A_H}{100a} \geq \text{Max} \left[\frac{2\rho_{vMax}}{3}; 0,001 \right]$ ρ_{vMax} = le pourcentage vertical de la bande la plus armée
Pourcentage minimal	$\rho_v = \text{Max} \left[0,001; 0,0015 \frac{400\theta}{f_e} \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{ulim}} - 1 \right) \right]$ par moitié sur chaque face Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire	

- La section d'armatures correspondant au pourcentage ρ_v doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée.

La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

2. Aciers transversaux : (perpendiculaire aux parements)

Seuls les aciers verticaux (de diamètre \emptyset_l) pris en compte dans le calcul de $N_{u\lim}$ sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre \emptyset_t)

Tableau 5.43 : Aciers transversaux.

	Nombres d'armatures transversales	Diamètre ϕ_t
$\phi_l \leq 12\text{mm}$	4 épingles par m^2 de voile	6mm
$12\text{mm} < \phi_l \leq 20\text{mm}$	Reprendre toutes les barres verticales	6mm
$20\text{mm} < \phi_l$	Espacement $\leq 15\phi_l$	8mm

e. Cisaillement

Aucune vérification à l'effort tranchant ultime n'est exigée en compression si le cisaillement est inférieur à $0,05f_{c28}$ (il faudra donc vérifier que $S_{12} \leq 0,05f_{c28}$)

- **méthode simplifiée basée sur les contraintes : (calcul des aciers verticaux)**

Comme déjà dit, les voiles du Bâtiment sont sollicités en flexion composée.

Les contraintes normales engendrées (σ) peuvent être soit des contraintes de compression ou de traction

1 - Zone comprimée

Si $\sigma < 0 \rightarrow$ compression

2 - Zone tendue

Si $\sigma > 0 \rightarrow$ traction

Lorsqu'une partie (zone) du voile est tendue, la contrainte de traction (moyenne) σ_m vaut :

$$\sigma_m = \frac{F_T}{(e \times l_m)}$$

Avec : F_T : force de traction.

e : épaisseur du voile.

l_m : longueur de la section considérée (ici maille).

Cette contrainte entraîne une section d'acier A_s tel que : $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$

Cette quantité d'acier sera répartie en deux nappes (une sur chaque face du voile).

Rappelons que les voiles ont été modélisés par des éléments Shell à 4 nœuds.

Un maillage horizontal et vertical (voir figure ci-après) de chaque voile est nécessaire pour approcher les valeurs réelles des contraintes.

Le rapport (a/b) des dimensions de la maille est choisi proche de l'unité

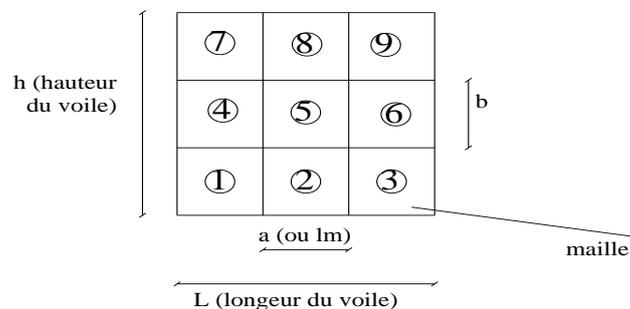


Figure 5.11 : Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.

La lecture des contraintes moyennes (de traction ou de compression) se fait directement au milieu de chaque maille dont le ferrailage est calculé par l'équation (1) dans le cas de la traction.

- **Aciers horizontaux**

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v, \quad (A_v = A_s \text{ précédemment définie})$$

$$A_{h2} = \frac{\bar{\tau}_u b_0 S_t}{0,8(0,8f_e)} = \frac{1,4 \tau_u a S_t}{0,8f_e} 1,25,$$

$\tau_u = S_{12}$ Est donnée par les résultats du logiciel **ETABS17**.

S_t : Espacement maximal trouvé pour A_v ,

$b_0 = a$ (épaisseur du trumeau),

$$A_h \geq \text{Max} (A_{h1}, A_{h2}).$$

- **Aciers supplémentaires et dispositions constructives**

Aciers de peau : pour limiter les effets hygrothermiques (voir le tableau ci-dessous).

Tableau 5.44 : Aciers supplémentaires.

Aciers de peau	Unité	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Section minimale	cm ²	$0,6 \frac{400}{f_e}$	$1,2 \frac{400}{f_e}$
Espacement maximal	m	0,5	0,33

- **Préconisation du règlement parasismique algérien (RPA 99/VER2003)**

Aciers verticaux

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.2%.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

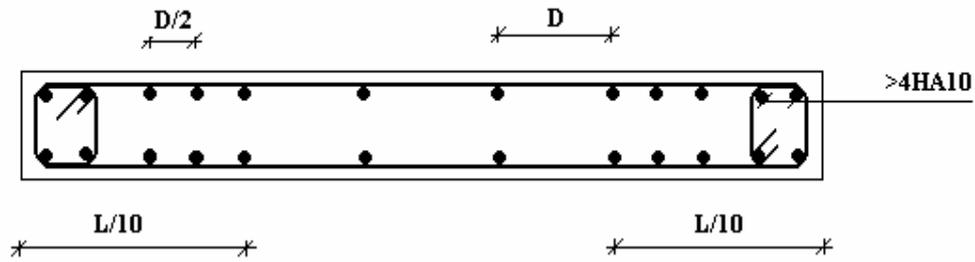


Figure 5.12 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

a. Aciers horizontaux

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

b. Règles communes

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0.15%
 - En zone courante 0.10%
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30cm \end{cases}$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule : $A = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

5.4.3 Exemple de calcul (V1)

Soit le voile de longueur

$$L = 4,95 \text{ m}$$

$$a = 0,15 \text{ m (épaisseur)}$$

$$h_e = 3,4 \text{ m (hauteur de RDC)}$$

- **Contraintes limites**

Pour une hauteur d'étage de 3,40 d'où la hauteur libre est égale à :

$$h_e = 3,4 - 0,5 = 2,90 \text{ m} \quad (0,50 \text{ m : hauteur de la poutre})$$

Tableau 5.45 : Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple (V1).

	Unité	Béton non armé	Béton armé
Longueur de flambement l_f	m	$0,85 \times 2,90 = 2,47$	$0,80 \times 2,90 = 2,32$
Elancement λ		$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,2} = 42,78$	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,2} = 40,18$
Coefficient α		0,654	0,673
Section réduite B_r (par ml) Avec $d = 1 \text{ m}$	m²	$(a - 0,02) \times 1 = (0,15 - 0,02) \times 1 = 0,13$	0,13
Contraintes limites $\sigma = \frac{N_{u \text{ lim}}}{a d}$ Avec $d = 1 \text{ m}$	MPa	$\sigma_{bna} = \frac{0,463}{1} \left[\frac{0,13 \times 25}{0,9 \times 1,15 \times 0,15} \right]$ $\sigma_{bna} = 9,69 \text{ MPa}$	$\sigma_{ba} = \frac{0,673}{0,15 \times 1} \left(\frac{0,13 \times 25}{0,9 \times 1,15} + A_s \frac{500}{1} \right)$ $\sigma_{ba} = 14,43 \text{ MPa}$

Remarque :

$B_{et} = (0,15) \times 1 \text{ m}^2$ correspondant à $A_s = 0,1\%$ de B_{et}

$$A_s = 1,510^{-4} \text{ m}^2$$

- **Armatures de traction :**

Tableau 5.46 : Calcul des armatures verticales de l'exemple (V1).

Maille $L_j = 0,99 \text{ m}$	1	2	3	4	5
Dimensions (m²) ($a \times l$) = S_j	0,1485	0,1485	0,1485	0,1485	0,1485
Contrainte moyenne par maille σ_j (MPa)	7,18	6,35	5,62	6,55	8,54

Force de traction $F_t(\text{MN}) = \sigma_j S_j$	1,066	0,943	0,792	0,973	1,268		
Section d'acier (cm²) $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$ (situation accidentelle $\gamma_s = 1$)	21,32	18,86	16,69	19,45	25,36		
Aciers minimaux (cm²)	1,485	1,485	1,485	1,485	1,485		
1. Selon BAEL : 0,1% $S_{\text{béton}}$	2,97	2,97	2,97	2,97	2,97		
2. Selon RPA99 : 0,2 % $S_{\text{béton}}$							
Choix	2×6T14	2×3T14	2×7T14	2×6T14	2×7T14	2×3T14	2×6T14
A_v adopté	27,71		21,55	18,47	21,55	27,71	
S_i : espacement (cm)	10	20	16	20	16	20	10

- **Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture) :** « RPA99 version 2003 »

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} ; \quad \bar{V} = 1,4 V_u^{cal} ; \quad V_u^{cal} = S_{12} \cdot a \cdot l$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{2,42 (150)(990)}{500} 1,4 = 1106,86 \text{mm}^2$$

$$A_{vj} = 11,07 \text{cm}^2$$

- **Aciers horizontaux**

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \cdot a \cdot S_t}{(0,8 f_e) 0,8} \quad S_{t \min} = 300 \text{mm.}$$

$$\bar{\tau}_u = 1,4 \tau_u = 1,4 S_{12}$$

$$A_{h1} = \frac{1,4 (1,70) (150) (300)}{(0,8) (500) (0,8)} = 3,35 \text{cm}^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v ; \quad A_v = \{\text{Section d'acier vertical de la bande la plus armée}\}.$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (15,85) = 10,57 \text{cm}^2$$

$$A_{h \min} = (0,15\%) \cdot a \cdot l = \frac{0,15}{100} (0,15)(0,99) = 2,23 \text{cm}^2$$

D'où : $A_h = \text{Max}(A_{h1}, A_{h2}, A_h^{\text{min}}) = 18,47\text{cm}^2$

Les résultats de ferrailage des voiles sont regroupés dans les tableaux suivants :

✓ **Voile V1** : e=15cm ; L=4,95m

Tableau 5.47 : Calcul des armatures du voile (V1).

Hauteur (m)	maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_v (cm ²)	Le choix	$A_{\text{vadopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)	
RDC - 3 ^{ème}	1	0,99	0,1485	6,23	0,925	21,32	2x6T14	27,71	10	
							2x3T14		16	
	2	0,99	0,1485	5,04	0,748	14,96	2x6T14	18,47	16	
	3	0,99	0,1485	5,33	0,792	15,83	2x6T14	18,47	16	
	4	0,99	0,1485	6,55	0,973	19,45	2x7T14	21,55	16	
	5	0,99	0,1485	8,54	1,268	25,36	2x3T14	27,71	16	
							2x6T14		10	
	4 ^{ème} - 6 ^{ème}	1	0,99	0,1485	4,56	0,677	13,54	2x6T12	20,35	10
								2x3T12		16
		2	0,99	0,1485	4,16	0,617	12,35	2x6T12	13,56	16
3		0,99	0,1485	4,39	0,642	13,04	2x6T12	13,56	16	
4		0,99	0,1485	4,96	0,736	14,73	2x7T12	15,83	16	
5		0,99	0,1485	6,06	0,899	17,99	2x3T12	20,35	16	
							2x6T12		10	
7 ^{ème} - 9 ^{ème}		1	0,99	0,1485	3,11	0,462	9,24	2x6T10	14,14	10
								2x3T10		16
		2	0,99	0,1485	3,08	0,457	9,15	2x6T10	9,42	16
	3	0,99	0,1485	3,18	0,47	9,40	2x6T10	9,42	16	
	4	0,99	0,1485	3,61	0,536	10,72	2x7T10	11	16	
	5	0,99	0,1485	4,27	0,63	12,68	2x3T10	14,14	16	
							2x6T10		10	
	10 ^{ème} - 12 ^{ème}	1	0,99	0,1485	1,82	0,270	5,4	2x4T8	7,04	10
								2x3T8		16
		2	0,99	0,1485	1,72	0,255	5,1	2x6T8	6,04	16
3		0,99	0,1485	1,67	0,248	4,95	2x6T8	6,04	16	
4		0,99	0,1485	1,9	0,282	5,64	2x6T8	6,04	16	
5		0,99	0,1485	1,08	0,16	3,2	2x3T8	7,04	16	
							4x4T8		10	

✓ Voile V2 : e = 15cm ; L = 4,6m

Tableau 5.48 : Calcul des armatures du voile (V2).

Hauteur (m)	maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_v (cm ²)	Le choix	$A_{v\text{adopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC - 3^{ème}	1	1,1	0,165	5,43	0,896	17,92	2×5T14	24,63	10
							2×3T14		18
	2	1,1	0,165	4,71	0,777	15,54	2×6T14	18,47	18
	3	1,1	0,165	5,48	0,904	18,08	2×6T14	18,47	18
4^{ème} - 6^{ème}	4	1,1	0,165	7,25	1,19	23,9	2×3T14	24,63	18
							2×5T14		10
	1	1,1	0,165	3,95	0,652	13,04	2×5T12	18,10	10
	2×3T12	18							
2	1,1	0,165	3,53	0,58	11,64	2×6T12	13,56	18	
3	1,1	0,165	4,01	0,662	13,23	2×6T12	13,56	18	
7^{ème} - 9^{ème}	4	1,1	0,165	5,30	0,874	17,49	2×3T12	18,10	18
							2×5T12		10
	1	1,1	0,165	2,71	0,447	8,94	2×5T10	12,57	10
	2×3T10	18							
2	1,1	0,165	2,4	0,396	7,92	2×6T10	9,42	18	
3	1,1	0,165	2,66	0,439	8,78	2×6T10	9,42	18	
10^{ème} - 12^{ème}	4	1,1	0,165	3,49	0,576	11,51	2×3T10	12,57	18
							2×5T10		10
	1	1,1	0,165	1,16	0,191	3,83	2×4T8	7,04	10
	2×3T8	20							
2	1,1	0,165	0,95	0,156	3,13	2×5T8	5,03	20	
3	1,1	0,165	1,08	0,178	3,56	2×5T8	5,03	20	
4	1,1	0,165	1,60	0,264	5,28	2×3T8	7,04	20	
						2×4T8		10	

✓ Voile V3 : e = 15cm ; L = 4,9m

Tableau 5.49 : Calcul des armatures du voile (V3).

Hauteur (m)	maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_v (cm ²)	Le choix	$A_{v\text{adopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC - 3 ^{ème}	1	0,98	0,147	5,15	0,757	15,14	2x4T12	15,84	10
							2x3T12		20
	2	0,98	0,147	3,65	0,53	10,73	2x5T12	11,31	20
	3	0,98	0,147	2,96	0,435	8,7	2x4T12	9,05	20
	4	0,98	0,147	3,5	0,514	10,29	2x5T12	11,31	20
5	0,98	0,147	5,05	0,74	14,84	2x3T12	15,84	20	
						2x4T12		10	
4 ^{ème} - 6 ^{ème}	1	0,98	0,147	3,6	0,529	10,58	2x4T10	11	10
							2x3T10		20
	2	0,98	0,147	2,39	0,35	7,02	2x5T10	7,85	20
	3	0,98	0,147	1,9	0,279	5,59	2x4T10	6,28	20
	4	0,98	0,147	2,13	0,313	6,26	2x5T10	7,85	20
5	0,98	0,147	3,4	0,5	9,99	2x3T10	11	20	
						2x4T10		10	
7 ^{ème} - 9 ^{ème}	1	0,98	0,147	2,3	0,338	6,76	2x4T8	7,04	10
							2x3T8		20
	2	0,98	0,147	1,57	0,23	4,61	2x5T8	5,03	20
	3	0,98	0,147	1,29	0,189	3,79	2x4T8	4,02	20
	4	0,98	0,147	1,42	0,208	4,17	2x5T8	5,03	20
5	0,98	0,147	2,2	0,323	6,46	2x3T8	7,04	20	
						2x4T8		10	
10 ^{ème} - 12 ^{ème}	1	0,98	0,147	0,15	0,022	0,44	2x4T8	7,04	10
							2x3T8		20
	2	0,98	0,147	0,09	0,013	0,26	2x5T8	5,03	20
	3	0,98	0,147	0,11	0,016	0,32	2x4T8	4,02	20
	4	0,98	0,147	0,04	0,006	0,11	2x5T8	5,03	20
5	0,98	0,147	0,15	0,022	0,44	2x3T8	7,04	20	
						2x4T8		10	

✓ **Voile V4** : $e=15$; $L=2m$

Tableau 5.50 : Calcul des armatures du voile (V4).

Hauteur (m)	maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_v (cm ²)	Le choix	$A_{v\text{adopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC	1	1	0,15	5,81	0,872	17,43	2x3T14	24,63	10
							2x5T14		16
3 ^{ème}	2	1	0,15	7,88	1,18	23,64	2x5T14	24,63	16
							2x3T14		10
4 ^{ème}	1	1	0,15	4,78	0,717	14,34	2x3T12	18,10	10
							2x5T12		16
6 ^{ème}	2	1	0,15	5,99	0,898	17,79	2x5T12	18,10	16
							2x3T12		10
7 ^{ème}	1	1	0,15	3,89	0,584	11,67	2x3T12	15,83	10
							2x4T12		20
9 ^{ème}	2	1	0,15	4,68	0,702	14,04	2x4T12	15,83	20
							2x3T12		10
10 ^{ème}	1	1	0,15	2,96	0,444	8,88	2x4T10	11	10
							2x3T10		20
12 ^{ème}	2	1	0,15	2,89	0,433	8,67	2x3T10	11	20
							2x4T10		10

✓ **Voile V5** : $e=15$; $L=2,85m$

Tableau 5.51 : Calcul des armatures du voile (V5).

Hauteur (m)	maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_v (cm ²)	Le choix	$A_{v\text{adopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC	1	0,95	0,1425	4,6	0,655	13,11	2x3T12	15,84	10
							2x4T12		16
3 ^{ème}	2	0,95	0,1425	3,39	0,483	9,66	2x5T12	11,31	18
							2x3T12		16
4 ^{ème}	1	0,95	0,1425	3,32	0,473	9,46	2x4T12	15,84	10
							2x3T10		11
4 ^{ème}	1	0,95	0,1425	3,32	0,473	9,46	2x3T10	11	10
							2x4T10		16

6 ^{ème}	2	0,95	0,1425	2,53	0,63	7,21	2x5T10	7,85	18
	3	0,95	0,1425	3,02	0,43	8,60	2x4T10	11	16
							2x3T10		10
7 ^{ème}	1	0,95	0,1425	2,34	0,333	6,67	2x3T10	11	10
							2x4T10		16
9 ^{ème}	2	0,95	0,1425	1,98	0,282	5,64	2x5T10	7,85	18
	3	0,95	0,1425	2,26	0,322	6,44	2x4T10	11	16
							2x3T10		10
10 ^{ème}	1	0,95	0,1425	1,19	0,169	3,39	2x3T8	7,04	10
							2x4T8		16
	2	0,95	0,1425	0,81	0,115	2,30	2x5T8	5,03	18
12 ^{ème}	3	0,95	0,1425	1,29	0,183	3,67	2x4T8	7,04	16
							2x3T8		10

✓ Voile V6 : e = 15cm ; L=1,8m

Tableau 5.52 : Calcul des armatures du voile (V6).

Hauteur (m)	maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_v (cm ²)	Le choix	$A_{vadopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC	1	0,9	0,135	7,39	0,997	19,95	2x3T14	21,55	10
							2x4T14		17
2 ^{ème}	2	0,9	0,135	4,72	0,637	12,74	2x4T14	15,89	17
							2x3T14		10
3 ^{ème}	1	0,9	0,135	4,19	0,566	11,31	2x3T12	13,07	10
							2x4T10		17
6 ^{ème}	2	0,9	0,135	3,38	0,456	9,13	2x4T10	13,07	17
							2x3T12		10
7 ^{ème}	1	0,9	0,135	3,4	0,459	9,18	2x3T10	11	10
							2x4T10		17
9 ^{ème}	2	0,9	0,135	2,85	0,385	7,69	2x4T10	11	17
							2x3T10		10
10 ^{ème}	1	0,9	0,135	2,45	0,331	6,62	2x3T10	11	10
							2x4T10		17
12 ^{ème}	2	0,9	0,135	2,01	0,271	5,43	2x4T10	11	17
							2x3T10		10

✓ Voile V7 : e = 15cm ; L=4,45m

Tableau 5.53 : Calcul des armatures du voile (V7).

Hauteur(m)	maille	L_i (m)	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_i (MN)	A_v (cm ²)	Le choix	$A_{v\text{adopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC - 3 ^{ème}	1	0,812	0,122	5,5	0,671	13,42	2x5T12	15,83	10
							2x2T12		15
	2	0,812	0,122	5,48	0,668	13,37	2x6T12	13,57	15
	3	0,6	0,122	1,6	0,215	3,9	2x4T10	6,28	15
	4	0,6	0,122	1,56	0,198	3,81	2x4T10	6,28	15
	5	0,812	0,122	4,72	0,576	11,52	2x6T12	13,57	15
2x5T12							10		
4 ^{ème} - 6 ^{ème}	1	0,812	0,122	4,35	0,531	10,61	2x4T12	13,57	10
							2x2T12		15
	2	0,812	0,122	4,55	0,555	11,1	2x5T12	11,31	18
	3	0,6	0,122	1,15	0,14	2,81	2x4T8	4,02	20
	4	0,6	0,122	0,8	0,09	1,95	2x4T8	4,02	20
	5	0,812	0,122	3,98	0,486	9,71	2x5T12	11,31	18
2x4T12							10		
7 ^{ème} - 9 ^{ème}	1	0,812	0,122	2,91	0,355	7,1	2x4T10	9,42	10
							2x2T10		15
	2	0,812	0,122	3,13	0,382	7,63	2x5T10	7,85	18
	3	0,812	0,122	0,46	0,056	1,12	2x4T8	4,02	20
	4	0,812	0,122	0,56	0,068	1,36	2x4T8	4,02	20
	5	0,812	0,122	2,96	0,361	7,22	2x5T10	7,85	18
2x2T10							15		
10 ^{ème} - 12 ^{ème}	1	0,812	0,122	1,53	0,187	3,74	2x4T8	6,03	10
							2x2T8		15
	2	0,812	0,122	1,31	0,159	3,18	2x4T8	4,02	20
	3	0,812	0,122	1,12	0,136	2,72	2x4T8	4,02	20
	4	0,812	0,122	1,02	0,124	3,05	2x4T8	4,02	20
	5	0,812	0,122	1,78	0,217	2,48	2x4T8	4,02	20
2x2T8							15		
6	0,812	0,122	1,57	0,191	3,83	2x4T8	6,03	10	

- Armature de joint de bétonnage (acier de couture)

Tableau 5.54 : Calcul des aciers de couture des voiles.

Voile	étages	τ_u (MPa)	A_{vj}^{cal} (cm ²)	Le choix	$A_{adopté}$ (cm ²)	S_t
V1 $L_i=0,99$	RDC-3 ^{ème}	2,89	13,22	2 x 5T14	15,39	20
	4 ^{ème} - 6 ^{ème}	2,28	10,43	2 x 5T12	11,31	20
	7 ^{ème} - 9 ^{ème}	1,54	7,04	2 x 5T10	7,85	20
	10 ^{ème} - 12 ^{ème}	1,3	5,95	2 x 6T8	6,03	15
V2 $L_i=1,1$	RDC-3 ^{ème}	2,96	15,04	2 x 5T14	15,39	20
	4 ^{ème} - 6 ^{ème}	2,75	13,97	2 x 5T14	15,39	20
	7 ^{ème} - 9 ^{ème}	2,17	11,03	2 x 5T12	11,31	20
	10 ^{ème} - 12 ^{ème}	1,69	8,54	2 x 6T10	9,42	15
V3 $L_i=0,98$	RDC-3 ^{ème}	1,46	6,61	2 x 5T10	7,85	20
	4 ^{ème} - 6 ^{ème}	1,14	5,16	2 x 5T10	7,85	20
	7 ^{ème} - 9 ^{ème}	0,81	3,67	2 x 5T8	5,03	20
	10 ^{ème} - 12 ^{ème}	0,78	3,53	2 x 5T8	5,03	20
V4 $L_i=1$	RDC-3 ^{ème}	1,29	5,96	2 x 5T10	7,85	20
	4 ^{ème} - 6 ^{ème}	1,18	5,45	2 x 5T10	7,85	20
	7 ^{ème} - 9 ^{ème}	0,95	4,39	2 x 5T8	5,03	20
	10 ^{ème} - 12 ^{ème}	0,69	3,19	2 x 5T8	5,03	20
V5 $L_i=0,95$	RDC-3 ^{ème}	1,54	6,76	2 x 5T10	7,85	20
	4 ^{ème} - 6 ^{ème}	1,01	4,43	2 x 5T10	7,85	20
	7 ^{ème} - 9 ^{ème}	0,77	3,38	2 x 5T8	5,03	20
	10 ^{ème} - 12 ^{ème}	0,68	2,98	2 x 5T8	5,03	20
V6 $L_i=0,9$	RDC-3 ^{ème}	1,45	6,36	2 x 5T10	7,85	20
	4 ^{ème} - 6 ^{ème}	1,55	6,80	2 x 5T10	7,85	20
	7 ^{ème} - 9 ^{ème}	0,93	3,87	2 x 5T8	5,03	20
	10 ^{ème} - 12 ^{ème}	0,89	3,7	2 x 5T8	5,03	20
V7 $L_i=0,6$	RDC-3 ^{ème}	2,22	6,15	2 x 5T10	7,85	20
	4 ^{ème} - 6 ^{ème}	1,93	5,35	2 x 5T10	7,85	20
	7 ^{ème} - 9 ^{ème}	1,47	4,07	2 x 5T8	5,03	20
	10 ^{ème} - 12 ^{ème}	1,07	2,97	2 x 5T8	5,03	20

- Aciers horizontaux

Tableau 5.55 : Calcul des aciers horizontaux des voiles.

Voile	Niveaux	τ_u (MPa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_{h1}^{min} (cm ²)	A_h (cm ²)	choix	$A_h^{adopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
V1	RDC-3 ^{ème}	2,89	3,79	18,47	2,23	18,76	2x10T12	22,62	10
	4 ^{ème} - 6 ^{ème}	2,28	4,49	13,57	2,23	13,57	2x9T10	14,14	11
	7 ^{ème} - 9 ^{ème}	1,54	3,03	9,43	2,23	9,43	2x10T8	10,05	10
	10 ^{ème} - 12 ^{ème}	1,3	2,56	4,69	2,23	4,69	2x8T8	8,04	12
V2	RDC-3 ^{ème}	2,96	5,83	16,42	2,48	16,42	2x8T12	18,09	12
	4 ^{ème} - 6 ^{ème}	2,75	5,41	12,07	2,48	12,07	2x8T10	12,57	12
	7 ^{ème} - 9 ^{ème}	2,17	4,27	8,38	2,48	8,38	2x10T8	10,05	10
	10 ^{ème} - 12 ^{ème}	1,69	3,33	4,69	2,48	4,69	2x8T8	8,04	12
V3	RDC-3 ^{ème}	1,46	2,87	10,55	2,21	10,55	2x8T10	12,57	12
	4 ^{ème} - 6 ^{ème}	1,14	2,24	7,33	2,21	7,33	2x8T8	8,04	12
	7 ^{ème} - 9 ^{ème}	0,81	1,59	4,69	2,21	4,69	2x8T8	8,04	12
	10 ^{ème} - 12 ^{ème}	0,78	1,54	4,69	2,21	4,69	2x8T8	8,04	12
V4	RDC-3 ^{ème}	1,29	2,54	16,42	2,25	16,42	2x8T12	18,09	14
	4 ^{ème} - 6 ^{ème}	1,18	2,32	12,07	2,25	12,07	2x9T10	14,14	11
	7 ^{ème} - 9 ^{ème}	0,95	1,87	10,55	2,25	10,55	2x8T10	12,57	12
	10 ^{ème} - 12 ^{ème}	0,69	1,36	7,33	2,25	7,33	2x8T8	8,04	12
V5	RDC-3 ^{ème}	1,54	3,03	10,55	2,14	10,55	2x8T10	12,57	12
	4 ^{ème} - 6 ^{ème}	1,01	1,99	7,33	2,14	7,33	2x8T8	8,04	12
	7 ^{ème} - 9 ^{ème}	0,77	1,52	7,33	2,14	7,33	2x8T8	8,04	12
	10 ^{ème} - 12 ^{ème}	0,68	1,34	4,69	2,14	4,69	2x8T8	8,04	12
V6	RDC-2 ^{ème}	1,45	2,85	14,37	2,03	14,37	2x9T10	14,14	11
	3 ^{ème} - 6 ^{ème}	1,55	3,05	8,71	2,03	8,71	2x10T8	10,05	10
	7 ^{ème} - 9 ^{ème}	0,93	1,83	7,33	2,03	7,33	2x8T8	8,04	12
	10 ^{ème} - 12 ^{ème}	0,89	1,75	4,69	2,03	4,69	2x8T8	8,04	12
V7	RDC-3 ^{ème}	2,22	4,37	10,55	1,83	10,55	2x8T10	12,57	12
	4 ^{ème} - 6 ^{ème}	1,93	3,8	9,05	1,83	9,05	2x10T8	10,05	10
	7 ^{ème} - 9 ^{ème}	1,47	2,89	6,28	1,83	6,28	2x8T8	8,04	12
	10 ^{ème} - 12 ^{ème}	1,07	2,11	4,02	1,83	4,02	2x8T8	8,04	12

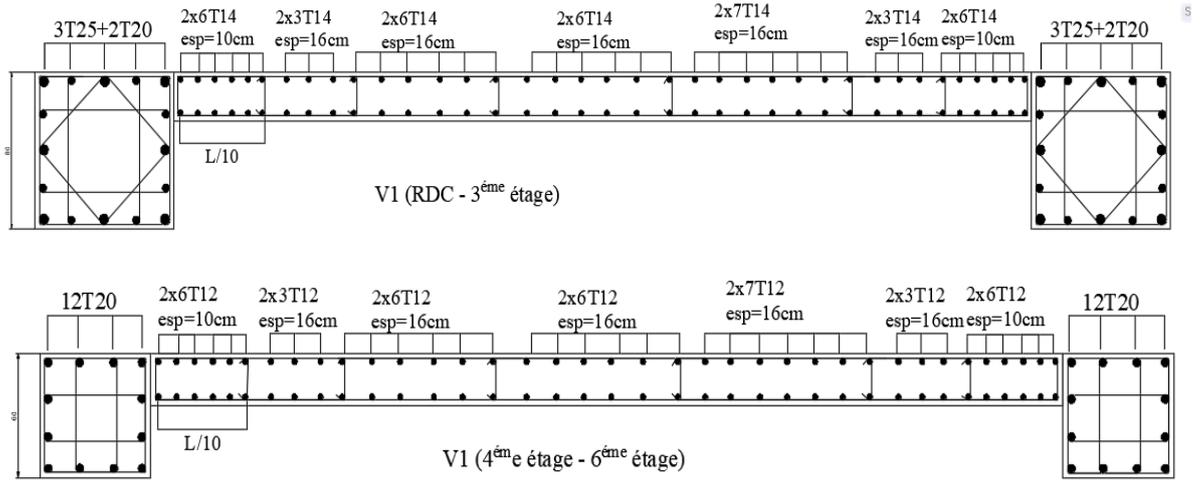


Figure 5.13 : Détail de ferraillage voile 1.

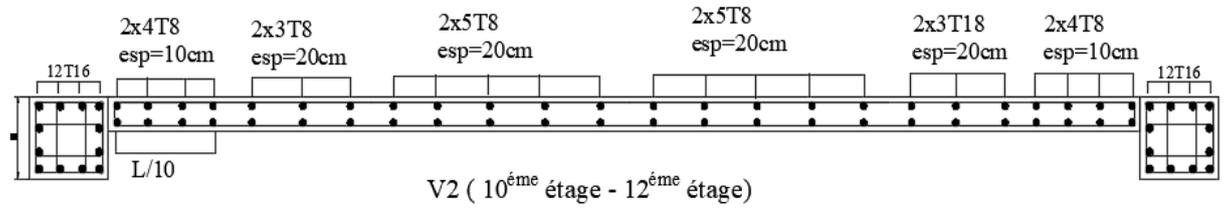


Figure 5.14 : Détail de ferraillage voile 2.

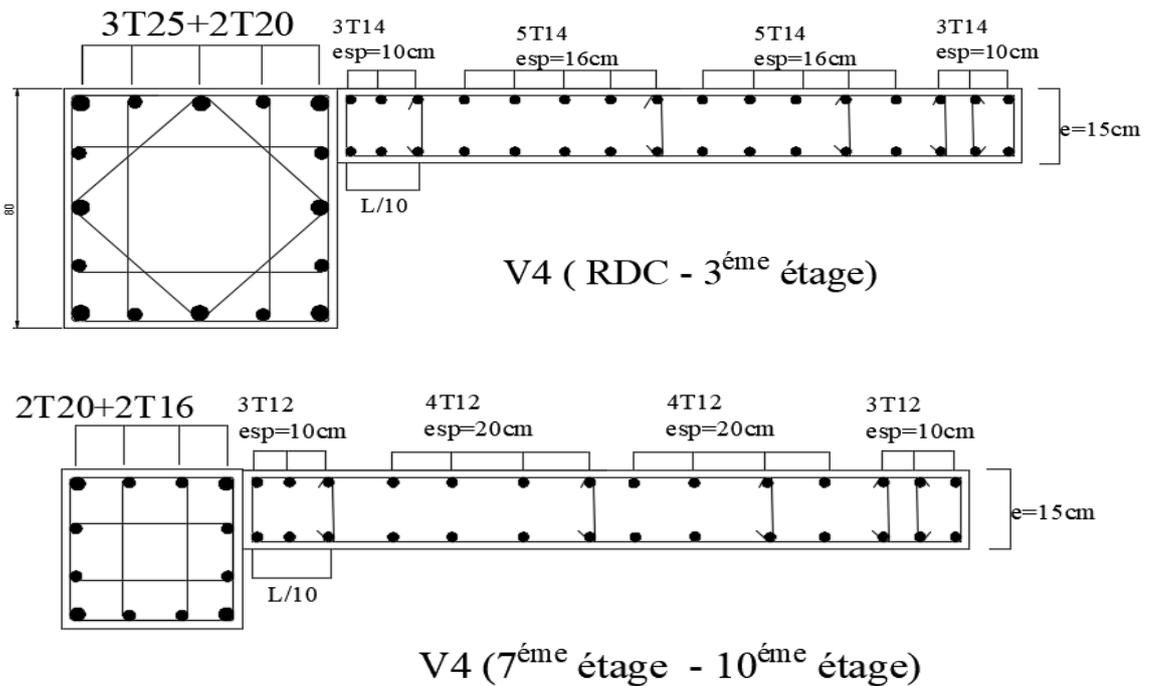


Figure 5.15 : Détail de ferraillage voile 4.

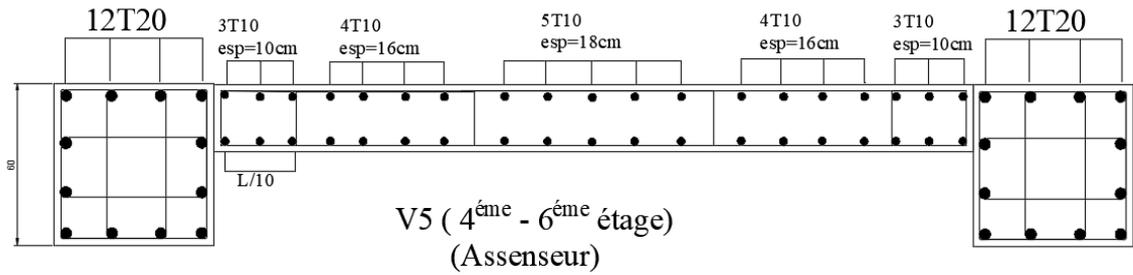


Figure V.16 : Détail de ferraillage voile 5.

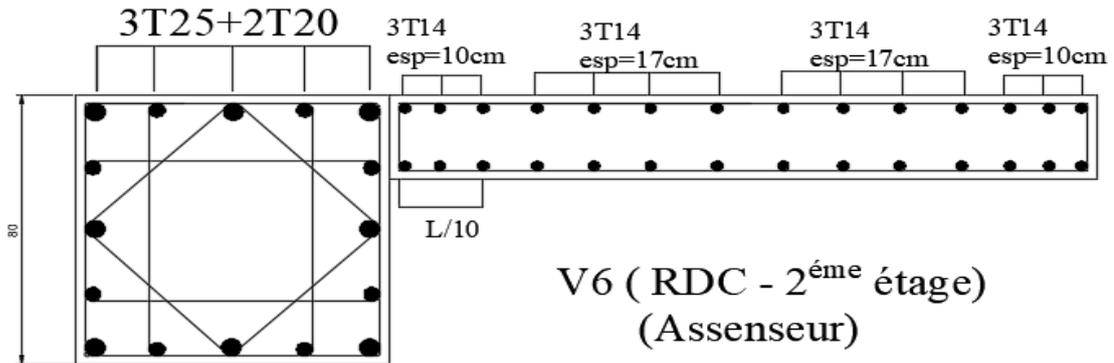


Figure 5.17 : Détail de ferraillage voile 6.

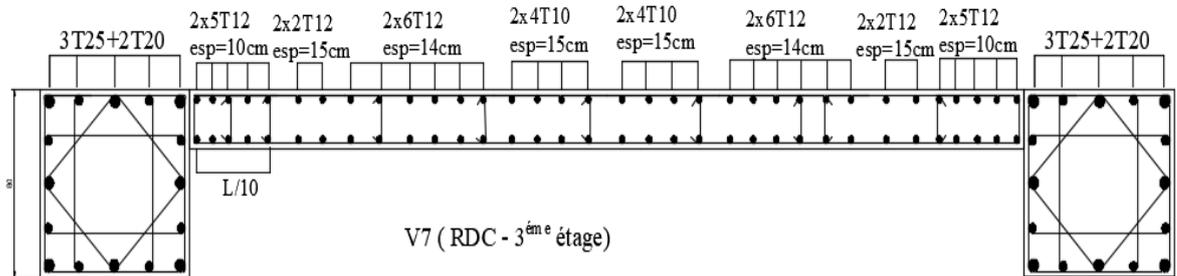


Figure 5.18 : Détail de ferraillage voile 7.

5.4.4 Ferraillage des linteaux

Les linteaux sont des éléments considérés comme des poutres courtes de faible raideur, bi encastés dans les trumeaux. Sous l'effet d'un chargement horizontal et vertical, le linteau sera sollicité par un moment M et un effort tranchant V .

Les linteaux se comportent selon le cas, soit en flexion simple soit en diagonale par formation des bielles de traction/compression. La méthode de ferraillage décrite ci-dessus est proposée dans le **RPA99 version 2003**.

Le **RPA99 version 2003** limite les contraintes de cisaillement (dans les linteaux (et les trumeaux)) dans le béton à ; $\tau_b \leq \overline{\tau_b} = 0,2 f_{c28}$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \quad \text{Avec} \quad \bar{V} = 1,4 V_u^{cal}$$

Avec :

b_0 : Épaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile = 0.9h.

h : Hauteur totale de la section brute.

5.4.4.1 Premier Cas $\tau_b \leq 0,06 f_{c28}$

Dans ce cas les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M et V).

On devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion (A_l)
- Des aciers transversaux (A_t)
- Des aciers en partie courante. également appelés aciers de peau (A_c)

a. Aciers Longitudinaux

Les aciers longitudinaux inférieurs ou supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{Z f_e}$$

Avec : $Z = h - 2d'$

Où :

h : Est la hauteur totale du linteau.

d' : Est la distance d'enrobage.

M : Moment dû à l'effort tranchant ($\bar{V} = 1,4 V_u^{cal}$)

b. Aciers Transversaux

Deux cas se présentent :

α . Premier sous cas : Linteaux Longs ($\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$)

On a :
$$S \leq \frac{A_t f_e Z}{\bar{V}}$$

Où : S : Représente l'espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : Représente la section d'une cour d'armatures transversales.

$Z = h - 2 d'$

V : Représente l'effort tranchant dans la section considérée ($\bar{V} = 1,4 V_u^{cal}$)

l : Représente la portée du linteau.

β - Deuxième Sous Cas : Linteaux Courts ($\lambda_g \leq 1$)

On doit avoir :
$$S \leq \frac{A_t f_e l}{V + A_t f_e}$$

Avec : $V = \text{Min} (V_1, V_2)$

$$V_2 = 2 V_u^{cal}$$

$$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Avec :

M_{ci} et M_{cj} moments “résistants ultimes” des sections d’about à droite et à gauche du linteau de portée l_{ij} (voir figure suivante) et calculés par : $M_c = A_t f_e Z$

Où : $Z = h - 2 d$

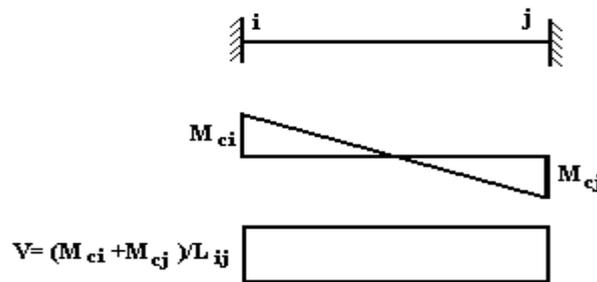


Figure 5.19 : Diagramme des moments et l’effort tranchant.

5.4.4.2 Deuxième Cas $\tau_b > 0,06 f_{c28}$

Dans ce cas il y a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armature de peau) suivant les minimums réglementaires. Les efforts (M, V) sont repris suivant des bielles diagonales (compression et traction) suivant l’axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement.

Le calcul d’ A_D se fait suivant la formule :
$$A_D = \frac{V}{2 f_e \sin \alpha}$$

Avec : $tg \alpha = \frac{h - 2d}{l}$ (voir figure)

Et : $V = V_u^{cal}$ (sans majoration)

5.4.4.3 Ferrailage Minimal

b : Epaisseur du linteau

h : Hauteur totale du linteau

S : Espacement des armatures transversales

a. Armatures Longitudinales A_l et A'_l :

$(A_l, A'_l) \geq 0.0015 b h$ (0.15%) (Avec A_l lit inférieur et A'_l lit supérieur)

b. Armatures Transversales A_t

- si $\tau_b \leq 0,025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0,0015 b S$
- si $\tau_b > 0,025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0,0025 b S$

$$S_t \leq \frac{h}{4} \quad (\text{Espace des cadres})$$

c. Armatures de Peau (ou en section courante) A_c

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0.2%

C'est à dire : $A_c \geq 0,002 bh$ (en deux nappes)

d. Armatures Diagonales A_D

- si $\tau_b \leq 0,06 f_{c28} \Rightarrow A_D = 0$
- si $\tau_b > 0,06 f_{c28} \Rightarrow A_D \geq 0,0015 b h$

❖ Linteau de type

$$h = 0,8\text{m}$$

$$l = 1,20\text{m}$$

$$b = 0,15\text{m}$$

On lit sur le **SAP 2000** : $S_{12} = \tau_u^{cal} = 2,7\text{MPa}$

Les calculs :

- $\tau_b = 2,7\text{MPa}$
 - $\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5\text{MPa} \Rightarrow \bar{\tau}_b > \tau_b$
 - $0,06 f_{c28} = \tau'_b = 1,5\text{MPa}$
- $$\tau_b > 0,06 f_{c28} \Rightarrow \text{On est dans le cas N}^\circ 2$$

Dans ce cas il y a lieu de disposer le ferrailage longitudinal (supérieur et inférieur), transversal et en zone courante suivant les minimums réglementaires suivants :

- $A_t = A'_t \geq 0,0015(0,15)(1,2)10^4 = 2,7 \text{ cm}^2$
Soit : $A_t = A'_t = 2\text{HA}16 = 4,02 \text{ cm}^2$
- $A_c \geq (0,002) \times (0,15) \times (1,20)10^4 = 3,6 \text{ cm}^2$
Soit : $A_c = 4\text{HA}14 = 6,16 \text{ cm}^2$ (répartie en deux nappes) (soit 2 barres /nappe)
- $0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_b > 0,025 f_{c28}$ donc :

$$A_t \geq 0,0025 b S = (0,0025) \times (0,15) \times (0,2)10^4 = 0,75 \text{ cm}^2 \quad \text{car } S_t^{\max} = \frac{h}{4} = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } A_t = 5\text{HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{80}{5} = 16 \text{ cm} = 15 \text{ cm} \quad \text{or} \quad S_t = 15 \text{ cm} < S_t^{\max}$$

$$\triangleright A_D = \frac{(\tau_u b h)}{2 f_e \sin \alpha}$$

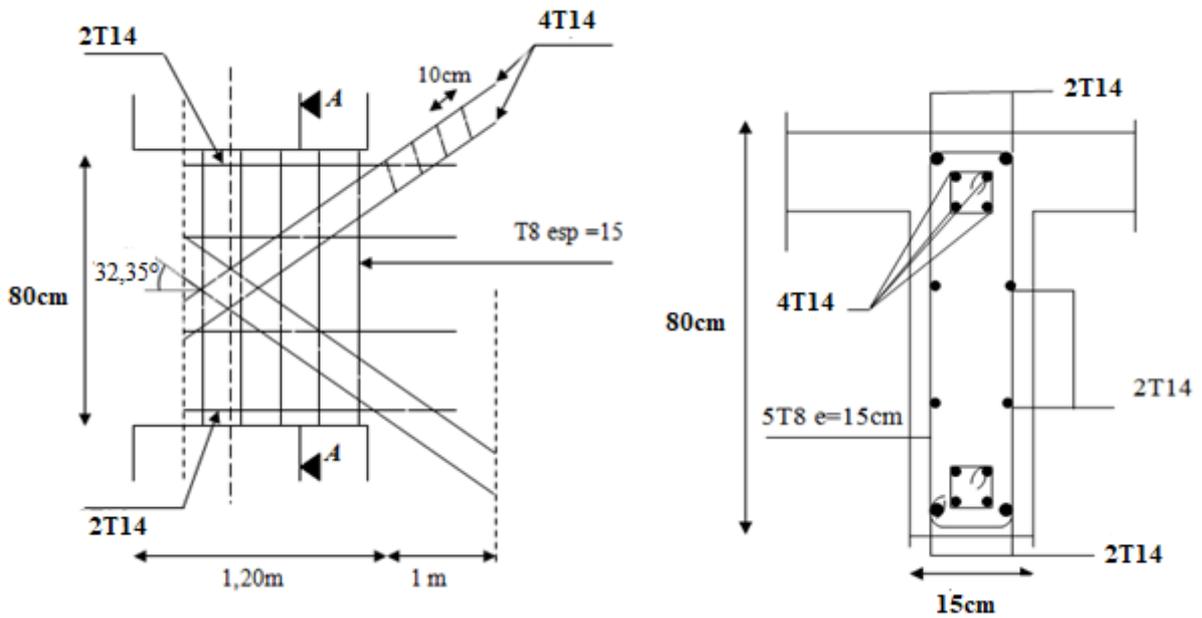
$$\text{Avec: } \operatorname{tg} \alpha = \frac{h - 2d'}{l} = \frac{80 - 2(2)}{120} = 0,633 \Rightarrow \alpha = 32,35^\circ$$

$$A_D = \frac{(2,7) (0,15) (1,20)}{(2) (500) \sin (32,35)} = 9,08 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_D = 2 \times 4 \text{HA}14 = 12,31 \text{ cm}^2$

- $A_D \geq 0,0015 b h = 1,8 \text{ cm}^2$ c'est vérifié
- Longueur d'ancrage : $L_a \geq \frac{h}{4} + 50\phi = \frac{80}{4} + 50(1,4) = 90 \Rightarrow L_a = 90 \text{ cm}$

❖ Disposition des Armatures dans le Linteau



Coupe A-A

Figure 5.20 : Ferrailage des linteaux.

CHAPITRE 6 : ETUDE DES FONDACTIONS

6.1 Introduction

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelles sont transmise toutes les charges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent une partie essentielle de l'ouvrage.

6.2 Calcul des fondations

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N_{ser}}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol $\sigma_{sol}=2,50$ bars.

S_{nec} : Surface de la fondation.

N_{ser} : Effort normal appliqué sur la fondation.

6.3 Choix de type de fondation

D'après un calcul fait au préalable on a trouvé que la semelle isolées et la semelle filante ne passent pas donc on a opté pour un radier général.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

- **Vérification**

Il faut vérifier que : $\frac{S_n}{S_b} \leq 50\%$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface nécessaires vaut :

$$\frac{S_{nec}}{S_{bat}} = \frac{396,77}{497,8384} = 79,7 \% > 50\%$$

La surface nécessaire dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage.

6.4 Radier général

6.4.1 Introduction

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée, dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur. Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique) renversé. L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

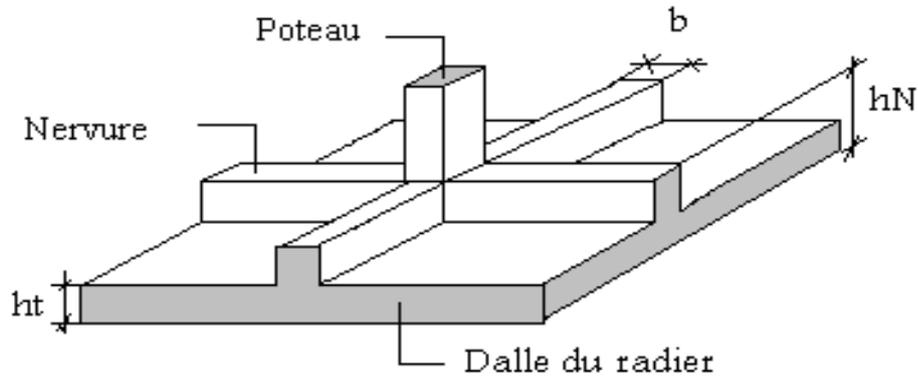


Figure 6.1 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

6.4.2 Surface nécessaire

Pour déterminer la surface du radier il faut que : $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de superstructure et de sous-sol, tirés à partir du fichier du logiciel **ETABS 17**.

$$\text{Pour : } \begin{cases} N = 991918944 \text{ kN} \\ \sigma_{sol} = 2,50 \text{ bars} \end{cases}$$

$$\text{On trouve : } S_{nec} \geq 396,77 \text{ m}^2$$

$$\text{La surface du bâtiment } S_{bat} = 497,8384 \text{ m}^2$$

$$S_{nec} = 396,77 \text{ m}^2 < S_{bat} = 497,8384 \text{ m}^2$$

a. Calcul du D (débordement)

$$\text{Choix : } L_d = 50 \text{ cm} \rightarrow S_{débord} = L_d \times P_{bat}$$

$$\rightarrow S_{Débord} = 0,5 \times 92,6155 = 46,308 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_{Rad} = S_{bat} + S_{débord} = 497,8384 + 46,308 = \mathbf{544,146 \text{ m}^2}$$

Donc la surface totale du radier est 544,146 m²

6.4.3 Pré dimensionnement de radier

1. Dalle

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

a. Condition forfaitaire

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad \text{Avec :}$$

L_{\max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 6,65m$$

$$\Rightarrow h_1 \geq 33,25cm$$

b. Condition de cisaillement [2]

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 3MPa) = 2,5MPa$

$$\text{Avec : } T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u \cdot 1ml}{S_{rad}}$$

$$N_u = 135838,3804 \text{ kN}$$

$$L = 6,65m ; b = 1m$$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L \cdot 1ml}{2S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u L}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u L \cdot 1ml}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9\bar{\tau})} = 36,89cm$$

$$\Rightarrow h_2 \geq 36,89cm$$

Conclusion : $h \geq \text{Max}(h_1 ; h_2) = 40cm$.

Pour des raisons constructif on adopte $h = 50 \text{ cm}$.

2. Nervures

a. Condition de coffrage

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} \quad \text{donc on opte } b = 80cm.$$

b. La hauteur de nervure**1. Condition de la flèche**

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche :

$$h_N \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

On a : $L_{\max} = 6,65 \text{ m} \Rightarrow h_N \leq 66,5 \text{ cm}$

On prend : $h_{n1} = 50 \text{ cm}$.

2. Condition de la raideur

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la largeur définie par

l'expression suivante : $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

Avec : $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$

Avec :

b : La largeur de contact avec le sol

E : Module de Young ($E=20000 \text{ MPa}$).

K : Coefficient de raideur du sol ($0,5 \text{ kg/m}^3 \leq K \leq 12 \text{ kg/cm}^3$).

$a=0,8$: Largeur de poteau.

I : Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

Pour un sol de densité moyenne on a $K=4 \text{ Kg/cm}^3$.

Tableau 6.1 : Choix de hauteur des nervures.

H nervures (m)	1,10	1,20	1,40	1,90	1,95	2,00
$I \text{ (m}^4\text{)}$	0,089	0,115	0,183	0,4573	0,494	0,533
$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$	2,42	2,58	2,90	3,65	3,72	3,80
$\frac{\pi}{2} L_e + a$	4,60	4,85	5,35	6,53	6,64	6,77

On opte : $h_{n2} = 200 \text{ cm}$

Conclusion

$$H \geq \text{Max} (h_1 ; h_2) = 200\text{cm}$$

On prend : $h=200\text{cm}$

Le choix final

- Epaisseur de la dalle du radier $h=50\text{ cm}$
- Les dimensions de la nervure : $\begin{cases} h_N = 200\text{ cm} \\ b_N = 80\text{ cm} \end{cases}$

6.4.4 Caractéristiques géométriques du radier**a. Position du centre de gravité**

$$\begin{cases} X_G = 18,76\text{ m} \\ Y_G = 15,51\text{ m} \end{cases}$$

b. Moments d'inertie

$$\begin{cases} I_{xx} = 137447,055\text{ m}^4 \\ I_{yy} = 204043,5084\text{ m}^4 \end{cases}$$

6.4.5 Vérifications Nécessaires**6.4.5.1 Vérification de la Stabilité du Radier**

Selon **RPA99/version 2003(Art.10.1.5)** [1], quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) nous devons vérifier que l'excentrement des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié de la centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement.

$$e_0 = \frac{M_R}{N_r} \leq \frac{B}{4}$$

Avec :

e_0 : La plus grande valeur de l'excentricité due aux charges sismiques.

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

N_r : effort normal de la structure.

M_0 : moment à la base de la structure

V_0 : effort tranchant à la base de la structure

B : la largeur du radier.

M_0, V_0 sont tirés à partir du fichier **ETABS V17.0.1**

- **Suivant le sens xx**

$$B_x = 30,9\text{m} \Rightarrow \frac{B_x}{4} = 7,725 \text{ m}$$

- **Suivant le sens yy**

$$B_y = 24 \text{ m} \Rightarrow \frac{B_y}{4} = 6 \text{ m}$$

h = Ancrage de l'ouvrage.

$$h = h_{\text{SOUS-SOL}} + h_{\text{Nervure}} = 5,4 \text{ m.}$$

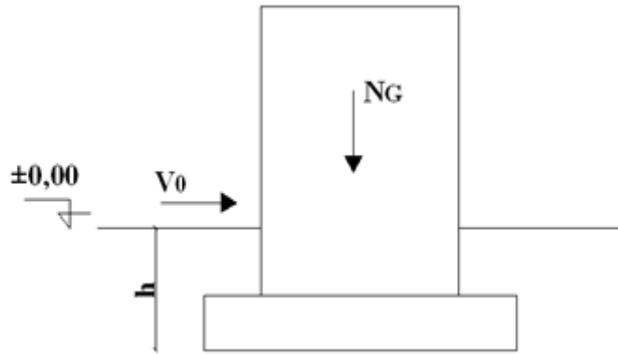


Figure 6.2 : Schéma statique du bâtiment.

Sens x-x

$$M_0 = 78392,6912 \text{ kNm} ; V_0 = 5470,6912 \text{ kN} ; h = 5,4 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } M_R = 107934,42 \text{ kNm}$$

On a : $N_{ser} = N_{ser}(\text{structure}) + \text{poids propre de radier nervuré.}$

$$\text{Donc : } N_{ser} = 105993,7194 \text{ kN}$$

$$e_0 = \frac{M_R}{N_r} = \frac{107934,42}{105993,7194} = 1,02 \leq \frac{B}{4} = 7,725 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Sens y-y

$$M_0 = 68817,3825 \text{ kNm} ; V_0 = 6090,7145 \text{ kN} ; h = 5,4 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } M_R = 101707,241 \text{ kNm}$$

$$e_0 = \frac{M_R}{N_r} = \frac{101707,241}{105993,7194} = 0,96 \leq \frac{B}{4} = 6 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Conclusion

La condition est vérifiée donc le bâtiment est stable.

6.4.5.2 Vérification des Contraintes Sous le Radier

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol, déterminée par les différents essais in-situ et au laboratoire : $\sigma_{sol} = 2,5 \text{ bars.}$

Les contraintes du sol sont données par :

a. Sollicitation du premier genre

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{105993,7194}{544,146} = 194,79 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 194,79 \text{ kN/m}^2 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 250 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

b. Sollicitation du second genre

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_2)

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

Avec :

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

On vérifie que :

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$

σ_2 : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{sol}$$

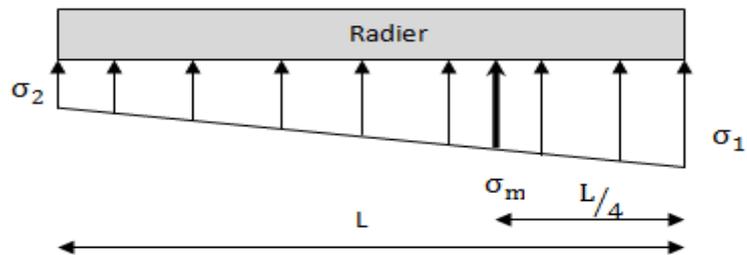


Figure 6.3 : Contraintes sous le radier.

➤ ELU

$N_u = N_u \text{ (structure)} + 1,35 \times \text{poids propre de radier nervuré.}$

$$N_u = 145020,8442 \text{ kN}$$

M : le moment de renversement.

$$M_x = 116209,1975 \text{ kNm}$$

$$M_y = 108596,5317 \text{ kNm}$$

$$S_{rad} = 544,146 \text{ m}^2$$

$$I_{xx} = 137447,055 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 204043,5084 \text{ m}^4$$

V : centre de gravité

$$V_x = 18,76 \text{ m}$$

$$V_y = 15,51 \text{ m}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 250 \text{ kN/m}^2$$

Tableau 6.2 : Contraintes sous le radier à l'ELU.

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right)$ (kN/m ²)
Sens x-x	282,37	250,65	274,51
Sens y-y	274,76	258,25	270,63
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 375$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) < 1,33 \sigma_{sol} = 332,5$

Conclusion

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

➤ **ELS**

$$N_{ser} = 105993,7194 \text{ kN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 250 \text{ kN/m}^2$$

Tableau 6.3 : Contraintes sous le radier à l'ELS.

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right)$ (kN/m ²)
Sens x-x	210,65	178,93	202,72
Sens y-y	203,03	186,53	198,90
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 375$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) < 1,33 \sigma_{sol} = 332,5$

Conclusion

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement

c. Détermination des sollicitations les plus défavorables

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

$$\text{ELU : } \sigma_u = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 274,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{ELS : } \sigma_{ser} = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 202,72 \text{ kN/m}^2$$

6.4.6 Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

La fissuration est considérée préjudiciable.

6.4.6.1 Ferrailage de la dalle du radier

a. Valeur de la pression sous radier

$$\text{ELU : } q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 274,51 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 202,72 \text{ kN/m}$$

b. Calcul des efforts

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposant sur 04 cotés.

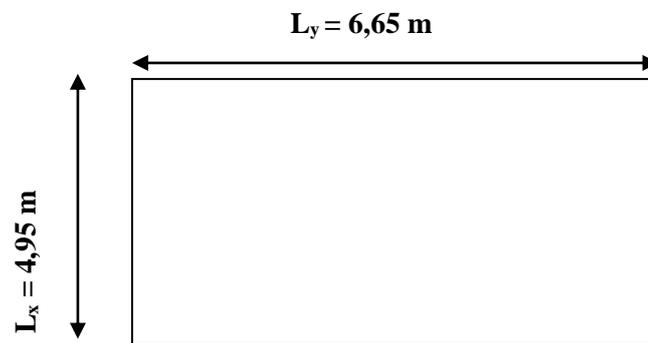


Figure 6.4 : Panneau de la dalle du radier.

c. Calcul des moments

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de v .

$$v : \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires "BAEL91 modifié 99"

$$\rho = 0,74 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0633 \\ \mu_y = 0,4938 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 425,77 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 210,25 \text{ kNm}$$

- **Moments en travées**

$$M_{tx}=0,85M_x=361,90 \text{ kNm}$$

$$M_{ty}=0,85M_y=178,71 \text{ kNm}$$

- **Moments sur appuis**

$$M_{ax} = M_{ay}=0,5M_x= 212,89 \text{ kNm}$$

d. Ferrailage de la dalle

$$b = 100\text{cm} ; h=50\text{cm} ; d=45\text{cm} ; f_c=500\text{MPa} ; f_{c28}=25\text{MPa} ; f_{t28}=2,1\text{MPa} ; \sigma_s=435\text{MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 6.4 : Ferrailage des panneaux du radier.

	Sens	M_u (kNm)	μ	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	361,9	0,126	0	0,169	41,96	19,83	7T20	21,99	14
	y-y	178,71	0,062	0	0,08	43,55	9,43	7T16	14,07	16
Appuis	x-x	212,89	0,074	0	0,096	43,26	11,31	7T16	14,07	16
	y-y									

e. Vérifications nécessaires**1. Espacement**

$$Esp \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(120\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$\text{Sens x-x : } S_t = \frac{100}{7} = 14\text{cm} < 33\text{cm}$$

On opte $S_t=14 \text{ cm}$

$$\text{Sens y-y : } S_t = \frac{100}{6} = 16,67\text{cm} < 33\text{cm}$$

On prend $S_t=14\text{cm}$

2. Condition de non fragilité

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_c} = 3,48\text{cm}^2$$

$$A_{s \min} = 3,48 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ adopté}} = 12,06\text{cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée.

3. Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau 6.5 : Vérification des contraintes.

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérif
Travée	x-x	293,85	21,99	10,25	15	332,03	250	NON
	y-y	185,57	12,06	7,64	15	321,27	250	NON
Appui	x-x	172,855	14,07	7,12	15	299,25	250	NON
	y-y							

Remarque : La contrainte d'acier n'est pas vérifiée ni en travée ni en appuis donc on augmente la section de l'acier.

Tableau 6.6 : Vérification des contraintes (correction).

	Sens	M _{ser} (kNm)	Choix	A _s (cm ²)	Esp (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérif
Travée	x-x	293,85	7T25	34,36	14	9,79	15	242,05	250	Oui
	y-y	185,57	8T20	25,13	12	6,17	15	184,66	250	Oui
Appui	x-x	172,855	8T20	25,13	12	5,75	15	172,01	250	Oui
	y-y									

4. Vérification de la contrainte tangentielle du béton

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

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

Avec : $T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{274,51 \times 6,65}{2} = 912,75\text{kN}$

$$\tau_u = \frac{912,75 \times 10^3}{1000 \times 450} = 2,028\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

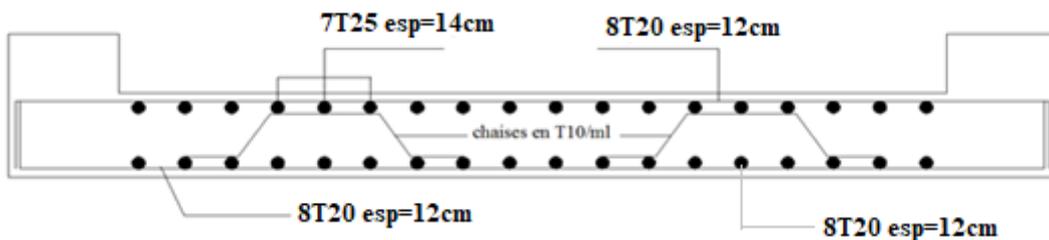


Figure 6.5 : Schéma de ferrailage du radier.

6.4.7 Ferrailage des nervures

a. Calcul des efforts

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire "BAEL91 modifier 99" [2]

$$\text{On a : } M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

En travée : $M_t = 0,85M_0$

Sur appuis : $M_a = 0,50M_0$

b. Calcul des armatures

$b = 80 \text{ cm}$; $h = 200 \text{ cm}$; $d = 180 \text{ cm}$

- **Sens porteur :** $L = 6,65 \text{ m}$; $q = 274,51 \text{ kN/ml}$

Tableau 6.7 : Ferrailage des nervures (sens porteur).

	M_u (kNm)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	1289,82	0,035	0,045	176,78	16,77	16T14	24,63
Appuis	758,72	0,021	0,026	178,12	9,79	8T16	16,08

- **Sens non porteur :** $L = 4,95 \text{ m}$; $q = 274,51 \text{ kN/ml}$

Tableau 6.8 : Ferrailage des nervures (sens non porteur).

	M_u (kNm)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	714,66	0,019	0,025	178,23	9,22	8T16	16,08
Appuis	420,39	0,011	0,014	178,96	5,4	8T16	16,08

c. Vérifications nécessaires

1. Condition de non fragilité

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 13,91 \text{ cm}^2$$

Tableau 6.9 : Vérification de la condition de non fragilité.

Sens	position	A_s^{adp} (cm ²)	A_s^{min}	Vérification
porteur	Travée	24,63	13,91	Oui
	Appuis	16,08	13,91	Oui
Non porteur	Travée	16,08	13,91	Oui
	Appuis	16,08	13,91	Oui

1. Vérification des contraintes à l’ELS

Tableau 6.10 : Vérification des contraintes à l’ELS.

Sens	Position	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Porteur	Travée	952,51	24,63	3,89	15	230,38	250	Oui
	Appuis	560,3	16,08	2,74	15	205	250	Oui
Non porteur	Travée	527,76	16,08	2,58	15	193,09	250	Oui
	Appuis	310,45	16,08	1,52	15	113,58	250	Oui

2. Vérification de la contrainte tangentielle du béton [2]

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$

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

Avec : $T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{274,51 \times 6,65}{2} = 912,75kN$

$$\tau_u = \frac{912,75 \times 10^3}{800 \times 1800} = 0,634MPa < \bar{\tau}_u = 2,5MPa \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

d. Armatures transversales

- **BAEL 91 modifié 99 [2]**

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40cm) = 40cm$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa\right) = 0,40MPa$$

• **RPA99 version 2003 [1]**

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = 16,8\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 100.\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,4 \text{ cm}$$

$f_c=500\text{MPa}$; $\tau_u=0,634 \text{ MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $b=80\text{cm}$; $d=180\text{cm}$

On trouve :

$S_t=15\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale.}$

$S_t=30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante.}$

Tableau 6.11 : choix des armatures transversales.

	Section	Zone	S_t (cm)	Φ_t (cm)	A_t calculée (cm ²)	Choix des armatures	A_t (cm ²)
Nervures	80×200	courante	30	1,2	7,2	8T12	9,05
		nodale	15		3,6	8T12	9,05

2. Armatures de peau :

Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties sur les parements des poutres de grande hauteur, leur section est au moins 3 cm² /ml par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

$h=200 \text{ cm}$

$$A_p = 3 \times 2 = 6\text{cm}^2$$

On a choisie : $A_p= 4\text{T}14\text{cm}^2$

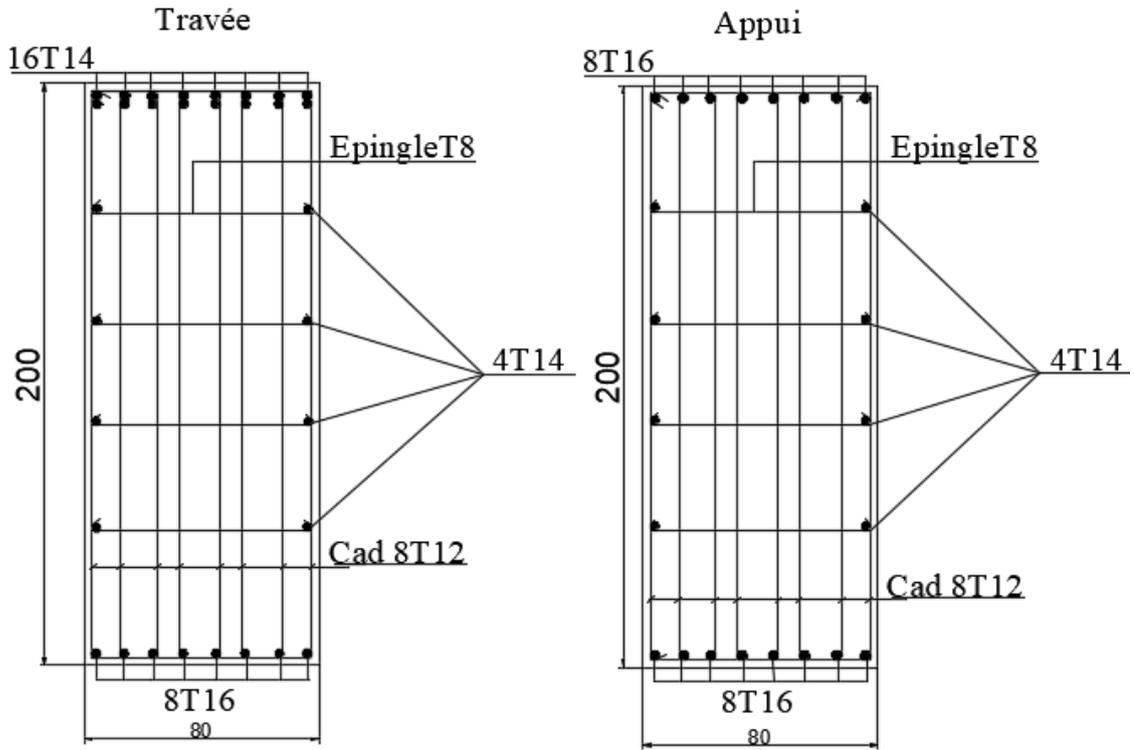


Figure 6.6 : Schéma de ferrailage des nervures (sens porteur).

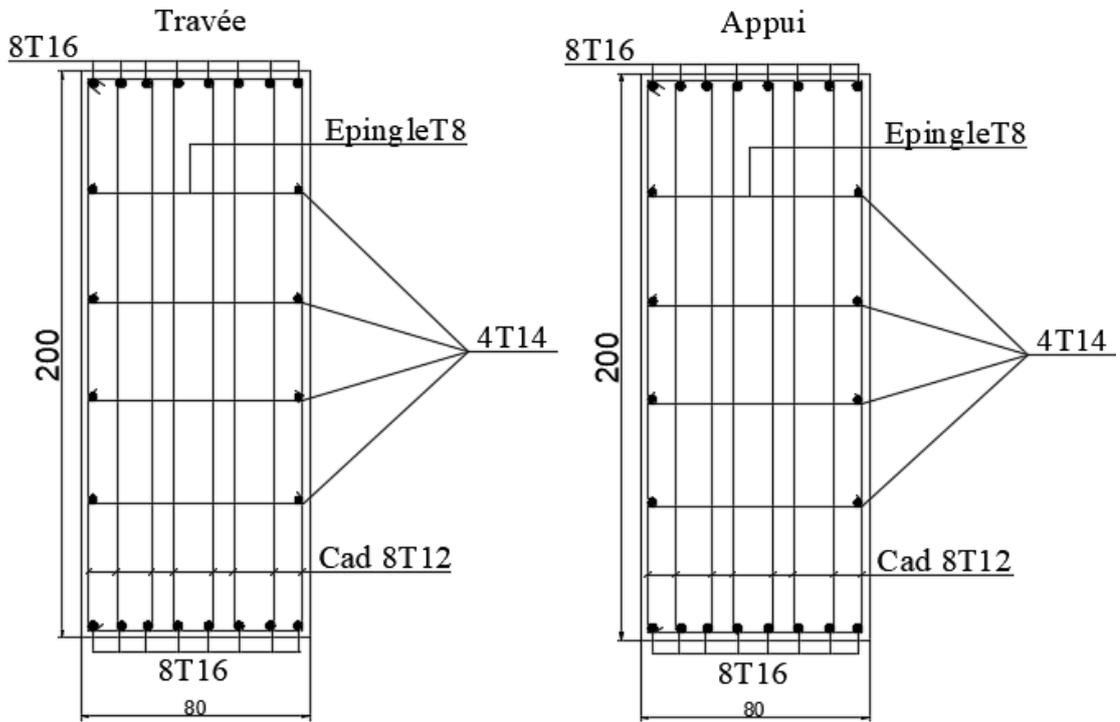


Figure 6.7 : Schéma de ferrailage des nervures (sens non porteur).

6.4.8 Ferrailage des débords

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L=0,50\text{m}$, le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de 1m à l'ELU.

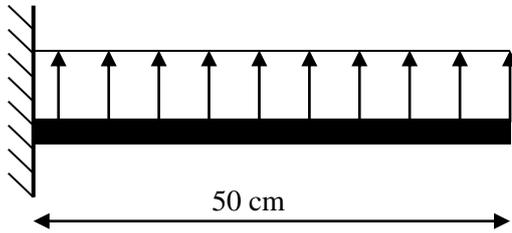


Figure 6.8 : Schéma statique du débord.

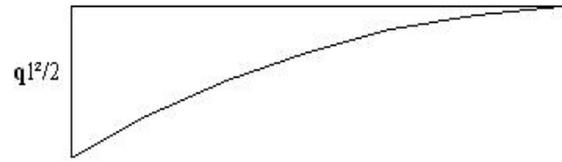


Figure 6.9 : Diagramme des Moments.

c.1. Calcul de ferrailage :

$$q_u = 274,51 \text{ kN/ml}, b=100\text{cm}, h=50\text{cm}, f_{c28}=25\text{MPa}, \sigma_{bc}=14,17\text{MPa}.$$

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = 34,3 \text{ kNm} \quad ; \quad \sigma_s = 435 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \sigma_{bc}} = 0,012$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,015$$

$$Z = d \left(1 - 0,4 \alpha \right) = 44,73 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 1,76 \text{ cm}^2$$

$$A_s^{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,347 \text{ cm}^2$$

On adopte : 5T14=7,70cm $S_t=20\text{cm}$

Remarque

Le ferrailage de débord sera la continuité du ferrailage du radier.

6.5 Voile périphérique

6.5.1 Introduction

Notre structure comporte un voile périphérique de soutènement qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC et les fondations.

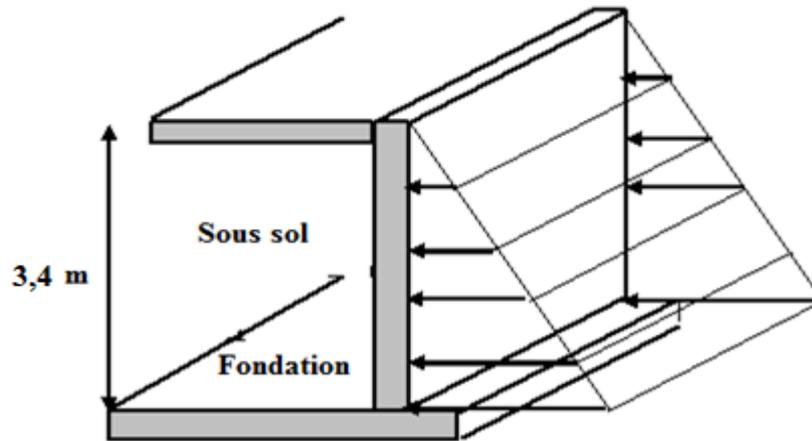


Figure 6.10 : Evaluation des charges.

6.5.2 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.

6.5.3 Evaluation des charges

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

$L_x=3,4\text{m}$; $L_y=6,65\text{m}$; $e=15\text{ cm}$.

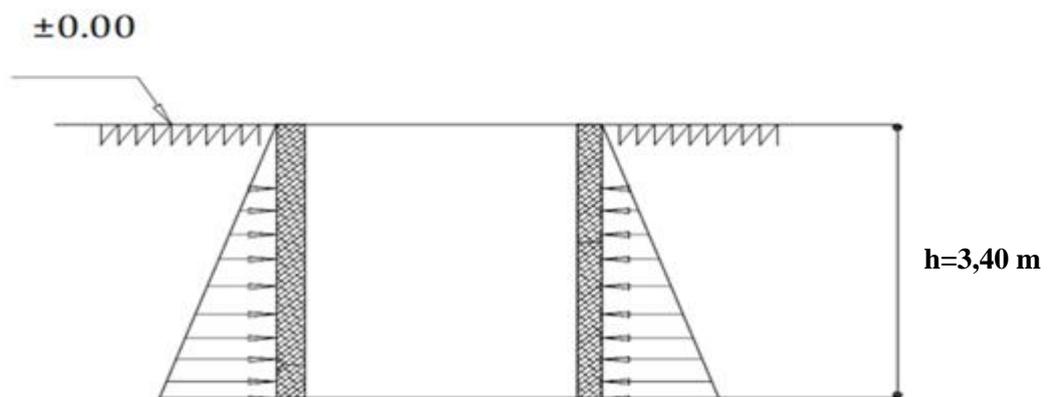


Figure 6.11 : Poussées des terres.

La charge de poussées des terres est données par :

$$Q=A \times \gamma \times h$$

Avec :

Q : Contrainte sur une bande de 1m.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma = 20,5 \text{ kN/m}^3$).

h : Hauteur du voile.

A : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\varphi = 26,69^\circ \Rightarrow A = f(\varphi) = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,380$$

$$Q = A \cdot \gamma \cdot H = 26,486 \text{ kN/ml} \Rightarrow Qu = 1,35 \times 26,486 = 35,756 \text{ kN/ml}$$

6.5.4 Effort dans le voile périphérique

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,4}{6,65} = 0,51 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

$$\nu : \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire

$$\rho = 0,51 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0951 \\ \mu_y = 0,25 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 39,31 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 9,83 \text{ kNm}$$

- **Moments en travées :**
 $M_{tx} = 0,85 M_x = 33,41 \text{ kNm}$
 $M_{ty} = 0,85 M_y = 8,36 \text{ kNm}$

- **Moments sur appuis :**
 $M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 19,66 \text{ kNm}$

6.5.5 Ferrailage du voile périphérique

b = 100cm ; h = 15cm ; d = 0,9h = 13,5cm ; $f_e = 500 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 435 \text{ MPa}$;
 $F_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 6.12 : Ferrailage du voile périphérique.

	Sens	M _u (kNm)	μ	α	Z (cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	33,41	0,129	0,174	12,56	6,12	6T12	2×6,79	15
	y-y	8,36	0,032	0,041	13,28	1,45	6T10	2×4,71	15
Appuis	x-x	19,66	0,076	0,099	12,96	3,49	6T10	2×4,71	15
	y-y								

6.5.6 Condition exigée par les RPA99/version 2003

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposé en deux nappes.

$$A_L \geq 0,1 \times 15 \times 100 = 1,5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

$$A_T \geq 0,1 \times 15 \times 100 = 1,5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

6.5.7 Condition de non fragilité

Pour les voiles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est compté entre 12 et 30cm. D'après le « **BAEL91 modifié 99** » [2].

On a : $12 \text{ cm} \leq e \leq 30 \text{ cm}$

$h = e = 15 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}.$

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min} ; & A_x^{\min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min} ; & A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0 = 0,0006$ pour les barres de FeE500

$$A_x^{\min} = 0,0006 \left(3 - \frac{3,4}{6,65} \right) \frac{100 \times 15}{2} = 1,12 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0,0006 \times 100 \times 15 = 0,9 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée :** $\begin{cases} A_x = 6,79 \text{ cm}^2 \rangle A_x^{\min} = 1,12 \text{ cm}^2 \\ A_y = 4,71 \text{ cm}^2 \rangle A_y^{\min} = 0,9 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$

➤ **Sur appuis :** $\begin{cases} A_x = 4,71 \text{ cm}^2 \rangle A_x^{\min} = 1,12 \text{ cm}^2 \\ A_y = 4,71 \text{ cm}^2 \rangle A_y^{\min} = 0,9 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$

6.5.8 Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 1,25MPa$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{35,756 \times 3,4 \times 6,65}{2 \times 3,4 + 6,65} = 60,1 kN$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 40,52 kN$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 60,1 kN$$

$$\tau_u = \frac{60,11 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,45 MPa < \bar{\tau}_u = 1,25 MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

6.5.9 Vérification à L'ELS

a. Evaluation des sollicitations à l'ELS

$$Q_{ser} = Q1 = 26,486 \text{ kN/m}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,51 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0987 \\ \mu_y = 0,3758 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 30,22 \text{ kNm} \\ M_y = \mu_y M_x = 11,36 \text{ kNm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x = 25,69 kNm \\ M_{ty} = 0,85 M_y = 9,66 kNm \\ M_a = 0,5 M_x = 15,11 kNm \end{cases}$$

b. Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau 6.13 : Vérifications des contraintes.

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	25,69	6,79	9,85	15	313,87	250	Non
	y-y	9,66	4,71	4,24	15	167,24	250	OK
Appuis	x-x	15,11	4,71	6,63	15	261,6	250	Non
	y-y							

❖ Redimensionnement de la section d'armature

Tableau 6.14 : Choix des Armatures.

	Sens	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	S_t (cm)
Travée	x-x	6T14	9,24	15
	y-y	6T10	6,79	15
Appuis	x-x	6T12	6,79	15
	y-y			

Tableau 6.15 : Vérifications des contraintes.

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	25,69	9,24	8,86	15	234,08	250	OK
	y-y	9,66	4,71	4,24	15	167,24	250	OK
Appuis	x-x	15,11	6,79	5,79	15	184,61	250	OK
	y-y							

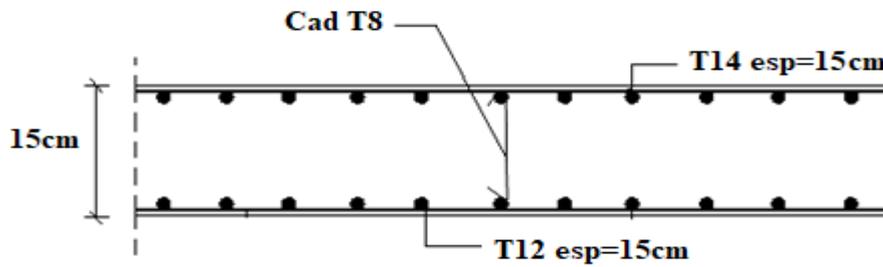


Figure 6.12 : Ferrailage du Voile Périphérique sens x-x.

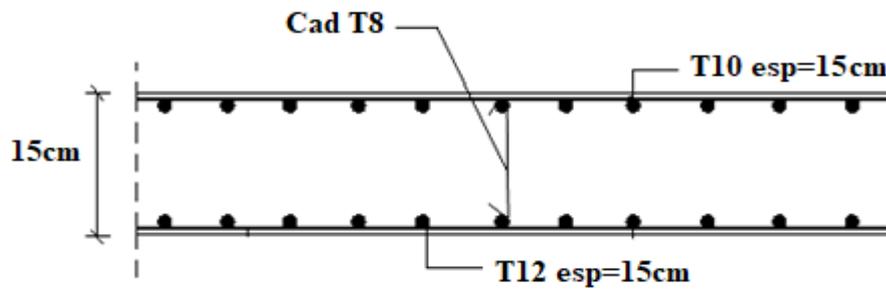


Figure 6.13 : Ferrailage du Voile Périphérique sens y-y.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que de les approfondir d'avantage concernant le domaine du bâtiment tout en respectant la réglementation en vigueur.

Les points importants tirés de cette étude sont :

- La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur de Génie Civil, ces contraintes architecturales influentes directement sur le comportement adéquat de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.
- La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.
- La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel **ETABS17**, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.
- La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est satisfaite.
- Le ferrailage des poutres et des poteaux a été fait avec la méthode classique, en vérifiant les critères imposés par **RPA99ver2003** et **BAEL99**.
- Pour l'infrastructure, le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat pour notre Structure.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Enfin, ce projet nous a donné la chance d'interagir avec la vie professionnelle d'un ingénieur civil et de mettre en pratique notre connaissance théorique.

REFERENCES

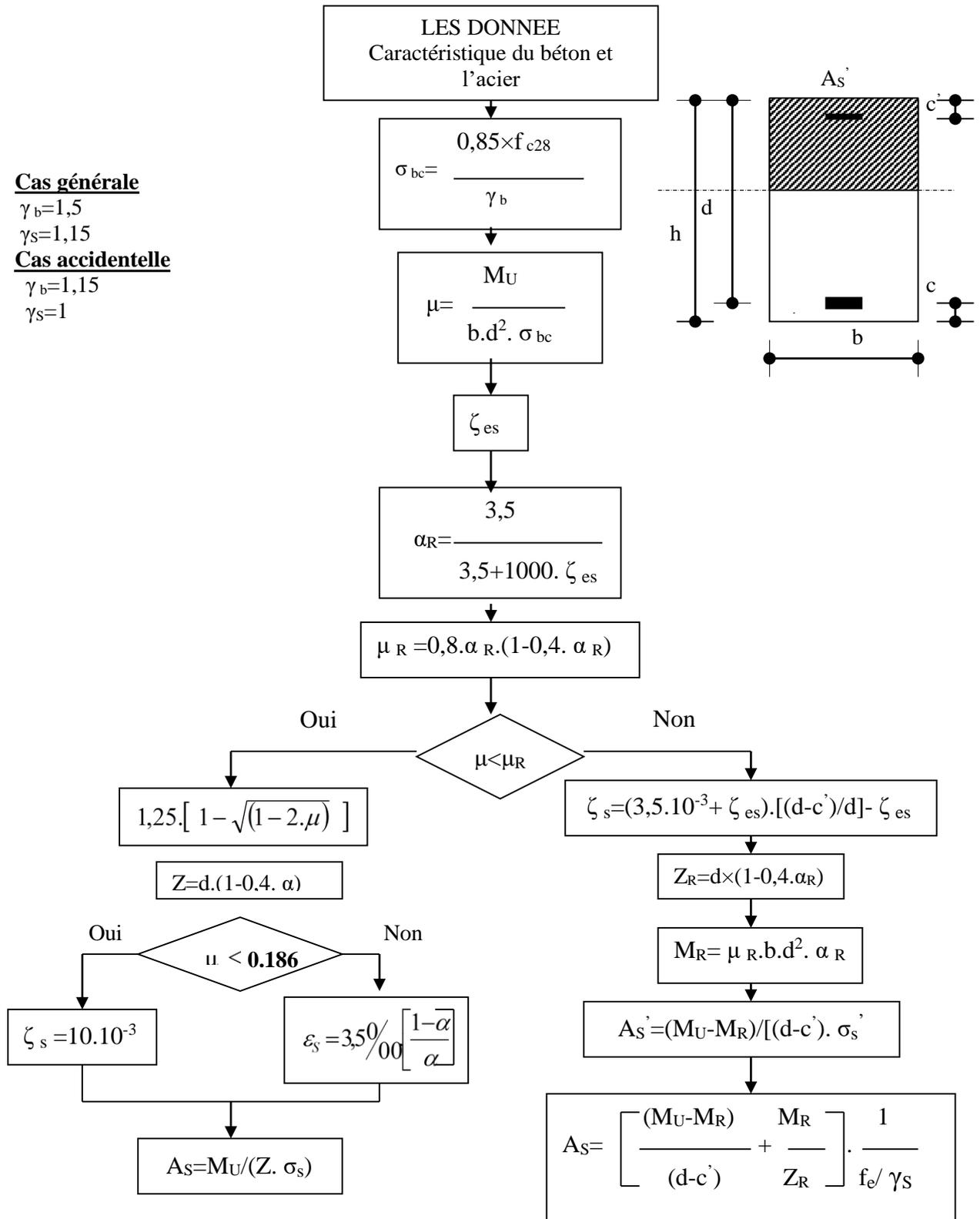
REFERENCES

- [1] D.T.R – B.C. 2.48, "Règles Parasismiques Algériennes 99 version 2003", (Document technique réglementaire) C.G.S. (révision 2003).
- [2] DTU Règles BAEL 91 révisées 99 règles de calcul DTU P 18-702. (mars1992, février 2000, par M.R.LACROIX, Edition S140 –Juin 2005).
- [3] Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, DTR B C 2.2 (Document technique réglementaire, 24 octobre1988).
- [4] Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé. CBA93, Ministère de l'Habitat. (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2-41) (29 décembre 1993).
- [5] M.BELAZOUGUI," calcul des ouvrages en béton armée ".O.P.U 2004.
- [6] RAFIK TALEB," Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 -Version 2003 pour les Structures de Bâtiments en Béton Armé : Interprétations et Propositions " ; Journal of materials and engineering structures 4 (2017) 139-154.

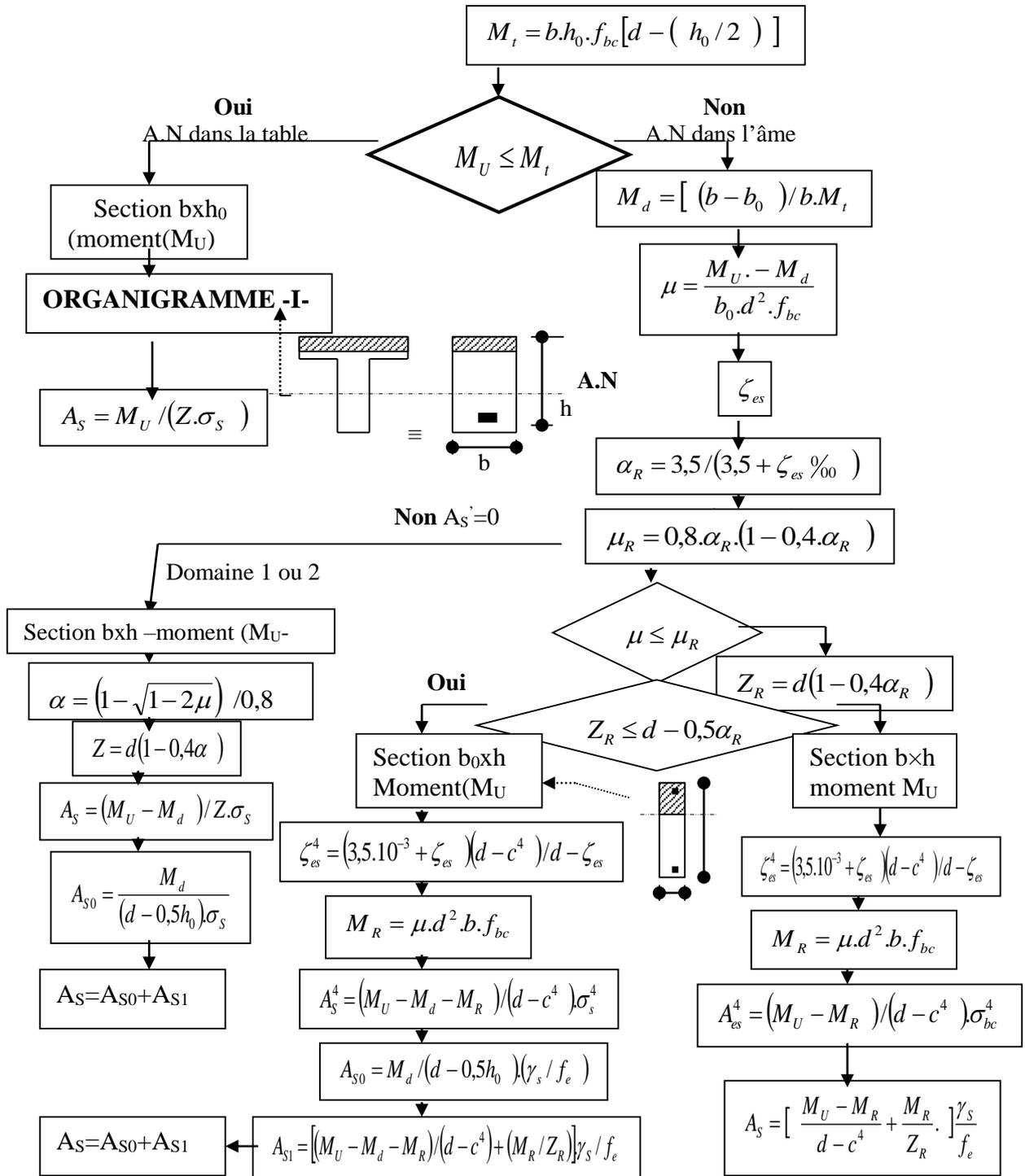
APPENDICES

**ORGANIGRAMME -A-
SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE**

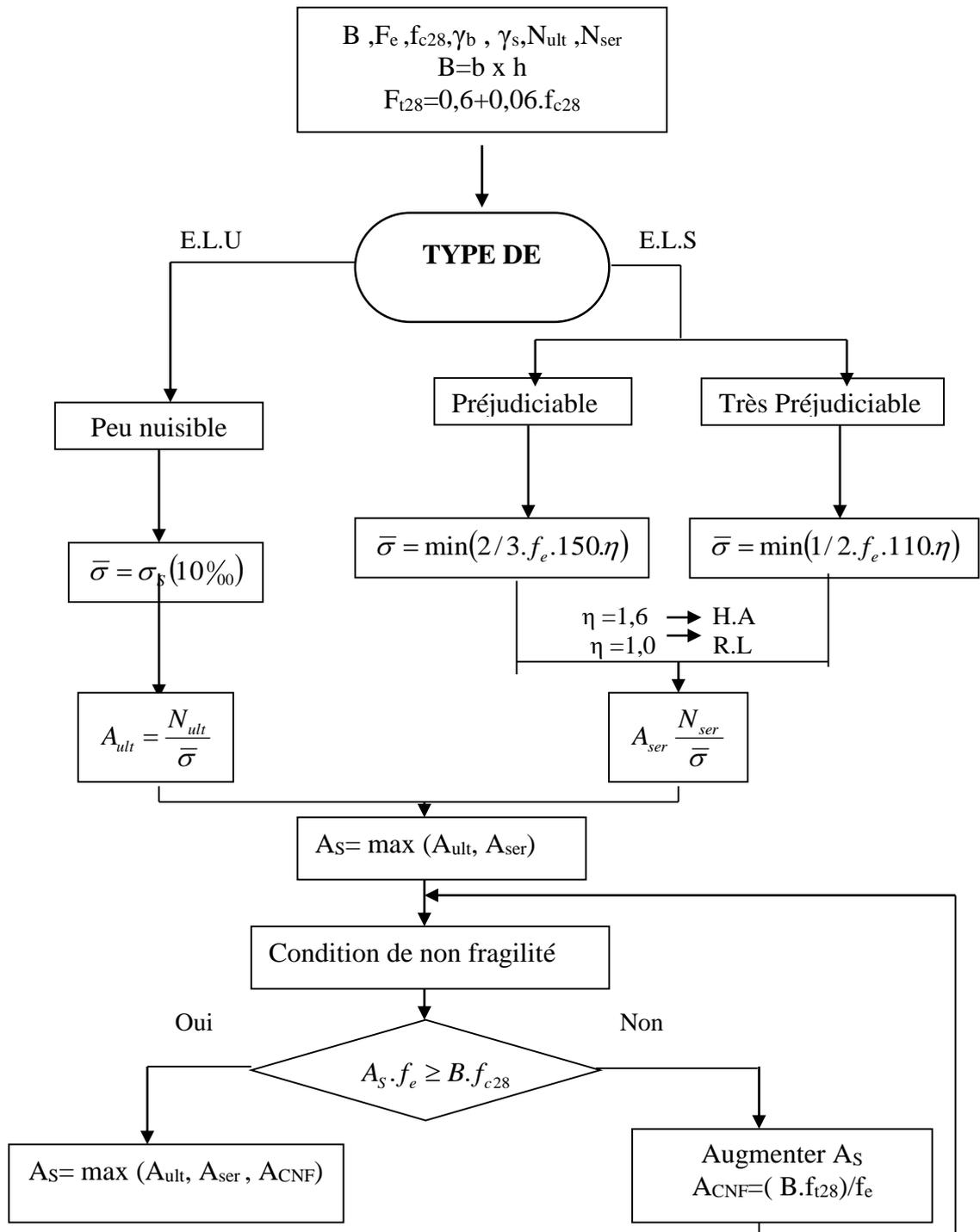
Cas générale
 $\gamma_b=1,5$
 $\gamma_s=1,15$
Cas accidentelle
 $\gamma_b=1,15$
 $\gamma_s=1$



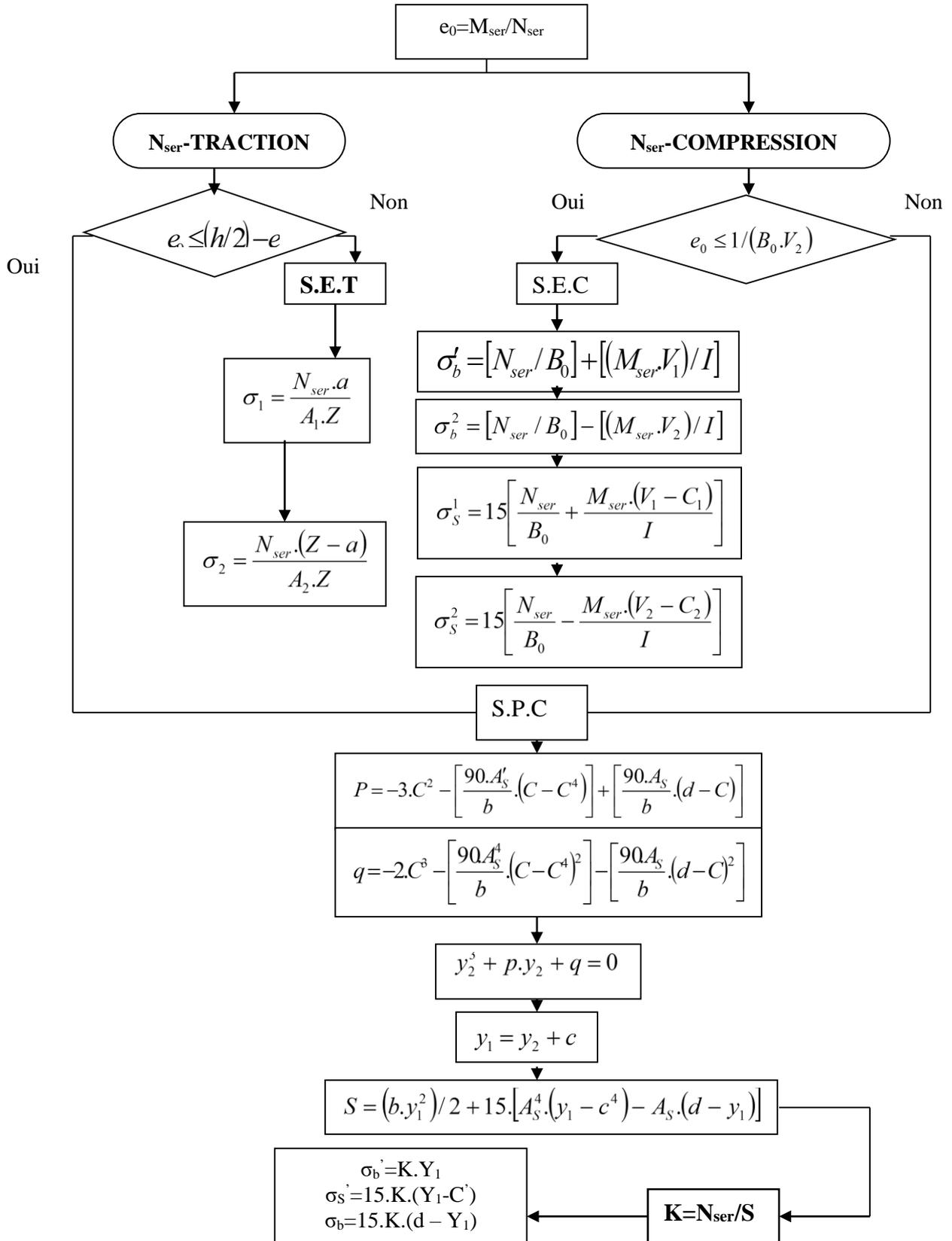
**ORGANIGRAMME -B-
CALCUL D'UNE SECTION EN -TE- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE**



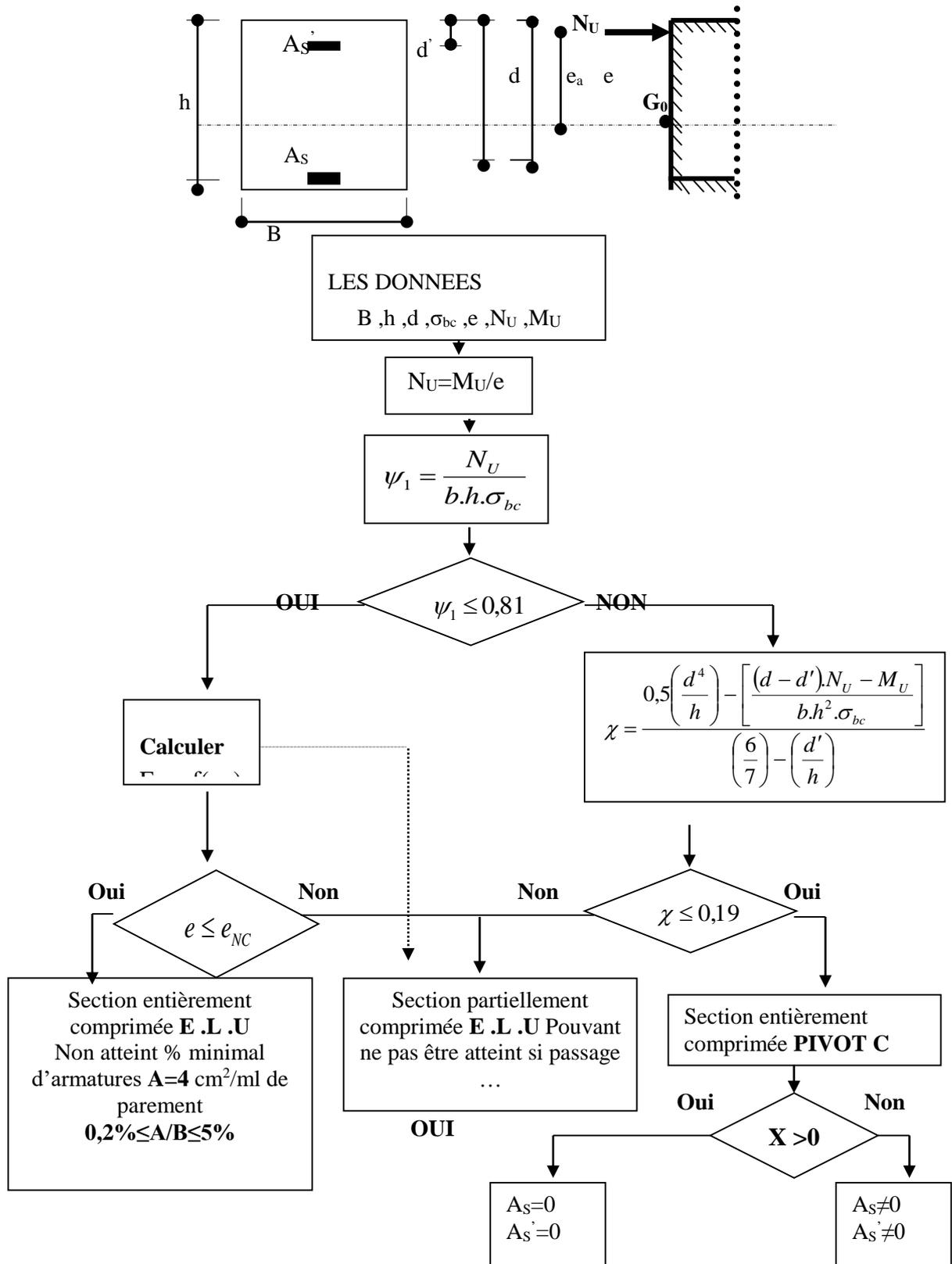
**ORGANIGRAMME -C-
TRACTION SIMPLE**



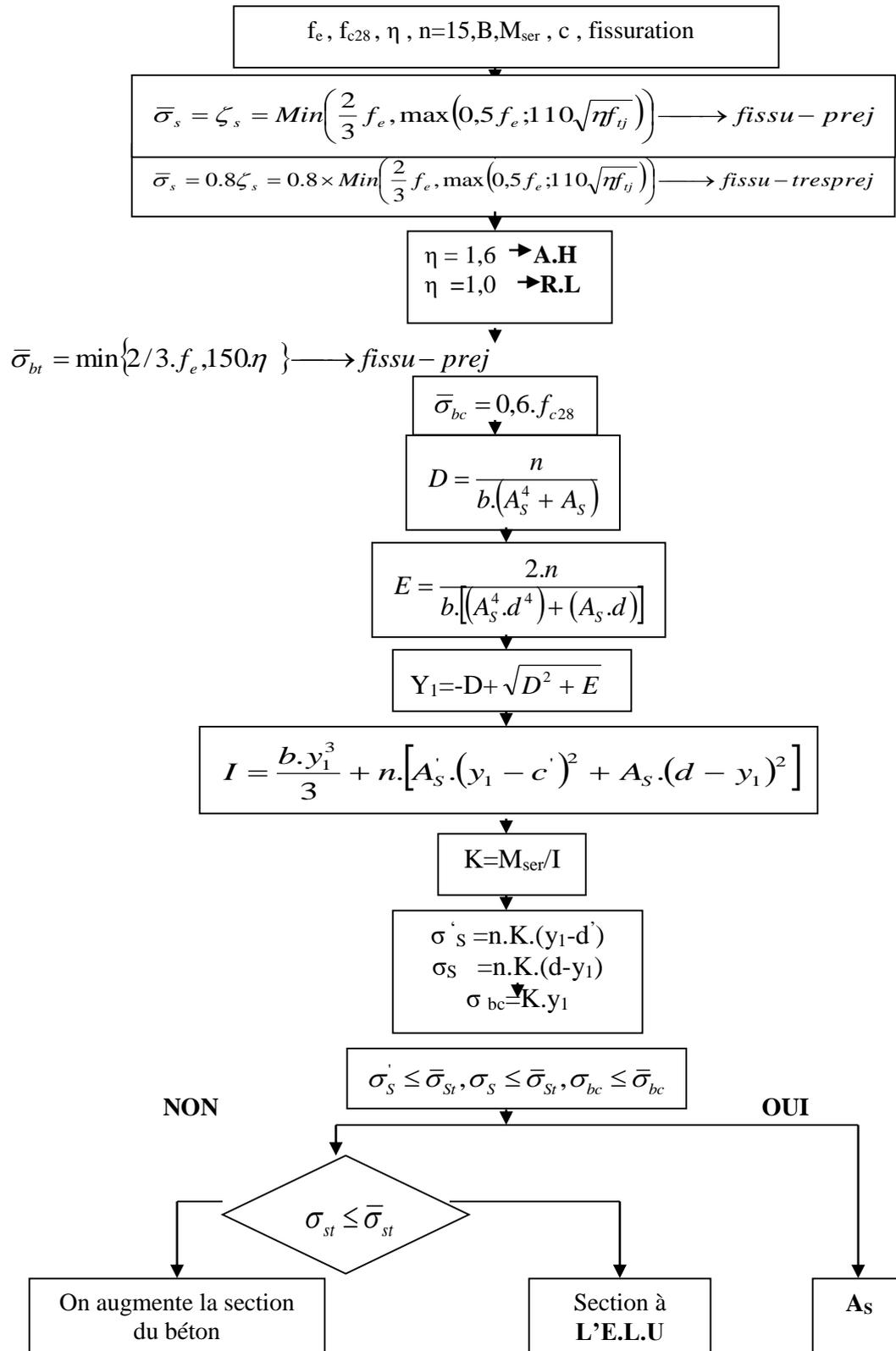
**ORGANIGRAMME-D-
FLEXION COMPOSEE A E.L.S**



**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**

