

UNIVERSITE SAAD DAHLEB-BLIDA 1

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil



MEMOIRE DE MASTER EN GENIE CIVIL

Spécialité : Structures

**ETUDE D'UN BATIMENT (R+9+1 SOUS SOL)
EN BETON ARME**

Présenté par :

Melle : MEBANI Ibtissem

Melle : DAIMI Assia

Devant le jury composé de :

Mme. HAMAT.S

U. Saad Dahleb-Blida 1

Présidente

Mr. KERFOUF.H

U. Saad Dahleb-Blida 1

Examineur

Mme. DEBBIH.A

U. Saad Dahleb-Blida 1

Promotrice

Blida, Juillet 2023

ملخص:

الهدف المنشود في إطار هذه المذكرة هو دراسة عمارة خرسانية مسلحة ذات استخدامات متعددة (تجارة، خدمة، سكن) غير منتظمة الشكل تتكون من طابق أرضي + 9 طوابق + طابق سفلي. يقع هذا المشروع في ولاية البليدة بلدية بوينان، وتصنف هذه المنطقة على أنها منطقة زلزالية رقم III وفقا للقواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA99 version 2003)

يتم ضمان قوة المبنى من خلال نظام تقوية مختلط (الأعمدة وروافد + جدران الخرسانة المسلحة)، وقد تم وضع التصميم وحساب تسليح جميع العناصر المقاومة وفقا للأنظمة الجزائرية المعمول بها (CBA93 et RPA99 2003)

وتم إجراء التحليل الديناميكي باستخدام برنامج ETABS. وقد تم تسليح العناصر الحاملة (الأعمدة + الروافد) بواسطة برنامج التسليح SOCOTEC، تم حساب تسليح جدران الخرسانة المسلحة يدويا. وأخيرا دراسة عناصر البنية التحتية، أي الأساسات.

كلمات مفتاحية:

عمارة، خرسانة مسلحة، الدراسة الديناميكية.

RESUME

L'objectif mené dans le cadre de cette mémoire, consiste à étudier un bâtiment en béton armé à multi usage (commerce, service, habitation) de forme irrégulière constituée d'un rez-de-chaussée + 9 étages + un sous-sol. Ce projet se situe à la wilaya de BLIDA, commune de BOUINAN, cette région est classée en zone sismique III selon le règlement parasismique algérien (RPA99 version2003).

La résistance du bâtiment est assurée par un système de contreventement mixte (portiques + voiles). Le dimensionnement et le calcul du ferrailage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur (CBA93 et RPA99 version 2003). L'analyse dynamique a été effectuée à l'aide du logiciel ETABS. Le ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres) a été mené par le logiciel de ferrailage SOCOTEC, et le ferrailage des voiles a été calculé manuellement.

En fin, l'étude des éléments de l'infrastructure, à savoir les fondations.

Mots clés :

Bâtiment, béton armé, analyse dynamique.

ABSTRACT

The objective of this thesis is to study a reinforced concrete building with multiple uses (commercial, service, residential) of irregular shape, consisting of a ground floor + 9 floors + a basement. This project is located in the Blida province, Bouinan municipality, which is classified as seismic zone III according to the Algerian seismic code (RPA99 version 2003).

The structural resistance of the building is ensured by a mixed bracing system (frames + shear walls). The design and reinforcement calculation of all structural elements have been carried out in accordance with the applicable Algerian regulations (CBA93 and RPA99 version 2003). The dynamic analysis was performed using ETABS software. The reinforcement design of load-bearing elements (columns, beams) was conducted using SOCOTEC reinforcement software, while the reinforcement of shear walls was calculated manually

Finally, the study includes an analysis of the infrastructure elements, namely the foundations.

Keywords :

Building, reinforced concrete, dynamic analysis.

أهداء

الحمد لله الذي بنعمته تتم الصالحات و بفضلہ تنزل الخيرات و بتوفيقه تتحقق المقاصد و الغايات .
يقولون أنه لكل بداية نهاية، بأمس كان حلما أنتظره، و اليوم أصبح واقعا أعيشه، أخيرا سأرفع قبعتي احتراما لسنين
قد مضت، مودعة أيام الدراسة معلنة للجميع فرحة تخرجي .

أهدي ثمرة جهدي هذه:

إلى من كلله الله بالوفار، إلى من علمني العطاء بدون انتظار، إلى من أحمل اسمه بكل افتخار إلى "والدي العزيز".
إلى بسمه الحياة، إلى معنى الحب إلى من كان دعائها سر نجاحي و حنانها بلسم جراحي، إلى "أمي الغالية".

إلى إخوتي، إلى عائلتي، إلى كل صديقاتي بأخص صديقتي "عمارة أمينة".

إلى كل زملائي دفعة 2023، إلى كل من رافقتني دعواتهم لي بالتوفيق.

إلى صديقتي و زميلتي "دايمي أسية" و عائلتها.

إلى من كان معي سندا لنا، إلى مشرفتنا الأستاذة "ذبيح أمينة".

من قال أنا لها "ذالها"

إلى نفسي التي تحملت مشقة و عناء الطريق و تجاوزت العقبات بكل عزيمة و إصرار، ها أنا هنا قد وصلت إلى هدفي

رغم كل الظروف التي مررت بها، الحمد لله حمدا كثيرا.

ميانجي إبتسام

أهداء

بسم الله الرحمن الرحيم:

﴿ يرفع الله الذين آمنوا منكم والذين أوتوا العلم درجات ﴾

عظم المراد، فمجان الطريق، ونلت ما كان بالأمس حلما.

أولا وقبل كل شيء الحمد لله الذي أنعم عليّ بنعمة العقل والدين، وتوفيقها منه على إتمام مشواري الدراسي مصافحة

بذلك كونه التخرج هو دعة سنين مضى

في نهاية هذا العمل المتواضع ونهاية اللقاء، أرفه أجمل المقاصد:

إلى فترة عيني وملجني الدائم ... بسمة الحياة ... " أمي "

إلى صاحب السيرة العطرة... والفكر المستنير.... " أبي "

إلى اخوتي وجميع أفراد عائلتي .. وصديقاتي.

إلى رفيقتي كل الحب والوفاء والتقدير " ميانى ابتسام " و " عمارة أمينة "

إلى صاحبة الفضل في توجيهنا ودعمنا المتواطل وأخص بالذكر أستاذة " ذبيح أمينة "

وأخر دعواتنا الحمد لله ما تم وختتم ولا تم سعي الأفضله.

دايمي أسية

REMERCIEMENTS :

Tout d'abord, nous souhaitons exprimer notre gratitude envers le tout-puissant et miséricordieux Dieu, qui nous a accordé le privilège et l'opportunité d'étudier et de poursuivre un Master en Génie Civil. Nous sommes reconnaissants de la force et de la patience qu'il nous a accordées pour mener à bien ce humble travail.

Nous souhaitons exprimer nos sincères remerciements à notre promotrice, Madame DEBBIH Amina. Nous tenons également à lui témoigner notre profonde gratitude pour sa disponibilité, sa patience, son soutien et ses conseils précieux qui nous ont permis de mener notre travail à bien. Merci.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude envers les membres du jury pour avoir accepté d'évaluer notre travail, ainsi qu'envers tous les enseignants du département de génie civil de l'université de Blida 1. Nous souhaitons particulièrement remercier nos professeurs qui nous ont accompagnés tout au long de ces cinq années d'études.

Enfin, nous exprimons notre sincère gratitude à nos chers parents pour leur soutien constant et leur passion. Ils ont toujours été présents lors des moments difficiles pour nous encourager à aller de l'avant. Merci infiniment pour tout.

LISTE DES FIGURES :

Figure I.1 : Diagramme Contraintes–Déformations du béton à l’ELU.	24
Figure I.2 : Diagramme contrainte-déformation du béton à ELS.....	25
Figure I.3 : Diagramme Contraintes–Déformations du l’acier à l’ELU.....	25
Figure II.1 : Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux.....	29
Figure II.2 : Coupe verticale du plancher terrasse à dalle pleine.....	30
Figure II.3 : Coupe verticale du plancher courant à corps creux.	31
Figure II.4 : Coupe verticale du plancher courant à dalle pleine	31
Figure II 5 : Constituants d’un mur extérieur à double cloison.	32
Figure II 6 : La surface supportée par le poteau centrale	38
Figure II 7 : La surface supportée par le poteau de rive.	41
Figure II 8 : La surface supportée par le poteau d’angle.	44
Figure II 9 : Coupe de voile en élévation.	50
Figure III.1 : Coupe transversale du l’acrotère.....	51
Figure III.2 : Diagramme des efforts à ELU	53
Figure.III.3 : Ferrailage de l’acrotère.....	57
Figure III.4 : Les éléments d’escalier.....	58
Figure III.5 : Schéma statique d’escalier.	58
Figure III.6 : Diagramme des moments fléchissant à L’ELU.....	61
Figure III.7 : Diagramme des moments fléchissant à L’ELS.....	61
Figure.III.8 : Diagramme des efforts tranchants à l’ELU.....	62
Figure III.9 : Diagramme des efforts tranchants à l’ELS.....	62
Figure III.10 : Schéma de ferrailage de l’escalier	67
Figure III.11 : schéma statique du chargement du balcon.....	67
Figure III.12 : Schéma de ferrailage de balcon.....	71
Figure III.13 : Corps Creux en 3D	72
Figure III.14 : schéma de poutrelle	73

Figure III.15 : Schéma statique de la poutrelle à trois travées:	74
Figure III.16 : Diagramme des moments fléchissant de la poutrelle à ELU.....	76
Figure III.17 : Diagramme des moments fléchissant de la poutrelle à ELS.....	76
Figure III.18 : Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle à ELU.....	77
Figure III.19 : Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle à ELS.....	77
Figure III.20 : Schéma de ferrailage des poutrelles.....	85
Figure III.21 : Ferrailage de la dalle de compression.....	86
Figure III.22 : Dimensions d'une dalle pleine rectangulaire.....	86
Figure. III.23 : Schéma de ferrailage des dalles pleines.....	90
Figure IV.1 : Spectre de réponse.....	95
Figure. IV.2 : Vue en plan du modèle initial	98
Figure IV.3 : Vue en plan du modèle 1 avec voiles de contreventement	99
Figure IV.4 : Vue en plan du modèle 1 de 1 ^{ère} mode (translation couplé)	101
Figure IV.5 : Vue en plan du modèle 1 de 2 ^{ème} mode (translation couplé).....	101
Figure IV.6 : Vue en plan du modèle 1 de 3 ^{ème} mode (rotation).	102
Figure IV.7 : Vue en plan du modèle 2	105
Figure IV.8 : Vue en plan du modèle 2 de 1 ^{ère} mode (translation couplé).	106
Figure IV.9 : Vue en plan du modèle 2 de 2 ^{ème} mode (translation couplé).....	107
Figure IV.10 : Vue en plan du modèle 2 de 3 ^{ème} mode (rotation).....	107
Figure IV.11 : Vue en plan du modèle 3.....	110
Figure IV.12 : Vue en plan du modèle 3 de 1 ^{ère} mode (translation couplé).....	111
Figure IV.13 : Vue en plan du modèle 3 de 2 ^{ème} mode (translation couplé).....	112
Figure IV.14 : Vue en plan du modèle 3 de 3 ^{ème} mode (rotation).	112
Figure V.1 : Ferrailage des poteaux.....	132
Figure V.2 : Arrêt des barres.....	143
Figure V.3 : résultats de flèches poutre porteuse.....	144
Figure V.4 : résultats de flèches poutre non porteuse.	144
Figure V.5 : Ferrailage des poutres porteuses.....	145

Figure V.6 : Ferrailage des poutres non porteuses.	146
Figure V.7 : Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.....	147
Figure V.8 : Définition de l'élément mur.....	148
Figure V.9 : murs non raidi latéralement	149
Figure V.10 : Niveau de vérification.....	151
Figure V.11 : Détail de diagramme des contraintes.....	155
Figure V.12 : Schéma de voile.....	156
Figure V.13 : Disposition des voiles dans la structure.....	157
Figure V.14 : Ferrailage des voiles V1V1' et V2V2'	163
Figure.V.15 : Ferrailage de voile V3V3'	164
Figure.V.16 : Ferrailage de voile V4.....	165
Figure.V.17 : Ferrailage de voile V5.....	165
Figure VI.1 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.....	167
Figure.VI. 2 : schéma statique du bâtiment.....	171
Figure VI.3 : Contraintes sous le radier.....	172
Figure VI.4 : Panneau de la dalle du radier.....	174
Figure VI.5 : Schéma de ferrailage du radier.....	177
Figure VI.6 : Schéma de ferrailage des nervures (sens porteur)	181
Figure VI.7 : Schéma de ferrailage des nervures (sens non porteur)	182
Figure VI.8 : Schéma statique des débords.....	182
Figure VI.9 : Diagramme des moments.....	182
Figure VI.10 : Evaluation des charges.....	183
Figure VI.11 : Poussées des terres.....	184
Figure VI.12 : Ferrailage du Voile Périphérique sens x-x.....	188
FigureVI.13 : Ferrailage du Voile Périphérique sens y-y.....	188

LISTE DES TABLEAUX :

Tableau I.1 : Caractéristiques géométriques de la structure.....	20
Tableau I.2 : Les hypothèses de calcul.....	26
Tableau II.1 : Charges permanentes du plancher terrasse à corps creux.....	29
Tableau II.2 : Charges permanentes du plancher terrasse à dalle pleine	30
Tableau II.3 : Charges permanentes du plancher courant à corps creux.....	30
Tableau II.4 : Charges permanentes du plancher courant à dalle pleine.....	31
Tableau II.5 : Charges permanentes du balcon	32
Tableau II.6 : Charges permanentes du mur extérieur à double cloison	32
Tableau II.7 : Charges d'exploitation.....	33
Tableau II.8 : Les charges d'exploitation par la loi de dégression	37
Tableau II.9 : La surface supporté par chaque poteau.	37
Tableau II.10 : Les charges supportées par le poteau central.....	40
Tableau II.11 : Les charges supportées par le poteau de rive	43
Tableau II.12 : Les charges supportées par le poteau d'angle	46
Tableau II.13 : Dimension de poteau de chaque étage.	48
Tableau II.14 : Vérification de l'effort normale pour les poteaux	49
Tableau II.15 : Vérification de la raideur	49
Tableau III.1 : Charges permanentes du Palier.	60
Tableau III.2 : Charges permanentes du Paillasse	60
Tableau III.3 : Calcul du ferrailage d'escalier.....	63
Tableau. III.4 : vérification à l'ELS	65
Tableau. III.5 : Vérification de la flèche de l'escalier	66
Tableau. III.6 : Charges permanentes du balcon.....	68
Tableau III.7 : Charges permanentes du garde-corps	68
Tableau III.8 : Combinaison des charges	69

Tableau III.9 : Valeurs des efforts internes.....	69
Tableau III.10 : Ferrailage de balcon.....	69
Tableau III.11 : Vérification des contraintes du balcon.....	71
Tableau III.12 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.....	74
Tableau III.13 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.....	78
Tableau III.14 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis.....	79
Tableau III.15 : Vérification de la contrainte de béton.....	81
Tableau III.16 : Calcul de la flèche	83
Tableau III.17 : Ferrailage de la dalle pleine.....	88
Tableau III.18 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	89
Tableau IV.1 : Facteur de qualité	94
Tableau IV.2 : Période et facteurs de participation massique du modèle initial.....	98
Tableau IV.3 : Caractéristiques des voiles.	100
Tableau IV.4 : Période et facteurs de participation massique du modèle 1.....	100
Tableau IV.5 : Vérification des déplacements inter étages sens x-x du modèle 1.....	103
Tableau IV.6 : Vérification des déplacements inter étages sens y-y du modèle 1.....	103
Tableau IV.7 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux du modèle 1.....	104
Tableau IV.8 : Période et facteurs de participation massique du modèle 2.....	105
Tableau IV.9 : Vérification des déplacements inter étages sens x-x du modèle 2.....	108
Tableau IV.10 : Vérification des déplacements inter étages sens y-y du modèle 2.....	109
Tableau IV.11 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux du modèle 2.....	109
Tableau IV.12 : Période et facteurs de participation massique du modèle 3.....	110
Tableau IV.13 : Vérification des déplacements inter étages sens x-x du modèle 3.....	113
Tableau IV.14 : Vérification des déplacements inter étages sens y-y du modèle 3.....	114
Tableau IV.15 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux du modèle 3.....	114
Tableau IV.16 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens x-x.....	116
Tableau IV.17 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens y-y.....	116
Tableau IV.18 : Justification des portiques sous charges horizontales sens x-x.....	117

Tableau IV.19 : Justification des portiques sous charges horizontales sens y-y.....	118
Tableau V.1 : Ferrailages des poteaux en situation durable (N^{\max} , M^{corr}).....	121
Tableau V.2 : Ferrailages des poteaux en situation durable (N^{\min} , M^{corr}).....	121
Tableau V.3 : Ferrailages des poteaux en situation durable (M^{\max} , N^{corr}).....	122
Tableau V.4 : Ferrailages des poteaux en situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).....	122
Tableau V.5 : Ferrailages des poteaux en situation accidentelle (N^{\min} , M^{corr}).....	122
Tableau V.6 : Ferrailages des poteaux en situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr}).....	123
Tableau V.7 : Ferrailages des poteaux en situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).....	123
Tableau V.8 : Ferrailages des poteaux en situation accidentelle (N^{\min} , M^{corr}).....	123
Tableau V.9 : Ferrailages des poteaux en situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr}).....	124
Tableau V.10 : Choix des armatures des poteaux.....	124
Tableau V.11 : Vérification des contraintes pour les poteaux (N^{\max} , M^{corr}).....	125
Tableau V.12 : Vérification des contraintes pour les poteaux (N^{\min} , M^{corr}).....	125
Tableau V.13 : Vérification des contraintes pour les poteaux (M^{\max} , N^{corr}).....	125
Tableau V.14 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.....	127
Tableau V.15 : Espacements maximales des poteaux selon RPA99.....	128
Tableau V.16 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.....	129
Tableau V.17 : Ferrailage des poutres porteuses 30×40 (situation durable).....	134
Tableau V.18 : Ferrailage des poutres porteuses 30×40 (situation accidentelle).....	135
Tableau V.19 : Ferrailage des poutres porteuses 30×40 (situation accidentelle).....	135
Tableau V.20 : Ferrailage des poutres non porteuses 30×40 (situation durable).....	136
Tableau V.21 : Ferrailage des poutres non porteuses 30×40 (situation accidentelle).....	136
Tableau V.22 : Ferrailage des poutres non porteuses 30×40 (situation accidentelle).....	137
Tableau V.23 : Choix des armatures pour les poutres porteuses 30×40.....	137
Tableau V.24 : Choix des armatures pour les poutres non porteuses 30×40.....	138
Tableau V.25 : Vérification de la condition de non fragilité.....	138
Tableau V.26 : Vérification des poutres porteuses à l'ELS.....	139
Tableau V.27 : Vérification des poutres non porteuses à l'ELS.....	139

Tableau V.28 : Vérification thermique des poutres de rive à l'ELS.....	141
Tableau V.29 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens porteur.....	141
Tableau V.30 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens non porteur.....	142
Tableau V.31 : Calcul des armatures transversales.....	143
Tableau V.32 : Moment fléchissant et section d'armatures de poutre porteuse.....	144
Tableau V.33 : Moment fléchissant et section d'armatures de poutre non porteuse.....	144
Tableau V.34 : Valeur de (l_f / l) cas d'un mur non raidi latéralement.....	149
Tableau V.35 : calcul de la contrainte limite $\sigma_{u \text{ lim}}$	150
Tableau V.36 : Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple (V1).....	152
Tableau V.37 : Les sollicitations du voile V1' zone I.....	157
Tableau V.38 : Le ferrailage des voiles V1 et V1'	160
Tableau V.39 : Le ferrailage des voiles V2 et V2'	160
Tableau V.40 : Le ferrailage des voiles V3 et V3'	160
Tableau V.41 : Le ferrailage des voiles V4.....	161
Tableau V.42 : Le ferrailage des voiles V5.....	161
Tableau V. 43 : Résultat de ferrailage horizontal.....	163
Tableau VI.1 : Contraintes sous le radier à l'ELU.....	173
Tableau VI.2 : Contraintes sous le radier à l'ELS.....	173
Tableau VI.3 : Ferrailage des panneaux du radier.....	175
Tableau VI.4 : Vérification des contraintes.....	176
Tableau VI.5 : Vérification des contraintes (après l'augmentation).....	177
Tableau VI.6 : Ferrailage des nervures (sens porteur).....	178
Tableau VI.7 : Ferrailage des nervures (sens non porteur)	178
Tableau VI.8 : Vérification de la condition de non fragilité.....	179
Tableau VI.9 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	179
Tableau VI. 10 : Vérification des contraintes (après l'augmentation)	180
Tableau VI.11 : choix des armatures transversales.....	181
Tableau VI.12 : Ferrailage du voile périphérique.....	186

Tableau VI.13 : Vérifications des contraintes.....188

LISTE DES SYMBOLES :

- A' , A_{ser} : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.
- A_u : Section d'aciers à l'ELU.
- A_t : Section d'armature transversale.
- A : Coefficient d'accélération de zone.
- B_r : Section réduite.
- B : La largeur (m).
- C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage.
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen.
- ELS : Etat limite de service.
- ELU : Etat limite ultime.
- E : Module d'élasticité longitudinale, Séisme.
- E_b : Module de déformation longitudinal de béton.
- E_i : Module de déformation instantanée (E_{ij} à l'âge de j jours).
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- F_{c28} : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).
- F_{t28} : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).
- G : Action permanente.
- I : Moment d'inertie (m).
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- I_f : Inertie fictive pour les charges de longue durée.
- I_0 : Moment d'inertie de la section homogène.
- Q : Charge d'exploitation.
- L : Longueur ou portée.

M: Moment en général.

M_a : Moment sur appui.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

M_t : Moment en travée.

N_s : Effort normal de service.

N_u : Effort normal ultime.

N: Effort normale du aux charges verticales.

N_d : effort normal de compression sous sollicitations accidentelles.

F : Force concentrée.

F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (30 MPA).

f_i : Flèche due aux charges instantanées.

f_v : Flèche due aux charges de longue durée.

R: Coefficient de comportement global.

St : Espacement des armatures.

T: température uniforme.

T_2 : Période caractéristique, associé à la catégorie du site.

V: Effort tranchant.

V_{ser} : Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite de service.

V_u : Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.

W: Poids propre de la structure.

X, Y et Z Coordonnées en général.

d : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimé.

c : Distance du barycentre des armatures comprimée à la fibre extrême la plus con.

e : Excentricité, épaisseur.

f: Flèche.

\bar{f} : Flèche admissible.

f_e : Limite d'élasticité.

h : Hauteur total du radier.

σ_{bc} : Contrainte du béton comprimé.

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé.

v : Coefficient de poison.

σ : Contrainte normale.

σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

k : Coefficient de portance.

δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion).

β : Coefficient de pondération.

λ : Enlacement.

Φ : Coefficient de sécurité.

Y : Position de l'axe neutre.

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	1
DEDICACE	2
REMERCIEMENTS	5
LISTE DES FIGURES	6
LISTE DES TABLEAU	9
LISTE DES SYMBOLES	13
TABLE DES MATIERES	16
INTRODUCTION GENERALE	17
CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX	20
I.1 Introduction générale.....	20
I.2 Description du Projet	20
I.3 Caractéristiques des matériaux	22
I.4 Les hypothèses de calcul.....	26
CHAPITRE II : PREDEMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX	27
II.1 Introduction	27
II.2 Pré-dimensionnement des planchers	27
II.3 Pré-dimensionnement des poutres	33
II.4 Pré-dimensionnement des poteaux	34
II.5 Pré dimensionnement des voiles.....	50
CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES	51
III.1 L'acrotère	51
III.2 Les escaliers.....	57
III.3 Le balcon.....	67
III.4 Etude des planchers	72

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE	91
IV.1 Introduction.....	91
IV.2 Etude sismique	91
IV.3 Choix de la méthode	92
IV.4 Présentation du logiciel de calcul ETABS.....	92
IV.5 La méthode modale spectrale.....	93
IV.6 Résultats de l'analyse sismique.....	98
CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS	119
V.1 Introduction.....	119
V.2 Ferrailage des poteaux	119
V.3 Ferrailage des poutres.	133
V.4 Ferrailage des voiles	147
CHAPITRE VI : ETUDE DES FONDATION	166
VI.1 Introduction.....	166
VI.2 Calcul des fondations	166
VI.3 Choix de type des fondations	166
VI.4 Radier général	167
VI.5 Voile périphérique	183
CONCLUSION	189
REFERENCES	190
ANNEXES	191

INTRODUCTION

GENERALE

Introduction générale :

Le génie civil englobe l'expertise nécessaire pour concevoir et réaliser divers projets d'infrastructures civiles, qu'ils soient liés aux transports, à l'énergie, à l'industrie, à l'eau ou même à la construction de monuments. Ces projets peuvent impliquer l'utilisation de matériaux tels que le béton armé ou la charpente métallique pour créer des structures solides et durables.

Le domaine du génie civil représente ainsi l'art de donner vie à des projets d'infrastructure essentiels qui façonnent notre environnement et améliorent notre qualité de vie.

L'étude d'un projet de construction de génie civil présente deux contraintes majeures pour l'ingénieur. Tout d'abord, il doit assurer une conception solide pour garantir la stabilité et la résistance de l'ouvrage, afin de garantir la sécurité. En même temps, il doit rechercher des solutions permettant de réduire les coûts, afin de livrer la structure conformément aux exigences du propriétaire et aux réglementations de construction en vigueur.

L'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, ce qui en fait une région sujette à une forte activité sismique. Les tremblements de terre, phénomènes naturels soudains, suscitent un regain d'intérêt pour la construction parasismique. Suite au séisme important de BOUMERDES le 21 mai 2003, il a été constaté que la plupart des bâtiments endommagés n'étaient pas conçus selon les normes parasismiques. Il est donc primordial de respecter les normes et les recommandations parasismiques afin de renforcer adéquatement la structure.

L'étude des bâtiments dans notre pays est réalisée en respectant les réglementations et recommandations en vigueur, notamment le RPA99 V 2003, le BAEL91 et le CBA93, ainsi que les documents techniques associés, tels que le D.T.R.BC 2.2.

Dans le cadre d'un projet de fin d'études, nous avons entrepris le calcul d'un bâtiment en béton armé de rez-de-chaussée plus neuf étages plus un sous-sol, destiné à un usage mixte (habitation, bureau, commerce), implanté dans une zone présentant une forte sismicité.

L'étude de ce projet suivra les étapes principales suivantes :

1. La première étape consistera en une présentation complète du bâtiment, comprenant la définition de ses différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.

2. La deuxième étape sera consacrée au pré-dimensionnement des éléments structuraux tels que les poteaux, les poutres et les voiles.
3. La troisième étape portera sur le calcul des éléments non structuraux, tels que l'acrotère, les escaliers, les balcons, les poutrelles et les dalles pleines.
4. La quatrième étape concernera l'étude dynamique en zone sismique, réalisée à l'aide du logiciel ETABS v9.7.1.
5. La cinquième étape consistera à calculer l'armature des éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles) en se basant sur les résultats obtenus à l'aide du logiciel ETABS.
6. La sixième étape portera sur l'étude de l'infrastructure.

CHAPITRE I :
PRESENTATION
DE L'OUVRAGE
ET
CARACTERISTIQUES
DES
MATERIAUX

I.1 Introduction générale :

Ce chapitre présente les données du bâtiment étudié, concernant le type d'ouvrage, l'usage, les caractéristiques géométriques, les éléments, les propriétés des matériaux utilisés.

I.2 Description du Projet :

Le projet de cette étude est un Bâtiment R+9+1 sous-sol en béton armé, à différent usage (2^{ème} étage _ 9^{ème} étage habitation , 1^{ère} étage bureau , RDC et sous-sol commerce) implanté à la wilaya de BLIDA commune de BOUINAN , selon le règlement parasismique algérien (**RPA99 version2003**) il est classé comme étant une zone de forte sismicité (**zone III**) , avec terrasse inaccessible.

I.2.1 Caractéristiques géométriques de la structure :

Tableau I.1 : Caractéristiques géométriques de la structure.

Longueur en plan	26,30 m
Largeur en plan	26,30 m
Hauteur de RDC et sous-sol	4,08 m
Hauteur de 1 ^{ère} étage et les étages courants	3,06 m
Hauteur totale de la structure (sans acrotère)	31,62 m

I.2.2 Ossature :

Le bâtiment étudié est constitué par des portiques en béton armé et des voiles de contreventement suivant les deux sens, donc d'après (**RPA 99 version 2003**) le système de contreventement du bâtiment est un système de « contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques » (type 4a).

I.2.3 Classification du bâtiment selon :

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le « groupe 2 », car il est à usage (habitation, bureau, commerce) dont la hauteur ne dépasse pas 48 m. [1]

I.2.4 Les planchers :

Notre bâtiment comporte deux types de planchers :

- Dalle pleine pour le plancher RDC, les balcons et quelques panneaux irréguliers.
- Dalle à corps creux.

I.2.5 Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux de l'ossature du bâtiment qui supportent principalement un effort normal de compression.

I.2.5 Les poutres :

Notre structure comporte deux types de poutres dans chaque plancher :

- Poutre porteuse (Poutre principale).
- Poutre non porteuse (Poutre secondaire).

I.2.7 Les escaliers :

L'escalier relie les niveaux successifs et à faciliter les déplacements inter étages, réalisé en béton armé coulé sur place. La structure comporte une seule cage d'escalier est constitué de deux volées et d'un seul palier intermédiaire.

I.2.8 Ascenseurs :

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

I.2.9 Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Murs extérieurs constitué d'une double paroi en briques séparée par une l'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Murs intérieurs constitués par une seule paroi de brique de 10 cm d'épaisseur.

I.2.10 L'acrotère :

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en béton armé de 60cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur.

I.3 Caractéristiques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé.

I.3.1 Béton :

a) Introduction :

Le béton c'est un matériau de construction composé de granulats, de sable, de ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

Il a une très bonne résistance à la compression. Par contre il a une mauvaise résistance à la traction.

b) Résistance de béton : [2]

❖ Résistance du béton à la compression :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à "j" jours, généralement à 28 jours. Cette valeur déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques normalisées de 200 cm² de section (32 cm de hauteur et de 16 cm de diamètre).

Pour notre projet on prend : $f_{c28} = 30$ MPa.

❖ Résistance du béton à la traction :

La résistance à la traction du béton à J jours, désignée par f_{tj} est déterminée par trois essais : traction direct, traction par fendage et traction par flexion.

La résistance à la traction du béton f_{tj} est définie par la relation :

$$\begin{cases} F_{tj} = 0.6 + 0.06f_{c28} & \text{pour } f_{c28} \leq 60\text{MPa} \\ F_{tj} = 0,275 (f_{c28})^{2/3} & \text{pour } f_{c28} > 60\text{MPa} \end{cases} \quad [2]$$

On a : $f_{c28} = 30\text{MPa} \Rightarrow f_{tj} = 2,4$ MPa.

c) Module de déformation :

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

❖ Module de déformation instantanée :

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantanée E_{ij} du béton est pris égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \Rightarrow \quad E_{ij} = 34179,55 \text{ MPa.} \quad [2]$$

❖ Module de déformation longitudinale différée :

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 normales à courte et à longue durée.

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \Rightarrow \quad E_{vj} = 11496,76 \text{ MPa.} \quad [2]$$

d) Coefficient de Poisson (ν) :

Le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

- $\nu = 0$: pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU).

- $\nu = 0,2$: pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).

e) Poids volumique :

On adopte la valeur : $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$.

f) Les contraintes limites de calcul : [2]**❖ Contrainte du béton à la compression aux états limites ultimes (E.L.U.) :**

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

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

Avec :

γ : Coefficient de sécurité, tel que :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1.5 \text{ Pour une combinaison fondamentale.} \\ \gamma_b = 1.15 \text{ Pour une combinaison accidentelle.} \end{cases}$$

θ : coefficient en fonction de la durée d'application de l'action, tel que :

$$\begin{cases} \theta = 1 \text{ Lorsque la durée probable d'application des charges } > 24\text{h.} \\ \theta = 0.9 \text{ Lorsque cette durée entre 1h et 24h.} \\ \theta = 0.85 \text{ Lorsque elle est } > 1 \text{ h.} \end{cases}$$

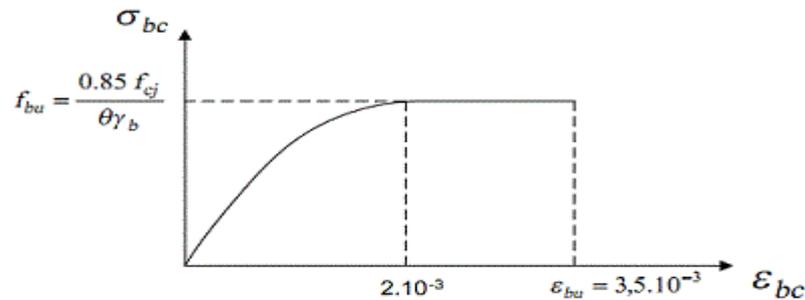


Figure I.1 : Diagramme Contraintes–Déformations du béton à l'ELU.

❖ Contrainte de compression du béton à ELS :

L'état 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. On distingue :

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

La contrainte de compression du béton est limitée à :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{cj}$$

Pour notre projet : $f_{cj} = 30\text{MPa}$

Donc : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * 30 = 18\text{ MPa}$.

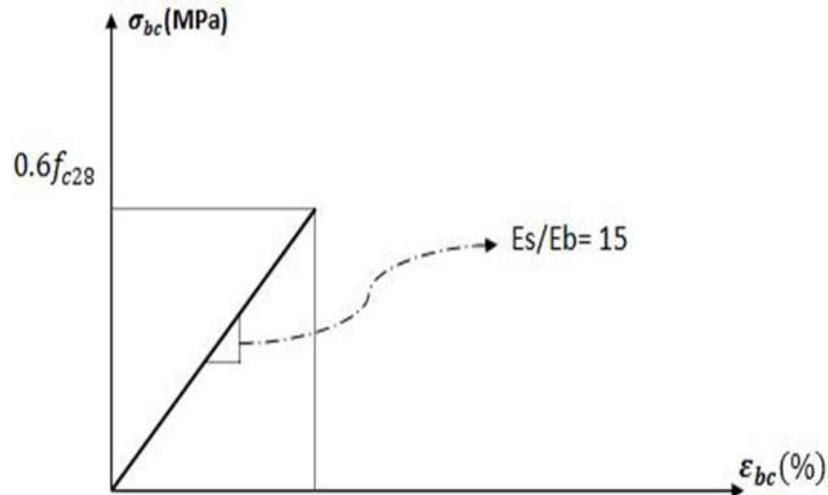


Figure I.2 : Diagramme Contraintes–Déformations du béton à l'ELS.

I.3.2 Acier :

a) Introduction :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

b) Les limites élastiques :

- Barres à haute adhérence (HA) : $f_e = 500$ MPa.

c) Les contraintes limites :

❖ Contrainte limite à l'état ultime :

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant :

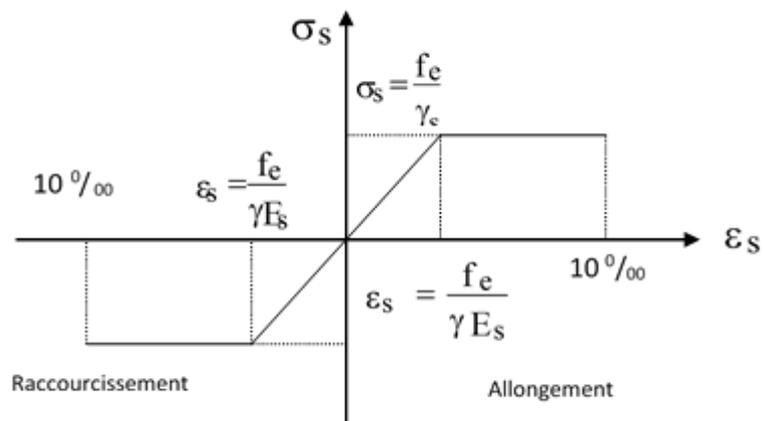


Figure I.3 : Diagramme Contraintes–Déformations de l'acier à l'ELU.

$$\text{Avec : } \varepsilon_{es} = \left(\frac{f_e}{\gamma_s E_s} \right)$$

f_e : contrainte limite élastique.

ε_s : déformation (allongement) relative de l'acier.

σ_s : contrainte de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier, tel que :

$$\begin{cases} \gamma_s = 1.15 \text{ en cas de situations durables ou transitoires.} \\ \gamma_s = 1.00 \text{ en cas de situations accidentelles.} \end{cases}$$

❖ **Contrainte de l'acier à l'état service :**

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \geq \bar{\sigma}_{st} = \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f t j} \right)$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \geq \bar{\sigma}_{st} = \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f t j} \right)$.

Avec : η Coefficient de fissuration tel que :

$$\begin{cases} \eta = 1 \text{ pour les aciers rond lisse.} \\ \eta = 1.6 \text{ pour les aciers à haute adhérence.} \end{cases}$$

I.4 Les hypothèses de calcul :

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

Tableau I.2 : Les hypothèses de calcul.

Résistance du béton a la compression à 28 jours f_{c28}	30 MPa
Résistance du béton a la traction	2,4 MPa
Le module d'élasticité différé « E_{vj} »	11496,76 MPa
Module d'élasticité instantané « E_{ij} »	34179,55 MPa
Limite élastique de l'acier a haute adhérence « f_e »	500 MPa

CHAPITRE II :
PREDEMENSIONN
EMENT DES
ELEMENTS
STRUCTURAUX

II.1 Introduction :

Le pré-dimensionnement a pour but le pré-calcul des différents éléments résistants (poteaux, poutres et voiles) en utilisant 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).

II.2 Pré-dimensionnement des planchers :

II.2.1 Plancher à corps creux :

Les planchers à corps creux sont composés de 3 éléments principaux sont :

- les corps creux ou "entrevous" qui servent de coffrage perdu (ressemblent à des parpaings).
- les poutrelles en béton armé ou précontraint qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures.
- une dalle de compression armée ou "hourdis" coulée sur les entrevous qui reprend les efforts de compression.

L'épaisseur du plancher à corps creux est déterminée à partir de la condition de la flèche, La hauteur des poutrelles est donnée par la formule suivant :

$$\frac{L}{25} \leq ht \leq \frac{L}{20}$$

Avec :

L : la portée maximale de la poutrelle entre nu d'appuis.

ht : hauteur totale du plancher.

$$\text{On a : } L = 370 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \frac{370}{25} = 14,8 \leq ht \leq \frac{370}{20} = 18,5.$$

Donc :

On prend $e = 21 \text{ cm} (16+5)$.

II.2.2 Plancher à dalle pleine :

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2,3 ou 4 appuis. Ce type d'élément travaille essentiellement en flexion. L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

a) Condition de résistance au feu :

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

$e = 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe-feu.

$e = 17,5\text{ cm}$ pour quatre heures de coupe-feu.

b) Isolation phonique :

Selon le CBA, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique.

c) Résistance à la flexion :

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

- Dalle reposant sur deux appuis :

$$\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$$

- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :

$$\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$$

Avec :

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

On a :

- Dalle reposant sur deux appuis (Balcon) :

$$Lx = 160\text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \frac{160}{35} = 4,6 \leq ht \leq \frac{160}{30} = 5,33.$$

- Plancher à dalle pleine (RDC) :

$$Lx = 400\text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \frac{400}{50} = 8 \leq ht \leq \frac{400}{40} = 10.$$

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

II.2.3 Evaluation des charges [3]:

a) Les charges permanentes :

❖ Plancher terrasse (terrasse inaccessible) :

➤ Dalle en corps creux (16+5) :

Tableau II.1 : Charges permanentes du plancher terrasse à corps creux.

N	Matériaux	Epaisseur (m)	Pv (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Protection mécanique en gravier	0,05	18	0,9
2	Etanchéité multicouches	/	/	0,12
3	Forme de pente	0,1	22	2,2
4	Isolation thermique	0,04	4	0,16
5	Dalle à corps creux (16+5)	/	/	3,05
6	Enduit au plâtre	0,02	10	0,2
ΣG				6,63

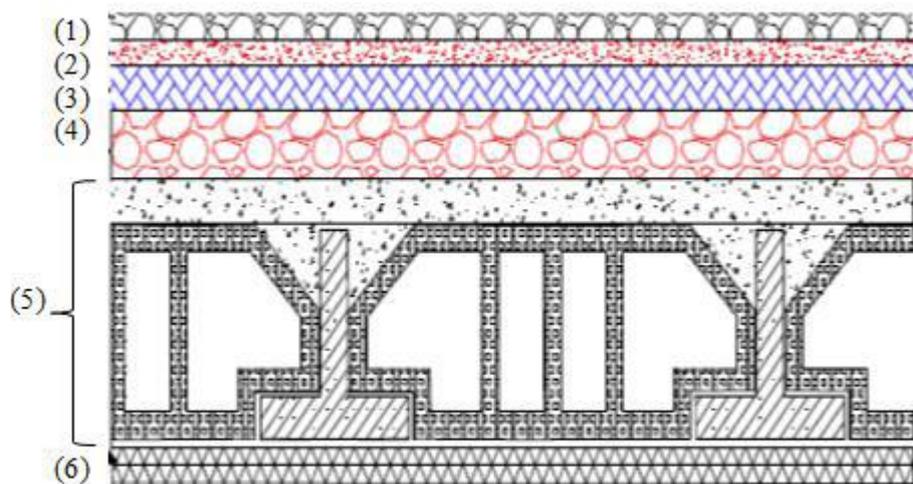


Figure II.1 : Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux.

➤ **Dalle pleine (e = 15 cm) :**

Tableau II.2 : Charges permanentes du plancher terrasse à dalle pleine.

N	Matériaux	Epaisseur (m)	Pv (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Protection mécanique en gravier	0,05	18	0,9
2	Etanchéité multicouches	/	/	0,12
3	Forme de pente	0,1	22	2,2
4	Isolation thermique	0,04	4	0,16
5	Dalle pleine	0,15	25	3,75
6	Enduit au plâtre	0,02	10	0,2
ΣG			7,33	

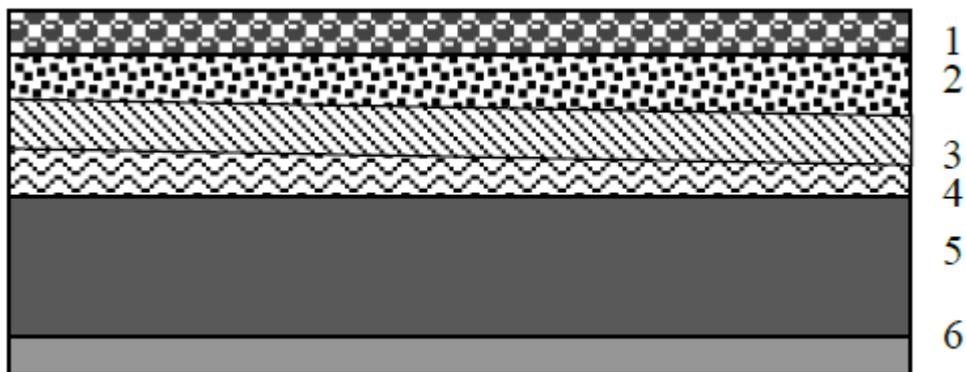


Figure II.2 : Coupe verticale du plancher terrasse à dalle pleine.

❖ **Plancher courant :**

➤ **Dalle en corps creux (16+5) :**

Tableau II.3 : Charges permanentes du plancher courant à corps creux.

N	Matériaux	Epaisseur (m)	Pv (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Dalle de sol	0,01	20	0,2
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Dalle à corps creux (16+5)	/	/	3,05
5	Enduit au plâtre	0,02	10	0,20
6	Cloisons légères	/	/	1,00
ΣG			5,39	

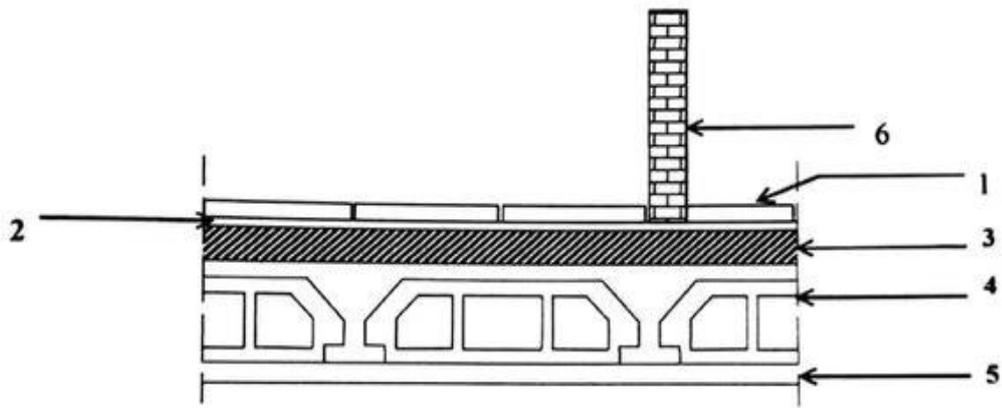


Figure II.3 : Coupe verticale du plancher courant à corps creux.

➤ Dalle pleine (e = 15 cm) :

Tableau II.4 : Charges permanentes du plancher courant à dalle pleine.

N	Matériaux	Epaisseur (m)	Pv (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Dalle de sol	0,01	20	0,2
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,02	20	0,36
4	Dalle pleine	0,15	25	3,75
5	Enduit au plâtre	0,02	12	0,24
6	Cloisons légères	/	/	1,00
			Σ G	5,95

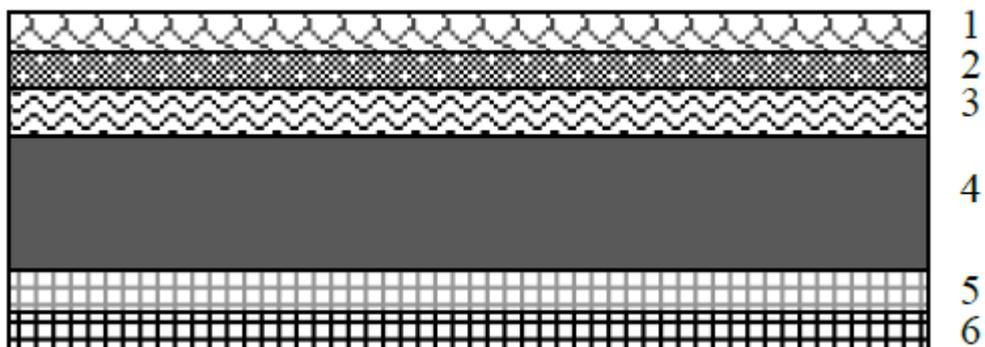


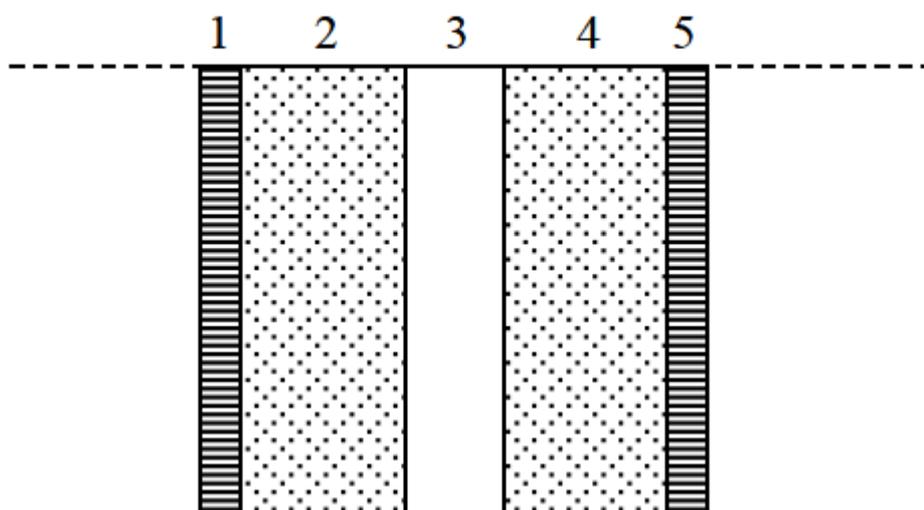
Figure II.4 : Coupe verticale du plancher courant à dalle pleine.

❖ **Balcon :****Tableau II.5 :** Charges permanentes du balcon.

N	Matériaux	Epaisseur (m)	Pv (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Dalle de sol	0,01	20	0,2
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,02	20	0,36
4	Dalle pleine	0,15	25	3,75
5	Enduit au plâtre	0,02	12	0,24
ΣG				4,95

❖ **Maçonnerie :**➤ **Mur extérieur à double cloison :****Tableau II.6 :** Charges permanentes du mur extérieur à double cloison.

N	Matériaux	Epaisseur (m)	Pv (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Enduit intérieur au plâtre	0,02	10	0,20
2	Briques creuses	0,10	9	0,90
3	Lame d'air	0,05	/	0
4	Briques creuses	0,15	9	1,35
5	Enduit extérieur au ciment	0,02	18	0,36
ΣG				2,81

**Figure II.5 :** Constituants d'un mur extérieur à double cloison.

❖ **L'acrotère :**

Poids propre de l'acrotère = $\gamma_{BA} * S$ + poids de revêtements (enduit en ciment).

Avec :

$$\gamma_{BA} = 25 \text{ kN/m}^3.$$

S : surface transversale de l'acrotère.

Poids de revêtements = $\rho * e * \text{périmètre de l'acrotère}$.

Donc :

$$G = 25 * (0,6 * 0,10 + \frac{(0,05+0,1)*0,15}{2}) + 15 * 0,02 * (0,6+0,1) * 2$$

$$G = 2,2 \text{ kN/ml}.$$

b) Les charges d'exploitation [3]:

Tableau II.7 : Charges d'exploitation.

Terrasse inaccessible	Q= 1 kN/m ²
Habitation	Q= 1,5 kN/m ²
Escalier	Q= 2,5 kN/m ²
Balcon	Q= 3,5 kN/m ²
Main courante (Acrotère)	Q= 1,0 kN/ml
Bureau	Q=2,5 kN/m ²
Commerce	Q=5 kN/m ²

II.3 Pré-dimensionnement des poutres :

Le pré-dimensionnement des poutres se basé sur les deux 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 RPA99 version 2003.

II.3.1 Poutre porteuse :

- Selon le BAEL91 modifié 99 : [2]

$$\frac{L \text{ max}}{15} \leq h \leq \frac{L \text{ max}}{10} \quad \text{avec : } L \text{ max} = 390 \text{ cm}.$$

$$\text{Donc : } \frac{390}{15} = 29 \leq h \leq \frac{390}{10} = 39 \quad \text{on prend : } h = 40 \text{ cm}.$$

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

$$0,3 \cdot 40 = 12 \leq b \leq 0,7 \cdot 40 = 28 \quad \text{on prend : } b = 30 \text{ cm.}$$

- Selon RPA99 version 2003 : [1]

$h \geq 30 \text{ cm}$	on a : $h = 45 \text{ cm}$	c.v	}	Donc: PP: $(30 \cdot 40) \text{ cm}^2$.
$b \geq 20 \text{ cm}$	on a : $b = 30 \text{ cm}$	c.v		
$\frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm}$	on a : $\frac{h}{b} = 1,5 \text{ cm}$	c.v		

II.3.2 Poutre non porteuse :

- Selon le BAEL91 modifié 99 : [2]

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \text{avec : } L_{\max} = 390 \text{ cm.}$$

$$\text{Donc : } \frac{390}{15} = 29 \leq h \leq \frac{390}{10} = 39 \quad \text{on prend : } h = 40 \text{ cm.}$$

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

$$0,3 \cdot 40 = 12 \leq b \leq 0,7 \cdot 40 = 28 \quad \text{on prend : } b = 30 \text{ cm.}$$

- Selon RPA99 version 2003 : [1]

$h \geq 30 \text{ cm}$	on a : $h = 40 \text{ cm}$	c.v	}	Donc: P.S : $(30 \cdot 40) \text{ cm}^2$.
$b \geq 20 \text{ cm}$	on a : $b = 30 \text{ cm}$	c.v		
$\frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm}$	on a : $\frac{h}{b} = 1,33 \text{ cm}$	c.v		

II.4 Pré-dimensionnement des poteaux :

Un poteau est un élément structurel vertical qui assure la transmission des charges d'une structure soit à un autre élément porteur, soit à une fondation. Il est pré-dimensionné en la compression simple, on choisit les poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle. On fait un calcul basé sur la descente de charge, et on applique la loi de dégression des charges d'exploitation.

II.4.1 Les conditions de dimension des poteaux :

a) Condition de stabilité :

- D'après le B.A.E.L, on a : $0 < \lambda < 70$ [2]

on prend $\lambda = 35$.

Considérons une section rectangulaire $a \times b$, tel que : $a \leq b$:

L'élancement du poteau considéré : $\lambda = \frac{L_f}{i_{\min}}$

avec : $i_{\min} = \sqrt{\frac{I}{B}}$

On a alors : $a = \frac{\sqrt{12} \cdot L_f}{35} \approx \frac{L_f}{10}$

on prend : $a = \frac{L_f}{10}$

Avec :

- L_f : longueur de flambement (dans notre cas $L_f = 0,7 l_0$).

b) Condition l'effort résistant des poteaux soumis à une compression simple :

$$Br \geq \frac{\beta * N_u}{\frac{fbc}{0,9} + 0,85 \left(\sigma_{s10} * \frac{As'}{Br} \right)}$$

Avec :

Br : section réduite du béton. (D'après le B.A.E.L pour des raisons d'imperfection d'exécution on place à la place de B une aire de béton réduite Br).

$$Br = (a - 0.02) (b - 0.02) \text{ m}^2.$$

N_u : l'effort normal ultime obtenu après la descente des charges : $N_u = 1.35G + 1.5Q$.

β : Coefficient de correction dépendant de l'élancement mécanique λ des poteaux.

$$\beta = 0.85/\alpha = \begin{cases} 1 + 0.2 (\lambda / 35)^2 & \text{pour } \lambda \leq 50 \\ 0.85 \left(\frac{\lambda^2}{1500} \right) & \text{pour } 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

On se fixe un élancement mécanique $\lambda = 35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée D'où : $\beta = 1.2$

f_{bc} : résistance du béton (les charges étant appliquées après 90jours).

Avec :

$$f_{bc} = \frac{0,85}{\gamma_b} f_{c28} \quad \begin{cases} \gamma_b = 1,15 & \text{situation accidentelle.} \\ \gamma_b = 1,5 & \text{situation durable.} \end{cases}$$

$$\text{On a : } f_{c28} = 30 \text{ MPa et } \gamma_b = 1,5 \quad \Rightarrow \quad f_{bc} = 17 \text{ MPa.}$$

σ_{s10} : contrainte correspondant à l'allongement maximal $\epsilon_s=10\%$ de l'acier

Avec :

$$\sigma_{s10} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \begin{cases} \gamma_s = 1 & \text{situation accidentelle.} \\ \gamma_s = 1,15 & \text{situation durable.} \end{cases}$$

$$\text{On a : } f_e = 500 \text{ MPa et } \gamma_s = 1,15 \quad \Rightarrow \quad \sigma_{s10} = 434,78 \text{ MPa.}$$

$\frac{A_{s'}}{Br} = 1\%$ on choisit comme hypothèse, pour dimensionner le poteau.

$$\text{Donc : } Br \geq \frac{1,2}{\frac{17}{0,9} + 0,85(347,83 * 0,01)} * Nu \quad \Rightarrow \quad Br \geq 0,0531 * Nu$$

- R.P.A 2003 exige : [1]
 - $\text{Min}(a, b) \geq 25 \text{ cm}$ en zone I et IIa
 - $\text{Min}(a, b) \geq 30 \text{ cm}$ en zone IIb et III
 - $\text{Min}(a, b) \geq \frac{h_e}{20}$ (h_e est la hauteur entre nu d'étage)
 - $1/4 < \frac{a}{b} < 4$

II.4.2 La loi de dégression :

Notre projet c'est un ouvrage dont le nombre d'étage est supérieur à cinq ($n \geq 5$) et à usage multiple (habitation, bureau, commerce), donc on applique la loi de dégression des charges d'exploitation donné par [DTRB. C. 2.2]. [3]

Tableau II.8: Les charges d'exploitation par la loi de dégression.

Niveau	Dégression des charges par niveau	Les charges (kN/m ²)
Terrasse	1	1
9 ^{ème}	1+1,5	2,5
8 ^{ème}	1+0,95*(1,5+1,5)	3,85
7 ^{ème}	1+0,9*(1,5+1,5+1,5)	5,05
6 ^{ème}	1+0,85*(1,5+1,5+1,5+1,5)	6,1
5 ^{ème}	1+0,8*(1,5+1,5+1,5+1,5+1,5)	7
4 ^{ème}	$1+\frac{3+6}{2*6}*(1,5+1,5+1,5+1,5+1,5)$	7,75
3 ^{ème}	$1+\frac{3+7}{2*7}*(1,5+1,5+1,5+1,5+1,5)$	8,5
2 ^{ème}	$1+\frac{3+8}{2*8}*(1,5+1,5+1,5+1,5+1,5+1,5)$	9,25
1 ^{ère}	$1+\frac{3+9}{2*9}*(1,5+1,5+1,5+1,5+1,5+1,5+2,5)$	10,67
RDC	1+1,5*(1,5+1,5+1,5+1,5+1,5+1,5+2,5+5)	13,675

II.4.3 Descente de charge :**Tableau II.9 :** La surface supporté par chaque poteau.

N	Poteau	Surface m ²		
		Dalle à corps creux	Dalle pleine	
			Etage courant	RDC
4-C	Poteau centrale	12,25	/	12,25
4-A	Poteau de rive	7,245	4,56	7,245
3-A	Poteau d'angle	1,9	3,2	1,9

a) Poteau centrale :

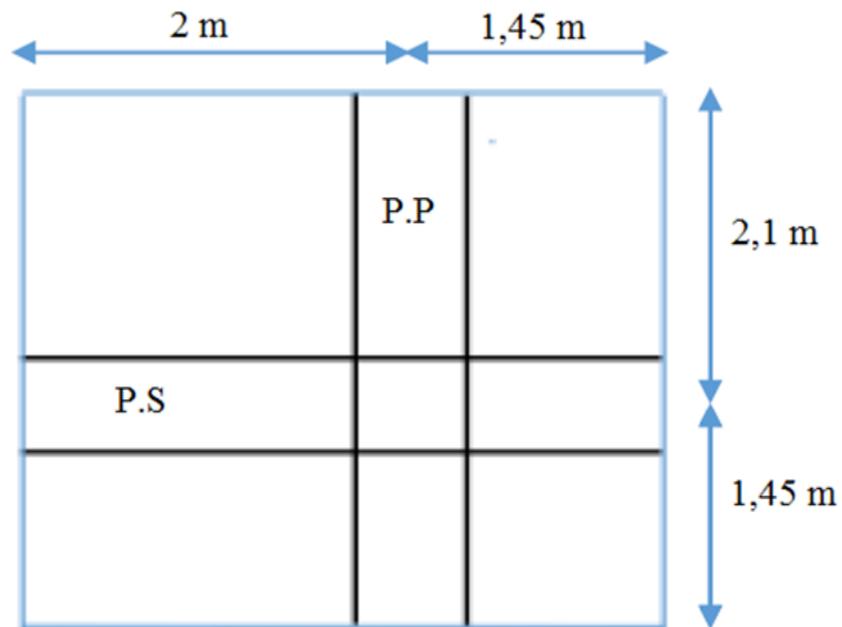


Figure II.6 : La surface supportée par le poteau centrale.

- Niveau terrasse :

- Charge permanente G :

$$G = G_{pl} + G_{pp} + G_{ps} + G_{pot}.$$

$$G_{pl} = 12,25 * 6,63 = 81,218 \text{ kN}.$$

$$G_{pp} = (0,4 - 0,21) * 0,3 * 3,55 * 25 = 5,059 \text{ kN}.$$

$$G_{ps} = (0,4 - 0,21) * 0,3 * (3,45 - 0,3) * 25 = 4,489 \text{ kN}.$$

$$G_{pot} = (0,3)^2 * (3,06 - 0,4) * 25 = 5,985 \text{ kN}.$$

$$G = 96,751 \text{ kN}.$$

- Charge d'exploitation Q :

$$Q = 1 * 12,25 = 12,25 \text{ kN}.$$

- Niveau étage courant :

- Charge permanente G :

$$G = G_{pl} + G_{pp} + G_{ps} + G_{pot}.$$

$$G_{pl} = 12,25 * 5,39 = 66,028 \text{ kN}.$$

$$G_{pp} = (0,4 - 0,21) * 0,3 * 3,55 * 25 = 5,059 \text{ kN}.$$

$$G_{ps} = (0,4 - 0,2) * 0,3 * (3,45 - 0,3) * 25 = 4,489 \text{ kN}.$$

$$G_{pot} = (0,3)^2 * (3,06 - 0,4) * 25 = 5,985 \text{ kN}.$$

$$G = 81,561 \text{ kN}.$$

- Charge d'exploitation Q :

$$Q = 1,5 * 12,25 = 18,375 \text{ kN}.$$

- Niveau 1^{ère} étage :

- Charge permanente G :

$$G = G_{pl} + G_{pp} + G_{ps} + G_{pot}.$$

$$G_{pl} = 12,25 * 5,39 = 66,028 \text{ kN}.$$

$$G_{pp} = (0,4 - 0,21) * 0,3 * 3,55 * 25 = 5,059 \text{ kN}.$$

$$G_{ps} = (0,4 - 0,21) * 0,3 * (3,45 - 0,3) * 25 = 4,489 \text{ kN}.$$

$$G_{pot} = (0,3)^2 * (4,08 - 0,4) * 25 = 8,28 \text{ kN}.$$

$$G = 83,856 \text{ kN}.$$

- Charge d'exploitation Q :

$$Q = 2,5 * 12,25 = 30,625 \text{ kN}.$$

- Niveau RDC :
 - Charge permanente G :

$$G = G_{pl} + G_{pp} + G_{ps} + G_{pot}.$$

$$G_{pl} = 12,25 * 5,95 = 72,888 \text{ kN}.$$

$$G_{pp} = (0,4 - 0,2) * 0,3 * 3,55 * 25 = 5,325 \text{ kN}.$$

$$G_{ps} = (0,4 - 0,2) * 0,3 * (3,45 - 0,3) * 25 = 4,725 \text{ kN}.$$

$$G_{pot} = (0,3)^2 * (4,08 - 0,4) * 25 = 8,28 \text{ kN}.$$

$$G = 91,218 \text{ kN}.$$

- Charge d'exploitation Q :

$$Q = 5 * 12,25 = 61,25 \text{ kN}.$$

On fait la combinaison à ELU : $N_u = 1,35 G_{cumulé} + 1,5 Q_{cumulé}$.

Tableau II.10 : Les charges supportées par le poteau central.

Niveau	G (kN)	G _{cumulé} (kN)	Q (kN)	Q _{cumulé} (kN)	N _u (kN)
Terrasse	96,751	96,751	12,25	12,25	148,989
9 ^{ème}	81,561	178,312	18,375	30,625	286,659
8 ^{ème}	81,561	259,873	18,375	47,163	421,573
7 ^{ème}	81,561	341,434	18,375	61,863	553,730
6 ^{ème}	81,561	422,995	18,375	74,725	683,131
5 ^{ème}	81,561	504,556	18,375	85,75	809,776
4 ^{ème}	81,561	586,117	18,375	94,94	933,668
3 ^{ème}	81,561	667,678	18,375	104,125	1057,553
2 ^{ème}	81,561	749,239	18,375	113,313	1181,442
1 ^{ère}	83,856	833,095	30,625	130,67	1320,683
RDC	91,218	924,313	61,25	167,52	1499,103

b) Poteau de rive :

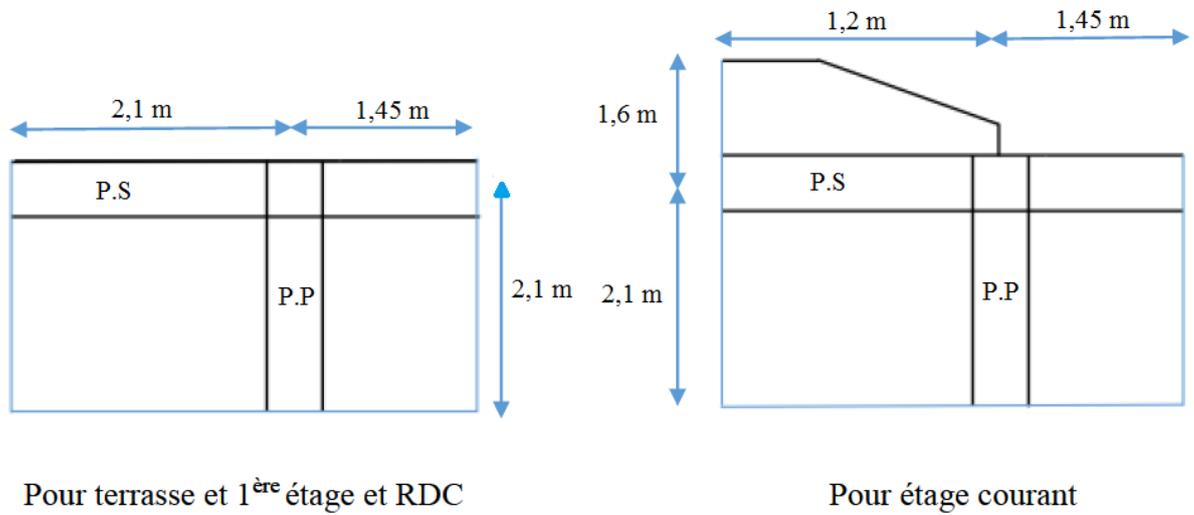


Figure II.7 : La surface supportée par le poteau de rive.

- Niveau terrasse :

- Charge permanente G :

$$G = G_{pl} + G_{pp} + G_{ps} + G_{pot} + G_{ac} + G_{mu}.$$

$$G_{pl} = 7,245 * 6,63 = 48,034 \text{ kN}.$$

$$G_{pp} = (0,4 - 0,21) * 0,3 * 2,1 * 25 = 3 \text{ kN}.$$

$$G_{ps} = (0,4 - 0,21) * 0,3 * (3,45 - 0,3) * 25 = 4,489 \text{ kN}.$$

$$G_{pot} = (0,3)^2 * (3,06 - 0,4) * 25 = 5,985 \text{ kN}.$$

$$G_{ac} = 2,2 * 3,45 = 7,59 \text{ kN}.$$

$$G = 69,089 \text{ kN}.$$

- Charge d'exploitation Q :

$$Q = 1 * 7,245 = 7,245 \text{ kN}.$$

- Niveau étage courant :

- Charge permanente G :

$$G = G_{pl} + G_{pp} + G_{ps} + G_{pot} + G_{mu}$$

$$G_{pl} = 7,245 * 5,39 + 2,56 * 4,95 = 51,723 \text{ kN.}$$

$$G_{pp} = (0,4 - 0,21) * 0,3 * 2,1 * 25 = 3 \text{ KN.}$$

$$G_{ps} = (0,4 - 0,21) * 0,3 * (3,45 - 0,3) * 25 = 4,489 \text{ kN.}$$

$$G_{pot} = (0,3)^2 * (3,06 - 0,4) * 25 = 5,985 \text{ kN.}$$

$$G_{mu} = 2,81 * 1,45 * (3,06 - 0,4) = 10,838 \text{ kN.}$$

$$G = 76,035 \text{ kN.}$$

- Charge d'exploitation Q :

$$Q = 7,245 * 1,5 + 2,56 * 3,5 = 19,828 \text{ kN.}$$

- Niveau 1^{ère} étage :

- Charge permanente G :

$$G = G_{pl} + G_{pp} + G_{ps} + G_{pot} + G_{mu}$$

$$G_{pl} = 7,245 * 5,39 = 39,051 \text{ kN.}$$

$$G_{pp} = (0,4 - 0,21) * 0,3 * 2,1 * 25 = 3 \text{ kN.}$$

$$G_{ps} = (0,4 - 0,21) * 0,3 * (3,45 - 0,3) * 25 = 4,489 \text{ kN.}$$

$$G_{pot} = (0,3)^2 * (4,08 - 0,4) * 25 = 5,985 \text{ kN.}$$

$$G_{mu} = 2,81 * 3,45 * (3,06 - 0,4) = 25,787 \text{ kN.}$$

$$G = 78,312 \text{ kN.}$$

- Charge d'exploitation Q :

$$Q = 7,245 * 2,5 = 18,113 \text{ kN.}$$

- Niveau RDC :
 - Charge permanente G :

$$G = G_{pl} + G_{pp} + G_{ps} + G_{pot} + G_{mu}$$

$$G_{pl} = 5,95 * 7,245 = 43,108 \text{ kN.}$$

$$G_{pp} = (0,4 - 0,15) * 0,3 * 2,1 * 25 = 3,938 \text{ kN.}$$

$$G_{ps} = (0,4 - 0,15) * 0,3 * (3,45 - 0,3) * 25 = 5,906 \text{ kN.}$$

$$G_{pot} = (0,3)^2 * (4,08 - 0,4) * 25 = 8,28 \text{ kN.}$$

$$G_{mu} = 2,81 * 3,45 * (4,08 - 0,4) = 35,676 \text{ kN.}$$

$$G = 96,908 \text{ kN.}$$

- Charge d'exploitation Q :

$$Q = 7,245 * 5 = 36,225 \text{ kN.}$$

On fait la combinaison à ELU : $N_u = 1,35G_{cumulé} + 1,5 Q_{cumulé}$.

Tableau II.11 : Les charges supportées par le poteau de rive.

Niveau	G (kN)	G _{cumulé} (kN)	Q (kN)	Q _{cumulé} (kN)	N _u (kN)
Terrasse	69,089	69,089	7,245	7,245	104,138
9 ^{ème}	76,035	145,124	19,828	27,073	236,527
8 ^{ème}	76,035	221,159	19,828	44,918	365,942
7 ^{ème}	76,035	297,194	19,828	60,781	492,383
6 ^{ème}	76,035	373,229	19,828	74,66	615,850
5 ^{ème}	76,035	449,264	19,828	86,557	736,342
4 ^{ème}	76,035	525,299	19,828	96,471	853,860
3 ^{ème}	76,035	601,334	19,828	106,385	971,378
2 ^{ème}	76,035	677,369	19,828	116,299	1088,897
1 ^{ère}	78,312	755,681	18,113	125,07	1207,774
RDC	96,908	852,589	36,225	145,67	1369,500

c) Poteau d'angle :

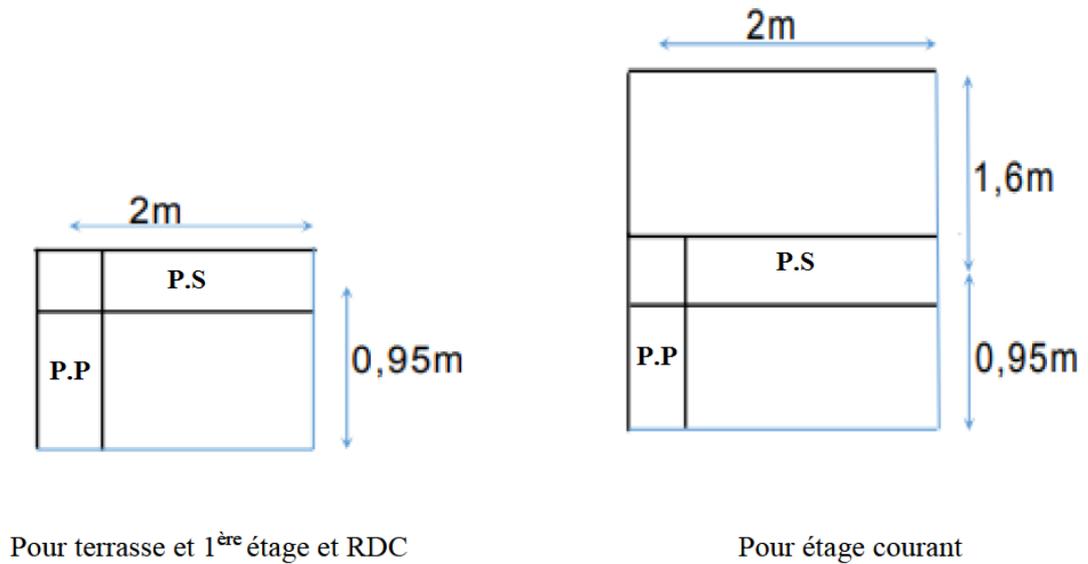


Figure II.8 : La surface supportée par le poteau d'angle.

- Niveau terrasse :

- Charge permanente G :

$$G = G_{pl} + G_{pp} + G_{ps} + G_{pot} + G_{ac} + G_{mu}.$$

$$G_{pl} = 1,9 * 6,63 = 12,597 \text{ kN.}$$

$$G_{pp} = (0,4 - 0,21) * 0,3 * 0,95 * 25 = 1,354 \text{ kN.}$$

$$G_{ps} = (0,4 - 0,21) * 0,3 * (2 - 0,3) * 25 = 2,423 \text{ kN.}$$

$$G_{pot} = (0,3)^2 * (3,06 - 0,4) * 25 = 5,985 \text{ kN.}$$

$$G_{ac} = 2,2 * 2,95 = 6,49 \text{ kN.}$$

$$G = 28,849 \text{ kN.}$$

- Charge d'exploitation Q :

$$Q = 1 * 1,9 = 1,9 \text{ kN.}$$

- Niveau étage courant :

- Charge permanente G :

$$G = G_{pl} + G_{pp} + G_{ps} + G_{pot} + G_{mu}$$

$$G_{pl} = 1,9 * 5,39 + 3,2 * 4,95 = 26,081 \text{ kN.}$$

$$G_{pp} = (0,4 - 0,21) * 0,3 * 0,95 * 25 = 1,354 \text{ kN.}$$

$$G_{ps} = (0,4 - 0,21) * 0,3 * (2 - 0,3) * 25 = 2,423 \text{ kN.}$$

$$G_{pot} = (0,3)^2 * (3,06 - 0,4) * 25 = 5,985 \text{ kN.}$$

$$G_{mu} = 2,81 * 0,95 * (3,06 - 0,4) = 7,1 \text{ kN.}$$

$$G = 42,943 \text{ kN.}$$

- Charge d'exploitation Q :

$$Q = 1,9 * 1,5 + 3,2 * 3,5 = 14,05 \text{ kN.}$$

- Niveau 1^{ère} étage :

- Charge permanente G :

$$G = G_{pl} + G_{pp} + G_{ps} + G_{pot} + G_{mu}$$

$$G_{pl} = 1,9 * 5,39 = 10,241 \text{ kN.}$$

$$G_{pp} = (0,4 - 0,21) * 0,3 * 0,95 * 25 = 1,354 \text{ kN.}$$

$$G_{ps} = (0,4 - 0,21) * 0,3 * (2 - 0,3) * 25 = 2,423 \text{ kN.}$$

$$G_{pot} = (0,3)^2 * (4,08 - 0,4) * 25 = 8,28 \text{ kN.}$$

$$G_{mu} = 2,81 * 2,95 * (3,06 - 0,4) = 22,05 \text{ N.}$$

$$G = 44,348 \text{ kN.}$$

- Charge d'exploitation Q :

$$Q = 1,9 * 2,5 = 4,75 \text{ kN.}$$

- Niveau RDC :
 - Charge permanente G :

$$G = G_{pl} + G_{pp} + G_{ps} + G_{pot} + G_{mu}$$

$$G_{pl} = 5,95 * 1,9 = 11,305 \text{ kN.}$$

$$G_{pp} = (0,4 - 0,15) * 0,3 * 0,95 * 25 = 1,781 \text{ kN.}$$

$$G_{ps} = (0,4 - 0,15) * 0,3 * (2 - 0,3) * 25 = 3,188 \text{ kN.}$$

$$G_{pot} = (0,3)^2 * (4,08 - 0,4) * 25 = 8,28 \text{ kN.}$$

$$G_{mu} = 2,81 * 2,95 * (4,08 - 0,4) = 30,51 \text{ kN.}$$

$$G = 55,064 \text{ kN.}$$

- Charge d'exploitation Q :

$$Q = 1,9 * 5 = 9,5 \text{ kN.}$$

On fait la combinaison à ELU : $N_u = 1,35G_{cumulé} + 1,5 Q_{cumulé}$.

Tableau II.12 : Les charges supportées par le poteau d'angle.

Niveau	G (kN)	G _{cumulé} (kN)	Q (kN)	Q _{cumulé} (kN)	N _u (kN)
Terrasse	28,849	28,849	1,9	1,9	41,796
9 ^{ème}	42,943	71,792	14,05	15,95	120,844
8 ^{ème}	42,943	114,735	14,05	28,595	197,785
7 ^{ème}	42,943	157,678	14,05	39,835	272,618
6 ^{ème}	42,943	200,621	14,05	49,67	345,343
5 ^{ème}	42,943	243,564	14,05	58,1	415,961
4 ^{ème}	42,943	286,507	14,05	65,125	484,472
3 ^{ème}	42,943	329,450	14,05	72,15	552,983
2 ^{ème}	42,943	372,393	14,05	79,175	621,493
1 ^{ère}	44,348	416,741	4,75	80	682,600
RDC	55,064	471,805	9,5	84,223	763,271

d) Détermination de dimensions des poteaux :

Le poteau le plus sollicité c'est : le poteau central.

On a :

- $Br \geq 0,0531 Nu$
- $Br = (a - 2)^2 \quad \Rightarrow \quad a = \sqrt{Br} + 2.$

e) Vérification à ELS :

Vérifier la section à l'ELS, selon la formule :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + \eta A_s} \leq 0,6 f_{c28} \dots \dots \dots (*)$$

Avec :

Nser : Effort normal à l'ELS (Nser=NG+NQ).

B : Section de béton du poteau.

As : Section des armatures (As=1%B).

n: Coefficient d'équivalence $\left(n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \right)$.

σ_{ser} : Contrainte de compression à l'ELS.

En remplaçant dans l'équation (*) les différents termes par leurs valeurs, on obtient :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \leq 0,6 f_{c28} = 18MPa$$

Tableau II.13 : Dimension de poteau de chaque étage.

Niveau	Nu (kN)	Br (cm ²)	a calculé (cm)	a choisit (cm)	Choix (cm ²)	Ns (kN)	σs (MPa)	Obs
Terrasse	148,989	79,11	10,89	30	30*30	109,001	1,053	OK
9 ^{ème}	286,659	152,22	14,38	30	30*30	208,937	2,02	OK
8 ^{ème}	421,573	223,86	16,96	30	30*30	307,036	2,97	OK
7 ^{ème}	553,730	294,03	19,15	30	30*30	403,297	3,90	OK
6 ^{ème}	683,131	362,74	21,05	30	30*30	497,720	4,81	OK
5 ^{ème}	809,776	430	22,74	30	30*30	590,306	5,70	OK
4 ^{ème}	933,668	495,78	24,27	30	30*30	681,057	6,58	OK
3 ^{ème}	1057,553	561,56	25,70	30	30*30	771,803	7,46	OK
2 ^{ème}	1181,442	627,35	27,05	30	30*30	862,552	8,33	OK
1 ^{ère}	1320,683	701,28	28,48	30	30*30	963,765	9,31	OK
RDC	1499,103	796,37	30,21	35	35*35	1091,833	7,75	OK

- Vérification de l'effort normale réduit :

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30 \quad [1]$$

Avec :

N_d : l'effort normal de calcul à E.L.S s'exerçant sur une section de béton.

B_c : l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (30 MPA).

Tableau II.14 : Vérification de l'effort normale pour les poteaux.

Niveau	N _d (kN)	B _c (cm ²)	V	Obs	Section Corrigée (cm ²)	N _d (kN)	v	Obs
Terrasse	109,001	30*30	0,03	<0,3	/		/	/
9 ^{ème}	208,937	30*30	0,08	<0,3	/		/	/
8 ^{ème}	307,036	30*30	0,11	<0,3	/		/	/
7 ^{ème}	403,297	30*30	0,15	<0,3	/		/	/
6 ^{ème}	497,720	30*30	0,18	<0,3	/		/	/
5 ^{ème}	590,306	30*30	0,22	<0,3	/		/	/
4 ^{ème}	681,057	30*30	0,25	<0,3	/		/	/
3 ^{ème}	771,803	30*30	0,28	<0,3	/		/	/
2 ^{ème}	862,552	30*30	0,32	>0,3	35*35	864,713	0,23	<0,3
1 ^{ère}	963,765	30*30	0,36	>0,3	35*35	968,916	0,26	<0,3
RDC	1091,833	35*35	0,29	<0,3	/	1087,247	0,29	<0,3

- Vérification de la raideur :

Il faut vérifier que :

$$R_{\text{poteau}} \geq R_{\text{poutre}} \Rightarrow \frac{I_{\text{poteau}}}{h_{\text{poteau}}} \geq \frac{I_{\text{poutre}}}{L_{\text{poutre}}}$$

Tableau II.15 : Vérification de la raideur.

Les étages	Choix finale	R _{poteau}	R _{poutre}	Vérification
De 2 ^{ème} étage jusqu'à 9 ^{ème}	30*30	253,76	410,26	Non vérifier
1 ^{ère} étage	35* 35	470,12	463,77	Vérifier
RDC et sous-sol	35*35	339,82	463,77	Non vérifier

Choix finale des sections des poteaux :

De 2^{ème} étage jusqu'à 9^{ème} : 35*35.

1^{ère} étage : 35*35.

RDC et sous-sol : 40*40.

- R.P.A 2003 exige :

- $\text{Min}(a, b) \geq 30 \text{ cm}$ on a : $a = 35$ C.V

- $\text{Min}(a, b) \geq \frac{h_e}{20}$ on a : $a = 35 \geq \frac{325}{20} = 16,25 \text{ cm}$ C.V

- $1/4 < \frac{a}{b} < 4$ on a : $0,25 < \frac{35}{35} = 1 < 4$ / $0,25 < \frac{40}{40} = 1 < 4$ C.V

II.5 Pré-dimensionnement des voiles :

Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux.

D'après le RPA 99/Version 2003, Les éléments satisfaisants la condition $L \geq 4a$ sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaire.

Avec :

L : Portée du voile.

a : Epaisseur du voile.

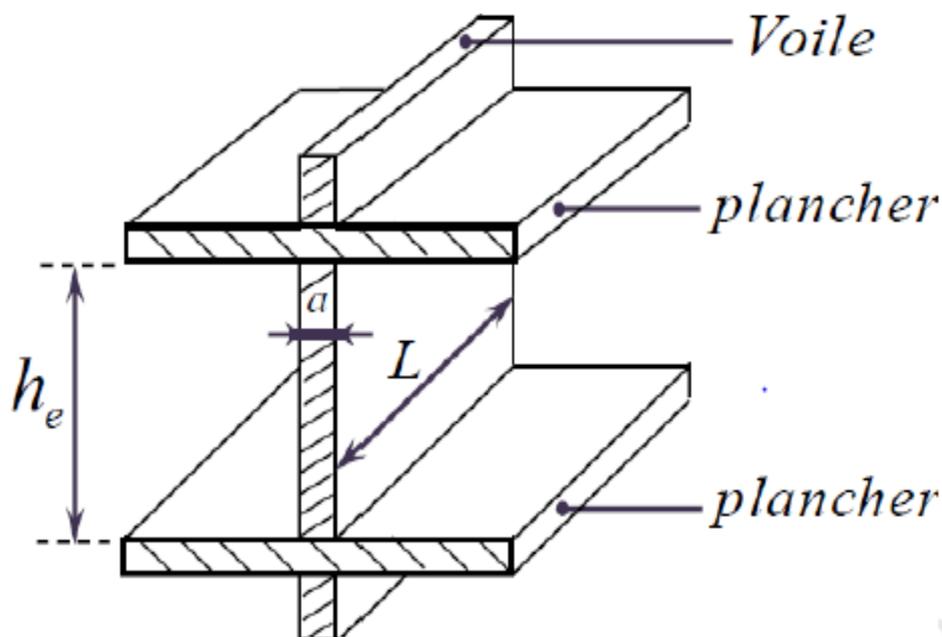


Figure II.9 : Coupe de voile en élévation.

L'épaisseur minimale du voile est de 15cm selon le RPA 99/V 2003[1]. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

$$e \geq \frac{h_e}{22} = \frac{(408-40)}{22} = 16,73.$$

Donc : on prend $e = 18$ cm.

CHAPITRE III :
CALCUL DES
ELEMENTS
SECONDAIRES

III.1 L'acrotère :

Le muret qui borde la toiture-terrace ou plate est désigné par l'acrotère dans l'architecture moderne qui est l'abréviation de mur d'acrotère, son but c'est de faciliter le relevé d'étanchéité.

L'acrotère sera étudié en flexion composée, et puisqu'elle est exposée aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable dans ce cas, le calcul se fait à l'ELU et l'ELS, avec une bande de 1m de largeur.

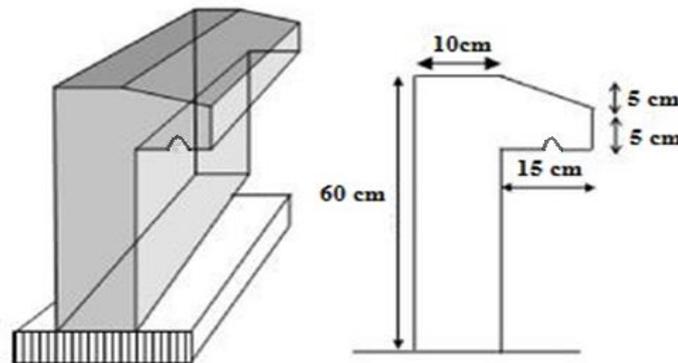


Figure III.1 : Coupe transversale du l'acrotère.

III.1.1 Détermination des charges :

a) Charge permanente :

Poids propre de l'acrotère = $\gamma_{BA} * S$ + poids de revêtements (enduit en ciment).

$$G = 25 * (0,6 * 0,10 + \frac{(0,06+0,1)*0,15}{2}) + 15*0,02*(0,6+0,1)*2$$

$$G = 2,2 \text{ kN / ml.}$$

b) Charge d'exploitation :

La charge d'exploitation de la main courante selon le RPA99/V2003[1] égale 1.

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

Les règles RPA99/Version 2003[1], recommandent dans l'article 6.2.3la prise en compte d'un effort horizontal de calcul F_p , agissant sur les éléments non structuraux et qui se calcul par la formule suivante :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, obtenu à partir du tableau 4.1 des mêmes règles, pour la zone sismique III, et le groupe d'usage 2, ce coefficient prend la valeur suivante : $A = 0,25[1]$

C_p : facteur de force horizontale, donné par le tableau 6.1 des mêmes règles, et pour le cas des éléments en console, il prend la valeur suivante : $C_p = 0,8[1]$

W_p : c'est le poids propre de l'acrotère, dont : $W_p = G = 2,2 \frac{\text{kN}}{\text{ml}}$

Donc :

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,2 = 1,76 \text{ kN.}$$

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

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 1,76 \text{ kN} \\ 1,5Q = 1,5 \text{ kN} \end{array} \right\} \rightarrow Q = F_p = 1,76 \text{ kN.}$$

c) Combinaison des charges :

❖ **Etat ultime :**

$$\text{Effort Normal de compression : } N_u = 1,35 * G$$

$$N_u = 1,35 * 2,2 = 2,97 \text{ kN.}$$

$$\text{Moment fléchissant : } M_u = 1,5 * Q * h$$

$$M_u = 1,5 * 1,76 * 0,6 = 1,58 \text{ kN.m.}$$

$$\text{Effort tranchant : } V_u = 1,5 * Q$$

$$V_u = 1,5 * 1,76 = 2,64 \text{ kN}$$

❖ **Etat de service :**

$$\text{Effort Normal de compression : } N_s = G$$

$$N_s = 2,2 \text{ kN.}$$

$$\text{Moment fléchissant : } M_s = Q \cdot h$$

$$M_s = 1,76 * 0,6 = 1,06 \text{ kN.m}$$

$$\text{Effort tranchant : } V_u = Q$$

$$V_u = 1,76 \text{ kN.}$$

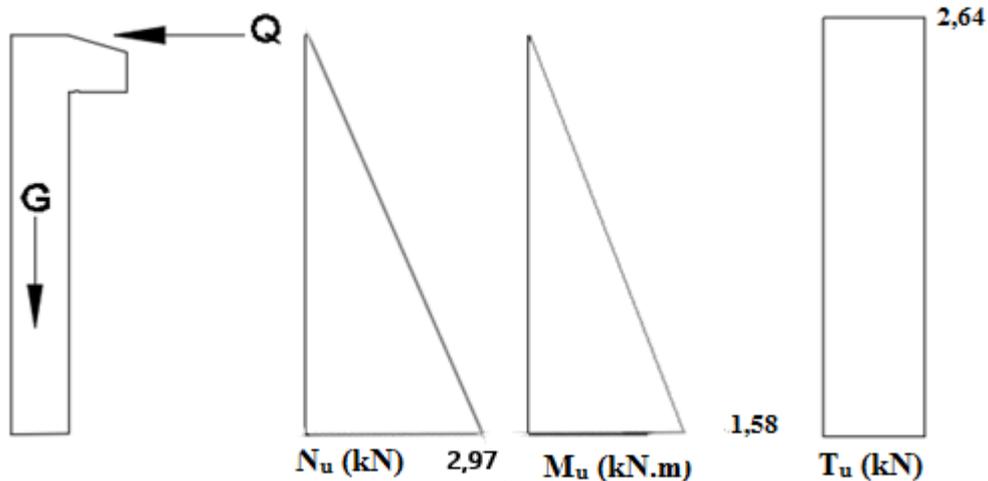


Figure III.2 : Diagramme des efforts à ELU.

III.1.2 Ferrailage de l'acrotère :

$h=10\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $f_{c28}= 30\text{MPa}$; $f_{bc}= 17\text{MPa}$; $c=2\text{cm}$; $f_e=500\text{MPa}$; $d = 8 \text{ cm}$;
 $f_{t28}=2,4\text{MPa}$.

a) Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,58}{2,97} = 0,53 \text{ m} \quad e_0 = 53 \text{ cm.}$$

b) Coefficient de remplissage ψ_1 :

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b h f_{bc}}$$

$$\psi_1 = \frac{2,97 \times 10^3}{1000 \times 100 \times 17} = 1,75 \times 10^{-3}$$

c) Calcul e_{NC} :

$\Psi_1 \leq 0,81$ on calcul l'excentricité critique relative ξ

On : a $\Psi_1 < 2/3$ donc :

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 1,75 \times 10^{-3}}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \times 1,75 \times 10^{-3}})} = 0,1666$$

$$e_{NC} = \xi * h = 0,1666 * 10 = 1,666 \text{ cm.}$$

Donc : $e > e_{NC}$ → Section partiellement comprimée.

On calcule à la flexion simple et on prend le moment fictif M_f .

d) Calcul du moment fictif « M_f » :

$$M_f = M_u + N_u (d - h/2) = 1,58 + 2,97 * (0,08 - 0,05) = 1,67 \text{ Kn.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot F_{bc}} = \frac{1,67 * 10^6}{1000 * 80^2 * 17} = 0,0153.$$

$$\mu_u = 0,0153 < \mu_R = 0,391 \Rightarrow A_s' = 0$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_u}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 * 0,0153}) = 0,0193.$$

$$z = d (1 - 0,4\alpha) = 80 * (1 - 0,4 * 0,0193) = 79,382 \text{ mm.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z * \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{1,67 * 10^6}{79,382 * \frac{500}{1,15}} = 48 \text{ mm}^2.$$

$$A_s = 0,48 \text{ cm}^2.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s'_{\text{réel}} = A_s'_{\text{fictif}} = 0. \\ A_s_{\text{réel}} = A_s_{\text{fictif}} - \frac{N_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 48 - \frac{2,97 * 10^3}{\frac{500}{1,15}} = 41 \text{ mm}^2. \end{array} \right.$$

$$\text{Donc : } A_s' = 0 \text{ et } A_s = 0,41 \text{ cm}^2.$$

❖ Vérification de la section d'acier selon « BAEL 91 modifié 99 » [2]:

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

$$A_{s_{\min}} \geq \text{Max} \left(\frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \Rightarrow A_{s_{\min}} \geq 1 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = A_{s_{\min}} = 1 \text{ cm}^2. \quad \rightarrow \quad \text{Choix : 4T8} \quad \Rightarrow A_s = 2,01 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Avec un espacement : } s = \frac{100}{3} = 33,33 \Rightarrow s = 30 \text{ cm.}$$

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} \Rightarrow A_r = 0,5 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Choix : 4T6} \quad \Rightarrow A_s = 1,13 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Avec un espacement : } s = \frac{60-4}{3} = 18,67 \Rightarrow s = 18 \text{ cm.}$$

❖ Vérification à ELU :**➤ Vérification de l'effort tranchant :**

$$\text{Avec : } V_u = T = 2,64 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2,64 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,033 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 3 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = 0,033 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa.}$$

❖ **Vérification à ELS :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{1,06}{2,2} = 0,48 \text{ m.} \quad e = 48 \text{ cm.}$$

$$c = \frac{h}{2} - e = \frac{0,1}{2} - 0,48 = -0,43$$

On doit résoudre l'équation suivant:

$$z^3 + p.z + q = 0$$

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

$$\text{Avec : } \begin{cases} p = -3c^2 - \frac{90A'_s}{b}(c - d') + \frac{90A_s}{b}(d - c) = -5408,78 \text{ cm}^2 \\ \text{et} \\ q = -2c^3 - \frac{90A'_s}{b}(c - d')^2 - \frac{90A_s}{b}(d - c)^2 = 152249,37 \text{ cm}^3 \end{cases}$$

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

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27} \right) = -2,621 \times 10^8$$

On $\Delta < 0$ donc :

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,994 \Rightarrow \varphi = 173,72^\circ$$

$$a = 2 \times \sqrt{\frac{-p}{3}} = 84,92$$

On a trois solutions :

$$\begin{cases} z_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -84,86 \text{ cm} \\ z_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 45,12 \text{ cm} \\ z_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 39,75 \text{ cm} \end{cases}$$

On calcul y_{ser} , la distance entre le centre de pression et l'axe de la fibre la plus comprimé (supérieure) :

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

Pour z , on choisit parmi les trois solutions précédentes celui qui donne :

$$0 \leq y_{ser} \leq d \rightarrow 0 \leq y_{ser} \leq 8 \text{ cm.}$$

Alors on prend :

$$z = z_2 = 45,12 \text{ cm.}$$

$$y_{ser} = 45,12 - 43 = 2,12 \text{ cm} < 8 \text{ cm.}$$

En suite en calcul l'inertie de la section homogène réduite :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + 15 \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - d')^2 \right] = 1360,267 \text{ cm}^4$$

➤ **Vérification des contraintes :**

- Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{z \times N_{ser}}{I} \right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{45,12 \times 10 \times 2,2 \times 10^3}{1360,267 \times 10^4} \right) \times 2,12 = 0,155 \text{ MPa} < 18 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Contraintes de l'acier :

$$\sigma_s = 15 \left(\frac{z \times N_{ser}}{I} \right) \times (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \rightarrow \text{Acier tendu}$$

$$\sigma_s = 15 \left(\frac{45,12 \times 10 \times 2,2 \times 10^3}{1360,267 \times 10^4} \right) \times (80 - 21,2) = 64,36 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \right) = 215,55 \text{ MPa avec } (\eta = 1,6 \text{ pour les acier HA})$$

$$\sigma_s = 64,36 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 215,55 \text{ MPa.} \rightarrow \text{C.V}$$

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

Avec : $V_u = T = 1,83 \text{ Kn.}$

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

$$\tau_u = \frac{1,76 \times 10^3}{80 \times 1000} = 0,022\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3\text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

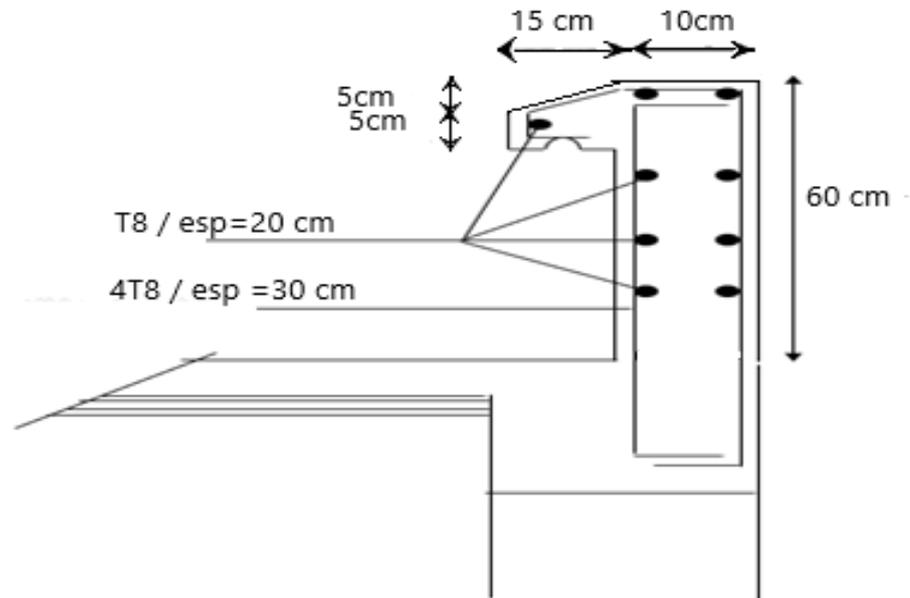


Figure III.3 : Ferrailage de l'acrotère.

III.2 Les escaliers :

Un escalier est un élément d'ouvrage permettant de passer à pied d'un niveau de bâtiment à un autre. Il est constitué d'une suite régulière de plans horizontaux consistant en des marches et paliers, ils peuvent être en acier, pierre, bois, béton armé (dans notre projet).

Parmi les types d'escalier, il y a escaliers droit et escalier tournant.

III.2.1 Les éléments d'escalier :

Marche : surface plane de l'escalier sur laquelle le pied se pose pour utiliser l'escalier, délimitée par le giron et l'emmarchement.

Contremarche : partie verticale prenant place entre deux marches.

Emmarchement : largeur praticable de l'escalier qui correspond en général à la grande dimension de la marche.

Palier : plan horizontal plus large que les marches courantes.

Giron ou la foulée : distance horizontale mesurée entre les nez de deux marches successives.

Volée : ensemble de marches successives, compris entre deux paliers.

La paillasse : c'est la dalle en pente soutenant les marches d'un volée

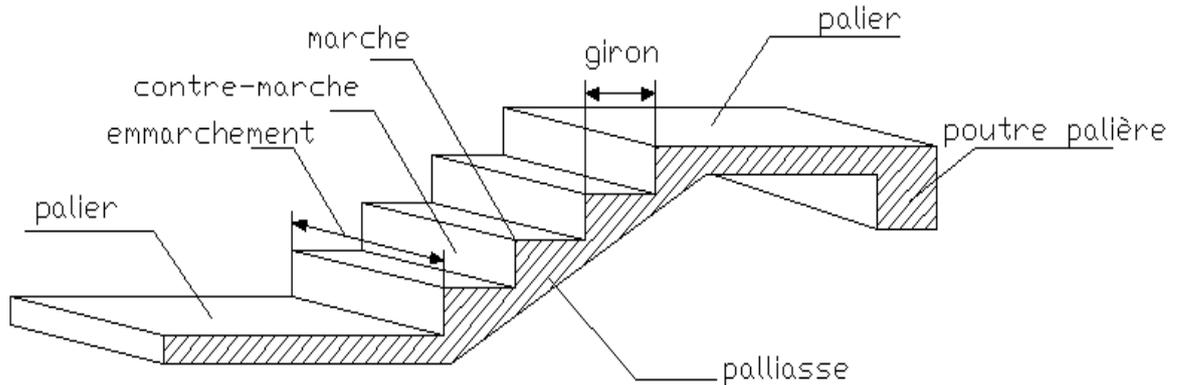


Figure III.4 : Les éléments d'escalier.

III.2.2 Dimensionnement de l'escalier :

Angle d'inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{2,04}{2,38} = 0,857 \Rightarrow \alpha = 40,6^\circ$$

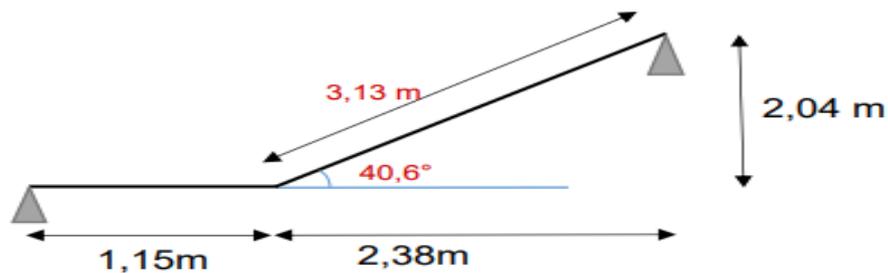


Figure III.5 : Schéma statique d'escalier.

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)
 - $(n-1)g=L$ (3)
- $\left\{ \begin{array}{l} H=204\text{cm} \\ L=238\text{cm} \end{array} \right.$

Avec :

n : Le nombre des contre marches

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

En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient : $64n^2 - n(64 + 2H + L) + 2H = 0$

Donc : $64n^2 - 641n + 325 = 0$

$\Delta = b^2 - 4 \times a \times c = 399652$

$$\left\{ \begin{array}{l} n_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} \rightarrow n_1 = 0,61 \\ n_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} \rightarrow n_2 = 10,48 \end{array} \right.$$

Donc on prend :

- le nombre de contre marches $n = 11$

- le nombre des marches $n - 1 = 10$

Alors :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = \frac{H}{n} = 18,54 \text{ cm} \\ g = \frac{L}{n-1} = 23,8 \text{ cm} \end{array} \right.$$

a) Vérification de l'équation « BLOMDEL » :

$$58 \leq (g + 2h) \leq 64 \text{ cm} \rightarrow 58 \leq 57,48 \leq 64 \text{ cm} \rightarrow \text{vérifié.}$$

$$24 \leq g \leq 30 \text{ cm} \rightarrow 24 \leq 23,8 \leq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{vérifié.}$$

b) Détermination de l'épaisseur :

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \quad \text{Avec : } L = 115 + 238 = 353 \text{ cm.}$$

$$11,77 \leq e \leq 17,65 \text{ cm.}$$

On prend donc l'épaisseur $e = 15 \text{ cm}$.

III.2.3 Calcul des charges :**a) Charge permanente :****❖ Palier :****Tableau III.1 :** Charges permanentes du Palier.

Matériaux	Epaisseur (m)	ρ_V (kN/m ³)	G (kN/m ²)
La dalle de sol	0,01	20	0,2
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Lit de sable	0,03	0,18	0,54
Dalle pleine	0,15	25	3,75
Enduit en ciment	0,02	18	0,36
		ΣG	5,25

❖ Paillasse :**Tableau III.2 :** Charges permanentes du Paillasse.

N	Matériaux	Epaisseur (m)	ρ_V (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Poids propre de la paillasse	0,15 / cos 40,6°	25	4,94
2	La dalle de sol (horizontale)	0,01	20	0,2
3	Mortier de pose (horizontale)	0,02	20	0,4
4	La dalle de sol (verticale)	0,01	20	0,2
5	Mortier de pose (verticale)	0,03	20	0,60
6	Poids propre de la marche	0,1854/2	22	2,04
7	Garde-corps	/	/	1
8	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
		ΣG		9,74

b) Charge d'exploitation :

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

c) **Calcul des sollicitations :**❖ **L'état limite ultime :**

$$\text{Palier : } 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 * 5,25 + 1,5 * 2,5 = 10,84 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Paillasse : } 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 * 9,74 + 1,5 * 2,5 = 16,9 \text{ kN/m}^2$$

❖ **L'état limite service :**

$$\text{Palier : } G + Q = 5,25 + 2,5 = 7,75 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Paillasse : } G + Q = 9,74 + 2,5 = 12,24 \text{ kN/m}^2$$

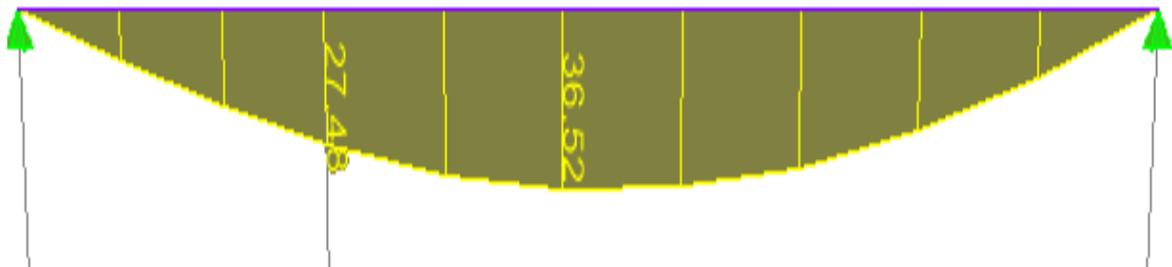
d) **Les diagrammes :**❖ **Diagrammes des moments fléchissant :**

Figure III.6 : Diagramme des moments fléchissant à L'ELU.



Figure III.7 : Diagramme des moments fléchissant à L'ELS.

❖ Diagrammes des efforts tranchants :

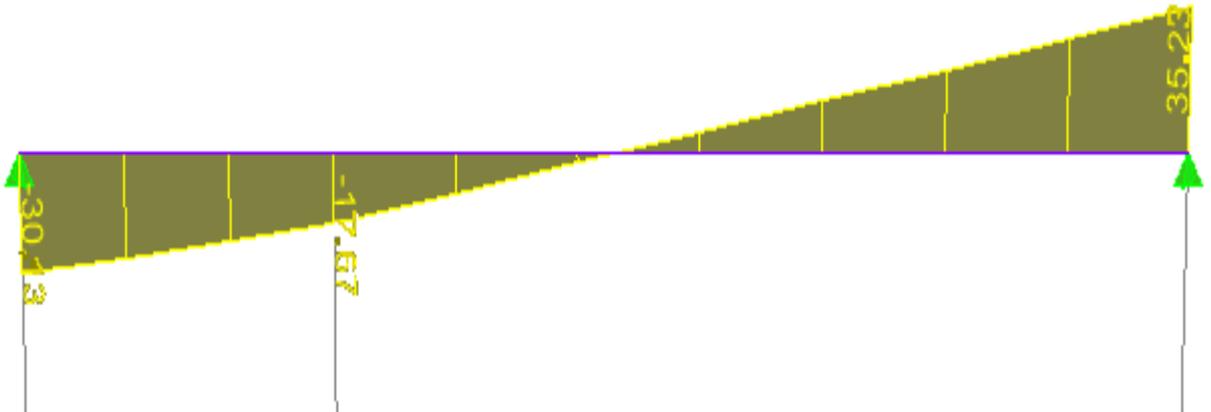


Figure.III.8 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

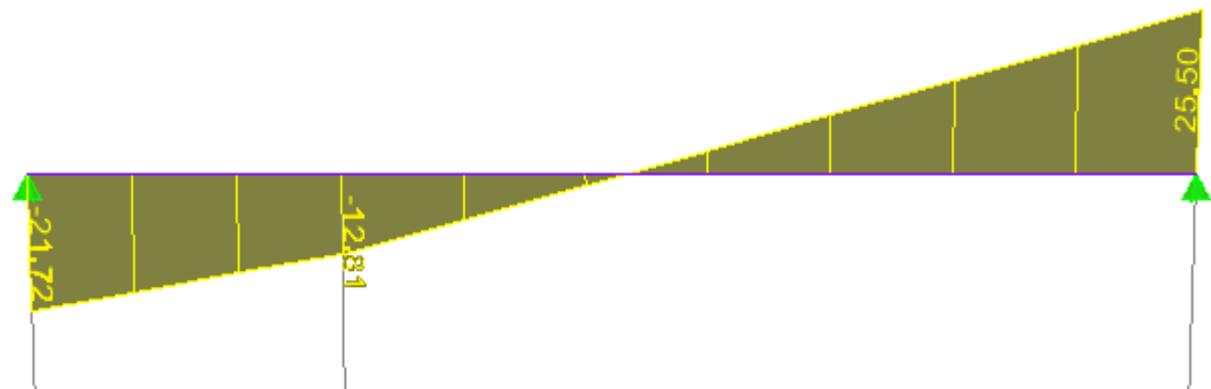


Figure III.9 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

III.2.4 Ferrailage de l'escalier :

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 1 ml de largeur, avec :

$$f_c = 500 \text{ MPa}; d = 0,9 h = 18 \text{ cm}; f_{c28} = 30 \text{ MPa}; f_{bc} = 17 \text{ MPa}.$$

- En travée : $M_t = 0,85M_u = 0,85 \times 36,52 = 31,04 \text{ kNm}$.
- En appui : $M_a = 0,50M_u = 0,50 \times 36,52 = 18,26 \text{ kNm}$.

Tableau III.3 : Calcul du ferrailage d'escaliers.

	M (kN.m)	M	A _s ' (cm ²)	α	Z (mm)	A _s ^{calcul} (cm ²)	Choix	A _s ^{adopté} (cm ²)	$\frac{A_s}{4} < A_r < \frac{A_s}{2}$	Choix
Travée	31,04	0,056	0	0,072	175	4,08	5T12	5,65	2,51	5T8
Appui	18,26	0,033	0	0,042	177	2,37	5T12	5,65	2,51	5T8

a) Les vérifications :❖ **Espacement des armatures :**

$$\text{En travée : } \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

On prend : esp= 20 cm

$$\text{Sur appui : } \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

On prend : esp=20 cm

❖ **Armature de répartition :**

$$\text{En travée : } \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Sur appui : } \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{S_{\min}} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0,06*30+0,6 = 2,4 \text{ MPa.}$$

$$A_{S_{\min}} \geq 0,23*100*18* \frac{2,4}{500} = 1,987.$$

$$A_{S_{\text{travée}}} = 6,79 \text{ cm}^2 > A_{S_{\min}} = 1,987 \text{ cm}^2.$$

$$A_{S_{\text{appuis}}} = 5,4 \text{ cm}^2 > A_{S_{\min}} = 1,987 \text{ cm}^2$$

❖ **L'effort tranchant :**

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

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

Avec :

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

$$T_u = 35,23 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{35,23 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,196 \leq \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

b) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction

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

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

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 35,23 \times 10^3 - \frac{18,26 \times 10^6}{0,9 \times 180} = -77,5$$

c) Vérification à l'ELS :

$$M_{\text{max}} = 26,42 \text{ kN.m.}$$

$$M_{\text{travée}} = 0,85 \times 26,42 = 22,46 \text{ kN.m.}$$

$$M_{\text{appui}} = 0,5 \times 26,42 = 13,21 \text{ kN.m.}$$

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable ; donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendus.

❖ **Vérification des contraintes du béton :**

➤ Position de l'axe neutre

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

➤ Moment d'inertie :

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

Avec :

$$n=15 ; c'=2\text{cm} ; d=18\text{cm} ; b=100\text{cm} ; A's=0.$$

On doit vérifier que :

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

Tous les résultats sont dans le tableau suivant :

Tableau III.4 : vérification à l'ELS.

	M _{ser} (kN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
Travée	22,46	5,65	4,74	18451,3	5,8	Vérifier
Appui	13,21	5,65	4,74	18451,3	5,8	Vérifier

d) Vérification de la flèche :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M^0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{428} = 0.05 \geq 0.0625 \quad \text{C.N.V} \\ \frac{5.65}{100 \cdot 18} = 0.0031 \leq 0.01 \quad \text{C.V} \\ 0.05 \geq 0.1 \quad \text{C.N.V} \end{array} \right.$$

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

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

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{array} \right. \quad L = 4,28 \text{ m} < 5 \text{ m} \quad (\text{selon CBA 93})$$

f_i = la flèche due aux charges instantanées.

f_v = la flèche due aux charges de longue durée.

$$\text{Donc : } \bar{f} = \frac{428}{500} = 0,856 \text{ cm.}$$

- Moment d'inertie de la section homogène I_0 :

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

- Calcul des moments d'inerties fictifs :

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)} \dots\dots\dots \text{pour déformation différée.}$$

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

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}} .$$

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

- Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000 * \sqrt[3]{f_{c28}} = 34179.6 \text{ Mpa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 11393.2 \text{ Mpa}$$

Tous les résultats sont dans le tableau suivant :

Tableau III.5 : Vérification de la flèche de l'escalier.

M_{ser} (kN.m)	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)
22,46	5,65	0,003	221	8	3,2	0,17	72090,67	33601,6	46690,85

Donc :

$$\begin{cases} f_i = 0,36 \text{ cm} \\ f_v = 0,77 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,43 \text{ cm}$$

$$\Delta f_T = 0,41 \text{ cm} < \bar{f} 0,856 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

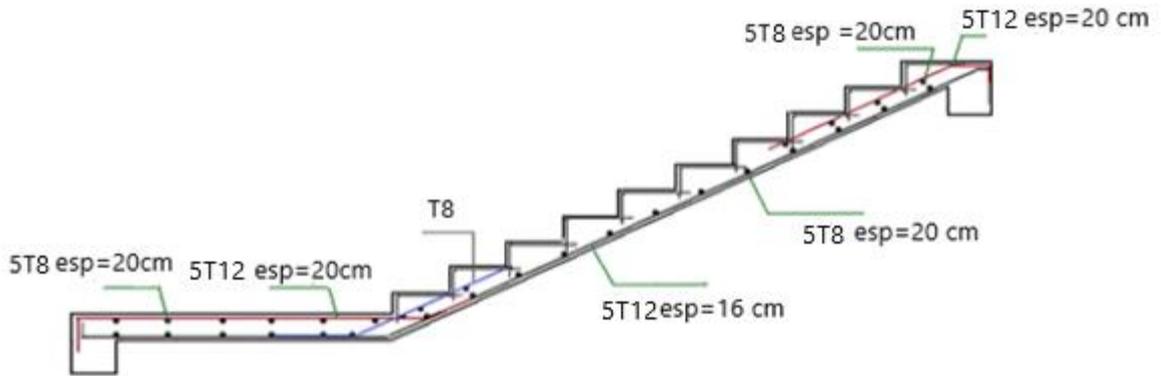


Figure III.10 : Schéma de ferrailage de l'escalier.

III.3 Le balcon :

Le balcon est une dalle pleine encastree dans la poutre, entourée d'une rampe ou un mur de protection, elle est assimilée à une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenêtre.

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

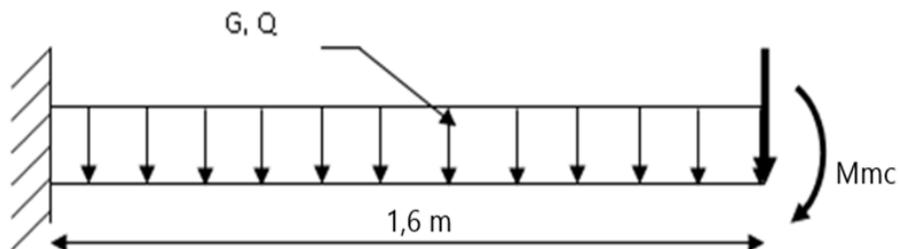


Figure. III.11: schéma statique du chargement du balcon.

III.3.1 Epaisseur du balcon :

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{10}$$

Avec :

L_x : une portée maximale du balcon.

$$L_x = 1,6 \text{ m}$$

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

III.3.2. Evaluation des charges :**a) Charge du balcon :****❖ Charge permanente :****Tableau III.6 :** Charges permanentes du balcon.

N	Matériaux	Epaisseur (m)	ρ_v (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Dalle de sol	0,01	22	0,22
2	Mortier de pose	0,03	20	0,60
3	Dalle pleine	0,15	25	3,75
4	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
ΣG				4,95

❖ Charge d'exploitation :

$$Q = 3,5 \text{ kN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m :

$$G \times 1\text{m} = 4,95 \times 1 = 4,95 \text{ kN/ml.}$$

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

b) Charge du garde-corps (charge concentré " F'') :**Tableau III.7 :** Charges permanentes du garde-corps.

N	Matériaux	Epaisseur (m)	ρ_v (kN/m ³)	G (kn/m ²)
1	Enduit intérieur au ciment	0,02	18	0,36
2	Briques creuses	0,10	9	0,90
3	Enduit extérieur au ciment	0,02	18	0,36
ΣG				1,62

Pour une bande de 1m.

$$F \times 1\text{m} = 1,62 \times 1 = 1,62 \text{ kN/ml.}$$

- Moment due à la main courante :

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

❖ **Combinaison des charges :****Tableau III.8 :** Combinaison des charges.

	ELU	ELS
q (kN/ml)	11,93	8,45
F (kN)	2,19	1,62
M _{mc}	1,50	1,00

c) Calcul des efforts internes :

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement.

• **Moment fléchissant :**

$$M(x) = -\left(\frac{q}{2}x^2 + Fx + M_{mc}\right)$$

• **Effort tranchant :**

$$T(x) = (qx + F)$$

Tableau III.9: Valeurs des efforts internes

	ELU	ELS
M (kNm)	-20,3	-14,41
T (kN)	21,28	15,14

III.3.3 Calcul des ferrillages :

$h = 15 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = h - c = 13 \text{ cm}$; $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$;

$f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$; $F_{bc} = 17 \text{ MPa}$

Tableau III.10 : Ferrillage du balcon.

M _u (kNm)	μ	μ < μ _R	A' _s (cm ²)	A	Z (cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
20,3	0,071	Oui	0	0,092	12,52	3,73	5T12	5,65	20

✓ **Espacement :**

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

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

✓ **Armatures de répartitions :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_T \leq \frac{A_s}{2} \quad \rightarrow \quad 1,41 \leq A_T \leq 2,83$$

Le choix est de: 4T8=2,01 cm² avec: S_t=20 cm.

III.3.4 Les vérifications :a) **Condition de non fragilité :**

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

$$A_s = 2,01 \text{ cm}^2 \geq A_s^{\text{min}} = 1,435 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

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

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

Avec:

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd} = \frac{21,28 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,164 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

❖ **Vérification de l'E.L.S :**

On considère que la fissuration est préjudiciable.

❖ **Vérification des contraintes :**

➤ Position de l'axe neutre "y" :

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

Moment d'inertie "I" :

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

Avec :

h = 15 cm ; b = 100 cm ; c' = 2 cm ; d = 13 cm ; f_{c28} = 30 MPa ; f_e = 500 MPa ;

A_s = 3,93 cm² ; A_s' = 0

On doit vérifier que:

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 18\text{MPa}. \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}})\right) = 250 \text{MPa}. \end{array} \right.$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau. III.11: Vérification des contraintes du balcon.

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
14,41	5,65	3,92	8995,21	6,28	vérifiée	218,18	vérifiée

❖ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{15}{160} = 0,09 \geq 0,0625 \dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{5,65}{100 \times 13} = 0,0043 \leq 0,0084 \dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Leftrightarrow 0,1 \geq 0,1 \dots\dots \text{Vérifiée.}$$

Donc n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

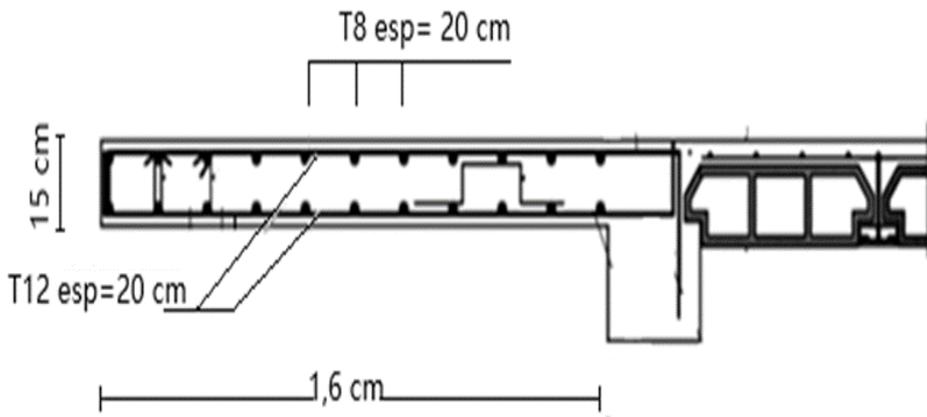


Figure III.12 : Schéma de ferrailage du balcon.

III.4 Etude des planchers :

III.4.1 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.

III.4.2 Plancher à corps creux ;

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

a) 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 $(16 \times 20 \times 65)$ cm³ avec une dalle de compression de 5cm d'épaisseur

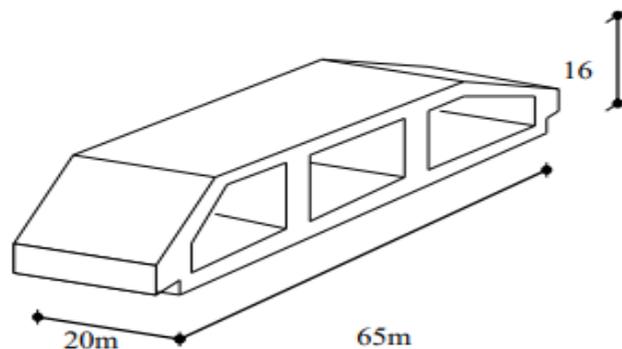


Figure III.13 : Corps Creux en 3D.

b) Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments horizontaux qui peuvent être en béton armé ou en acier qui fonctionnent parfois sous pliage ou pression, leur rôle est de délivrer les forces qui leur sont imposées vers les poteaux.

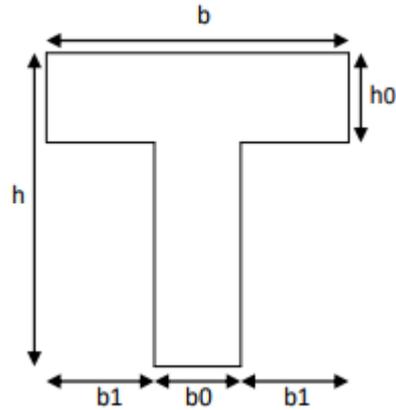


Figure III.14 : schéma de poutrelle.

$$b = (0,4 \text{ à } 0,6) \cdot h_t$$

Avec :

h_t : Hauteur du plancher.

H_0 : Hauteur de 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.

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

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

On adopte $b_0 = 12 \text{ cm}$.

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

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

$$L_y = 420 - 35 = 385 \text{ cm}$$

$$b = 2 \cdot \min \left(\frac{53}{2}; \frac{385}{10} \right) + 12 \Rightarrow b = 2 \cdot \min(26,5 ; 38,5) + 12 \Rightarrow b = 65 \text{ cm.}$$

❖ **Les dimensions de la poutrelle :**

$$\frac{1}{25} \leq \frac{h}{L} \leq \frac{1}{20} \rightarrow \frac{420}{25} \leq h \leq \frac{420}{20} \rightarrow 16,8 \text{ cm} \leq h \leq 21 \text{ cm} \rightarrow h = 21 \text{ cm.}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} b = 65 \text{ cm} \\ b_0 = 12 \text{ cm} \\ b_1 = 26,5 \text{ cm} \end{cases} \quad \begin{cases} h_t = 21 \text{ cm} \\ h_0 = 5 \text{ cm} \end{cases}$$

❖ **Charge et surcharge et La combinaison de charge :**

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

Tableau III.12 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.

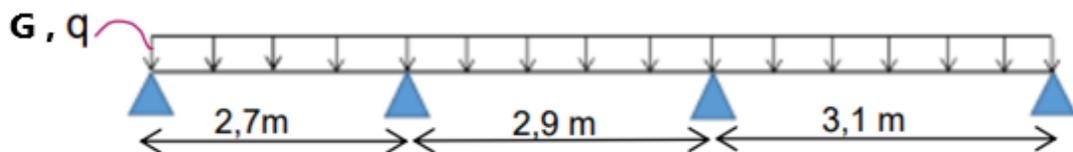
Désignation	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	ELU		ELS	
			q_u (kN/m ²)	P_u (kN/m ²)	q_s (kN/m ²)	P_s (kN/m ²)
Terrasse Inaccessible	6,63	1	10,45	6,79	7,63	4,96
Etage courant	5,39	1,5	9,53	6,2	6,89	4,5
1 ^{er} étage	5,39	2,5	11,03	7,17	7,89	5,13

c) Choix de méthode de calcul :

Il y a trois façons de calculer les moments en béton armé : la méthode FORFAITAIRE [2], méthode de CAUOT [2] et la méthode de RDM ou bien en utilisant logiciel ETABS.

Lequel ce dernier est basé sur les théories des ÉLÉMENTS FINIS.

Les poutres étudiées sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, qui sont étudiées par les méthodes énumérées.

**Figure III.15** : Schéma statique de poutrelle à trois travées.

On va étudier la poutrelle de plancher la plus sollicitée (1^{ère} étage), on utilise méthode des éléments fini (ETABS 09) pour déterminer les diagrammes des moments et des efforts tranchants.

d) 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^{er} 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 :**

- Charges permanentes :

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

Poids du corps creux..... $0,65 \times 0,2 \times 14 = 1,82 \text{ kN/ml}$

$$\mathbf{G=1,97 \text{ kN/ml}}$$

- Charges d'exploitation :

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

➤ **Combinaison des charges :**

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

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

$$M_u = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{3,64 \times 3,1^2}{8} = 4,37 \text{ kNm.}$$

$$M_s = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{2,62 \times 3,1^2}{8} = 3,15 \text{ kNm.}$$

➤ **Ferraillage :**

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'ELU

$$M_u = 4,37 \text{ kNm ; } b = 12 \text{ cm ; } h = 5 \text{ cm ; } d = 4,5 \text{ cm ; } \sigma_{bc} = 17 \text{ MPa}$$

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

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 1,06 > \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s \neq 0$$

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

❖ **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 »

➤ **calcul des efforts internes :**

On a utilisé méthode des éléments fini (ETABS V9) pour déterminer les diagrammes des moments et des efforts tranchants.

➤ **Diagrammes des moments :**

ELU :

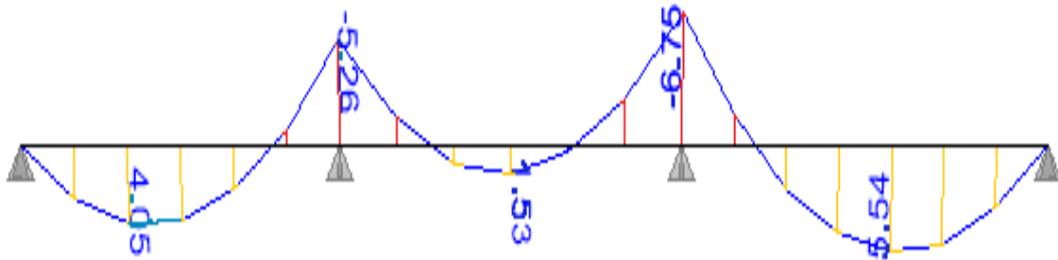


Figure III.16 : Diagramme des moments fléchissant de la poutrelle à ELU.

ELS :

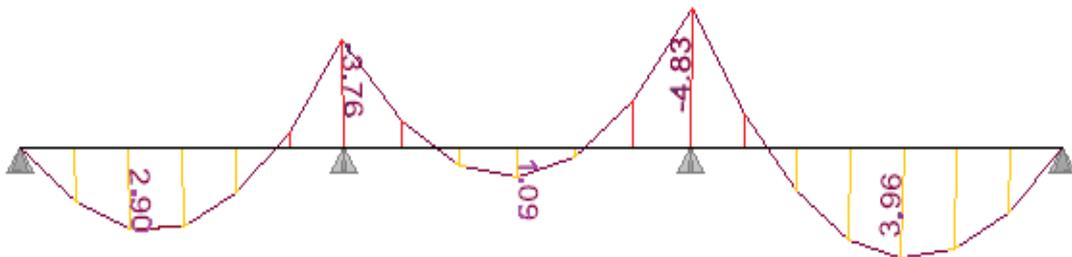


Figure III.17 : Diagramme des moments fléchissant de la poutrelle à ELS.

➤ **Diagrammes des efforts tranchants :**

ELU :

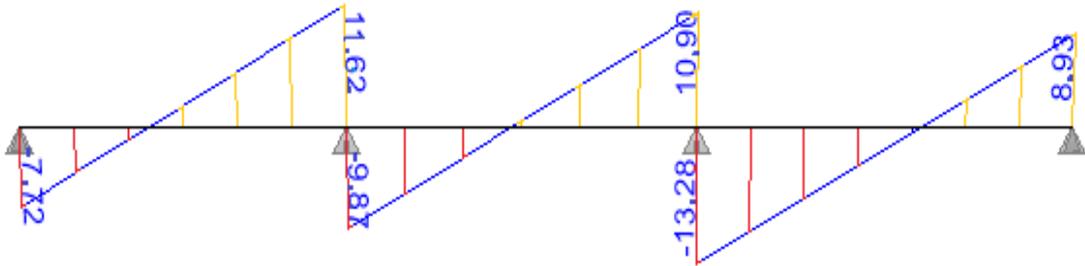


Figure III.18 : Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle à ELU.

ELS :

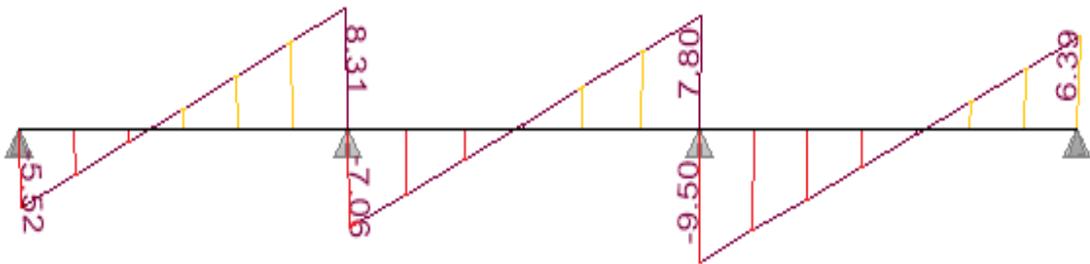


Figure III.19 : Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle à ELS.

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 :

- Etat limite ultime :
 - $Mu^{\max}_{travée} = 5,54 \text{ kN.m}$
 - $Mu^{\max}_{appui} = -6,76 \text{ kN.m}$
 - $Tu = 13,28 \text{ kN.m}$
- Etat limite service :
 - $Ms^{\max}_{travée} = 3,96 \text{ kN.m}$
 - $Ms^{\max}_{appui} = -4,83 \text{ kN.m}$

➤ **Ferraillage de travée :**

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

$F_e=500\text{MPa}$

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

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

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

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

On a : $M_{tu} < M_{tab}$ → Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.

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

D'après l'organigramme donnant le ferraillage d'une section soumise à la flexion, on aura les résultants dans le tableau :

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

	M_u (kN.m)	μ_μ	μ_R	Z_b (cm)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix	$A_s^{adopté}$ (cm ²)
Travée	5,54	0.014	0.371	18,76	0,68	1,35	3T8	1,51

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,36 \text{ cm}^2 \text{ [2]}$$

$$A_s = \text{Max} \{1,36 \text{ cm}^2 ; 1,51 \text{ cm}^2\} = 1,51 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2T10 ($A_s=1,57 \text{ cm}^2$).

➤ **Ferraillage sur appuis :**

$$\text{On } M^{\max}_{appui} = 6,76 \text{ kN.m} < M_{Tab} = 90,61 \text{ kN.m}$$

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

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

	M_U (kNm)	μ_u	μ_R	Z_b (cm)	A (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix	A_{adp} (cm ²)
Appui	6,76	0,017	0,371	17,13	0,91	1,35	3T8	1,51

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,36 \text{ cm}^2 \text{ [2]}$$

$$A_s = \text{Max} \{1,36 \text{ cm}^2 ; 1,51 \text{ cm}^2\} = 1,51 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2T10 ($A_s=1,57 \text{ cm}^2$).

➤ **Vérifications :**

- Effort tranchant :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{\max}=13,28\text{kN}$.

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} = 4 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \times d} = 0,6 \text{ Mpa} \quad \gamma_b = 1,5 \text{ situation courante.}$$

$$\tau_u = 0,6 \leq \bar{\tau}_u = 4 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

➤ **Vérification de la compression du béton et des armatures longitudinales :**

- Appui de rive :

Vérification de la compression du béton :

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9b_0d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $T_u=8,93\text{kN}$ (appuis de rive).

$$\frac{8,93 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0,44 \text{ Mpa} < 0,4 \times \frac{30}{1,5} = 8 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Vérifier.}$$

$$A_s = 1,51 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u - \frac{M_u \text{ appui}}{0,9 \times d}}{\sigma_s} = -0,71 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifier.}$$

- Appuis intermédiaires :

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9b_0d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_b = \frac{13,28 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0,65 \text{ MPa} < 8 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ V\'erifier.}$$

$$A_s = 1,51 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_U - \frac{M_{uapp}}{0,9d}}{\sigma_b}$$

$$A_s = 1,51 \text{ cm}^2 \geq \frac{13,28 \times 10^3 - \frac{6,76 \times 10^6}{0,9 \times 189}}{435} = - 0,61 \text{ cm}^2$$

➤ **V\'erification des contraintes :**

- V\'erification des contraintes des armatures :

La fissuration se produit en raison de perturbation externes ou internes et de la pression sur le niveau du b\'eton, ce qui entra\^ne des fissures qui peut ne pas \^etre nocive

- V\'erification des contraintes du b\'eton :

Soit « y » la distance du centre de gravit\'e de la section homog\^ene (par lequel passe, l'axe neutre) \`a la fibre la plus comprim\'e. La section \^etant soumise \`a un moment M_{ser} , la contrainte \`a une distance « y » de l'axe neutre :

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

D'apr\^es l'organigramme de la v\'erification d'une section rectangulaire \`a l'ELS, on doit v\'erifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$

- D\'etermination de l'axe neutre :

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

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

Avec :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15 ; b = 65 \text{ cm (trav\'ee)} ; b_0 = 12 \text{ cm (appuis)} ; c = c' = 2 \text{ cm}$$

y : est la solution de l'\^equation du deuxi\^eme degr\'e suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

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

Si $y < h_0 \rightarrow$ l'hypoth\^ese est v\'erifi\'ee.

Si $y > h_0 \rightarrow$ la distance « y » et le moment d'inertie « I » se Calculent par

les formules qui suivent :

$$\begin{cases} \frac{b}{2} y^2 - (b - b_0) \cdot \frac{(y - h_0)^2}{2} + \eta A'_s \cdot (y - c') - \eta A_s \cdot (d - y) = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + \eta A'_s \cdot (y - c')^2 + \eta A_s (d - y)^2. \end{cases}$$

Tableau.15 : Vérification de la contrainte de béton

	$M_{ser}(KNm)$	$A_s (cm^2)$	A'_s	$y(cm)$	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Vérification
Travée	3,96	0,5	0	1,98	2315,3	3,4	18	Vérifier.
Appui	4,83	0,6	0	2,15	2740,4	3,8	18	Vérifier.

➤ **Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche, Si les conditions suivantes sont vérifiées, donc Les condition à vérifier :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} > \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,07 > 0,0625 \dots \dots \text{vérifier.} \\ 0,02 \leq 0,0084 \dots \dots \dots \text{non vérifier.} \\ 0,07 \geq 0,06 \dots \dots \text{vérifier.} \end{array} \right.$$

Si deux conditions ne sont pas remplies, il est nécessaire de calculer la flèche

Avec :

$h=21 \text{ cm} ; h_0=5\text{cm} ; b_0=12\text{cm} ; d=18,9 \text{ cm} ; L=3,1 \text{ m} ; A_s=0,5 \text{ cm}^2 ; f_e=500\text{MPa}.$

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

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

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

- f_i : La flèche due aux charges instantanées.
- f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

$$\text{Donc : } \bar{f} = \frac{310}{500} = 0,62 \text{ cm}$$

- Position de l'axe neutre « y_1 » :

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

- Moment d'inertie de la section totale homogène « I_0 » :

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

- Calcul des moments d'inerties fictifs :

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

Avec :

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

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

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

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

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

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

Les résultats sont répertoriés dans le tableau suivant :

Tableau 16: 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)
3,96	0,5	6,6	0,002	419,05	23,5	9,4	0,27	19348,73	2897,7	5468,83

- Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{(f_{c28})}$$

$$E_i = 34179,6 \text{ Mpa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 11393,2 \text{ Mpa}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 3,84 \text{ mm}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 6,11 \text{ mm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 6,11 - 3,84 = 2,27 \text{ mm} = 0,227 \text{ cm} < \bar{f} = 0,62 \text{ cm} \dots \text{Vérifier}$$

- Calcul des armatures transversales et l'espacement :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type Haute adhérence de nuance FeE500 ($f_e = 500 \text{ MPa}$)

$$- \text{ Selon le C.B.A 93 : } \begin{cases} \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,9 f_e} & K = 1 & \text{Art A 5.1.2.3} \\ S_t \leq \text{Min} (0,9d ; 40 \text{ cm}) & & \text{Art A 5.1.2.2 [4]} \\ \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right) & & \text{Art A 5.1.2.2} \end{cases}$$

$$- \text{RPA 99 version 2003 : } \begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l \right) \dots \dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{Zone courante} \end{cases} \quad [1]$$

Avec :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b_0}{10} \right).$$

- ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales
- $\phi_t \leq \text{Min} (0,6 ; 1,2)$ cm on adopte $\phi_l = 8$ mm

Donc :

$$- \text{Selon le C.B.A 93 } \begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq -3,2 * 10^{-3} \text{ cm} \\ S_t \leq 17,01 \text{ cm} \\ \frac{A_t}{S_t} \geq 0,001 \end{cases} \quad [4]$$

$$\text{Selon le RPA99 version 2003 : } \begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \text{ cm} \\ S_t \leq 5,25 \text{ cm} \dots \dots \text{zone nodale} \\ S_t \leq 10,5 \text{ cm} \dots \dots \text{Zone courante} \end{cases} \quad [1]$$

- Choix des armatures :

$$\text{On adopte : } A_t = 2\phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

- Choix des espacements :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \text{ cm}$$

• Zone nodale :

$$S_t \leq \min (h/4, 12 \times \phi_{tmin}, 30)$$

$$S_t \leq 5,25 \quad \Rightarrow \quad S_t = 5 \text{ cm}$$

La distance pour les armatures de la zone nodale est :

$$L = 2 \times h = 42 \text{ cm}$$

• Zone courante :

$$S_t \leq h/2$$

$$S_t \leq 10,5 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad S_t = 10 \text{ cm}$$

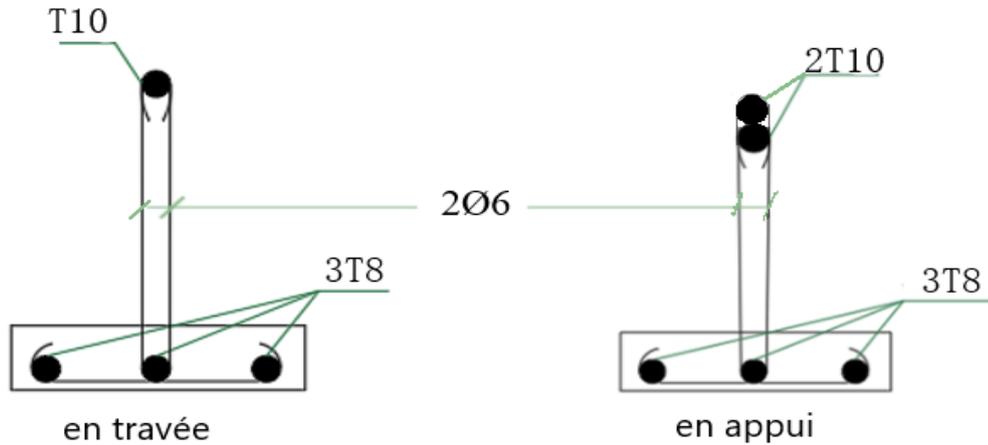


Figure III.20 : Schéma de ferrailage des poutrelles.

❖ **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.

$$\text{Si } A_2 = \frac{A_1}{2} \quad \begin{cases} 50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{4L}{f_e} \\ L_1 \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_2 = \frac{200}{f_e} \end{cases} \quad (L \text{ en cm})$$

Avec :

L : distance entre axes des poutrelles

A_1 : armatures perpendiculaires aux poutrelles

A_2 : armatures parallèles aux poutrelles

Tel que :

$L=65 \text{ cm}$; $f_e=520 \text{ MPa}$

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

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

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

- Armatures de répartitions :

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

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

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

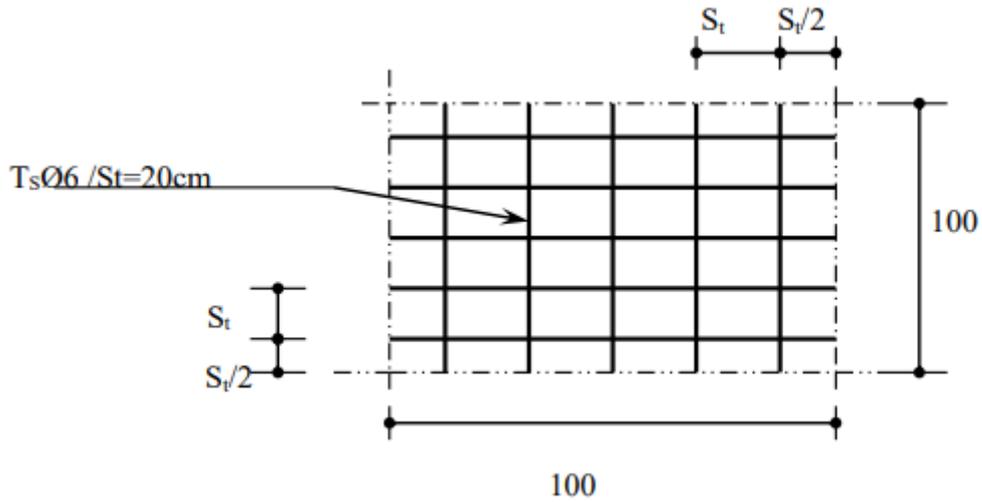


Figure. III.21: Ferrailage de la dalle de compression.

III.4.2 Plancher à 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.

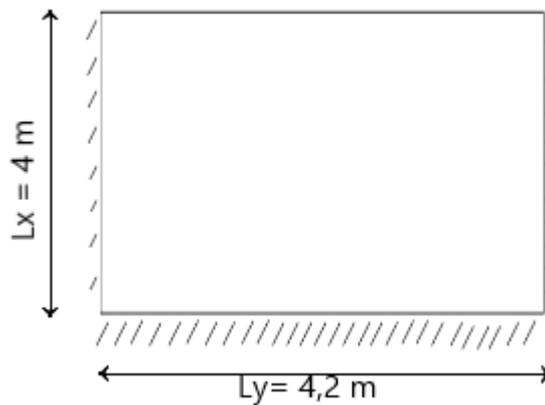


Figure III.22 : Dimensions d'une dalle pleine rectangulaire.

a) Calcul des dalles pleines :

- La dalle pleine est définie comme une plaque mince horizontale, cette dernière repose sur un ou plusieurs appuis.
- Dans notre structure, on a plusieurs formes des panneaux ont généralisée par ce panneau

Panneau de la dalle sur 4 appuis (Panneau de rive)

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{4,2} = 0,95 > 0,4 \quad \text{La dalle travaille suivant les deux sens}$$

❖ Evaluation des charges :

$$G=5,95 \text{ kN/m}^2 \quad \text{et} \quad Q=5 \text{ kN/m}^2$$

- ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,95 + 1,5 \times 5 = 15,53 \text{ kN.m}^2$$

- ELS :

$$q_s = G + Q = 5,95 + 5 = 10,95 \text{ kN.m}^2$$

❖ Calcul des moments :

$$\text{Dans le sens de la petite portée : } M_x = \mu_x q_u L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée : } M_y = \mu_y M_x$$

$$\rho = 0,95 \begin{cases} \mu_x = 0,0410 \\ \mu_y = 0,8875 \end{cases}$$

$$M_x = 10,19 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 9,04 \text{ kN.m}$$

- **Moment en travées :**

$$M_{tx} = 0,75M_x = 7,64 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_y = 6,78 \text{ kN.m}$$

- **Moment sur appui :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 5,1 \text{ kN.m}$$

❖ **Ferraillage de la dalle :**

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

$b = 100\text{cm}$; $h = 15\text{cm}$; $d = 13,5\text{cm}$; $f_e = 500\text{MPa}$; $f_{c28} = 30\text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,4\text{ MPa}$

$f_{bc} = 17\text{MPa}$; $\sigma_s = 435\text{MPa}$

Tableau III.17 : Ferraillage de la dalle pleine

	Sens	M _u (kN.m)	μ	A _s ' (cm ²)	A	Z (cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	7,64	0,025	0	0,032	13,33	1,32	4T10	3,14	20
	y-y	6,78	0,022	0	0,028	13,35	1,17	4T10	3,14	20
Appui	x-x	5,1	0,016	0	0,020	13,41	0,87	4T10	3,14	20
	y-y									

- Espacement :

Travées :

$$\text{Sens x-x : } esp = \frac{100}{4} = 25\text{cm} \leq \min(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \text{vérifiée}$$

$$\text{Sens y-y : } esp = \frac{100}{4} = 25\text{cm} \leq \min(3h; 33\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \text{vérifiée}$$

Appui :

$$\text{Sens x-x : } esp = \frac{100}{4} = 25\text{cm} \leq \min(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \text{vérifiée}$$

$$\text{Sens y-y : } esp = \frac{100}{4} = 25\text{cm} \leq \min(3h; 40\text{cm}) = 40\text{cm} \dots \text{vérifiée}$$

❖ **Condition de non fragilité :**

On doit vérifier que :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,6\%_0 bh = 0,6\%_0 100 \times 15 = 0,9\text{cm}$$

$$\text{Travées : } A_s = 3,14\text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 0,9\text{ cm}^2 \dots \text{vérifiée}$$

$$\text{Appui : } A_s = 3,14\text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 0,9\text{ cm}^2 \dots \text{vérifiée}$$

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

On doit vérifier que:

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

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

$$Tu = \frac{ql}{2} = \frac{15,53 \times 4}{2} = 31,06 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{31,06 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,23 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ vérifiée}$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

▪ **Evaluation des sollicitations :**

$$\rho = 0,95 \begin{cases} \mu_x = 0,0483 \\ \mu_y = 0,9236 \end{cases}$$

$$M_x = 8,46 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 7,82 \text{ kN.m}$$

- Moment en travées

$$M_{tx} = 0,75M_x = 6,35 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_y = 5,87 \text{ kN.m}$$

- Moment sur appui :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 4,23 \text{ kN.m}$$

❖ **Vérification des contraintes :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 18\text{MPa}[2]$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min}(\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}})) = 250 \text{ MPa}$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau III.18 : Vérification des contraintes à l'ELS.

	M_{ser} (kN.m)	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	6,35	3,14	3,13	6087,13	3,26	Vérifier	162,3	Vérifier
	5,87	3,14	3,13	6087,13	3,01	Vérifier	150	Vérifier
Appuis	4,23	3,14	3,13	6087,13	2,2	Vérifier	108,1	Vérifier

❖ Vérification de la flèche :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{35} \text{ à } \frac{1}{27} \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} 0,0023 < 0,004. & \text{vérifiée} \\ 0,0375 < 0,028 \text{ à } 0,037 & \text{vérifiée} \end{cases}$$

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

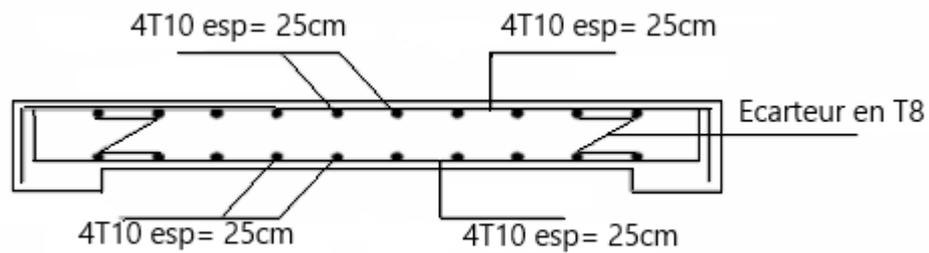


Figure III.23 : Schéma de ferrailage des dalles pleines.

CHAPITRE IV :

ETUDE

DYNAMIQUE EN

ZONE SISMIQUE

IV.1 Introduction :

Le tremblement de terre est une catastrophe naturelle qui survient soudainement et affecte la stabilité des bâtiments, donc il faut faire des études pour construire des bâtiments parasismique.

Les constructions sont généralement considérée «parasismiques» lorsqu'elles sont conformes aux règles parasismiques en vigueur. Effectivement l'expérience montre que l'application des règles parasismiques est indispensable car elle assure la sécurité des biens et des personnes et limite d'une manière importante l'ampleur des dommages sismiques.

Le calcul sismique a pour but l'évaluation de forces horizontales extérieures engendrées par un effort sismiques pour chaque niveau de la structure et l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismiques. Plusieurs conceptions parasismiques et divers méthodes de calcul des forces sismiques ont été proposées parmi lesquelles on distingue trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode dynamique modale spectrale.
- La méthode dynamique par accélérogrammes.

Le but de ce chapitre de définir un modèle de structure qui vérifier les conditions et les critères de sécurité imposées par les règles parasismique algériennes **RPA99/version 2003**.

IV.2 Etude sismique :

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentants 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.

IV.2.1 Modélisation de rigidité :

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

- 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 nœuds après on la divisé en mailles.
- A tous les planchers nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

IV.2.2 Modélisation de la masse :

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G + \beta Q)$ imposée par le **RPA99 version 2003** [1] 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. avec $(\beta = 0,2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation et bureau (mass source).
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir $2,5t/m^3$.
- La charge de l'acrotère 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).

IV.3 Choix de la méthode :

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier certaines conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/version 2003) [1].

Dans notre cas la structure étudiée en zone 3 est irrégulière en plan avec une hauteur supérieure à 17 m, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique, vu que cette dernière d'après le règlement peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. Et on utilise logiciel ETABS.

IV.4 Présentation du logiciel de calcul ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

IV.5 La méthode modale spectrale :

IV.5.1 Principe :

Le principe de la méthode dynamique modale spectrale réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

IV.5.2 Analyse spectrale :

a) Spectre de réponse[1] :

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

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

Avec :

g : accélération de la pesanteur (9,81 N).

A : coefficient d'accélération de zone.

$$\begin{cases} \text{Groupe d'usage: 2} \\ \text{Zone sismique: 3} \end{cases} \Rightarrow A = 0,25. [1]$$

η : facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7. [1]$$

Avec :

$\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages

$\xi = 7\%$ pour Portiques en béton armé avec un remplissage dense.

Donc : $\eta = 0,8819$.

R : Le coefficient de comportement global de la structure, Sa valeur unique est donnée par le tableau (4.3) de **RPA 99 v2003** [1] en fonction du système de contreventement.

On a choisi : R=5 (mixte portique/voiles avec interaction).

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

$$\text{Catégorie de site : site meuble } S_3 \Rightarrow \begin{cases} T1 = 0,15 \text{ sec.} \\ T2 = 0,50 \text{ sec.} \end{cases} \quad [1]$$

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 :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

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)**. [1]

Tableau IV.1 : Valeurs de pénalités.

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

$$Q//xx=1+(0.05+0.05+0.05+0+0+0)=1,15.$$

$$Q//yy=1+(0.05+0.05+0.05+0+0+0)=1,15.$$

b) Représentation graphique de spectre :

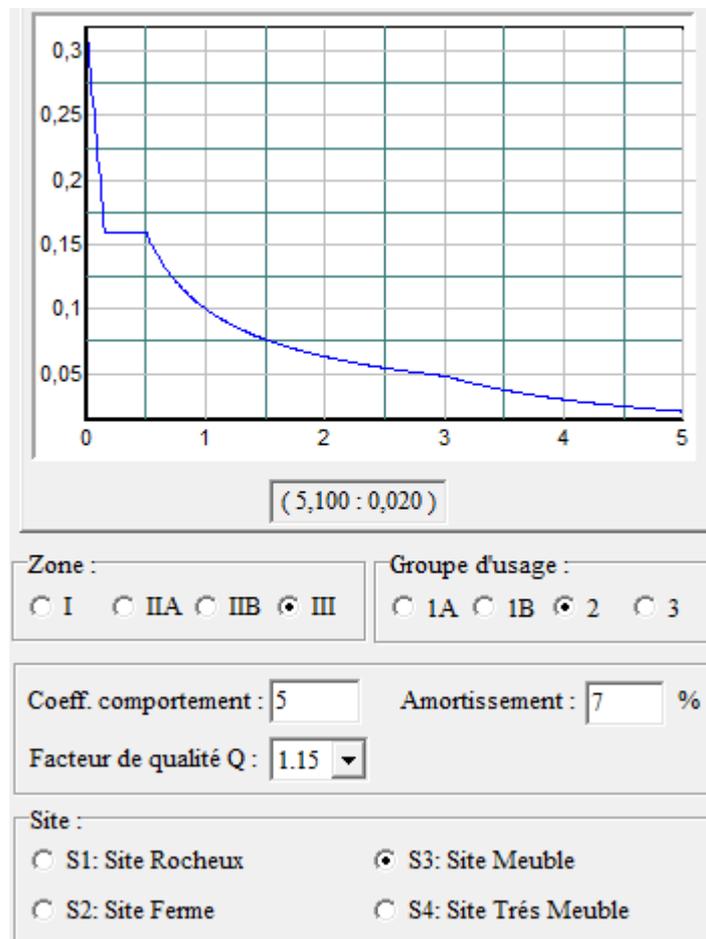


Figure IV.1 : Spectre de réponse.

c) 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 paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport : $\frac{0,8V}{V_t}$. [1]

d) Calcul de la force sismique par la méthode statistique équivalente [1]:

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

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

Avec :

$$A = 0,25$$

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).

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

On a:

$$\begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ sec.} \\ T_2 = 0,50 \text{ sec.} \end{cases}$$

$$\eta = 0,8819.$$

e) 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** [1] sont :

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

Avec :

$$C_T = 0,05.$$

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

$$h_N = 31,62 \text{ m.}$$

D : la dimension de bâtiment.

$$D_X = D_Y = 24,9 \text{ m.}$$

$$T = C_T (h_N)^{3/4} = 0,05 * (31,62)^{3/4} = 0,67 \text{ sec.}$$

$$T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} = 0,09 \frac{31,62}{\sqrt{24,9}} = 0,57 \text{ sec.}$$

$$\text{Tempirique} = \min (0,67 ; 0,57) = 0,57 \text{ sec.}$$

$$1,3 \text{Tempirique} = 0,74 \text{ sec.}$$

Le choix de la période pour le calcul du facteur d'amplification dynamique moyen est limité comme suit [6]:

$$T = \begin{cases} \text{Tanalytique} & \text{Si } T_{\text{analytique}} < 1,3 \text{Tempirique.} \\ 1,3 \text{Tempirique} & \text{Si } T_{\text{analytique}} \geq 1,3 \text{Tempirique.} \end{cases}$$

$$R = 5$$

$$Q_x = Q_y = 1,15$$

f) 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 page 40 des **RPA99 version 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$ [1]

$$\text{Avec : } \bar{\Delta} = 0,01 h_e$$

Où : h_e représente la hauteur de l'étage.

$$\text{Avec : } \begin{cases} \delta_K^x = R \delta_{eK}^x & \text{et } \delta_K^y = R \delta_{eK}^y \\ \Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x & \text{et } \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y \end{cases}$$

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).

δ_{eK}^x : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, δ_{eK}^y)

IV.6 Résultats de l'analyse sismique :

IV.6.1 Modèle initial :

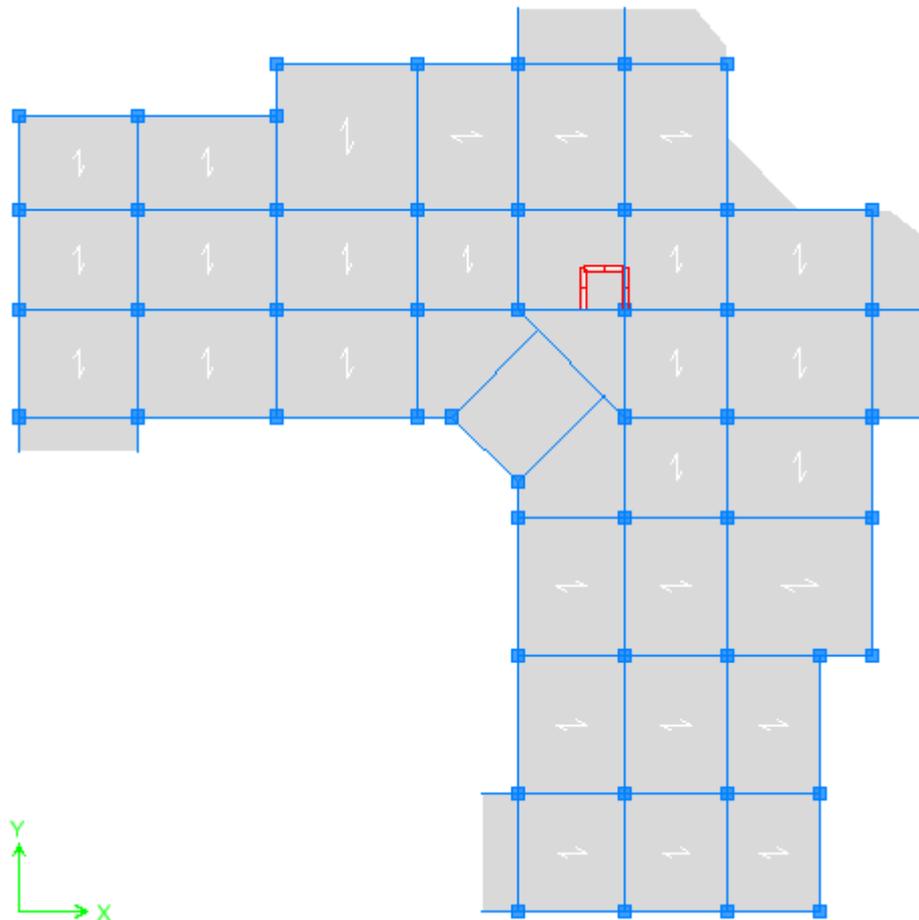


Figure IV.2 : Vue en plan du modèle initial.

Tableau IV.2 : Période et facteurs de participation massique du modèle initial.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	1,359292	25,637	2,8513	0	25,637	2,8513
2	1,310245	23,1656	55,8756	0	48,8026	58,727
3	1,281109	32,8337	22,6124	0	81,6363	81,3394
4	0,447499	2,5109	0,3575	0	84,1473	81,6969
5	0,421869	3,4768	7,0398	0	87,6241	88,7366
6	0,408009	4,8286	3,3814	0	92,4527	92,1181
7	0,258896	0,6117	0,0788	0	93,0644	92,1969
8	0,235896	1,3744	2,2846	0	94,4388	94,4815
9	0,225781	1,8441	1,4726	0	96,283	95,9541

Remarque :

Les résultats du tableau précédent correspondent à la structure comportant uniquement les voiles de la cage d'ascenseur.

a) Caractéristiques dynamiques propres du modèle initial :

L'analyse dynamique de la structure conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 1,36$ sec.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 6^{ème} mode.
- Le 1^{ère} mode est un mode de rotation.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à y-y.
- Le 3^{ème} mode est un mode de translation couplé.

Pour éviter le mode de torsion en 1er mode, on doit rigidifier la structure.

Les « *RPA99 version 2003* » rendent nécessaire l'introduction des voiles dans le système de contreventement.

IV.6.2 Modèle 1 avec voiles de contreventement :

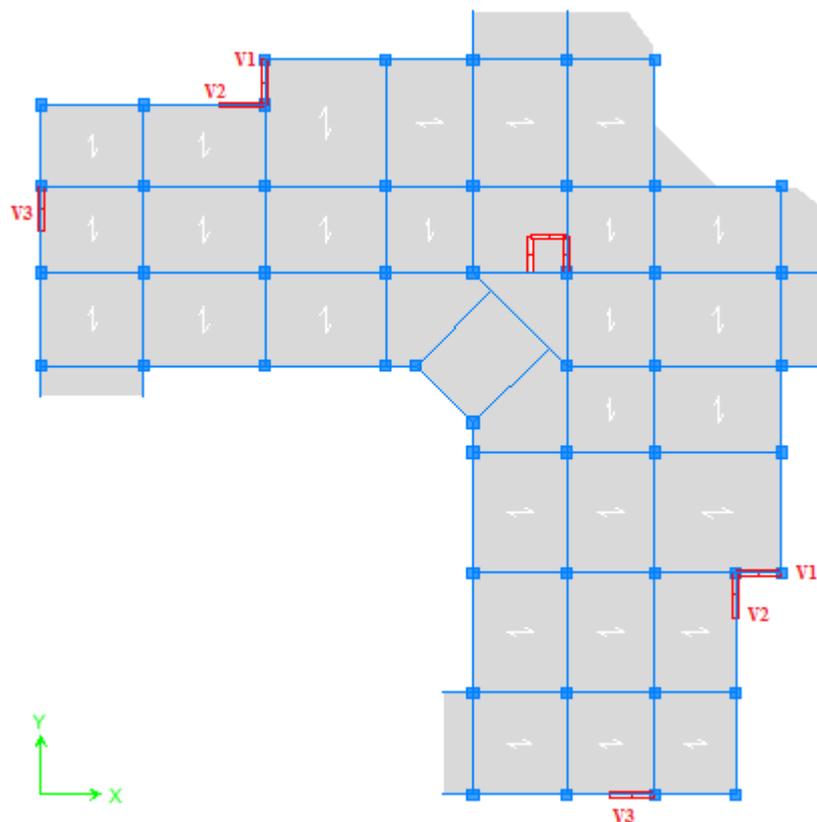


Figure IV.3 : Vue en plan du modèle 1 avec voiles de contreventement.

Tableau IV.3 : Caractéristiques des voiles.

Voiles	Longueur (m)	Epaisseur (cm)
V1	1,5	18
V2	1,5	18
V3	1,5	18

Tableau IV.4 : Période et facteurs de participation massique du modèle 1.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	1,212959	37,8908	36,7205	0	37,8908	36,7205
2	1,133824	39,0334	38,7852	0	76,9243	75,5057
3	0,996396	1,558	2,9176	0	78,4823	78,4233
4	0,377152	5,2304	5,2957	0	83,7127	83,719
5	0,342566	6,3572	5,9511	0	90,0698	89,67
6	0,295844	0,4237	0,7159	0	90,4935	90,3859
7	0,201364	1,995	2,0413	0	92,4885	92,4272
8	0,175525	2,5138	2,3199	0	95,0023	94,7471
9	0,148524	0,1764	0,2952	0	95,1787	95,0424

a) Caractéristiques dynamiques propres du modèle 1 :

L'analyse dynamique de la structure conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 1,21$ sec.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 6^{ème} mode.
- Le 1er mode est un mode de translation couplé.
- Le 2ème mode est un mode de translation couplé.
- Le 3ème mode est un mode de rotation.

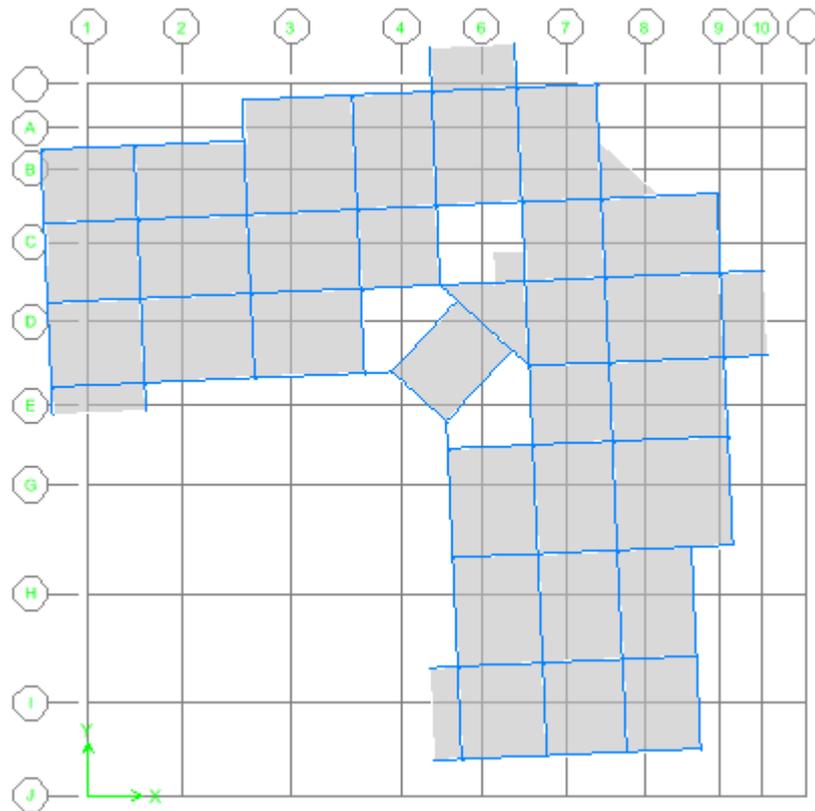


Figure IV.4 : Vue en plan du modèle 1 de 1^{ère} mode (translation couplé).

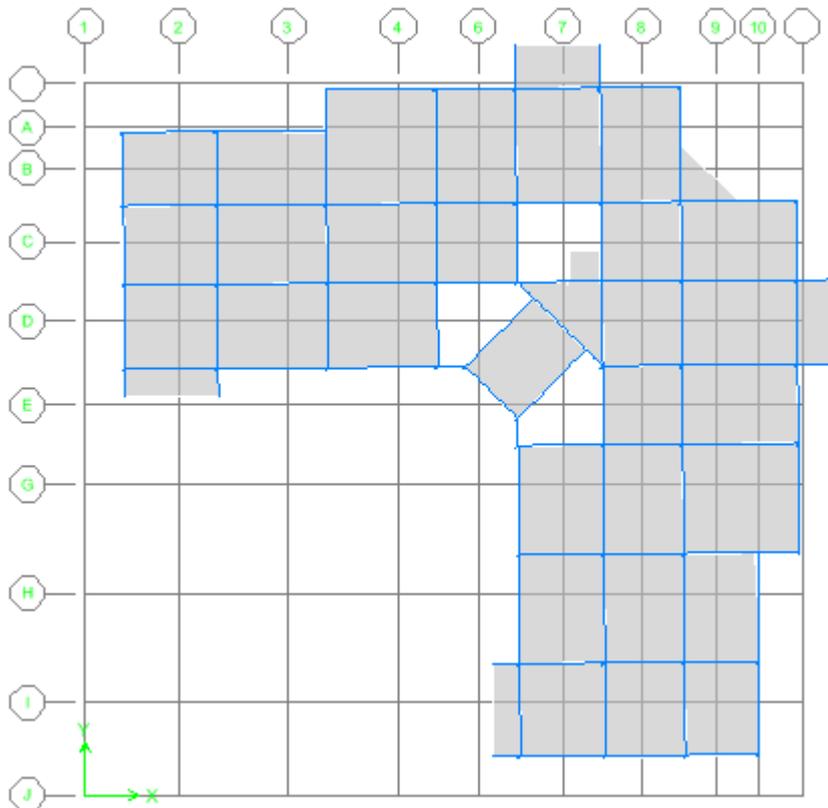


Figure IV.5 : Vue en plan du modèle 1 de 2^{ème} mode (translation couplé).

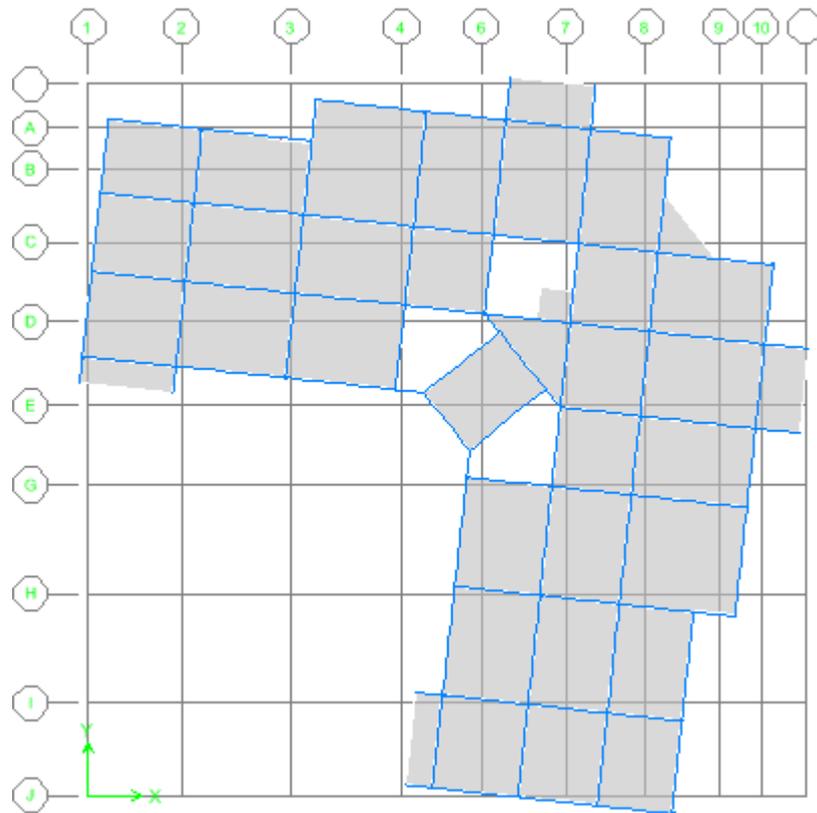


Figure IV.6 : Vue en plan du modèle 1 de 3^{ème} mode (rotation).

b) Résultantes des forces sismiques du modèle 1 :

Tanalytique = 1,21 sec (Résultats trouvés par le logiciel ETABS).

1,3 Tempirique = 0,74 sec.

Tanalytique = 1,21 sec > 1,3 Tempirique = 0,74 sec.

Donc : on prend T = 1,3 Tempirique 0,74 sec.

$$D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$D = 2,5 * 0,8819 * \left(\frac{0,50}{0,74}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,7.$$

W = 43258,52 KN (D'après logiciel ETABS).

$$V = \frac{0,25 * 1,7 * 1,15}{5} * 43258,52 = 4228,52 \text{ kN.}$$

D'après ETABS on a trouvé :

$$V_{X\text{dyn}} = 3136,99 \text{ kN} ; V_{Y\text{dyn}} = 3110,62 \text{ kN}$$

Donc:

$$V_{X\text{dyn}} = 3136,99 \text{ kN} < 0,8 * 4228,52 = 3382,82 \text{ kN.} \quad \text{C.N.V}$$

$$V_{Y\text{dyn}} = 3110,62 \text{ kN} < 0,8 * 4228,52 = 3382,82 \text{ kN.} \quad \text{C.N.V}$$

Il faut augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport suivant :

$$r_x = \frac{0,8V_{st}}{V_{xdyn}} = \frac{3382,82}{3136,99} = 1,079.$$

$$r_y = \frac{0,8V_{st}}{V_{ydyn}} = \frac{3382,82}{3110,62} = 1,088.$$

c) Vérification des déplacements latéraux inter étages du modèle 1 :

Tableau IV.5 : Vérification des déplacements inter étages sens x-x du modèle 1.

Niveaux	SENS X-X					Observation
	δ_{eK}^x (cm)	δ_K^x (cm)	δ_{K-1}^x (cm)	Δ_K^x (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	
Etage 9	4,17	20,85	19,7	1,15	3,06	Vérifiée
Etage 8	3,94	19,7	18,3	1,4	3,06	Vérifiée
Etage 7	3,66	18,3	16,5	1,8	3,06	Vérifiée
Etage 6	3,3	16,5	14,45	2,05	3,06	Vérifiée
Etage 5	2,89	14,45	12,1	2,35	3,06	Vérifiée
Etage 4	2,42	12,1	9,5	2,6	3,06	Vérifiée
Etage 3	1,9	9,5	6,8	2,7	3,06	Vérifiée
Etage 2	1,36	6,8	4,15	2,65	3,06	Vérifiée
Etage 1	0,83	4,15	1,75	2,4	3,06	Vérifiée
RDC	0,35	1,75	0	1,75	4,08	Vérifiée

Tableau IV.6 : Vérification des déplacements inter étages sens y-y du modèle 1.

Niveaux	SENS Y-Y					Observation
	δ_{eK}^y (cm)	δ_K^y (cm)	δ_{K-1}^y (cm)	Δ_K^y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	
Etage 9	4,16	20,8	19,65	1,15	3,06	Vérifiée
Etage 8	3,93	19,65	18,2	1,45	3,06	Vérifiée
Etage 7	3,64	18,2	16,45	1,75	3,06	Vérifiée
Etage 6	3,29	16,45	14,4	2,05	3,06	Vérifiée
Etage 5	2,88	14,4	12,05	2,35	3,06	Vérifiée
Etage 4	2,41	12,05	9,45	2,6	3,06	Vérifiée
Etage 3	1,89	9,45	6,75	2,7	3,06	Vérifiée
Etage 2	1,35	6,75	4,1	2,65	3,06	Vérifiée
Etage 1	0,82	4,1	1,75	2,35	3,06	Vérifiée
RDC	0,35	1,75	0	1,75	4,08	Vérifiée

d) Vérification de l'effort normal réduit du modèle 1 : (Art. 7.4.3.1.) [1]

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

Avec :

N_d : effort normal de compression sous sollicitations accidentelles.

B_c : section brute de l'élément.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (30 MPA).

On fait la vérification avec les combinaisons :

- G+Q+EX.
- G+Q+EY.

Tableau IV.7 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux du modèle 1.

Niveau	Nd (kN)	Bc (cm ²)	N	Observation	Section corrigée (cm ²)
Etage 9	129,52	35*35	0,04	< 0,3	/
Etage 8	243,14	35*35	0,07	< 0,3	/
Etage 7	393,42	35*35	0,11	< 0,3	/
Etage 6	553,1	35*35	0,15	< 0,3	/
Etage 5	719,68	35*35	0,2	< 0,3	/
Etage 4	892,74	35*35	0,24	< 0,3	/
Etage 3	1071,57	35*35	0,29	< 0,3	/
Etage 2	1254,97	35*35	0,34	> 0,3	40*40
Etage 1	1418,18	35*35	0,39	> 0,3	40*40
RDC	1586,79	40*40	0,33	> 0,3	45*45

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.

IV.6.3 Modèle 2 :

On va garder la même disposition des voiles avec les mêmes caractéristiques et on va augmenter la section des poteaux (RDC, 1ère et 2^{ème} étage).

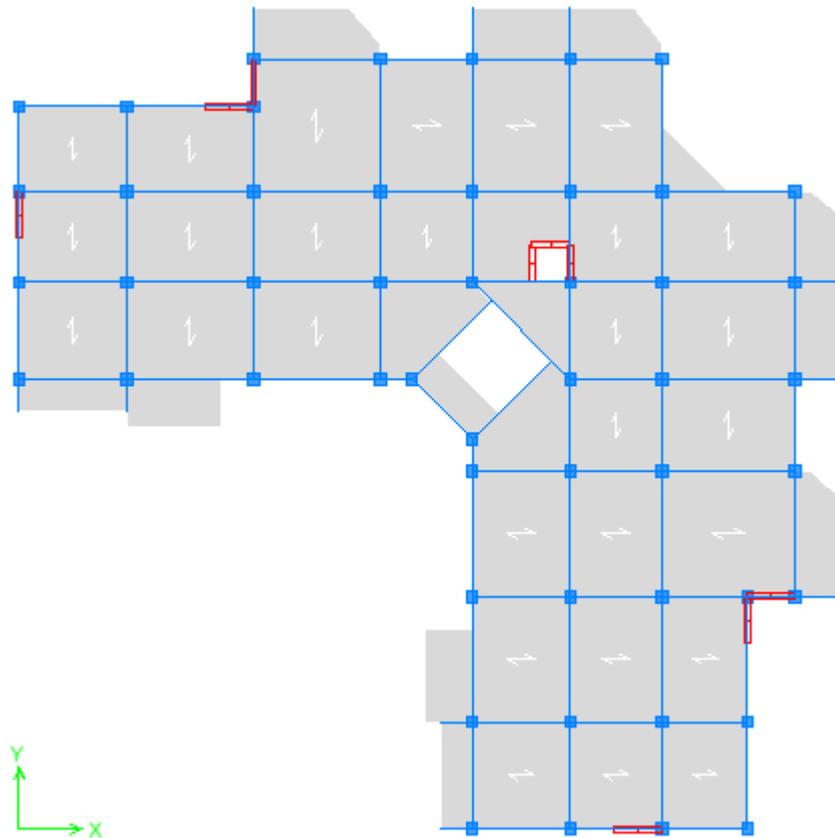


Figure IV.7 : Vue en plan du modèle 2.

Tableau IV.8 : Période et facteurs de participation massique du modèle 2.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	1,156869	37,2463	34,9773	0	37,2463	34,9773
2	1,085708	37,7101	38,5154	0	74,9564	73,4927
3	0,956382	1,8018	3,167	0	76,7582	76,6597
4	0,365353	5,6998	5,6583	0	82,458	82,3181
5	0,333167	6,7205	6,4076	0	89,1785	88,7256
6	0,288858	0,4768	0,786	0	89,6554	89,5116
7	0,197383	2,221	2,2527	0	91,8764	91,7643
8	0,172645	2,7204	2,5459	0	94,5968	94,3102
9	0,146501	0,1967	0,324	0	94,7934	94,6342

a) Caractéristiques dynamiques propres du modèle 2 :

L'analyse dynamique de la structure conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 1,16$ sec.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 7^{ème} mode.
- Le 1er mode est un mode de translation couplé.
- Le 2ème mode est un mode de translation couplé.
- Le 3ème mode est un mode de rotation.

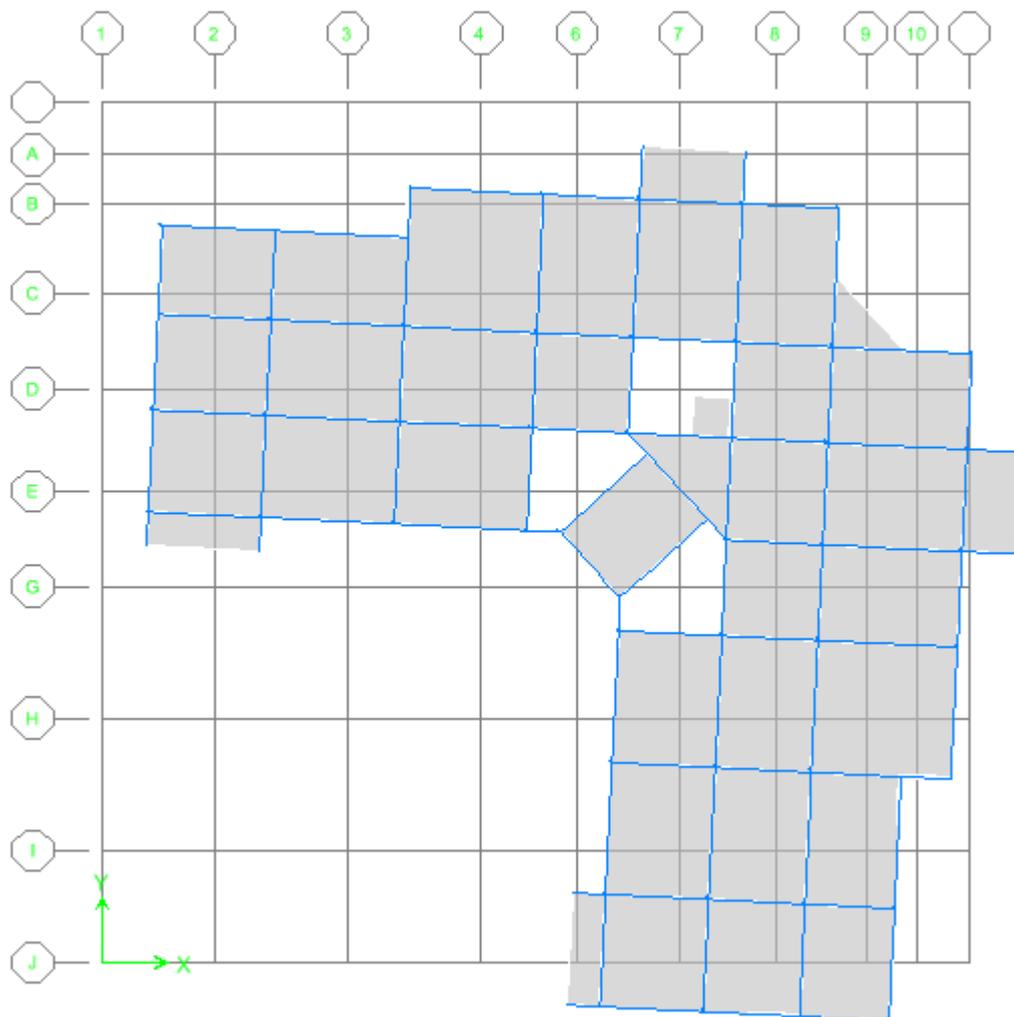


Figure IV.8 : Vue en plan du modèle 2 de 1^{ère} mode (translation couplé).

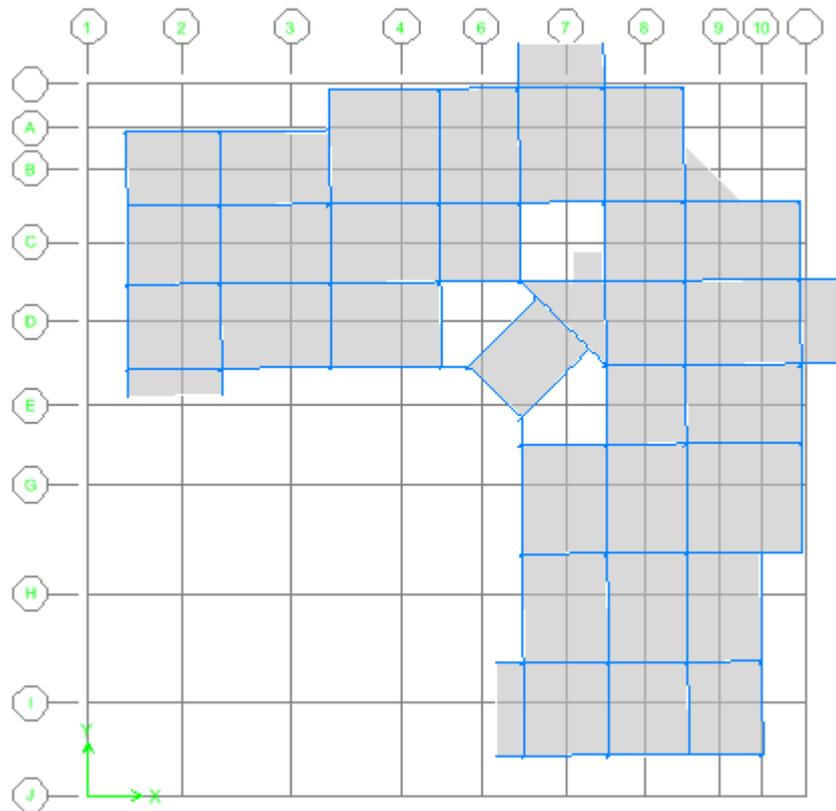


Figure IV.9 : Vue en plan du modèle 2 de 2^{ème} mode (translation couplé).

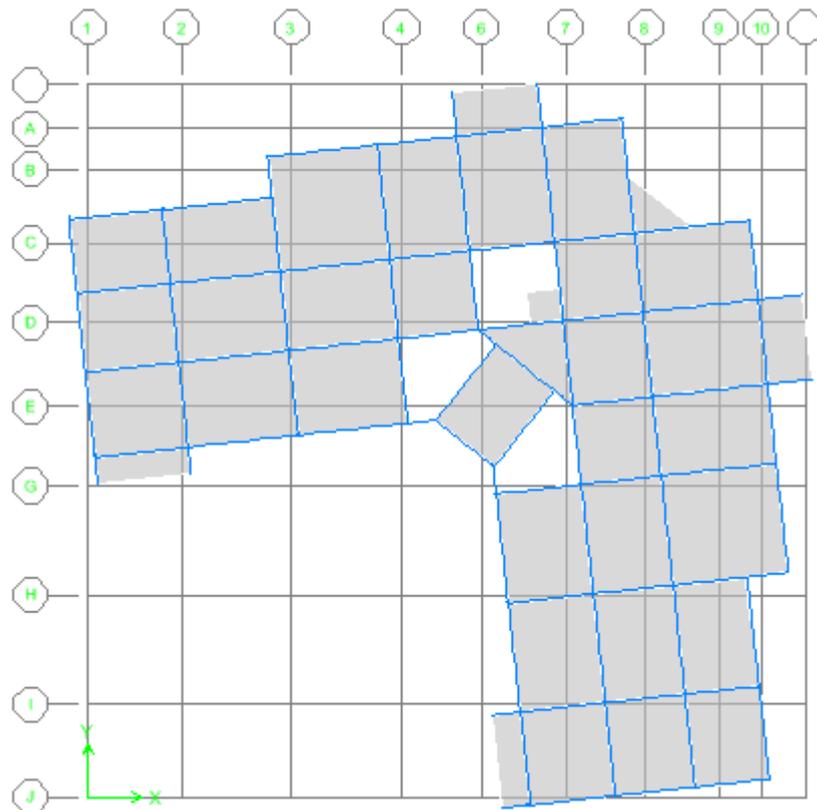


Figure IV.10 : Vue en plan du modèle 2 de 3^{ème} mode (rotation).

b) Résultantes des forces sismiques du modèle 2 :

Tanlytique = 1,16 sec (Résultats trouvés par le logiciel ETABS).

1,3 Tempirique = 0,74 sec.

Tanlytique = 1,16 sec > 1,3 Tempirique = 0,74 sec.

Donc : on prend T = 1,3 Tempirique = 0,74 sec.

$$D = 2,5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$D = 2,5 * 0,8819 * \left(\frac{0,50}{0,74}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,7.$$

W = 43718,9 kN (D'après logiciel ETABS).

$$V = \frac{0,25 * 1,7 * 1,15}{5} * 43718,9 = 4273,52 \text{ kN.}$$

D'après ETABS on a trouvé :

$$V_{X\text{dyn}} = 3453,23 \text{ kN} ; V_{Y\text{dyn}} = 3454,23 \text{ kN}$$

Donc:

$$V_{X\text{dyn}} = 3453,23 \text{ kN} > 0,8 * 4273,52 = 3418,82 \text{ kN.} \quad \text{C.V}$$

$$V_{Y\text{dyn}} = 3454,23 \text{ kN} > 0,8 * 4273,52 = 3418,82 \text{ kN.} \quad \text{C.V}$$

c) Vérification des déplacements latéraux inter étages du modèle 2 :

Tableau IV.9 : Vérification des déplacements inter étages sens x-x du modèle 2.

Niveaux	SENS X-X					Observation
	δ_{eK}^x (cm)	δ_K^x (cm)	δ_{K-1}^x (cm)	Δ_K^x (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	
Etage 9	3,97	19,85	18,7	1,15	3,06	Vérifiée
Etage 8	3,74	18,7	17,25	1,45	3,06	Vérifiée
Etage 7	3,45	17,25	15,5	1,75	3,06	Vérifiée
Etage 6	3,1	15,5	13,4	2,1	3,06	Vérifiée
Etage 5	2,68	13,4	11,05	2,35	3,06	Vérifiée
Etage 4	2,21	11,05	8,5	2,55	3,06	Vérifiée
Etage 3	1,7	8,5	5,9	2,6	3,06	Vérifiée
Etage 2	1,18	5,9	3,6	2,3	3,06	Vérifiée
Etage 1	0,72	3,6	1,55	2,05	3,06	Vérifiée
RDC	0,31	1,55	0	1,55	4,08	Vérifiée

Tableau IV.10 : Vérification des déplacements inter étages sens y-y du modèle 2.

Niveaux	SENS Y-Y					Observation
	δ_{eK}^y (cm)	δ_K^y (cm)	δ_{K-1}^y (cm)	Δ_K^y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	
Etage 9	3,95	19,75	18,6	1,15	3,06	Vérifiée
Etage 8	3,72	18,6	17,2	1,4	3,06	Vérifiée
Etage 7	3,44	17,2	15,4	1,8	3,06	Vérifiée
Etage 6	3,08	15,4	13,35	2,05	3,06	Vérifiée
Etage 5	2,67	13,35	11	2,35	3,06	Vérifiée
Etage 4	2,2	11	8,45	2,55	3,06	Vérifiée
Etage 3	1,69	8,45	5,9	2,55	3,06	Vérifiée
Etage 2	1,18	5,9	3,55	2,35	3,06	Vérifiée
Etage 1	0,71	3,55	1,5	2,05	3,06	Vérifiée
RDC	0,3	1,5	0	1,5	4,08	Vérifiée

d) Vérification de l'effort normal réduit du modèle 2 :**Tableau IV.11** : Vérification de l'effort normal pour les poteaux du modèle 2.

Niveau	Nd (kN)	Bc (cm ²)	N	Observation	Section corrigée (cm ²)
Etage 9	129,9	35*35	0,04	< 0,3	/
Etage 8	244,86	35*35	0,07	< 0,3	/
Etage 7	400,18	35*35	0,11	< 0,3	/
Etage 6	562,58	35*35	0,15	< 0,3	/
Etage 5	731,81	35*35	0,2	< 0,3	/
Etage 4	907,25	35*35	0,25	< 0,3	/
Etage 3	1087,56	35*35	0,3	>0,31	40*40
Etage 2	1276	40*40	0,27	< 0,3	/
Etage 1	1444,65	40*40	0,3	> 0,31	45*45
RDC	1618,57	45*45	0,27	< 0,3	/

IV.6.4 Modèle 3 :

On va garder la même disposition des voiles avec les mêmes caractéristiques et on va augmenter la section des poteaux (1ère et 3^{ème} étage).

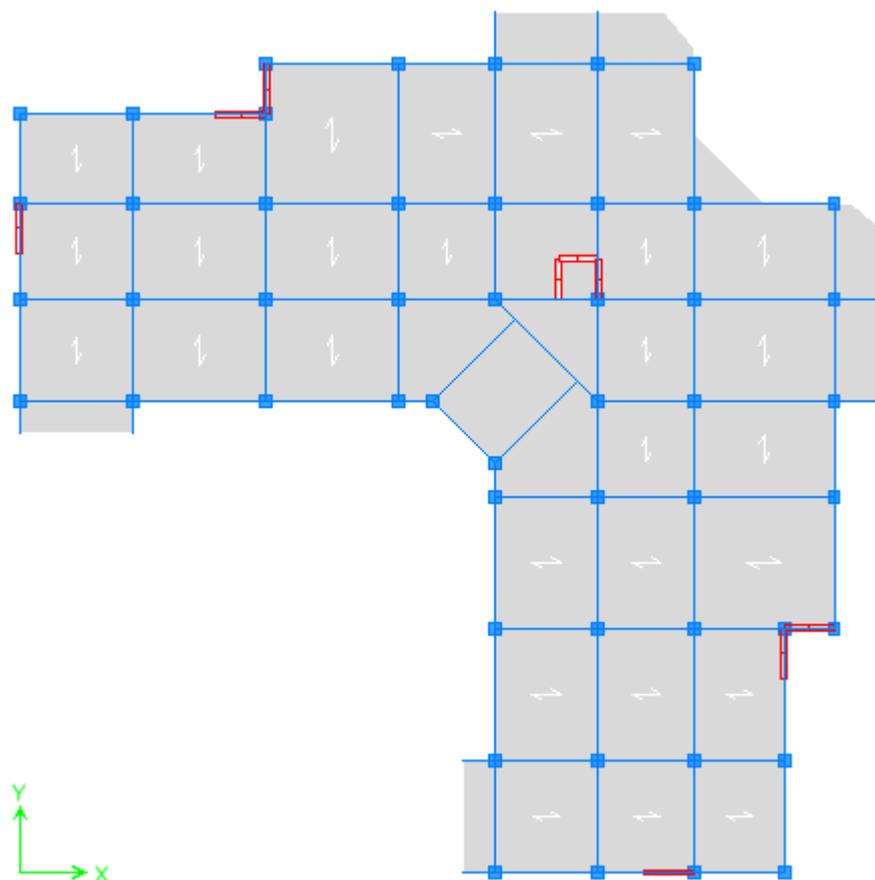


Figure IV.11 : Vue en plan du modèle 3.

Tableau IV.12 : Période et facteurs de participation massique du modèle 3.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	1,127486	37,3179	34,4285	0	37,3179	34,4285
2	1,060438	37,1662	38,6303	0	74,4841	73,0588
3	0,935299	1,8315	3,1386	0	76,3156	76,1974
4	0,362079	5,9835	5,8549	0	82,2991	82,0523
5	0,330362	6,92	6,6937	0	89,2191	88,746
6	0,286454	0,5066	0,8184	0	89,7257	89,5644
7	0,195409	2,2106	2,2294	0	91,9363	91,7938
8	0,171324	2,7001	2,5535	0	94,6365	94,3473
9	0,145458	0,2022	0,3277	0	94,8386	94,675

a) Caractéristiques dynamiques propres du modèle 3 :

L'analyse dynamique de la structure conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 1,13$ sec.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 7^{ème} mode.
- Le 1er mode est un mode de translation couplé.
- Le 2ème mode est un mode de translation couplé.
- Le 3ème mode est un mode de rotation.

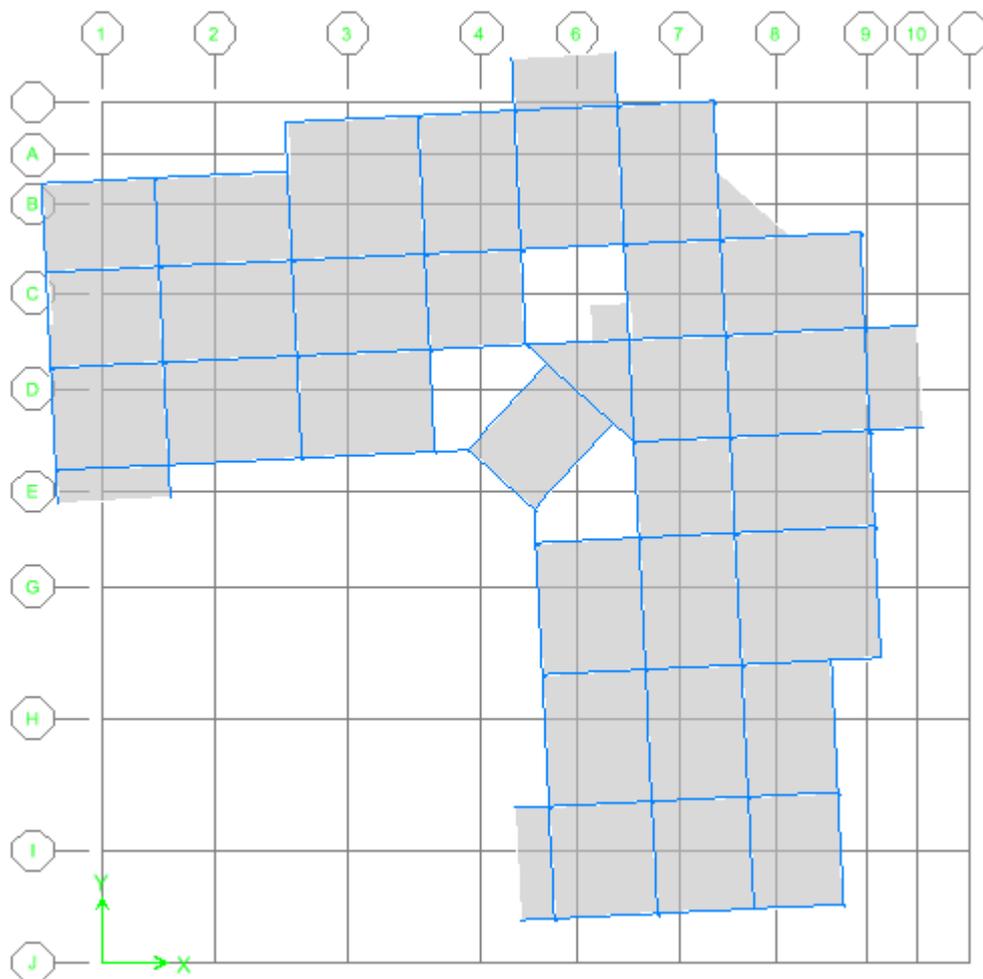


Figure IV.12 : Vue en plan du modèle 3 de 1^{ère} mode (translation couplé).

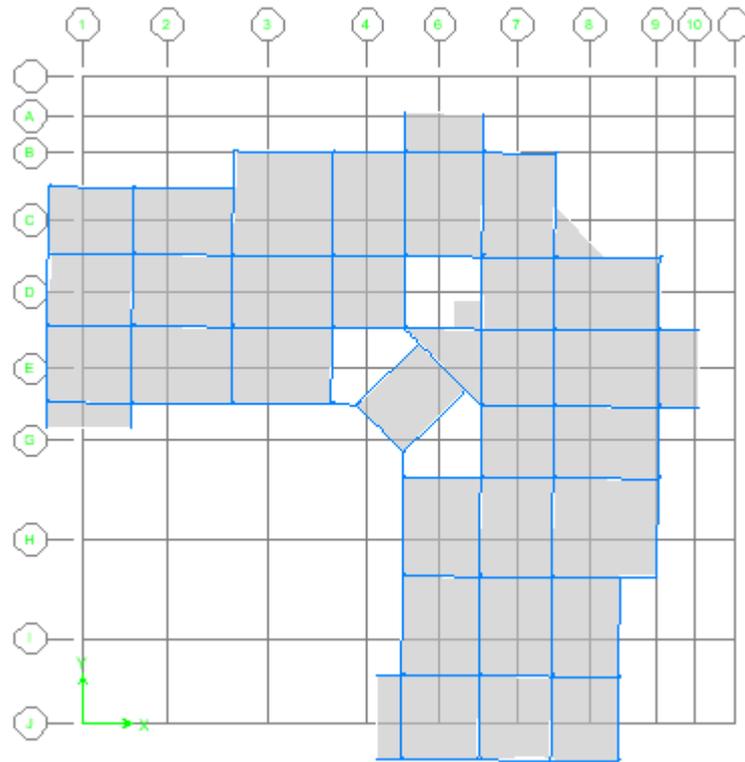


Figure IV.13 : Vue en plan du modèle 3 de 2^{ème} mode (translation couplé).

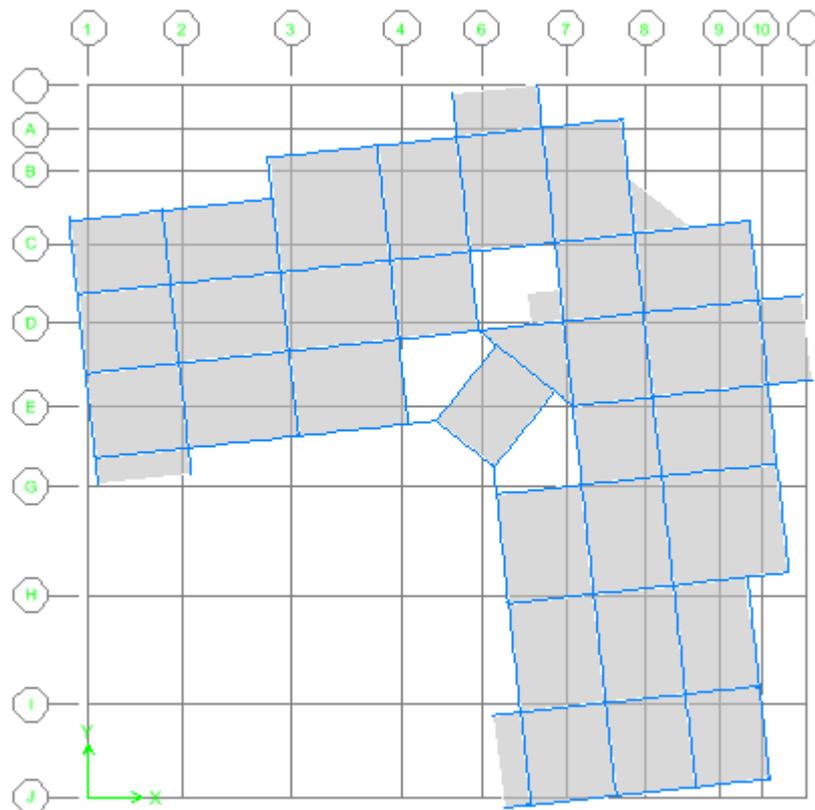


Figure IV.14 : Vue en plan du modèle 3 de 3^{ème} mode (rotation).

b) Résultantes des forces sismiques du modèle 3 :

Tanlytique = 1,13 sec (Résultats trouvés par le logiciel ETABS).

1,3 Tempirique = 0,74 sec.

Tanlytique = 1,13 sec > 1,3 Tempirique = 0,74 sec.

Donc : on prend T = 1,3 Tempirique = 0,74 sec.

$$D = 2,5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$D = 2,5 * 0,8819 * \left(\frac{0,50}{0,74}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,7.$$

W = 44024,9 kN (D'après logiciel ETABS).

$$V = \frac{0,25 * 1,7 * 1,15}{5} * 44024,9 = 4303,43 \text{ kN.}$$

D'après ETABS on a trouvé :

$$V_{X\text{dyn}} = 3533,48 \text{ kN} ; V_{Y\text{dyn}} = 3536 \text{ kN}$$

Donc:

$$V_{X\text{dyn}} = 3533,48 \text{ kN} > 0,8 * 4303,43 = 3442,75 \text{ kN.} \quad \text{C.V}$$

$$V_{Y\text{dyn}} = 3536 \text{ kN} > 0,8 * 4303,43 = 3442,75 \text{ kN.} \quad \text{C.V}$$

c) Vérification des déplacements latéraux inter étages du modèle 3 :

Tableau IV.13 : Vérification des déplacements inter étages sens x-x du modèle 3.

Niveaux	SENS X-X					Observation
	δ_{eK}^x (cm)	δ_K^x (cm)	δ_{K-1}^x (cm)	Δ_K^x (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	
Etage 9	3,89	19,45	18,25	1,2	3,06	Vérifiée
Etage 8	3,65	18,25	16,8	1,45	3,06	Vérifiée
Etage 7	3,36	16,8	15,05	1,75	3,06	Vérifiée
Etage 6	3,01	15,05	12,95	2,1	3,06	Vérifiée
Etage 5	2,59	12,95	10,6	2,35	3,06	Vérifiée
Etage 4	2,12	10,6	8,1	2,5	3,06	Vérifiée
Etage 3	1,62	8,1	5,75	2,35	3,06	Vérifiée
Etage 2	1,15	5,75	3,45	2,3	3,06	Vérifiée
Etage 1	0,69	3,45	1,55	1,9	3,06	Vérifiée
RDC	0,31	1,55	0	1,55	4,08	Vérifiée

Tableau IV.14 : Vérification des déplacements inter étages sens y-y du modèle 3.

Niveaux	SENS Y-Y					Observation
	δ_{eK}^y (cm)	δ_K^y (cm)	δ_{K-1}^y (cm)	Δ_K^y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	
Etage 9	3,87	19,35	18,2	1,15	3,06	Vérifiée
Etage 8	3,64	18,2	16,75	1,45	3,06	Vérifiée
Etage 7	3,35	16,75	14,95	1,8	3,06	Vérifiée
Etage 6	2,99	14,95	12,9	2,05	3,06	Vérifiée
Etage 5	2,58	12,9	10,55	2,35	3,06	Vérifiée
Etage 4	2,11	10,55	8,05	2,5	3,06	Vérifiée
Etage 3	1,61	8,05	5,65	2,4	3,06	Vérifiée
Etage 2	1,13	5,65	3,4	2,25	3,06	Vérifiée
Etage 1	0,68	3,4	1,5	1,9	3,06	Vérifiée
RDC	0,3	1,5	0	1,5	4,08	Vérifiée

d) Vérification de l'effort normal réduit du modèle 3 :**Tableau IV.15 :** Vérification de l'effort normal pour les poteaux du modèle 3.

Niveau	Nd (kN)	Bc (cm ²)	ν	Observation
Etage 9	129,98	35*35	0,04	< 0,3
Etage 8	247,23	35*35	0,07	< 0,3
Etage 7	404,11	35*35	0,11	< 0,3
Etage 6	568,14	35*35	0,15	< 0,3
Etage 5	738,92	35*35	0,2	< 0,3
Etage 4	915,37	35*35	0,25	< 0,3
Etage 3	1100,97	40*40	0,23	< 0,3
Etage 2	1290,9	40*40	0,27	< 0,3
Etage 1	1463,1	45*45	0,24	< 0,3
RDC	1638,75	45*45	0,27	< 0,3

e) **Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (les effets du second ordre) :**

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \text{ "RPA99 version 2003" [1].}$$

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "K".

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}).$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "K".

$$V_K = F_t + \sum_{i=K}^n F_i$$

Δ_K : Déplacement relatif du niveau "K" par rapport à "K-1".

h_K : Hauteur de l'étage "K".

- Si $0,10 < \theta_K \leq 0,20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_K)}$.
- Si $\theta_K > 0,20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Avec :

$$\begin{cases} F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7s \\ F_t = 0,07TV & \text{si } T > 0,7s \end{cases}$$

Les résultats obtenus sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.16 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens x-x.

Niveaux	SENS X-X					Observation
	h_K (cm)	P_K (kN)	V_K (kN)	Δ_K^x (cm)	θ_x	
Etage 9	306	4089,38	659,19	1,2	0,024	Vérifiée
Etage 8	306	8377,14	1254	1,45	0,032	Vérifiée
Etage 7	306	12664,91	1740,08	1,75	0,042	Vérifiée
Etage 6	306	16952,67	2149,1	2,1	0,054	Vérifiée
Etage 5	306	21240,44	2492,15	2,35	0,065	Vérifiée
Etage 4	306	25528,2	2790,15	2,5	0,075	Vérifiée
Etage 3	306	29959,4	3050,16	2,35	0,075	Vérifiée
Etage 2	306	34390,61	3266,44	2,3	0,079	Vérifiée
Etage 1	306	38931,45	3432,13	1,9	0,070	Vérifiée
RDC	408	44024,9	3533,48	1,55	0,047	Vérifiée

Tableau IV.17 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens y-y.

Niveaux	SENS Y-Y					Observation
	h_K (cm)	P_K (kN)	V_K (kN)	Δ_K^y (cm)	θ_y	
Etage 9	306	4089,38	658,97	1,15	0,023	Vérifiée
Etage 8	306	8377,14	1254	1,45	0,032	Vérifiée
Etage 7	306	12664,91	1741,87	1,8	0,043	Vérifiée
Etage 6	306	16952,67	2152,51	2,05	0,053	Vérifiée
Etage 5	306	21240,44	2496,84	2,35	0,065	Vérifiée
Etage 4	306	25528,2	2795,99	2,5	0,073	Vérifiée
Etage 3	306	29959,4	3056,29	2,4	0,077	Vérifiée
Etage 2	306	34390,61	3272,02	2,25	0,077	Vérifiée
Etage 1	306	38931,45	3436,68	1,9	0,070	Vérifiée
RDC	408	44024,9	3536	1,5	0,046	Vérifiée

f) Justification du coefficient de comportement :

Dans le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles (système 4.a) ainsi définie par « **RPA99 v 2003** » [1], Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales, et ils reprennent conjointement avec les portiques les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

❖ Justification des voiles sous charges verticales :

L'effort normal total à la base de la structure $P_{Tot} = 48855,42$ kN.

L'effort normal à la base repris par les voiles $P_{voiles} = 9592,59$ kN.

$$\frac{P_{voiles}}{P_{Tot}} = 19,63 \% < 20\%.$$

❖ Justification des portiques sous charges horizontales :**Tableau IV.18 :** Justification des portiques sous charges horizontales sens x-x.

Niveaux	SENS X-X				
	$V_{x_{portique}}$ (kN)	$V_{x_{Tot}}$ (kN)	Pourcentage (%)	Condition	Observation
Etage 9	607,085	659,19	92,09560218	$\geq 25\%$	Vérifiée
Etage 8	1010,201	1254	80,55829346	$\geq 25\%$	Vérifiée
Etage 7	1370,682	1740,08	78,77120592	$\geq 25\%$	Vérifiée
Etage 6	1630,288	2149,1	75,85910381	$\geq 25\%$	Vérifiée
Etage 5	1847,613	2492,15	74,13731116	$\geq 25\%$	Vérifiée
Etage 4	1881,994	2790,15	67,45135566	$\geq 25\%$	Vérifiée
Etage 3	2495,271	3050,16	81,80787237	$\geq 25\%$	Vérifiée
Etage 2	2249,655	3266,44	68,87176865	$\geq 25\%$	Vérifiée
Etage 1	2453,596	3432,13	71,48901702	$\geq 25\%$	Vérifiée
RDC	1604,855	3533,48	45,41853923	$\geq 25\%$	Vérifiée

Tableau IV.19 : Justification des portiques sous charges horizontales sens y-y.

Niveaux	SENS Y-Y				
	$V_{y_{portique}}$ (kN)	$V_{y_{Tot}}$ (kN)	Pourcentage (%)	Condition	Observation
Etage 9	610,53	658,97	92,64913425	$\geq 25\%$	Vérifiée
Etage 8	1050,887	1254	83,80279107	$\geq 25\%$	Vérifiée
Etage 7	1357,814	1741,87	77,95151188	$\geq 25\%$	Vérifiée
Etage 6	1619,431	2152,51	75,23454014	$\geq 25\%$	Vérifiée
Etage 5	1839,675	2496,84	73,68013169	$\geq 25\%$	Vérifiée
Etage 4	1873,381	2795,99	67,00242132	$\geq 25\%$	Vérifiée
Etage 3	2496,746	3056,29	81,69205147	$\geq 25\%$	Vérifiée
Etage 2	2240,355	3272,02	68,47008881	$\geq 25\%$	Vérifiée
Etage 1	2640,36	3436,68	76,82879989	$\geq 25\%$	Vérifiée
RDC	1620,73	3536	45,83512443	$\geq 25\%$	Vérifiée

CHAPITRE V :
FERRAILLAGE
DES ELEMENTS
RESISTANTS

V.1 Introduction générale :

Le ferrailage 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 :

- Poteaux.
- poutres.
- voiles.

V.2 Ferrailage des poteaux :

V.2.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations. Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M , N), compression "N", et à un moment fléchissant "M".

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC.
- Section partiellement comprimée SPC.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

a) Situation durable :

- Béton : $\gamma_b = 1,5$; $f_{c28} = 30$ MPa ; $\sigma_{bc} = 17$ MPa.
- Acier : $\gamma_s = 1,15$; Nuance FeE500 ; $\sigma_s = 434,78$ MPa.

b) Situation accidentelle :

- Béton : $\gamma_b = 1,15$; $f_{c28} = 30$ MPa ; $\sigma_{bc} = 22,17$ MPa.
- Acier : $\gamma_s = 1,00$; Nuance FeE500 ; $\sigma_s = 500$ MPa.

V.2.2 Combinaison d'action :

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

a) Selon CBA 93 [4]:

Situation durable :

- ELU : $1,35G + 1,5Q$.
- ELS : $G + Q$.

b) Selon RPA 99 [1]:

Situation accidentelle :

- $G + Q \pm E$.
- $0,8G \pm E$.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

- Effort normal maximal et le moment correspondant (N^{\max} , M^{corr}).
- Effort normal minimal et le moment correspondant (N^{\min} , M^{corr}).
- Le moment maximum et l'effort correspondant (M^{\max} , N^{corr}).

V.2.3 Recommandation selon RPA99/2003 [1]:

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 :

$$* 0,9\% < \frac{A_s}{B} < 3\% \text{ Zone courante (Z.C).}$$

$$* 0,9\% < \frac{A_s}{B} < 6\% \text{ Zone de recouvrement (Z.R).}$$

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 20 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'intérieur des zones nodales.

V.2.3 Méthode de calcul :

On utilise le logiciel de SOCOTEC pour le ferrailage des sections.

Les résultats des efforts et ferrailage des poteaux sont regroupés dans les tableaux suivants :

a) Situation durable :

❖ Combinaison : 1,35G+1,5Q.

- N^{\max} , M^{corr} :

Tableau V.1 : Ferrailages des poteaux en situation durable (N^{\max} , M^{corr}).

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\max} [kN]	M^{corr} [kN.m]	Sollicitation	A_s /face [cm ²]	A_s' /face [cm ²]	$A_{s, \min}$ RPA
RDC_1 ^{ère}	45*45	-1728,14	3,846	SEC	0	0	18,23
2 ^{ème} _3 ^{ème}	40*40	-1376,8	24,709	SEC	0	0	14,4
4 ^{ème} _9 ^{ème}	35*35	-1000,32	22,613	SEC	0	0	11,03

- N^{\min} , M^{corr} :

Tableau V.2 : Ferrailages des poteaux en situation durable (N^{\min} , M^{corr}).

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\min} [kN]	M^{corr} [kN.m]	Sollicitation	A_s /face [cm ²]	A_s' /face [cm ²]	$A_{s, \min}$ RPA
RDC_1 ^{ère}	45*45	-559,54	-7,167	SEC	0	0	18,23
2 ^{ème} _3 ^{ème}	40*40	-430,05	9,029	SEC	0	0	14,4
4 ^{ème} _9 ^{ème}	35*35	-53	19,321	SPC	0,78	0	11,03

- $M^{\max}, N^{\text{corr}}$:

Tableau V.3 : Ferrailages des poteaux en situation durable ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$).

Niveaux	Section [cm ²]	M^{\max} [kN.m]	N^{corr} [kN]	Sollicitation	A_s /face [cm ²]	A_s' /face [cm ²]	$A_{s, \min}$ RPA
RDC_1 ^{ère}	45*45	-35,524	-813,47	SEC	0	0	18,23
2 ^{ème} _3 ^{ème}	40*40	-35,821	-601,06	SEC	0	0	14,4
4 ^{ème} _9 ^{ème}	35*35	-49,211	-101	SPC	2,59	0	11,03

b) Situation accidentelle :

❖ Combinaison : G+Q±E.

- $N^{\max}, M^{\text{corr}}$:

Tableau V.4 : Ferrailages des poteaux en situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$).

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\max} [kN]	M^{corr} [kN.m]	Sollicitation	A_s /face [cm ²]	A_s' /face [cm ²]	$A_{s, \min}$ RPA
RDC_1 ^{ère}	45*45	-1638,75	-60,651	SEC	0	0	18,23
2 ^{ème} _3 ^{ème}	40*40	-1290,9	-29,506	SEC	0	0	14,4
4 ^{ème} _9 ^{ème}	35*35	-915,37	-28,269	SEC	0	0	11,03

- $N^{\min}, M^{\text{corr}}$:

Tableau V.5 : Ferrailages des poteaux en situation accidentelle ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$).

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\min} [kN]	M^{corr} [kN.m]	Sollicitation	A_s /face [cm ²]	A_s' /face [cm ²]	$A_{s, \min}$ RPA
RDC_1 ^{ère}	45*45	148,01	12,753	SEC	2,19	0,77	18,23
2 ^{ème} _3 ^{ème}	40*40	89,65	34,981	SPC	2,95	0	14,4
4 ^{ème} _9 ^{ème}	35*35	10,18	33,778	SPC	2,08	0	11,03

- $M^{\max}, N^{\text{corr}}$:

Tableau V.6 : Ferrailages des poteaux en situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$).

Niveaux	Section [cm ²]	M^{\max} [kN.m]	N^{corr} [kN]	Sollicitation	A_s /face [cm ²]	A_s' /face [cm ²]	$A_{s \min}$ RPA
RDC_1 ^{ère}	45*45	183,678	-252,91	SPC	7,05	0	18,23
2 ^{ème} _3 ^{ème}	40*40	153,057	-241,22	SPC	6,74	0	14,4
4 ^{ème} _9 ^{ème}	35*35	109,637	-219,08	SPC	5,38	0	11,03

❖ Combinaison : 0,8G±E.

- $N^{\max}, M^{\text{corr}}$:

Tableau V.7 : Ferrailages des poteaux en situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$).

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\max} [kN]	M^{corr} [kN.m]	Sollicitation	A_s /face [cm ²]	A_s' /face [cm ²]	$A_{s \min}$ RPA
RDC_1 ^{ère}	45*45	-1278,73	-79,869	SEC	0	0	18,23
2 ^{ème} _3 ^{ème}	40*40	-968,53	-34,096	SEC	0	0	14,4
4 ^{ème} _9 ^{ème}	35*35	-683,17	-26,403	SEC	0	0	11,03

- $N^{\min}, M^{\text{corr}}$:

Tableau V.8 : Ferrailages des poteaux en situation accidentelle ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$).

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\min} [kN]	M^{corr} [kN.m]	Sollicitation	A_s /face [cm ²]	A_s' /face [cm ²]	$A_{s \min}$ RPA
RDC_1 ^{ère}	45*45	310,48	42,669	SEC	5,48	0,73	18,23
2 ^{ème} _3 ^{ème}	40*40	188,69	36,075	SPC	4,1	0	14,4
4 ^{ème} _9 ^{ème}	35*35	84,06	34,755	SPC	3,16	0	11,03

- $M^{\max}, N^{\text{corr}}$:

Tableau V.9 : Ferrillages des poteaux en situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$).

Niveaux	Section [cm ²]	M^{\max} [kN.m]	N^{corr} [kN]	Sollicitation	A_s /face [cm ²]	A_s' /face [cm ²]	$A_{s \min}$ RPA
RDC-1 ^{ère}	45*45	183,096	-76,33	SPC	8,77	0	18,23
2 ^{ème} _3 ^{ème}	40*40	151,792	-111,04	SPC	7,9	0	14,4
4 ^{ème} _9 ^{ème}	35*35	107,552	-130,15	SPC	6,05	0	11,03

V.2.4 Choix des armatures :

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.10 : Choix des armatures des poteaux.

Niveaux	Sections (cm ²)	A_s /face [cm ²]	A_s^{\min} (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
RDC_1 ^{ère}	45*45	8,77	18,23	4T20+8T16	28,64
2 ^{ème} _3 ^{ème}	40*40	7,9	14,4	12T16	24,13
4 ^{ème} _9 ^{ème}	35*35	6,05	11,03	12T14	18,48

V.2.5 Vérification vis-à-vis l'état limite de service :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (Mser, Nser) (annexe, organigramme), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

- Béton : $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$.
- Acier :
 - Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.
 - Fissuration préjudiciable.... $\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, \text{Max}(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right)$.
 - Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e; 90 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right)$.

Avec : $\eta=1,6$ pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s = 250$ MPa.

❖ Combinaison : G+ Q.

- $N^{\max}, M^{\text{corr}}$:

Tableau V.11 : Vérification des contraintes pour les poteaux ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$).

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{ser}^{\max} (kN)	$M_{\text{ser}}^{\text{corr}}$ (kN.m)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC_1 ^{ère}	45*45	-1258,87	2,831	78,5	250	5,26	18	OK
2 ^{ème} _3 ^{ème}	40*40	-1002,83	17,784	90,6	250	6,27	18	OK
4 ^{ème} _9 ^{ème}	35*35	-728,89	16,302	91,9	250	6,44	18	OK

- $N^{\min}, M^{\text{corr}}$:

Tableau V.12 : Vérification des contraintes pour les poteaux ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$).

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{ser}^{\min} (kN)	$M_{\text{ser}}^{\text{corr}}$ (kN.m)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC_1 ^{ère}	45*45	-410,71	-5,255	28	250	1,92	18	OK
2 ^{ème} _3 ^{ème}	40*40	-315,62	6,592	29,3	250	2,04	18	OK
4 ^{ème} _9 ^{ème}	35*35	-38,94	14,142	23	250	2,03	18	OK

- $M^{\max}, N^{\text{corr}}$:

Tableau V.13 : Vérification des contraintes pour les poteaux ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$).

Niveaux	Sections (cm ²)	M_{ser}^{\max} (kN.m)	$N_{\text{ser}}^{\text{corr}}$ (kN)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC_1 ^{ère}	45*45	-25,669	-594,27	50,7	250	3,62	18	OK
2 ^{ème} _3 ^{ème}	40*40	-25,994	-439,14	54	250	3,94	18	OK
4 ^{ème} _9 ^{ème}	35*35	-35,819	-74,23	55,7	250	5,03	18	OK

V.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 :

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

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

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible $\bar{\tau}_u$ égale à :

- Selon le BAEL 91[2] :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,13 f_{c28}, 5 \text{MPa}) \dots\dots\dots \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10 f_{c28}, 4 \text{MPa}) \dots\dots\dots \text{Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

- Selon RPA99 ver.2003 [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 :

$$\lambda: \text{L'élancement du poteau} \left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right).$$

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Tableau V.14 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

Niveaux	Sections (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	λ	ρ _d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
RDC_1 ^{ère}	45*45	-22,77	0,125	6,35	0,075	2,25	3	OK
				4,76	0,040	1,2		
2 ^{ème} _3 ^{ème}	40*40	-24,35	0,17	5,36	0,075	2,25	3	OK
4 ^{ème} _9 ^{ème}	35*35	-34,63	0,314	6,12	0,075	2,25	3	OK

V.2.7 Ferrailage transversale des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **BAEL91 modifié 99** et celles du **RPA99 version 2003** ; elles sont données comme suit :

- Selon BAEL91 modifié 99 [2]:

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_t\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b: Largeur de la section droite.

h: Hauteur de la section droite.

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_e : 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.

$$\rho_a = 2,5 \dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \dots \text{si } \lambda_g < 5$$

λ_g : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t \leq 10\text{cm} \dots \text{Zone nodale (zone III).}$$

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l \right) \dots \text{Zone courante (zone III).}$$

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g : \text{L'élancement géométrique du poteau } \left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_c = 500 \text{ MPa}$

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau V.15 : Espacements maximales des poteaux selon RPA99

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	ϕ_l (mm)	S_t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC_1 ^{ère}	45*45	4T20+8T16	16	10	15
2 ^{ème} _ 3 ^{ème}	40*40	12T16	16	10	15
4 ^{ème} _ 9 ^{ème}	35*35	12T14	14	10	10

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau V.16 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	A _t ^{min} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC_1 ^{ère}	45*45	2,856	6,35	2,5	-	N	10	0,25	1,35	6T8	3,02
						C	15	0,38	2,03	6T8	3,02
		2,142	4,76	3,75	22,77	N	10	0,38	1,62	6T8	3,02
						C	15	0,57	2,43	6T8	3,02
2 ^{ème} _3 ^{ème}	40*40	2,142	5,36	2,5	-	N	10	0,3	1,2	4T8	2,01
						C	15	0,46	1,8	4T8	2,01
4 ^{ème} _9 ^{ème}	35*35	2,142	6,12	2,5	-	N	10	0,50	1,05	4T8	2,01
						C	10	0,74	1,58	4T8	2,01

V.2.8 Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50\phi_l$ en zone III.

Pour :

T20.....L_r=100cm.

T16.....L_r=80cm.

T14.....L_r=70 cm.

V.2.9 Ferrailage des poteaux de sous-sol :

Les poteaux de l'infrastructure sont supposés travailler à la compression simple, la section d'armature longitudinale sera donnée par :

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

Avec :

A_s : section d'acier minimale.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que :

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

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que :

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

N_u : Effort normal de compression simple pondéré.

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

Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau.

α : Coefficient de réduction en fonction de λ .

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

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \dots\dots\dots \text{Poteau carré.}$$

L_f : longueur de flambement, on prend $L_f = 0,7 L_0$.

i : rayon de giration de la section du béton seul $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.

f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours ($f_{c28} = 30 \text{ MPa}$).

f_e : contrainte limite élastique des aciers ($f_e = 500 \text{ MPa}$).

Br : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1 cm

d'épaisseur sur tout sa périphérie (poteau carré $Br = (a - 0,02)^2 \text{ [m}^2\text{]}$).

a) Calcul de l'effort normal pondéré :

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal.

$$Nu(\text{RDC}) = 1728,14 \text{ kN.}$$

- Poids du plancher = $12,25 * 5,95 = 72,89 \text{ kN.}$
- Poids du poteau = $(0,45)^2 * (4,08 - 0,4) * 25 = 18,63 \text{ kN.}$
- Poids du poutre principale = $(0,4 - 0,2) * 0,3 * 3,55 * 25 = 5,325 \text{ kN.}$
- Poids du poutre secondaire = $(0,4 - 0,2) * 0,3 * (3,15) * 25 = 4,725 \text{ kN.}$

$$G = 101,57 \text{ kN.}$$

Surcharge d'exploitation : $Q = 5 * 12,25 = 61,25 \text{ kN.}$

$$Nu1 = 1,35 G + 1,5Q = 229 \text{ kN.}$$

Donc l'effort normal revenant au poteau de sous-sol :

$$Nu_{(ss)} = Nu_{(RDC)} + Nu1 = 1957,14 \text{ kN.}$$

b) Calcul du ferrailage :

Le sous-sol est de section carrée $B = 45 * 45 \text{ cm}^2$.

- $i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 13 \text{ cm.}$
- $\lambda = \frac{0,7 * 4,08 * 10^2}{13} = 22 < 50.$
- $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{22}{35} \right)^2} = 0,79.$
- $Br = (45 - 2)^2 = 1849 \text{ cm}^2.$

D'où :

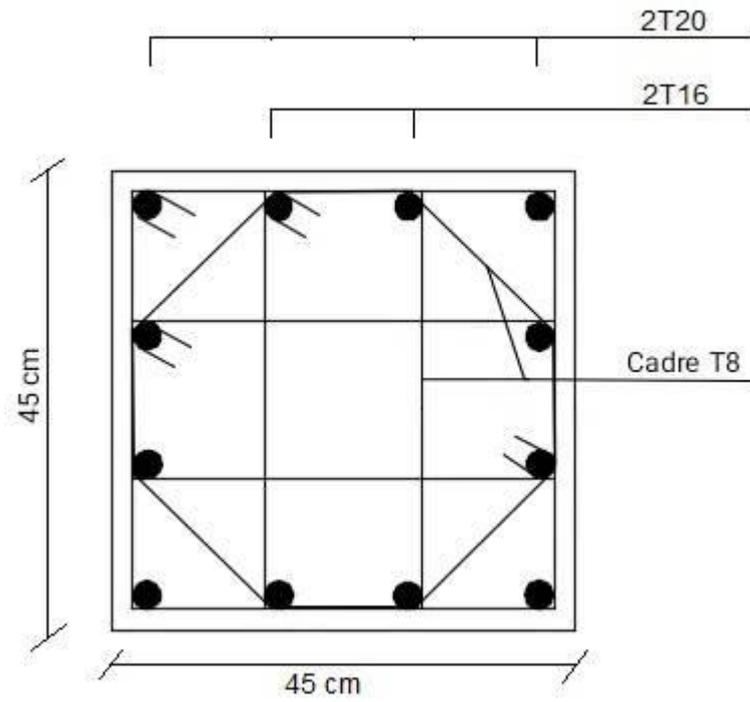
$$A_s \geq \left(\frac{1957,14 * 10^3}{0,79} - \frac{1849 * 10^2}{0,9} * \frac{30}{1,5} \right) \frac{1,15}{500} = 37,52 \text{ cm}^2.$$

La section des armatures calculé est inférieure à celle exigée par l'RPA99 v03

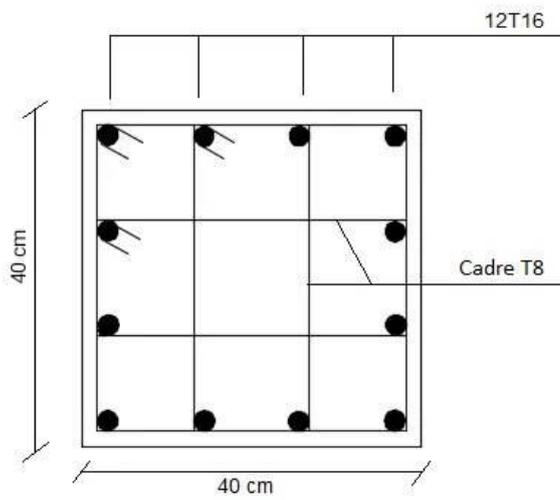
($A_{smin} = 18,23 \text{ cm}^2$), on va choisir la même section d'armature des poteaux du

RDC.

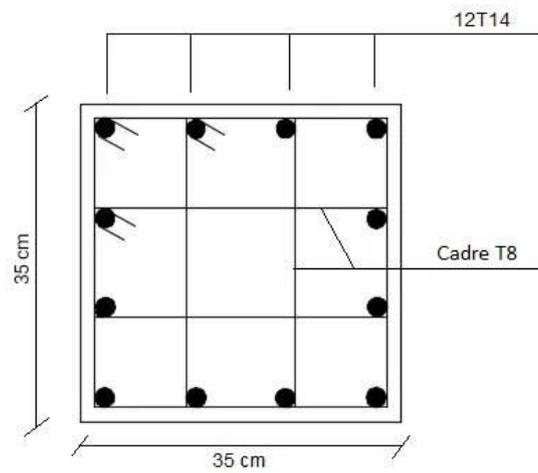
$$\text{Donc : } A_s = 4T20 + 8T16 = 28,64 \text{ cm}^2.$$



Poteau sous-sol , RDC et 1^{ère} étage.



Poteau 2^{ème} _3^{ème} étage.



Poteau 4^{ème} _9^{ème} étage.

Figure V.1 : Ferrailage des poteaux.

V.3 Ferrailage des poutres :

V.3.1 Introduction :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

On fait le calcul pour les situations suivantes :

a) Selon CBA 93 [4]:

Situation durable :

- ELU : $1,35G + 1,5Q$.
- ELS : $G + Q$.

b) Selon RPA 99[1] :

Situation accidentelle :

- $G+Q+E$.
- $0,8G+E$.

V.3.2 Recommandations selon RPA99 version 2003 [1]:

- 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° .

Les armatures longitudinales sont déterminées en tenant compte des deux situations suivantes:

a) Situation durable :

- Béton : $\gamma_b = 1,5$; $f_{c28} = 30$ MPa ; $\sigma_{bc} = 17$ MPa.
- Acier : $\gamma_s = 1,15$; Nuance FeE500 ; $\sigma_s = 434,78$ MPa.

b) Situation accidentelle :

- Béton : $\gamma_b = 1,15$; $f_{c28} = 30$ MPa ; $\sigma_{bc} = 22,17$ MPa.
- Acier : $\gamma_s = 1,00$; Nuance FeE500 ; $\sigma_s = 500$ MPa.

V.3.3 Calcul de ferrailage :

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par logiciel **ETABS**.

On a deux types de poutres :

- Sens porteur (poutre principale 30*40 cm²).
- Sens non porteur (poutre secondaire 30*40 cm²).

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

a) Sens porteur :

- ❖ Situation durable : 1,35G+1,5Q.

Tableau V.17 : Ferrailage des poutres porteuses 30×40 (situation durable).

Niveaux	Section [cm ²]	Position	M^{\max} [kN.m]	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]
Bureau	30*40	Travée	31,02	2,03	0
		Appui	-44,695	2,96	0
Habitation	30*40	Travée	56,615	3,79	0
		Appui	-75,117	5,12	0
Terrasse	30*40	Travée	46,446	3,08	0
		Appui	-64,394	4,34	0

❖ Situation accidentelle :

- G+Q+E.

Tableau V.18 : Ferrailage des poutres porteuses 30×40 (situation accidentelle).

Niveaux	Section [cm ²]	Position	M^{\max} [kN.m]	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]
Bureau	30*40	Travée	79,964	4,64	0
		Appui	-108,384	6,39	0
Habitation	30*40	Travée	106,682	6,29	0
		Appui	-149,893	9,08	0
Terrasse	30*40	Travée	33,275	1,88	0
		Appui	-76,224	4,41	0

- 0,8G+E.

Tableau V.19 : Ferrailage des poutres porteuses 30×40 (situation accidentelle).

Niveaux	Section [cm ²]	Position	M^{\max} [kN.m]	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]
Bureau	30*40	Travée	85,465	4,97	0
		Appui	-102,883	6,05	0
Habitation	30*40	Travée	110,563	6,53	0
		Appui	-141,046	8,49	0
Terrasse	30*40	Travée	29,817	1,68	0
		Appui	-64,538	3,71	0

b) Sens non porteur :

❖ Situation durable : 1,35G+1,5Q.

Tableau V.20 : Ferrailage des poutres non porteuses 30×40 (situation durable).

Niveaux	Section [cm ²]	Position	M^{\max} [kN.m]	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]
Bureau	30*40	Travée	21,665	1,41	0
		Appui	-16,868	1,09	0
Habitation	30*40	Travée	56,615	3,79	0
		Appui	-70,352	4,77	0
Terrasse	30*40	Travée	46,446	3,08	0
		Appui	-64,394	4,34	0

❖ Situation accidentelle :

- G+Q+E.

Tableau V.21 : Ferrailage des poutres non porteuses 30×40 (situation accidentelle).

Niveaux	Section [cm ²]	Position	M^{\max} [kN.m]	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]
Bureau	30*40	Travée	88,366	5,15	0
		Appui	-100,301	5,89	0
Habitation	30*40	Travée	118,603	7,04	0
		Appui	-150,662	9,13	0
Terrasse	30*40	Travée	51,937	2,97	0
		Appui	-86,96	5,07	0

- 0,8G+E.

Tableau V.22 : Ferrailage des poutres non porteuses 30×40 (situation accidentelle).

Niveaux	Section [cm ²]	Position	M^{\max} [kN.m]	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]
Bureau	30*40	Travée	90,212	5,26	0
		Appui	-98,132	5,75	0
Habitation	30*40	Travée	122,265	7,28	0
		Appui	-140,534	8,46	0
Terrasse	30*40	Travée	40,195	2,28	0
		Appui	-71,045	4,1	0

V.3.4 Choix des armatures :

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

Tableau V.23 : Choix des armatures pour les poutres porteuses 30×40.

Niveaux	Section [cm ²]	Position	M^{\max} [kN.m]	A_s^{\max} (Z.C) (cm ²)	A_s^{\max} (Z.R) (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	$A_s^{\text{adopté}}$ (cm ²)
Bureau	30*40	Travée	85,465	48	72	6	4,97	6T12	6,79
		Appui	-108,384				6,39	6T12	6,79
Habitation	30*40	Travée	110,563	48	72	6	6,53	6T12	6,79
		Appui	-149,893				9,08	6T14	9,24
Terrasse	30*40	Travée	46,446	48	72	6	3,08	6T12	6,79
		Appui	-76,224				4,41	6T12	6,79

Tableau V.24 : Choix des armatures pour les poutres non porteuses 30×40.

Niveaux	Section [cm ²]	Position	M ^{max} [kN.m]	A _s ^{max} (Z.C) (cm ²)	A _s ^{max} (Z.R) (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adopté} (cm ²)
Bureau	30*40	Travée	90,212	48	72	6	5,26	6T12	6,79
		Appui	-100,301				5,89	6T12	6,79
Habitation	30*40	Travée	122,265	48	72	6	7,28	5T14	7,70
		Appui	-150,662				9,13	6T14	9,24
Terrasse	30*40	Travée	51,937	48	72	6	2,97	6T12	6,79
		Appui	-86,96				5,07	6T12	6,79

V.3.5 Condition de non fragilité :

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

Avec :

$$f_{t28} = 2.4 \text{ MPa} \quad ; \quad f_e = 500 \text{ MPa.}$$

Tableau V.25 : Vérification de la condition de non fragilité.

Section (cm ²)	A _s ^{choisi} _(min) (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Vérification
Poutre porteuse (30*40)	6,79	1,2	Vérifiée
Poutre non porteuse (30*40)	6,79	1,2	Vérifiée

V.3.6 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}, N_{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

- Béton :

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa.}$$

- Acier :

La fissuration est considérée préjudiciable.

- Fissuration préjudiciable... $\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e, \text{Max}(0,5 f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right)$.

Où : $\eta = 1,60$ pour les aciers à HA.

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_b = 18 \text{MPa}. \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 250 \text{MPa}. \end{cases}$$

a) Sens porteur (30*40) :

Tableau V.26 : Vérification des poutres porteuses à l'ELS.

Niveaux	Position	M _{ser} (kN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Bureau	Travée	22,263	3,31	18	32,7	250	OK
	Appui	-30,41	4,52		44,7		
Habitation	Travée	22,608	3,24	18	31,6	250	OK
	Appui	-48,429	6,5		68,3		
Terrasse	Travée	27,31	4,06	18	40,2	250	OK
	Appui	-38,213	5,68		56,2		

b) Sens non porteur (30*40) :

Tableau V.27 : Vérification des poutres non porteuses à l'ELS.

Niveaux	Position	M _{ser} (kN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Bureau	Travée	15,801	2,35	18	23,2	250	OK
	Appui	-12,287	1,83		18,1		
Habitation	Travée	33,71	5,56	18	40,6	250	OK
	Appui	-46,788	6,28		65,9		
Terrasse	Travée	41,08	6,1	18	60,4	250	OK
	Appui	-51,098	7,59		75,1		

V.3.7 Vérification thermique :

Le règlement CBA93 [4] 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 :

$$\sigma = E \cdot \zeta \dots\dots\dots(4)$$

On remplace les paramètres de l'équation (3) dans l'équation (4) on obtient :

$$\sigma = E \cdot \alpha \cdot \Delta T \dots\dots\dots(5)$$

Avec :

L : Variation de la longueur de l'élément.

ΔT : Variation de la température ($\Delta T=20c^\circ$).

α : Coefficient de dilatation thermique ($\alpha=10^{-5}$)

l_0 : Longueur de la poutre.

σ : Contrainte thermique.

E : Module de Young (E=34179,55 MPa).

Donc : $\sigma=34179,55 \times 10^{-5} \times 20=6,84$ MPa

- La fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \sigma \leq \bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa} \end{cases}$$

Tableau V.28 : Vérification thermique des poutres de rive à l'ELS.

Niveaux	Position	M _{ser} (kN.m)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s (MPa)	σ (MPa)	σ _s + σ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Poutre Porteuse	Travée	22,61	3,36	18	33,2	6,84	40,04	250	OK
	Appui	-48,43	8,46		64,6	6,84	71,44		
Poutre non porteuse	Travée	16,47	2,45	18	24,2	6,84	31,04	250	OK
	Appui	-20,26	3,54		27	6,84	33,84		

V.3.8 Vérification vis-à-vis l'effort tranchant :

a) Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3\text{MPa}$. (Fissuration préjudiciable).

❖ Sens porteur (30*40) :

Tableau V.29 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens porteur.

Niveaux	Section (cm ²)	T _{u max} (kN)	τ _u (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
Bureau	30*40	-79,66	0,74	3	OK
Habitation	30*40	-81,48	0,75	3	OK
Terrasse	30*40	-84,35	0,78	3	OK

❖ Sens non porteur (30*40) :

Tableau V.30 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens non porteur.

Niveaux	Section (cm ²)	T _{u max} (kN)	τ _u (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
Bureau	30*40	-39,98	0,37	3	OK
Habitation	30*40	58,79	0,54	3	OK
Terrasse	30*40	51,92	0,48	3	OK

V.3.9 Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE00 (f_e=500MPa).

- Selon le BAEL 91 modifié 99 [2]:

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad K = 1 \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

- Selon le RPA 99 version 2003 [1]:

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots \text{Zononodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots \text{Zoncourante} \end{array} \right.$$

$$\text{Avec : } \phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right) = 1,14.$$

On prend : Ø_t = 8mm.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.31 : Calcul des armatures transversales.

Sens	Section (cm ²)	T _{u max} (kN)	τ _u (MPa)	BAEL 91	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t (cm ²)	Choix
				S _t (cm)	S _t (cm) ZC	S _t (cm) ZN	ZC	ZN		
Porteur	30*40	-84,35	0,78	32,4	20	10	20	10	1,8	4T8
Non porteur	30*40	58,79	0,54	32,4	20	10	20	10	1,8	4T8

V.3.10 Recouvrement des armatures longitudinales :

L_r = 50∅ (zone III) : Longueur de recouvrement.

On a :

∅=14mm.....L_r=70cm.

∅=12mm.....L_r=60cm.

V.3.11 Arrêt de barres :

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

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=Max (L_{gauche} ; L_{droite}).

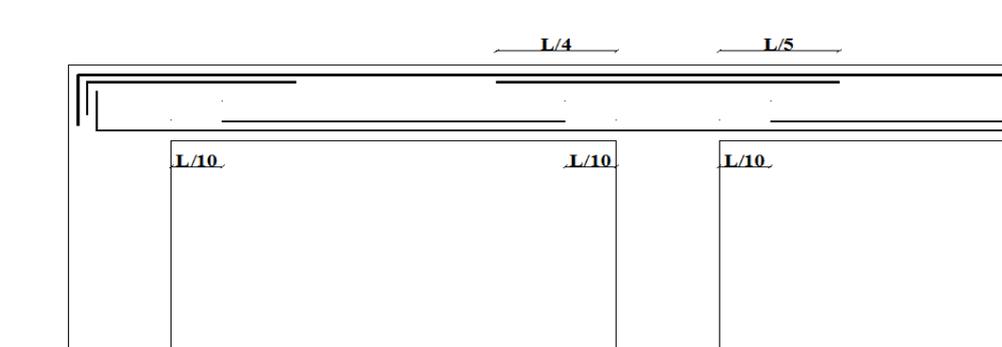


Figure V.2 : Arrêt des barres.

V.3.12 Vérification de la flèche :

Calcul de la flèche par le logiciel (SOCOTEC).

a) Poutre porteuse (30*40) :**Tableau V.32 :** Moment fléchissant et section d'armatures de poutre porteuse.

Moment dû aux charges permanentes totales	$M_g = 23,91 \text{ kN.m}$
Moment dû aux charges permanentes et charges d'exploitation	$M_p = 27,31 \text{ kN.m}$
Section d'armatures tendues	$A_{st} = 6,79 \text{ cm}^2$
Section d'armatures comprimées	$A_{sc} = 3,39 \text{ cm}^2$

Résultats : Flèches		calculée	limite
flèche totale :	Δf_t	2,379 mm	8,4 mm
flèche due aux charges permanentes :	f_{gv}	2,109 mm	
flèche due aux charges totales :	f_{gq}	2,379 mm	

Figure V.3 : résultats de flèches poutre porteuse.**b) Poutre non porteuse (30*40) :****Tableau V.33 :** Moment fléchissant et section d'armatures de poutre non porteuse.

Moment dû aux charges permanentes totales	$M_g = 9,85 \text{ kN.m}$
Moment dû aux charges permanentes et charges d'exploitation	$M_p = 41,08 \text{ kN.m}$
Section d'armatures tendues	$A_{st} = 6,79 \text{ cm}^2$
Section d'armatures comprimées	$A_{sc} = 3,39 \text{ cm}^2$

Résultats : Flèches		calculée	limite
flèche totale :	Δf_t	1,368 mm	5,8 mm
flèche due aux charges permanentes :	f_{gv}	0,322 mm	
flèche due aux charges totales :	f_{gq}	1,368 mm	

Figure V.4 : résultats de flèches poutre non porteuse.

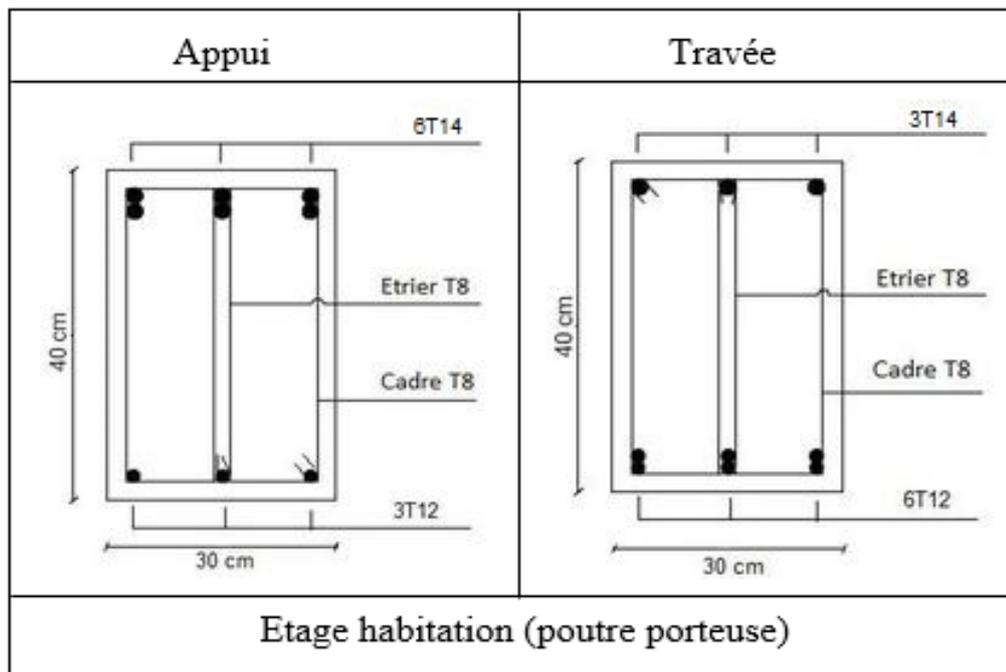
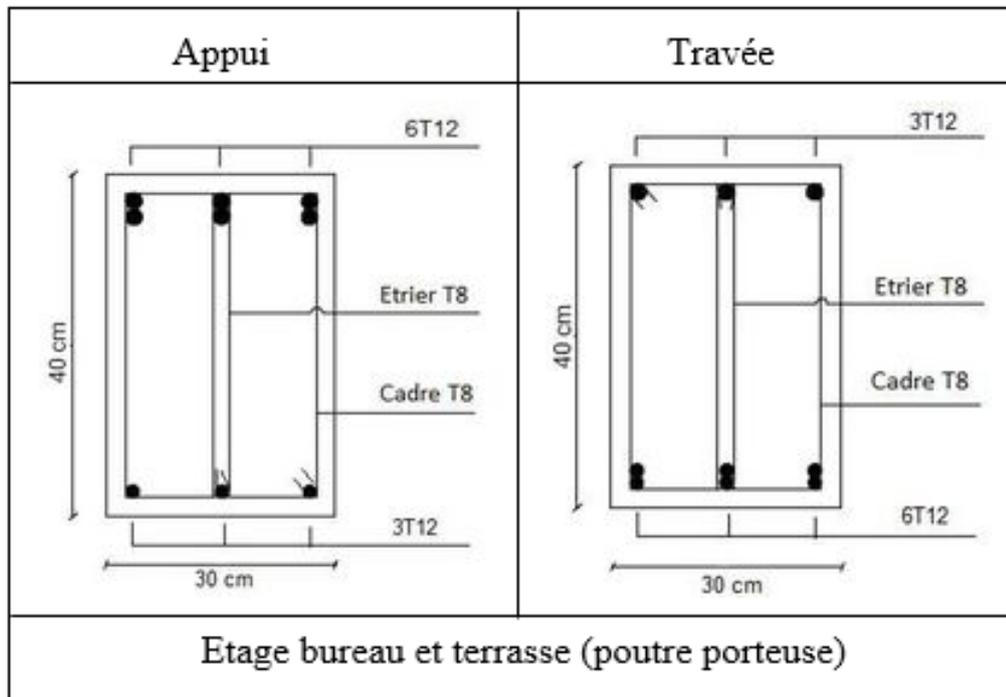


Figure V.5 : Ferrailage des poutres porteuses.

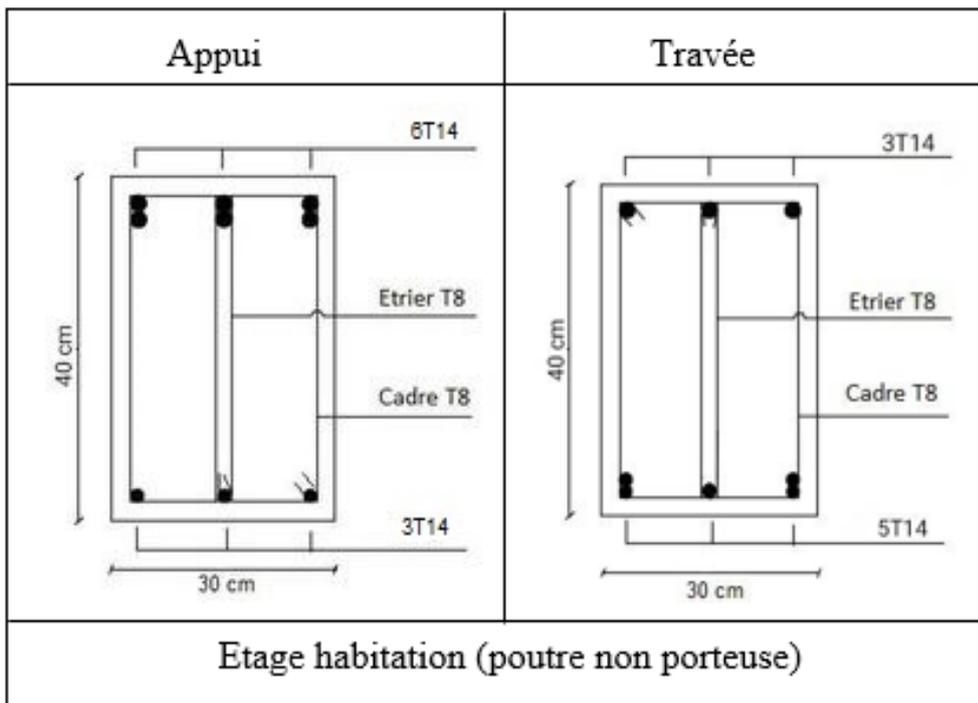
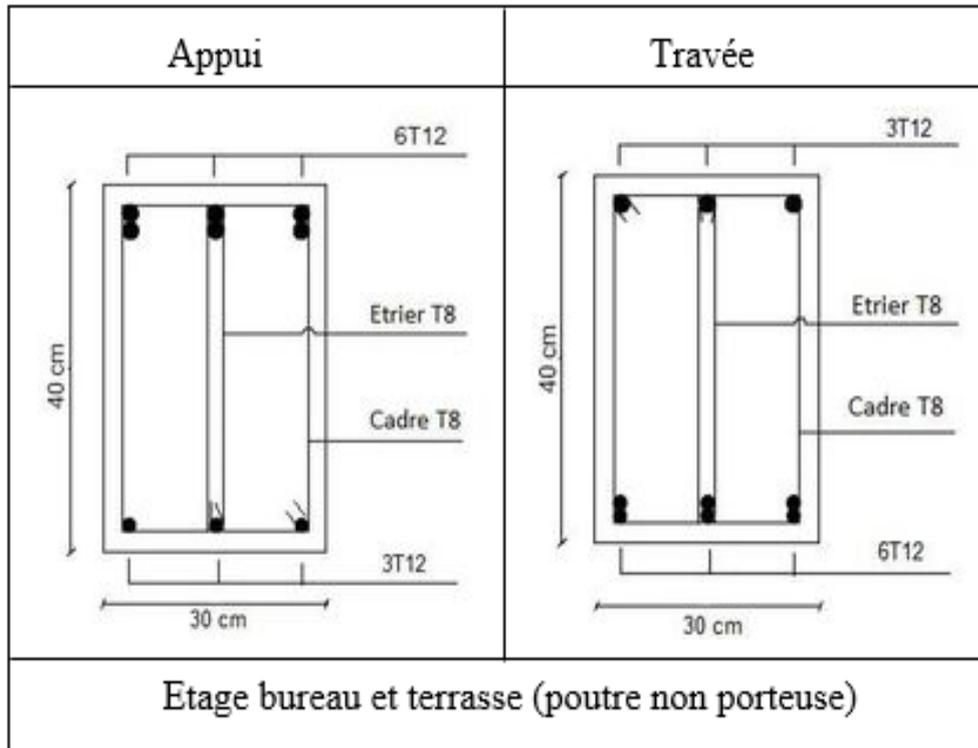


Figure V.6 : Ferrailage des poutres non porteuses.

V.4 Ferrailage des voiles :

V.4.1 Généralité :

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction. Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs. On utilise les voiles dans tous les bâtiments quelle que soit leurs destination (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels...).

V.4.2 Le système de contreventement :

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique). Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique) ; ce système de contreventement est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structures qui obéissent à des lois de comportement différentes. de l'interaction portique – voiles, naissent des forces qui peuvent changer de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacements Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure :

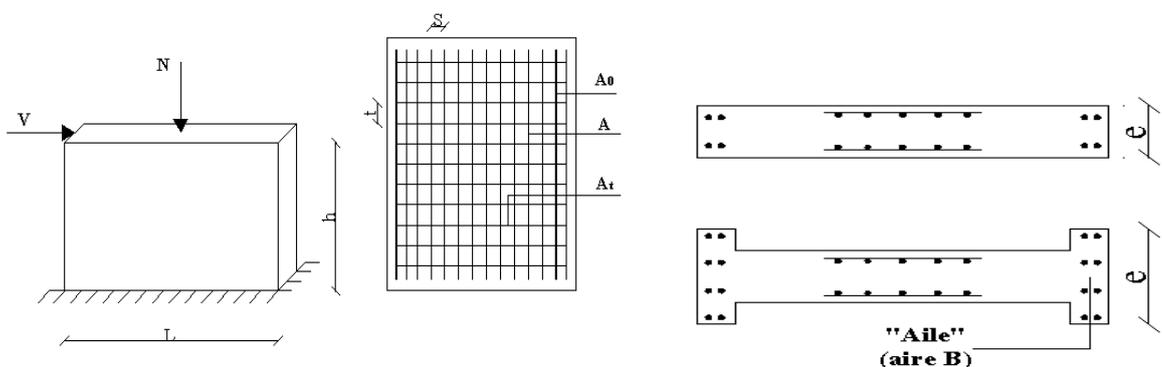


Figure V.7 : Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.

V.4.3 Calcul :

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

a) Principe de calcul :

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal suivant le cas le plus défavorable.

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le Règles parasismique Algérienne **RPA99 version 2003**[1] ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

V.4.4 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 : $r \geq 3a$

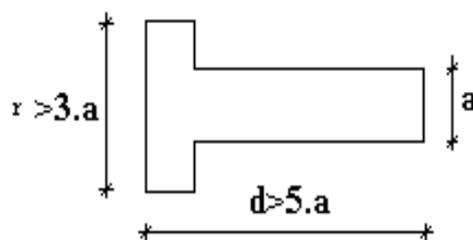


Figure V.8 : Définition de l'élément mur .

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.

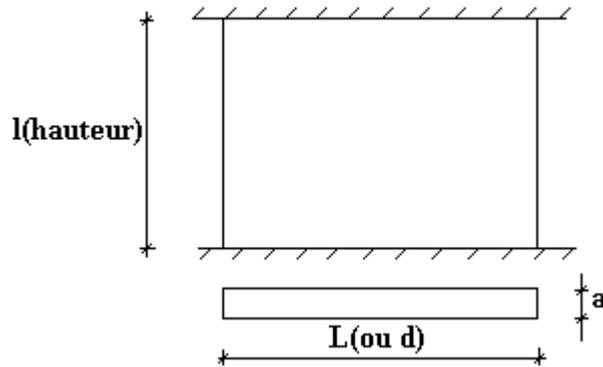


Figure V.9: murs non raidi latéralement .

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement l_f est déduite de la hauteur libre du mur l , en fonction de ses liaisons avec le plancher. Les valeurs du rapport (l_f/l) sont données par le tableau suivant :

Tableau V.34 : Valeur de (l_f / l) cas d'un mur non raidi latéralement.

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encasté 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'élancement mécanique λ se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

c) 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 $\gamma_s = 1$).

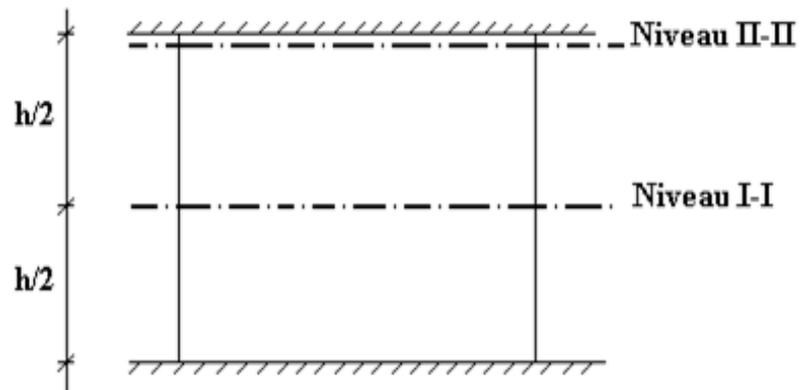
Nota: les valeurs de α données par le tableau ci-dessous sont valables dans le cas où plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours, sinon voir Formulaire du Béton Armé : Volume2; 'Constructions', par Victor Davidovici, Moniteur 1995.

Tableau V.35 : calcul de la contrainte limite $\sigma_{u \text{ lim.}}$.

	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	$\sigma_{ba} = N_{u \text{ lim}}/ad$	$\sigma_{bna} = N_{u \text{ lim}}/ad$

Remarque :

La contrainte limite vaut $\sigma_{u \text{ lim}} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{a d}$ que nous appellerons σ_{bna} ou σ_{ba} suivant que le béton est non armé ou armé.

d) Niveaux de vérification :**Figure V.10 :** Niveau de vérification.

On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau **I -I** à mi- hauteur d'étage : $\sigma_U \leq \sigma_{u \text{ lim}}$
- Niveau **II -II** sous le plancher haut : $\sigma_U \leq \frac{\sigma_{u \text{ lim}}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.

e) 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.

V.4.5 Exemple de calcul (V₁) :

Soit le voile de longueur

$$L = 1,5 \text{ m} \quad a = 0,18 \text{ m (épaisseurs)} \quad h_e = 4,08 \text{ m (hauteur)}$$

a) Contraintes limites :

Pour une hauteur d'étage de 4.08 d'où la hauteur libre est égale à :

$$h_e = 4,08 - 0,4 = 3,68 \text{ m} \quad (0,40 \text{ m : hauteur de la poutre}).$$

Tableau V.36 : Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple (V1).

	Unité	Béton non armé	Béton armé
Longueur de flambement l_f	m	3,68x0,85=3,13	0,8x3,68=2,95
Elancement λ		$\frac{3,13\sqrt{12}}{0,18} = 60,24$	$\frac{2,95\sqrt{12}}{0,18} = 56,77$
Coefficient α		0,360	0,465
Section réduite B_r (par ml) Avec $d = 1m$	m ²	(0,18-0,02) 1= 0.16	(0,18-0,02)1 = 0.16
Contraintes limites $\sigma = \frac{N_{u\text{lim}}}{a d}$ Avec $d = 1m$	MPa	$\sigma_{bna} = 0,36 \left[\frac{0,16 * 30}{0,9 * 1,15 * 0,18} \right]$ $\sigma_{bna} = 9,28$	$\sigma_{ba} = \frac{0,465}{1 * 0,18} \left[\frac{0,16 * 30}{0,9 * 1,15} + A_s \frac{500}{1} \right]$ $\sigma_{ba} = 12,17$

Remarque :

$\sigma_{ba} = 12.17$ MPa correspond à $A_s = 0,1\%$ de B_{et}

$B_{et} = (0,18) (0,80) m^2$

$A_s = 1.44 cm^2$.

V.4.6 Procédure de ferrailage des trumeaux :

On utilise la méthode des forces (M, N) la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \sigma = \frac{0,85.f_{c28}}{1.15} = 22,17 \text{ MPa.}$$

Avec :

N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section du voile.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

On distingue trois cas :

- 1^{ère} Cas : Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le **RPA99 version 2003[1]** est : $A_{\min} = 0,20\% a.L$

- 2^{ème} Cas : Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcule le volume des contraintes de traction.

$A_v = \frac{f_t}{f_e}$; on compare A_v par la section minimale exigée par le **RPA99 version 2003[1]**.

- Si : $A_v < A_{\min} = 0,2 \% a. L$, on ferraille avec la section minimale.
- Si : $A_v > A_{\min} = 0,2 \% a. L$, on ferraille avec A_v
- 3^{ème} Cas: Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$ sont de signe différent \Rightarrow la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue. d'où la section des armatures vertical.

a) Acier verticaux :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le **RPA99 version 2003[1]** décrit ci-dessous :

- ✓ L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontal du béton tendu.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

- ✓ Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- ✓ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

b) Acier horizontaux :

- ✓ Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi de coffrage la plus voisine.
- ✓ Elles doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .
- ✓ La distance libre entre la génératrice extérieure de l'armature horizontale et la paroi de coffrage la plus voisine doit être.

❖ **Règles Communes (selon le RPA) [1]:**

- ✓ L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $S \leq 1.5 e$: épaisseur du voile, dans notre cas ; $S \leq 27\text{cm}$.
- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.
- ✓ Le diamètre Φ_t des épingles est :
$$\Phi_t = 6\text{mm lorsque } \Phi_v \leq 20 \text{ mm}$$
$$\Phi_t = 8\text{mm lorsque } \Phi_v > 20 \text{ mm}$$
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales du voile (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.
- ✓ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40Φ pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.
 - 40Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

❖ **Combinaison :**

Selon le règlement parasismique Algérienne **RPA99 version 2003**[1] les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) sont les suivantes :

$$* G + Q \pm E.$$

$$* 0,8G \pm E.$$

Sous l'action des forces verticales et horizontales, les voiles sont sollicités en flexion composée et le ferrailage se fait selon les recommandations du règlement **RPA99 version 2003**[1].

$$\begin{cases} \sigma_T = \frac{N}{A} - \frac{M l_t}{I} & (traction) \\ \sigma_c = \frac{N}{A} + \frac{M l_c}{I} & (compression) \end{cases}$$

$$A = l \cdot a \quad ; \quad I = \frac{a l^3}{12}$$

N: effort normal

M : moment pouvant être dû à un excentrement des charges verticales ou à des forces horizontales (vent ou séisme).

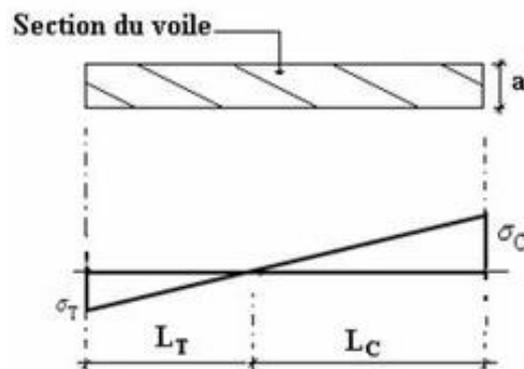


Figure V.11 : Détail de diagramme des contraintes.

V.4.7 Ferrailage verticale :

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de :

$$d \leq \min [h/2 ; (2/3) L'] \text{ Article 7.7.4 RPA99 version 2003[1] .}$$

L' : est la longueur de la zone comprimée.

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des forces.

Pour le ferrailage on a divisé la structure en cinq zones :

- Zone 1 : RDC-1^{ère}
- Zone 2 : 2^{ème}-3^{ème} étage.
- Zone 3 : 4^{ème} -5^{ème} étage.

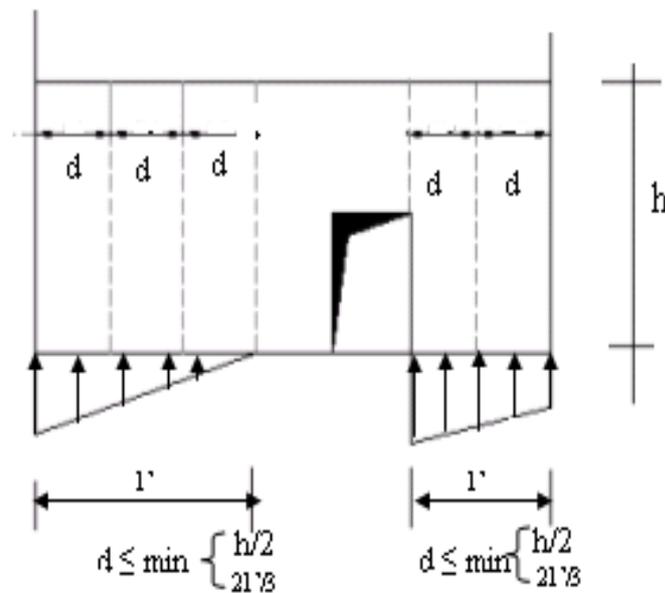


Figure.V.12 : Schéma de voile.

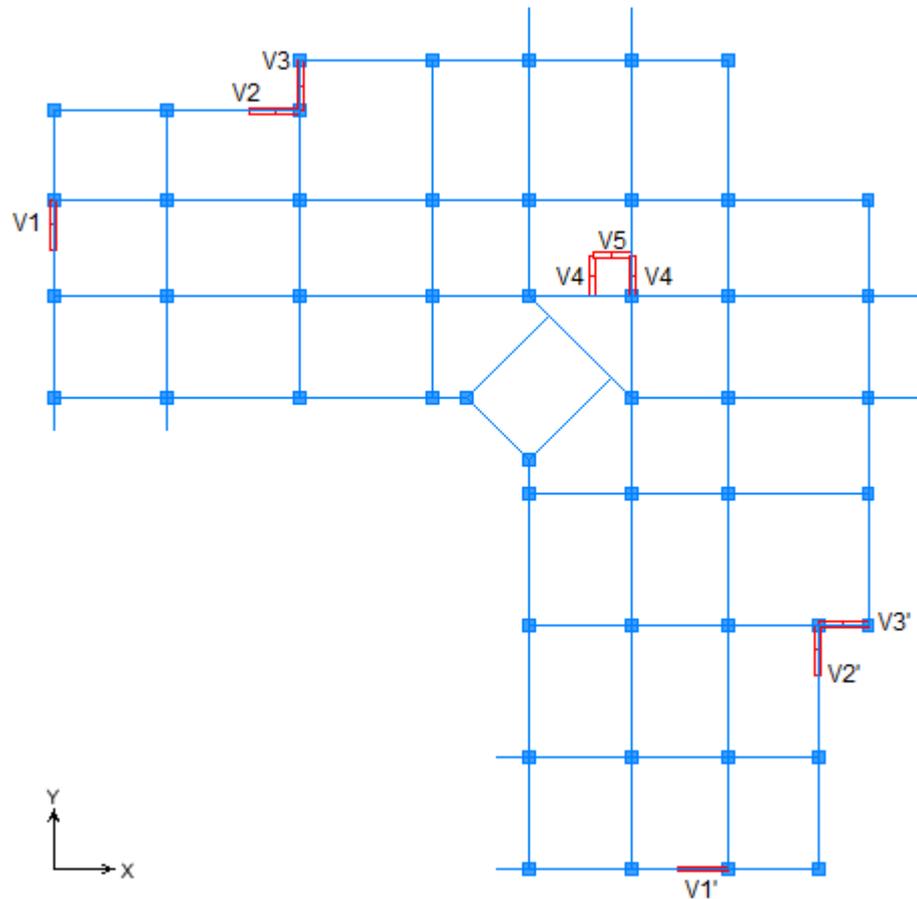


Figure.V.13 : Disposition des voiles dans la structure.

V.4.7 Exemple d'application :

Nous proposons le calcul détaillé en prenant les voiles V1' (L=1.5m) en zone I :

Détermination des sollicitations sous les combinaisons accidentelles à partir du logiciel de calcul ETABS.

Tableau V.37 : Les sollicitations du voile V1' zone I.

Voile	Zone	N^{\max}	M^{corr}	N^{\min}	M^{corr}	M^{\max}	N^{corr}
V1	I	-1455,68	-809,514	65,59	628,599	-809,514	-1455,68

$$M = 809,514 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad N = 1455,68 \text{ kN (compression).}$$

$$M = 628,599 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad N = -65,59 \text{ kN (traction).}$$

$$S = 0,27 \text{ m}^2 \quad I = (0,18 \times 1,5^3) / 12 = 0,0506 \text{ m}^4$$

$$V = h/2 = 0,75 \text{ m.}$$

a) Armatures verticales :

❖ $N_{\min}, M_{\text{corr}}$:

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} - \frac{Mv}{I} = \frac{-65,59}{0,27} - \frac{628,599 \times 0,75}{0,0506} \rightarrow \sigma_1 = -9,56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} + \frac{Mv}{I} = \frac{-65,59}{0,27} + \frac{628,599 \times 0,75}{0,0506} \rightarrow \sigma_2 = 9,25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1' = \frac{\sigma_1 * (L_T - d)}{L_T}$$

Avec :

$$L_T = \frac{|\sigma_1|}{|\sigma_1 + \sigma_2|} * L = \frac{|-9,56|}{|-9,56 + 9,25|} * 1,5 = 0,76 \text{ m.}$$

$$d = \text{Min} \left[\frac{h_e}{2} = \frac{4,08 - 0,4}{2} = 1,84 ; \frac{2 * L_C}{3} = \frac{2 * (1,5 - 0,76)}{3} = 0,49 \right]$$

On va prend : $d = 0,49 \text{ m}$.

$$\sigma_1' = \frac{\sigma_1 * (L_T - d)}{L_T} = \frac{-9,56 * (0,76 - 0,49)}{0,76} = -3,4$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{|\sigma_1 + \sigma_1'|}{2} = 6,48 \text{ MPa.}$$

$$F_t = \sigma_{\text{moy}} * e * d = 6,48 * 0,18 * 0,49 * 10^3 = 571,54 \text{ kN.}$$

$$A_t = \frac{F_t}{\sigma_s} = \frac{571,54}{500} = 11,43$$

$$A_{t \text{ min}} = 0,2\% * e * L_T = 2,74 \text{ cm}^2.$$

$$A_v = \text{Max} (A_t ; A_{t \text{ min}}) = 11,43 \text{ cm}^2.$$

$$A_{v/\text{face}/1\text{ml}} = \frac{A_v}{2 * d} = \frac{11,43}{2 * 0,49} = 11,66 \text{ cm}^2.$$

❖ $M_{\text{max}}, N_{\text{corr}}$:

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} - \frac{Mv}{I} = \frac{1455,68}{0,27} - \frac{809,514 \times 0,75}{0,0506} \rightarrow \sigma_1 = -6,6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} + \frac{Mv}{I} = \frac{1455,68}{0,27} + \frac{809,514 \times 0,75}{0,0506} \rightarrow \sigma_2 = 17,39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1' = \frac{\sigma_1 * (L_T - d)}{L_T}$$

Avec :

$$L_T = \frac{|\sigma_1|}{|\sigma_1 + \sigma_2|} * L = \frac{|-6,6|}{|-6,6 + 17,39|} * 1,5 = 0,41 \text{ m.}$$

$$d = \text{Min} \left[\frac{h_e}{2} = \frac{4,08 - 0,4}{2} = 1,84 ; \frac{2 * L_C}{3} = \frac{2 * (1,5 - 0,41)}{3} = 0,72 \right]$$

On va prend : $d = L_T = 0,41 \text{ m}$.

$$\sigma_1' = 0$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{|\sigma_1 + \sigma_1'|}{2} = 3,3 \text{ MPa.}$$

$$F_t = \sigma_{\text{moy}} * e * L_T = 3,3 * 0,18 * 0,41 * 10^3 = 243,54 \text{ kN.}$$

$$A_t = \frac{F_t}{\sigma_s} = \frac{243,54}{500} * 10 = 4,87 \text{ cm}^2.$$

$$A_{t \text{ min}} = 0,2\% * e * L_T = 1,48 \text{ cm}^2.$$

$$A_v = \text{Max} (A_t ; A_{t \text{ min}}) = 4,87 \text{ cm}^2.$$

$$A_{v/\text{face}/1\text{ml}} = \frac{A_v}{2*d} = \frac{4,87}{2*0,41} = 5,94 \text{ cm}^2.$$

Donc:

On prend $A_{v/\text{face}/1\text{ml}} = 11,66$

Choix des barres :

Dans 1ml : 2x (6 T 16). ($A_s = 24,12 \text{ cm}^2$)

Espacement :

En zone courante : $St \leq \min (1,5e ; 30) = 27 \text{ cm.}$

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

En zone d'about : $Sta = St/2 = 7,5 \text{ cm}$ on prend $Sta = 10 \text{ cm.}$

Les tableaux suivants représentent les résultats de ferrailage vertical de tous les voiles

Remarque :

Les calculs ont été faits à l'aide d'un fichier Excel.

V1 et V1' :

Espacement :

✓ En zone courante : $St \leq \min (1,5e ; 30) = 27 \text{ cm.}$

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

✓ En zone d'about : $Sta = St/2 = 7,5 \text{ cm}$ on prend $Sta = 10 \text{ cm.}$

Tableau V.38 : Le ferrailage des voiles V1 et V1'.

Zone	e (m)	L (m)	L_T (m)	M (kN.m)	N (kN)	A_s (cm^2)	A_s^{RPA} (cm^2)	A_s^{min} (cm^2)	$A_{s/\text{face}/1\text{ml}}$ (cm^2)	Choix/1ml
I	0,18	1,5	0,76	628,599	-65,59	11,43	2,74	4,05	11,66	2*(6T16)
II	0,18	1,5	0,45	365,513	584,92	2,63	1,62	4,05	2,92	2*(6T12)
III	0,18	1,5	0,75	141,812	-1,11	2,53	2,71	4,05	2,71	2*(6T12)

V2 et V2' :

Espaceurment :

✓ En zone courante : $St \leq \min(1,5e ; 30) = 27 \text{ cm}$.Soit : $St = 15 \text{ cm}$.✓ En zone d'about : $Sta = St/2 = 7,5 \text{ cm}$ on prend $Sta = 10 \text{ cm}$.**Tableau V.39** : Le ferrailage des voiles V2 et V2'.

Zone	e (m)	L (m)	L _T (m)	M (kN.m)	N (kN)	A _s (cm ²)	A _s ^{RPA} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	A _{s/face/1ml} (cm ²)	Choix/1ml
I	0,18	1,5	0,77	643,367	-61,12	11,70	2,77	4,05	11,98	2*(6T16)
II	0,18	1,5	0,72	391,665	53,97	6,71	1,62	4,05	6,48	2*(6T12)
III	0,18	1,5	0,77	236,137	-29,4	4,32	2,77	4,05	4,46	2*(6T12)

V3 et V3' :

Espaceurment :

✓ En zone courante : $St \leq \min(1,5e ; 30) = 27 \text{ cm}$.Soit : $St = 15 \text{ cm}$.✓ En zone d'about : $Sta = St/2 = 7,5 \text{ cm}$ on prend $Sta = 10 \text{ cm}$.**Tableau V.40** : Le ferrailage des voiles V3 et V3'.

Zone	e (m)	L (m)	L _T (m)	M (kN.m)	N (kN)	A _s (cm ²)	A _s ^{RPA} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	A _{s/face/1ml} (cm ²)	Choix/1ml
I	0,18	1,5	0,46	928,368	1419,8	7,08	1,67	4,05	7,65	2*(6T14)
II	0,18	1,5	0,73	257,496	29,37	4,44	2,63	4,05	5,25	2*(6T12)
III	0,18	1,5	0,79	142,021	-32,24	2,65	2,84	4,05	3,02	2*(6T12)

V4 :

Espaceurment :

✓ En zone courante : $St \leq \min(1,5e ; 30) = 27 \text{ cm}$.Soit : $St = 15 \text{ cm}$.✓ En zone d'about : $Sta = St/2 = 7,5 \text{ cm}$ on prend $Sta = 10 \text{ cm}$.

Tableau V.41 : Le ferrailage des voiles V4.

Zone	e (m)	L (m)	L _T (m)	M (kN.m)	N (kN)	A _s (cm ²)	A _s ^{RPA} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	A _s /face/1ml (cm ²)	Choix/1ml
I	0,18	1,2	0,46	692,884	813,53	10,14	1,67	3,24	11,05	2*(6T16)
II	0,18	1,2	0,29	400,543	1021,3	2,40	1,04	3,24	4,09	2*(6T12)
III	0,18	1,2	0,28	308,683	825,65	1,67	2,84	3,24	2,99	2*(6T12)

V5 :

Espacement :

✓ En zone courante : $St \leq \min(1,5e ; 30) = 27$ cm.Soit : $St = 15$ cm.✓ En zone d'about : $Sta = St/2 = 7,5$ cm on prend $Sta = 10$ cm.**Tableau V.42** : Le ferrailage des voiles V5.

Zone	e (m)	L (m)	L _T (m)	M (kN.m)	N (kN)	A _s (cm ²)	A _s ^{RPA} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	A _s /face/1ml (cm ²)	Choix/1ml
I	0,18	1,2	0,71	253,846	- 226,17	8,81	2,56	3,24	6,23	2*(6T12)
II	0,18	1,2	0,76	78,136	- 106,48	1,95	1,04	3,24	4,72	2*(6T12)
III	0,18	1,2	0,41	153,949	239,06	1,83	2,84	3,24	2,21	2*(6T12)

V.4.8 Ferrailage horizontal à l'effort tranchant :**a) Vérification des voiles à l'effort tranchant :**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40 %.

La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = 1,4 V_{\max}/b_0d$

Avec :

V_{\max} : l'effort tranchant à la base du voile.

La contrainte limite est : $u \bar{\tau} = 0,2fc28$. L'article 7.7.2 RPA 99version2003[1]

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

b) Calcul de l'armature horizontale résistante à l'effort tranchant :

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante [4] :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \leq \frac{(\tau_u - 0,3 f_{tj} K)}{0,9 \cdot f_e} \quad C.B.A93 \text{ Art A. 5.1.2.3}$$

Dans notre cas, On n'a pas de reprise de bétonnage ; donc on prend $k=0$.

D'autre part le RPA 99 version 2003 [1] prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

0,15% : globalement dans la section des voiles.

0,10 % : dans les sections courantes.

c) Exemple d'application :**Voile V1 :**

$$V_{\max} = 329,59 \text{ kN.}$$

$$\tau_u = 1,4 V_{\max} / b_0 d$$

$$\tau_u = (1,4 \times 329,59) / (0,18 \times 0,9 \times 3,68) = 0,77 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28} = 6 \text{ MPa} > 0,77 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

Pas de reprise de bétonnage $\Rightarrow \alpha = 90^\circ$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} < \frac{\tau_u}{0,9 f_e}$$

$$S_t \leq \min(1,5 a, 30 \text{ cm}) \text{ (Art 7.7.4.3 RPA99) .}$$

Soit :

$$S_t = 20 \text{ cm.}$$

$$A_t \geq (0,77 \times 0,18 \times 0,2) / (0,9 \times 500) \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 0,62 \text{ cm}^2$$

$$A_t \text{ min(RPA)} = 0,15\% \times b_0 \times L = 4,05 \text{ cm}^2 \text{ (pour les deux faces)}$$

Choix des barres :

$$A_t = 6 \text{ T10} = 4,71 \text{ cm}^2.$$

Remarque :

Pour les résultants des ferrailages horizontale (effet de l'effort tranchant) ; on adopte une même section d'armatures horizontale pour tous les niveaux. Ceci facilitera l'exécution de ces derniers.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivant :

Tableau V. 43 : Résultat de ferrailage horizontal.

Voile	L (m)	V_{max} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Cond	A_t (cm ²)	A_t^{min} (cm ²)	A_t^{adopt} (cm ²)	S_t (cm)	Choix
V1V1'	1,5	329,59	0,77	6	Vérifier	0,62	4,05	7,85	20	2*(5T10)
V2V2'	1,5	511,16	1,2	6	Vérifier	0,96	4,05	7,85	20	2*(5T10)
V3V3'	1,5	566,17	1,33	6	Vérifier	1,07	4,05	7,85	20	2*(5T10)
V4	1,2	592,03	1,39	6	Vérifier	1,11	3,24	7,85	20	2*(5T10)
V5	1,2	519,54	1,22	6	Vérifier	0,98	3,24	7,85	20	2*(5T10)

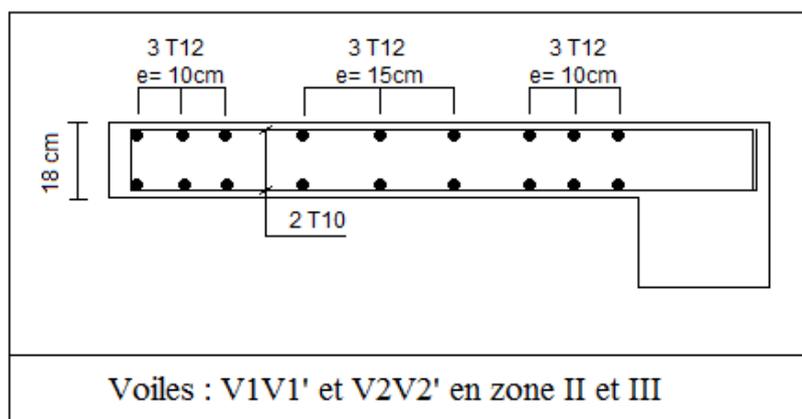
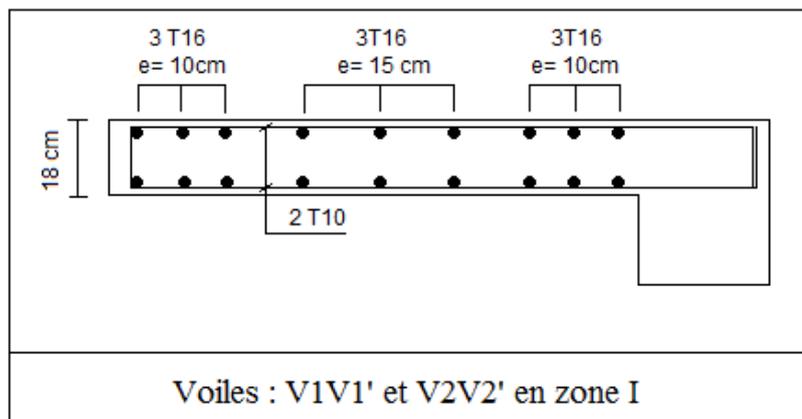


Figure.V.14 : Ferrailage des voiles V1V1' et V2V2'.

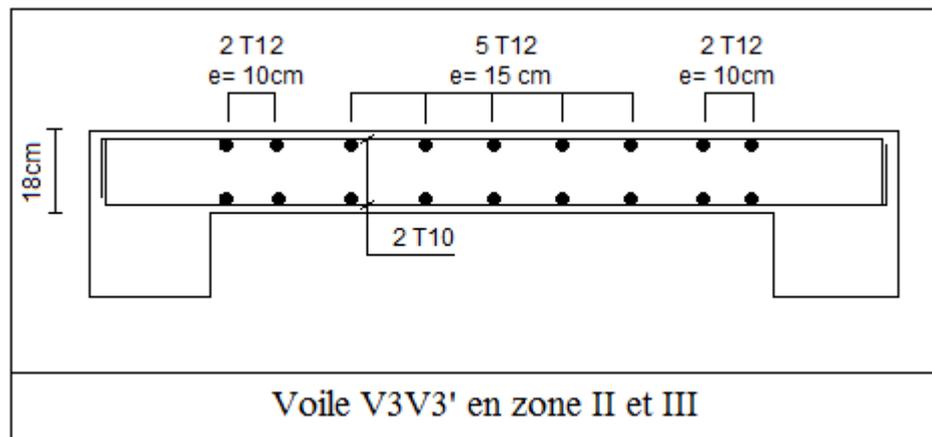
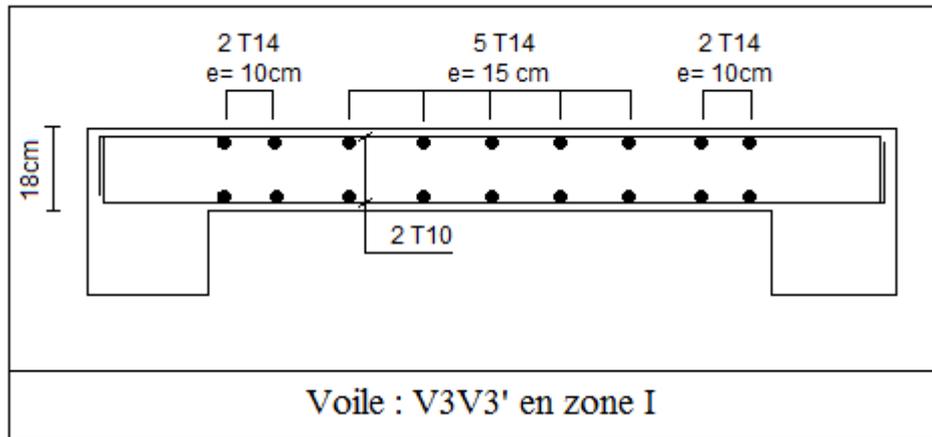


Figure.V.15 : Ferraillage de voile V3V3'.

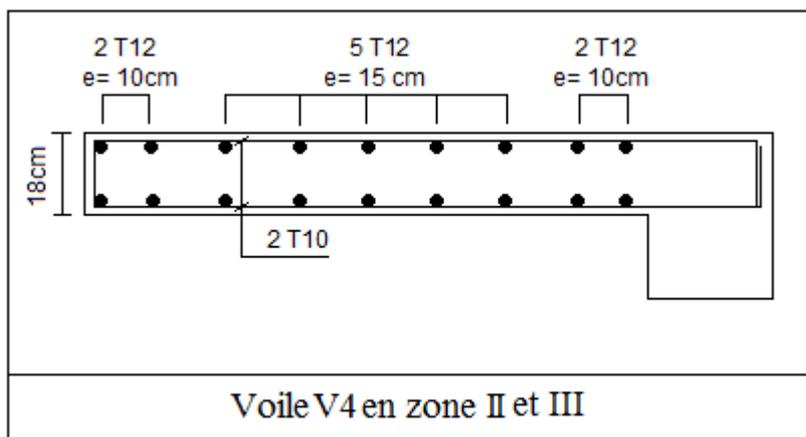
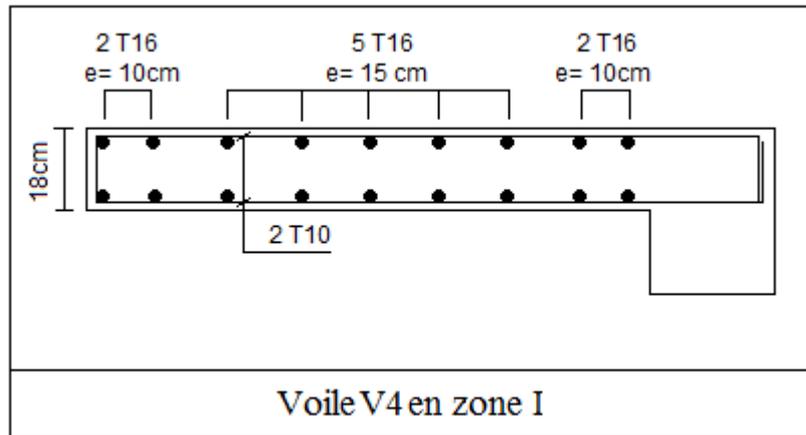


Figure.V.16 : Ferrailage de voile V4.

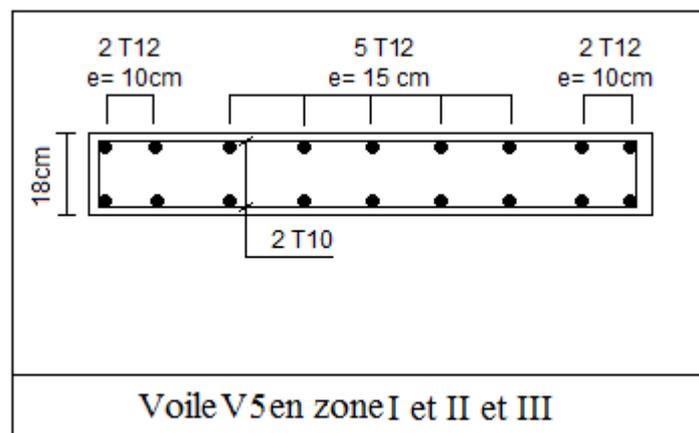


Figure.V.17 : Ferrailage de voile V5.

CHAPITRE VI :
ETUDE DES
FONDACTIONS

VI.1 Introduction générale :

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelles sont transmise toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Dont elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

VI.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 :

$$\frac{N_{ser}}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N_{Ser}}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol ($\sigma_{sol} = 2,5bar$).

S: Surface de la fondation.

N_{ser} : Effort normal appliqué sur la fondation.

VI.3 Choix de type des fondations :

D'après un calcul fait au préalable on a trouvé que la semelle isolée et la semelle filante ne passent pas donc on a opté pour un radier général.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

VI.3.1 Vérification :

Il faut vérifier que : $\frac{S_{nec}}{S_{bat}} \geq 50\%$.

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface nécessaire vaut :

$$\frac{S_{nec}}{S_{bat}} = \frac{225}{357,7} = 62,9 \% \geq 50\%.$$

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.

VI.4 Radier général :

VI.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).

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

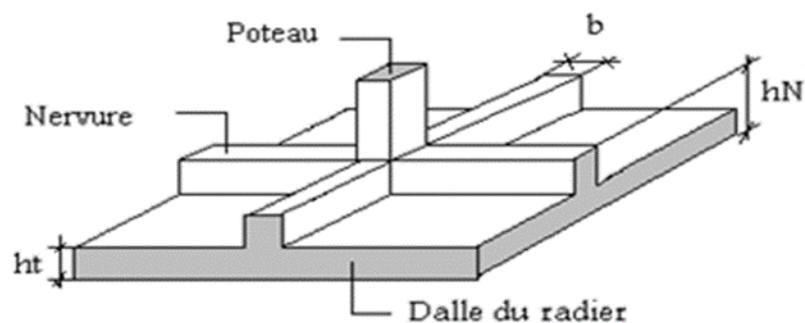


Figure VI.1 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

VI.4.2 La surface nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier in faut que :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

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 9.

$$\text{Pour } \begin{cases} N = 56218,64 \text{ kN.} \\ \sigma_{\text{sol}} = 2,5 \text{ bar.} \end{cases}$$

$$S_{\text{nec}} = \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{56218,64}{250} = 225 \text{ m}^2.$$

La surface du bâtiment $S_{\text{bat}} = 357,7 \text{ m}^2$.

On a la longueur de débord $L = 0,5 \text{ m}$.

Donc : la surface du radier égal $407,7 \text{ m}^2$.

VI.4.3 Pré dimensionnement de radier :

a) Dalle :

❖ Condition de forfaitaire :

$$h \geq \frac{L_{\text{max}}}{20}$$

Avec : $L_{\text{max}} = L$ la longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\text{max}} = 4,2 \text{ m} \Rightarrow h_1 = 21 \text{ cm.}$$

❖ Condition de cisaillement :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1F_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa.}$$

Avec :

$$T_u = \frac{qL}{2}; \quad q = \frac{N_u \cdot 1 \text{ ml}}{S_{\text{rad}}}$$

$$N_u = 76934,06 \text{ kN}$$

$$L = 4,2 \text{ m}; \quad b = 1 \text{ m.}$$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N \cdot L \cdot 1 \text{ ml}}{2S_{\text{rad}} \cdot bd} = \frac{NL}{2S_{\text{rad}} \cdot b(0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{NL \cdot 1 \text{ ml}}{2S_{\text{rad}} \cdot b(0,9\bar{\tau})} = 14,7 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow h_2 = 21 \text{ cm.}$$

$$h \geq \text{Max}(h_1; h_2) = 21 \text{ cm.} \Rightarrow \text{On prend : } h = 30 \text{ cm.}$$

b) Nervure :**❖ Condition de coffrage :**

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{420}{10} = 42 \text{ cm.}$$

On opte pour $b=50$ cm.

❖ La hauteur de nervure ;**➤ Condition de la flèche :**

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche :

$$h_N \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow h_N \leq 42 \text{ cm}$$

On prend $h_{n1} = 40$ cm.

➤ 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 :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad \text{avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

I: Inertie de la section transversale du radier ($I = \frac{bh^3}{12}$)

b : La largeur de contact avec le sol

E : Module de Young ($E=20000$ MPa).

K : Coefficient de raideur du sol ($0,5 \text{ kg/m}^3 \leq K \leq 12 \text{ kg/cm}^3$)

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

$K=0,5 [\text{kg/cm}^3]$ → pour un très mauvais sol.

$K=4 [\text{kg/cm}^3]$ → pour un sol de densité moyenne.

$K=12 [\text{kg/cm}^3]$ → pour un très bon sol.

$a=0,45$: Largeur de poteau

On aura :

$$h_{n2} \geq \sqrt[3]{\frac{3k \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4}{E}}$$

AN :

$K = 4 [\text{kg/cm}^3]$; $L_{\max}=4,2$ m.

$a=0,45$.

$$h_{n2} \geq \sqrt[3]{\frac{3 \cdot 0,04 \left(\frac{2 \times 4200}{\pi}\right)^4}{20000}} = 67,5 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } h_{n2} = 90 \text{ cm.}$$

A partir des deux conditions : $h_n \geq \max(h_{n1} ; h_{n2}) \Rightarrow$ on prend $h=90\text{cm}$.

Conclusion :

Epaisseur de la dalle du radier $h_{\text{rad}}=30\text{cm}$.

Les dimensions de la nervure : $h_n=90\text{cm}$ et $b=50\text{cm}$.

VI.4.4 Caractéristiques géométriques du radier :

a) Position du centre de gravité :

$$\begin{cases} X_G = 14,52\text{m}. \\ Y_G = 14,52\text{m}. \end{cases}$$

b) Moments d'inertie :

$$\begin{cases} I_{xx} = 18648,9 \text{ m}^4. \\ I_{yy} = 18648,9 \text{ m}^4. \end{cases}$$

VI.4.5 Vérification nécessaires :

a) 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 : L'effort tranchant à la base de la structure.

B : la largeur du radier.

M_R sont tirés à partir du fichier ETABS V9.

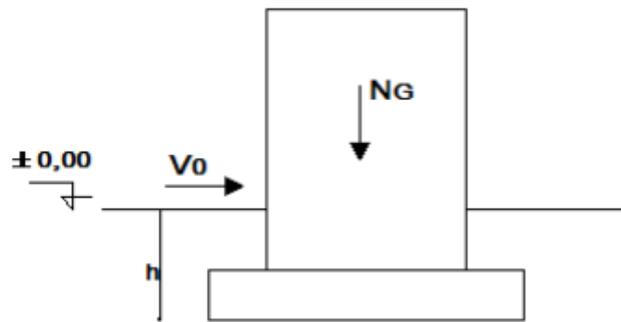


Figure.VI. 2 : schéma statique du bâtiment.

- Suivant le sens x-x

$$B_x = 24,5 \text{ m.}$$

$$\frac{B_x}{4} = \frac{24,5}{4} = 6,125 \text{ m.}$$

$$N_{ser} = N_{ser}(\text{structure}) + N_2(\text{poids propre de radier nervuré})$$

$$N_2 = \rho_b \cdot S \cdot h = 25 \times (407,7 \times 0,30 + 51 \times 0,5 \times 0,6) = 3440,25 \text{ kN.}$$

$$N_{ser} = 59658,9 \text{ kN.}$$

$$M_R = 74699,89 \text{ kN.m.}$$

$$\frac{74699,89}{59658,9} = 1,25 \leq \frac{B}{4} = 6,125 \quad \text{Vérifier}$$

- Suivant le sens y-y :

$$B_y = 24,5 \text{ m.}$$

$$\frac{B_y}{4} = \frac{24,5}{4} = 6,125 \text{ m.}$$

$$N_{ser} = 59658,9 \text{ kN}$$

$$M_R = 74894,72 \text{ kNm}$$

$$\frac{74894,72}{59658,9} = 1,26 \leq \frac{B}{4} = 6,125 \quad \text{Vérifier}$$

Conclusion :

Le rapport des forces verticales gravitaires et des forces sismiques est inférieur à la moitié centrale de la base de la structure, donc notre bâtiment est stable dans les deux sens.

b) 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 :

❖ Sollicitation du premier genre :

On doit vérifier que :

A l'ELS :

$$\sigma_{sol} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma_{sol} = \frac{56218,64}{407,7} = 137,9 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 137,9 \text{ kN/m}^2 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 250 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

❖ Sollicitation du second genre :

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

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.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33 \sigma_{sol}.$$

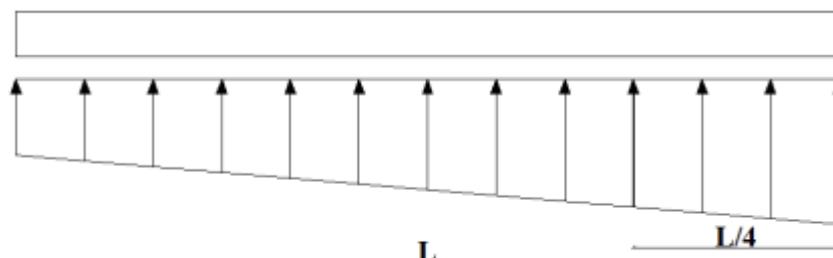


Figure VI.3 : Contraintes sous le radier

A l'ELU :

$$N_{ELU} = N_u (\text{structure}) + 1,35 \times \text{poids propre de radier nervuré}$$

$$N_{ELU} = 81578,4 \text{ kN}$$

M est le moment de renversement :

$$M_{R_x} = 74699,89 \text{ kN.m}$$

$$M_{R_y} = 74894,72 \text{ kN.m}$$

$$S_{rad} = 407,7 \text{ m}^2.$$

$$I_{xx} = 18648,9 \text{ m}^4.$$

$$I_{yy} = 18648,9 \text{ m}^4.$$

V : centre de gravité

$$V_x = 14,52 \text{ m.}$$

$$V_y = 14,52 \text{ m.}$$

Tableau VI.1 : Contraintes sous le radier à l'ELU.

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right)$ (kN/m ²)
Sens x-x	258,25	141,9	229,16
Sens y-y	258,41	141,8	229,26
Verification	$\sigma_1^{max} < 1,5\sigma_{sol} = 375$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) < 1,33\sigma_{sol} = 332,5$

Conclusion :

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

A l'ELS :

$$N_{ELS} = 59685,9 \text{ kN.}$$

$$\sigma_{sol} = 250 \text{ kN/m}^2.$$

Tableau VI.2 : Contraintes sous le radier à l'ELS.

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right)$ (kN/m ²)
Sens x-x	204,56	88,23	175,48
Sens y-y	204,71	88,1	175,56
Verification	$\sigma_1^{max} < 1,5\sigma_{sol} = 375$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) < 1,33\sigma_{sol} = 332,5$

Conclusion :

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

❖ **Détermination des sollicitations les plus défavorables :**

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

$$\text{ELU: } \sigma_u = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 229,26 \text{ kN/m}^2.$$

$$\text{ELS: } \sigma_s = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 175,56 \text{ kN/m}^2.$$

VI.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.

a) Ferrailage de la dalle du radier ;

❖ **Valeur de la pression sous radier :**

$$\text{ELU : } q_U = \sigma_u \cdot 1 \text{ m} = 229,26 \text{ kN/m.}$$

$$\text{ELS : } q_{\text{ser}} = \sigma_{\text{ser}} \cdot 1 \text{ m} = 175,56 \text{ kN/m.}$$

❖ **Calcul des efforts :**

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposant sur quatre cotés.

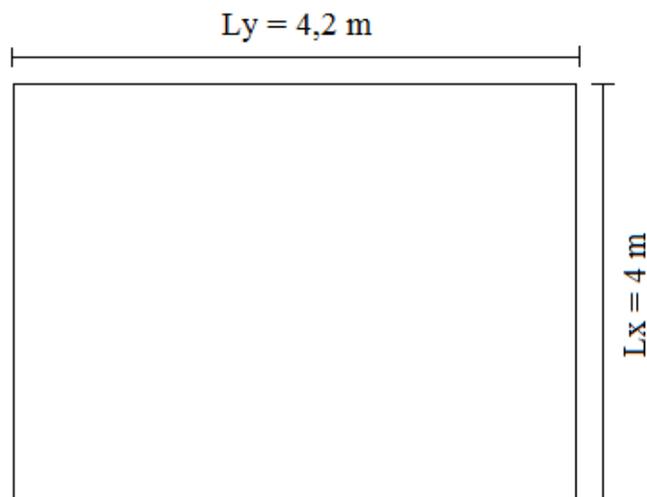


Figure VI.4 : Panneau de la dalle du radier.

❖ **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 ν

$$\nu : \text{Coefficient de poisson} \quad \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires "BAEL91 modifié 99 "

$$\rho = \frac{4}{4,2} = 0,95 \rightarrow \mu_x = 0,0410.$$

$$\mu_y = 0,8875.$$

$$M_x = 150,4 \text{ kN.m.}$$

$$M_y = 133,4 \text{ kN.m.}$$

➤ **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 127,84 \text{ kN.m.}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 113,4 \text{ kN.m.}$$

➤ **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 75,2 \text{ kN.m.}$$

❖ **Le ferrailage :**

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 30 \text{ cm}$; $d = 27 \text{ cm}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,6 \text{ MPa}$;
 $\sigma_s = 435 \text{ MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3 : Ferrailage des panneaux du radier.

	Sens	M_u (kN.m)	μ	A_s^r (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	choix	A_s^{adp}	Esp (cm)
Travée	x-x	127,84	0,1	0	0,13	25,6	11,5	6T16	12,06	16
	y-y	113,4	0,09	0	0,12	25,7	10,14	6T16	12,06	16
Appui	x-x ; y-y	75,2	0,06	0	0,08	26,14	6,61	5T14	7,7	20

❖ **Vérifications nécessaires :**➤ **Espacement :**

$$Esp \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow St \leq \text{Min}(90 \text{ cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}.$$

- En travée :

$$\text{Sens x-x} : \frac{100}{6} = 16,7 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \rightarrow \text{on opte } S_t = 16 \text{ cm}.$$

$$\text{Sens y-y} : \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \rightarrow \text{on opte } S_t = 16 \text{ cm}.$$

- En appui :

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \rightarrow \text{on opte } S_t = 20 \text{ cm}.$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,98 \text{ cm}.$$

$$A_{s \text{ min}} = 2,98 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ adopté}} = 7,7 \text{ cm}^2.$$

Donc la condition est vérifiée.

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

$$\rho = \frac{4}{4,2} = 0,95 \rightarrow \mu_x = 0,0483$$

$$\mu_y = 0,9236$$

$$M_x = 135,67 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 125,31 \text{ kN.m}$$

- Moments en travées

$$M_{tx} = 0,85M_x = 115,32 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 106,53 \text{ kN.m}$$

- Moments sur appuis:

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 67,8 \text{ kN.m}$$

Tableau VI.4 : Vérification des contraintes.

	Sens	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	135,67	12,06	13,58	18	463,8	250	NON
	y-y	125,31	12,06	12,54	18	428,4	250	NON
Appui	x-x ; y-y	67,8	7,7	8,04	18	356,07	250	NON

Remarque :

La contrainte d'acier n'est pas vérifiée ni en travée ni en appuis donc on augmente la section de l'acier.

Tableau VI.5 : Vérification des contraintes (après l'augmentation).

	Sens	M _{ser} (kN.m)	Choix	A _s (cm ²)	Esp (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	vérification
Travée	x-x	135, 67	8T20	25,13	12	10,6	18	231,33	250	OUI
	y-y	125, 31	8T20	25,13	12	9,8	18	213,63	250	OUI
Appui	x-x	67, 8	6T16	12,06	16	6,8	18	231,8	250	OUI
	y-y									

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que:

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

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

Avec :

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{229,26 \times 4,2}{2} = 481,45 \text{ Kn}$$

$$\tau_u = \frac{481,45 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1,8 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

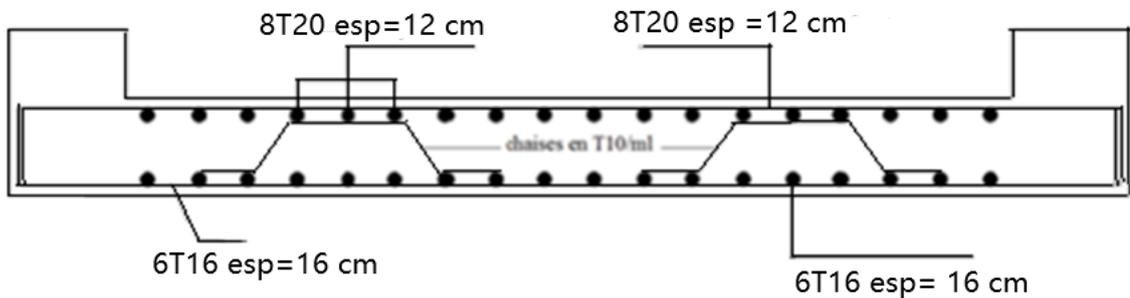


Figure VI.5 : Schéma de ferrailage du radier.

VI.4.7 Ferrailage des nervures :**a) Calcul des efforts :**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire « BAEL91 modifier 99 ».

$$\text{On a } M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

En travée : $M_t = 0,85M_0$.

Sur appuis : $M_a = 0,50M_0$.

b) Calcul des armatures :

$b = 50 \text{ cm}$; $h = 90 \text{ cm}$; $d = 81 \text{ cm}$.

❖ Sens porteur :

$L = 4,2 \text{ m}$; $q = 229,26 \text{ kN/ml}$; $M_0 = 505,52 \text{ kN.m}$.

Tableau VI.6 : Ferrailage des nervures (sens porteur).

	M_u (kNm)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	429,7	0,08	0,1	77,76	12,7	8T16	16,08
Appui	252,76	0,045	0,06	79,06	7,35	6T14	9,24

❖ Sens non porteur :

$L = 4 \text{ m}$; $q = 229,26 \text{ kN/ml}$; $M_0 = 458,52 \text{ kN.m}$.

Tableau VI.7 : 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	389,74	0,07	0,09	78,08	11,5	8T14	12,31
Appui	229,26	0,04	0,05	79,4	6,64	6T14	9,24

c) Vérifications nécessaires :

❖ Condition de non fragilité :

$$A_{Smin} = 0,23 b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,5 \text{ cm}^2. [2]$$

Tableau VI.8 : Vérification de la condition de non fragilité.

Sens	Position	A_s^{adp} (cm ²)	A_{Smin} (cm ²)	vérification
Porteur	Travée	16,08	4,5	OUI
	Appui	9,24	4,5	OUI
Non porteur	Travée	12,31	4,5	OUI
	Appui	9,24	4,5	OUI

❖ Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VI.9 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Sens	Position	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Porteur	Travée	329,04	16,08	5,0	18	272,24	250	NON
	Appui	193,55	9,24	3,7	18	274,02	250	NON
non porteur	Travée	298,45	12,31	5,06	18	319,76	250	NON
	Appui	175,56	9,24	3,36	18	248,5	250	OUI

Les contraintes des aciers sont supérieures à la contrainte admissible donc il faut augmenter la section l'armature.

Tableau VI. 10 : Vérification des contraintes (après l'augmentation).

	position	M _{ser} kNm	Choix	A _s (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	vérifier
porteur	travée	329,04	4T20+4T14	18,73	4,7	18	234,97	250	OUI
	appui	193,55	4T20	12,57	3,1	18	203,2	250	OUI
Non porteur	travée	298,45	4T20+4T14	18,73	4,3	18	213,12	250	OUI
	Appui	175,56	6T14	9,24	3,36	18	284,5	250	OUI

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que :

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

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

Avec :

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{229,26 \times 4,2}{2} = 481,45 \text{ kN.}$$

$$\tau_u = \frac{481,45 \times 10^3}{500 \times 810} = 1,19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

d) Armatures transversales :

❖ **BAEL 91 modifié 99 [2]:**

$$\begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K=1: \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

❖ **Selon RPA99 / Version 2003 [1]:**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = 22,5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale.}$$

$$S_t \leq \left(\frac{h}{4}\right) = 22,5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante.}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10} \right) = 2 \text{ cm.}$$

$f_c=500\text{MPa}$; $\tau_u=1,13 \text{ MPa}$; $f_{t28}=2,4 \text{ MPa}$; $b=50\text{cm}$; $d=81 \text{ cm.}$

On trouve :

- ✓ $S_t=15 \text{ cm}$Zone nodale.
- ✓ $S_t=20 \text{ cm}$Zone courante.

Tableau VI.11 : choix des armatures transversales.

	Section	Zone	S_t (cm)	ϕ_t (cm)	A_t^{cal} (cm ²)	Choix des armateurs	A_t (cm ²)
Nervures	50*90	courante	20	1	3,0	4T10	3,14
		nodale	15		2,25	4T10	3,14

e) 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.

On a $h=90 \text{ cm}$ → Donc: $A_p = 3 \times 0,9 = 2,70 \text{ cm}^2$

On choisit $A_p= 3\text{T12} =3,39 \text{ cm}^2$.

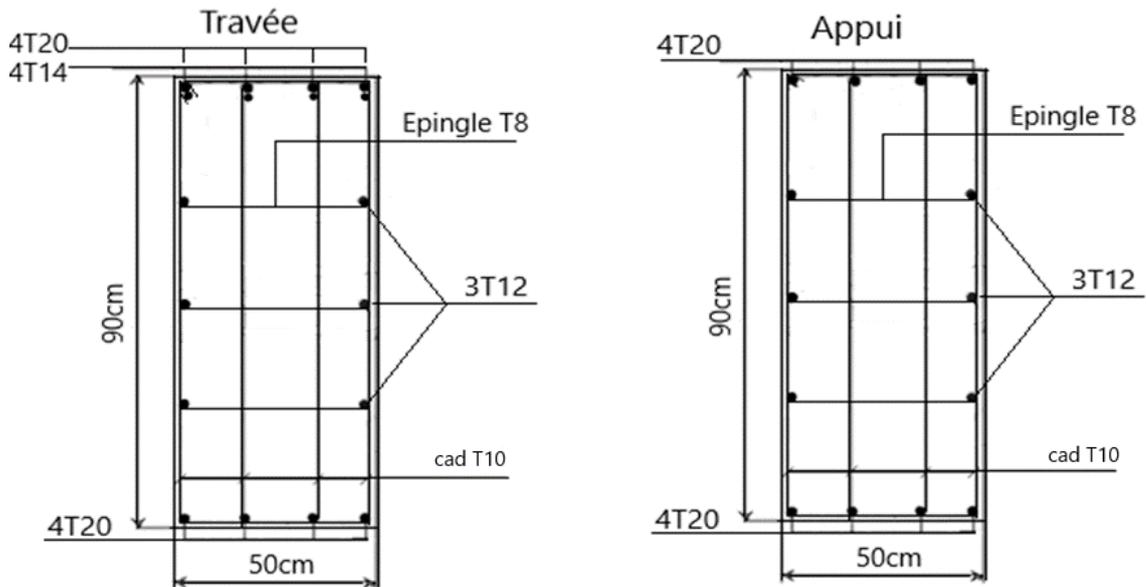


Figure VI.6 : Schéma de ferrailage des nervures (sens porteur).

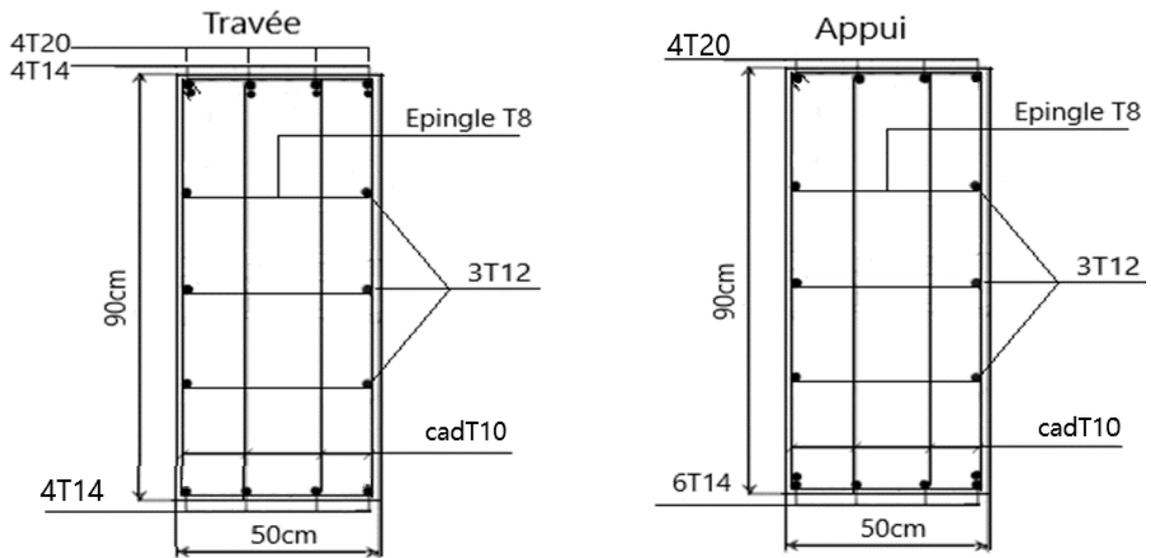


Figure VI.7 : Schéma de ferrailage des nervures (sens non porteur).

VI.4.8 Ferrailage des débords :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L=0,5$ m, le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de 1m à l'ELU.

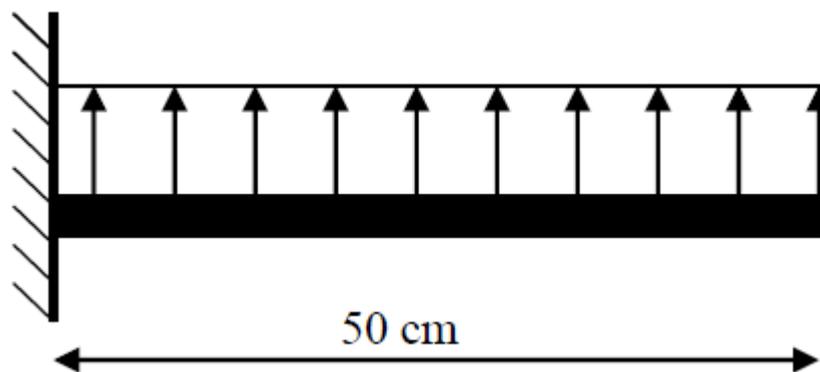


Figure VI.8 : Schéma statique des débords.

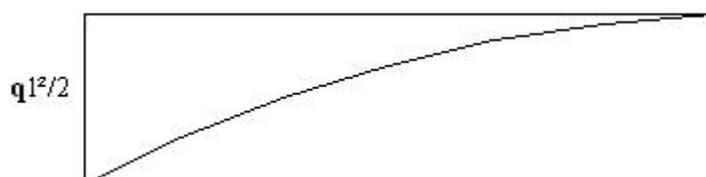


Figure VI.9 : Diagramme des moments.

a) Calcul de ferrailage :

$q_u = 229,26 \text{ kN/ml}$, $b = 100 \text{ cm}$, $h = 30 \text{ cm}$, $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 435 \text{ MPa}$.

$$M_u = \frac{qL^2}{2} = 28,66 \text{ kNm.}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = 0,023.$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,03.$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 26,7 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = 2,47 \text{ cm}^2.$$

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,98 \text{ cm}^2.$$

On adopte : $5T12 = 5,65 \text{ cm}^2$ $St = 20 \text{ cm}$.

Remarque:

Le ferrailage de débord sera la continuité du ferrailage du radier.

VI.5 Voile périphérique :**VI.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.

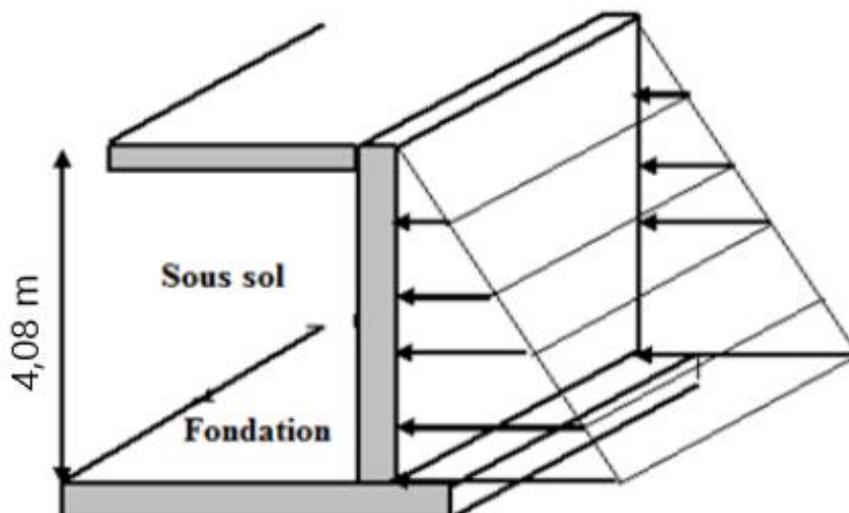


Figure VI.10 : Evaluation des charges.

VI.5.2 Pré dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du RPA99 version 2003[1], qui stipule d'après l'article 10.1.2.

VI.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).

$L_x = 4,08 \text{ m}$; $L_y = 4,2 \text{ m}$; $e = 18 \text{ cm}$.

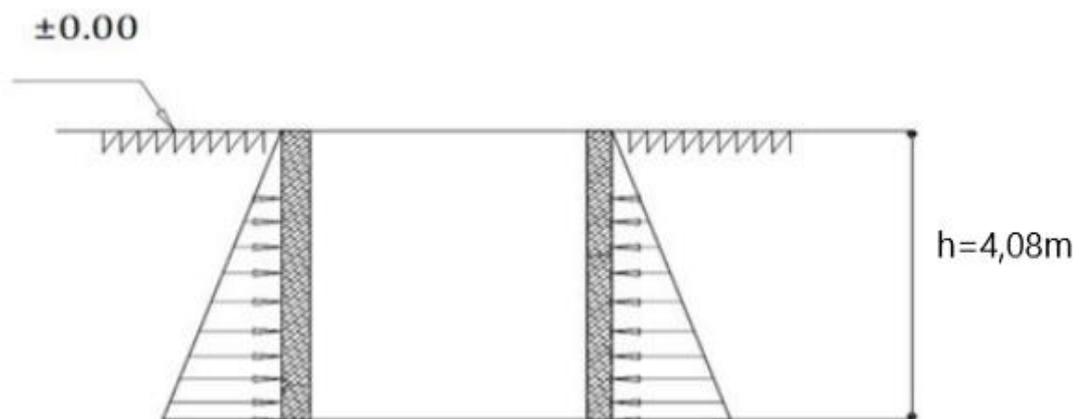


Figure VI.11 : Poussées des terres.

La charge de poussées des terres est donnée 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.

$$\varphi = 26,69^\circ \rightarrow A = f(\varphi) = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,38.$$

$$Q = A \times \gamma \times h = 0,38 \times 20,5 \times 4,08 = 31,8 \text{ kN/ml.}$$

$$Q_u = 1,35 \times 31,8 = 42,93 \text{ kN/ml.}$$

VI.5.4 Efforts dans le voile périphérique :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,08}{4,2} = 0,97 > 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \text{ qu } L^2_x$.

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 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 "

$$\rho = 0,97 \rightarrow \mu_x = 0,0392.$$

$$\mu_y = 0,9322.$$

$$M_x = 28,01 \text{ kN.m.}$$

$$M_y = 26,11 \text{ kN.m.}$$

- Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 23,81 \text{ kN.m.}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 22,2 \text{ kN.m.}$$

- Moments sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 14 \text{ kN.m.}$$

VI.5.5 Ferrailage :

$b=100\text{cm}$; $h=18\text{cm}$; $d=0,9h=16,2\text{cm}$; $f_e=500\text{MPa}$; $f_{c28}=30\text{MPa}$; $f_{t28}=2,4\text{MPa}$
; $\sigma_s=435\text{MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.12 : Ferrailage du voile périphérique.

	Sens	M _u (kN.m)	μ	A's (cm ²)	α	Z (cm)	A _S ^{cal} (cm ²)	choix	A _S ^{adp}	Esp (cm)
Travée	x-x	23,81	0,053	0	0,07	15,75	3,5	6T12	2× 6,79	15
	y-y	22,2	0,05	0	0,06	15,8	3,23	6T12	2× 6,79	15
Appui	x-x ; y-y	14	0,031	0	0,04	15,94	2,02	6T10	2× 4,71	15

VI.5.6 Vérification nécessaires :

a) Condition exigée par les RPA99/version 2003 [1]:

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens
Disposé en deux nappes.

$$A_L \geq 0,1 \times 18 \times 100 = 1,8 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier.}$$

$$A_t \geq 0,1 \times 18 \times 100 = 1,8 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier.}$$

b) Condition de non fragilité :

Pour les voiles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est comptée entre 12 et 30cm.

D'après le « BAEL91 modifié 99 ». [2]

On a : $12\text{cm} \leq e \leq 30\text{cm}$.

$h = e = 18 \text{ cm}$; $b = 100\text{cm}$.

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min} & , & A_x^{\min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min} & , & A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

Avec

ρ_0 : Taux d'armatures dans chaque direction ($\rho_0 = 0,0006$)

$$A_x^{\min} = 0,0006 \left(3 - \frac{4,08}{4,2} \right) \times \frac{100 \times 18}{2} = 1,1 \text{ cm}^2.$$

$$A_y^{\min} = 0,0006 \times 100 \times 18 = 1,08 \text{ cm}^2$$

❖ En travée :

$$A_x = 6,79 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,1 \text{ cm}^2 \quad \text{C. V}$$

$$A_y = 6,79 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,08 \text{ cm}^2 \quad \text{C. V}$$

❖ **Sur appuis :**

$$A_x = 3,93\text{cm}^2 > A_x^{\min} = 1,1\text{cm}^2 \quad \text{C. V}$$

$$A_y = 4,71\text{cm}^2 > A_x^{\min} = 1,08\text{cm}^2 \quad \text{C. V}$$

c) **Vérification de l'effort tranchant :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \tau_u = 0,05f_{c28} = 1,5\text{MPa}.$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{42,93 \times 4,08 \times 4,2}{2 \times 4,08 + 4,2} = 59,52 \text{ kN}.$$

$$T_y = \frac{q_u L_y}{3} = 60,10 \text{ kN}.$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x, T_y) = 60,10 \text{ kN}.$$

$$\tau_u = \frac{60,1 \times 10^3}{1000 \times 162} = 0,37\text{MPa} < \tau_u = 0,05f_{c28} = 1,5\text{MPa} \dots \text{vérifier.}$$

d) **Vérification à ELS :**❖ **Évaluation des sollicitations à l'ELS :**

$$Q_{\text{ser}} = Q_1 = 31,8 \text{ kN/m}.$$

$$\rho = 0,97 \rightarrow \mu_x = 0,0465.$$

$$\mu_y = 0,9543.$$

$$M_x = \mu_x Q_{\text{ser}} L_x^2.$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$M_x = 24,61 \text{ kNm}.$$

$$M_y = 23,5 \text{ kNm}.$$

➤ **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85M_x = 20,92 \text{ kNm}.$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 19,97 \text{ kNm}.$$

➤ **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 12,3 \text{ kNm}.$$

❖ **Vérification des contraintes :**

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau VI.13 : 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	20,92	6,79	5,96	18	190	250	OUI
	y-y	19,97	6,79	5,96	18	190	250	OUI
Appuis	x-x	12,3	4,71	4,02	18	176,17	250	OUI
	y-y							

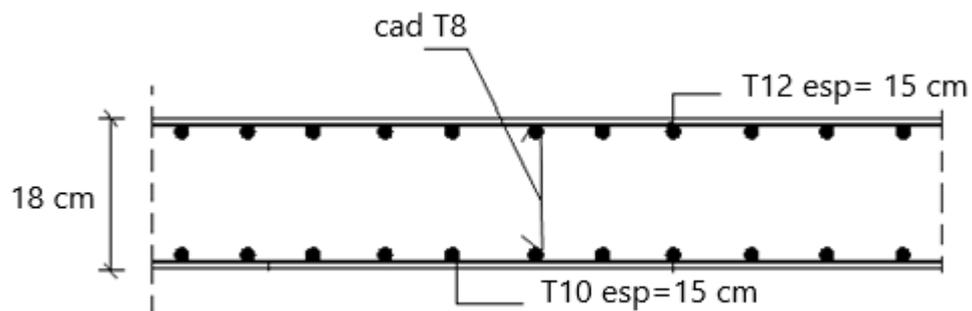


Figure VI.12 : Ferrailage du Voile Périphérique sens x-x.

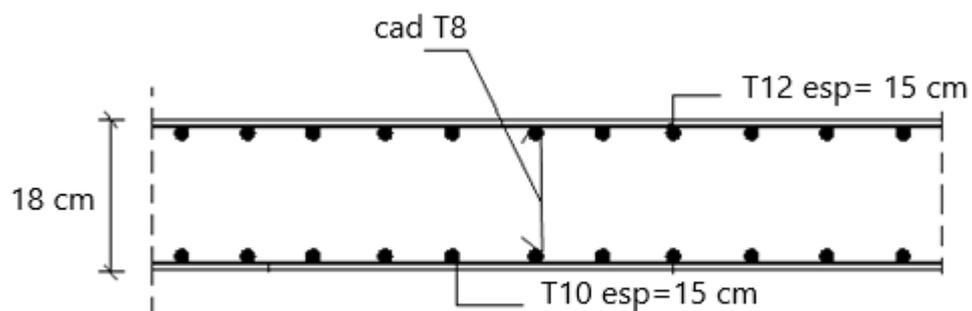


Figure VI.13 : Ferrailage du Voile Périphérique sens y-y.

CONCLUSION

GENERALE

Conclusion générale :

Le projet de fin d'études revêt une importance capitale dans le parcours de formation d'un étudiant en génie civil, offrant la meilleure opportunité de mettre en pratique les connaissances acquises tout au long du cursus universitaire, ainsi que de les approfondir dans le domaine de la construction, tout en respectant les réglementations en vigueur.

Les principales conclusions tirées de cette étude sont les suivantes :

- Le pré-dimensionnement constitue une étape cruciale dans le calcul structural, permettant de choisir les sections des éléments structurels en vue de les modéliser. Un pré-dimensionnement réfléchi facilite grandement l'étude dynamique de la structure.
- Les séismes peuvent causer des dommages importants aux constructions, d'où l'importance primordiale de l'étude dynamique dans le calcul des structures en béton armé. Le respect du règlement RPA99 v.2003 nous a permis de répondre aux exigences spécifiques de chaque élément structural.
- La disposition des voiles, en accord avec l'aspect architectural du bâtiment, représente souvent un défi majeur pour l'ingénieur en génie civil. Ces contraintes architecturales influent directement sur le comportement adéquat de la structure face aux sollicitations extérieures, telles que les séismes.
- La disposition des voiles revêt une importance supérieure à la quantité de voiles placés dans la structure.
- La modélisation de notre structure à l'aide du logiciel ETABS nous a permis de réaliser des calculs tridimensionnels et dynamiques, facilitant ainsi les analyses et offrant une approche plus réaliste, tout en optimisant considérablement le temps nécessaire.
- La vérification de l'effet du second ordre (effet P-delta) est cruciale pour assurer la stabilité totale de la structure face aux déplacements horizontaux.
- La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes, vis-à-vis des charges verticales et horizontales, a été satisfaisante.

- Le ferrailage des poteaux et des poutres a été réalisé en utilisant la méthode classique du logiciel SOCOTEC, permettant de réduire les erreurs de calcul manuel et d'économiser du temps.
- Le ferrailage des voiles a été effectué à l'aide de la méthode des forces (M, N). Les valeurs de M et N ont été obtenues à partir du logiciel ETABS, puis utilisées dans un fichier Excel.
- Pour les fondations, le radier nervuré s'est révélé être le type de fondation le plus adapté à notre structure.
- Dans le domaine du génie civil, il est primordial de réaliser une étude approfondie afin d'assurer la sécurité des personnes tout en minimisant les coûts.

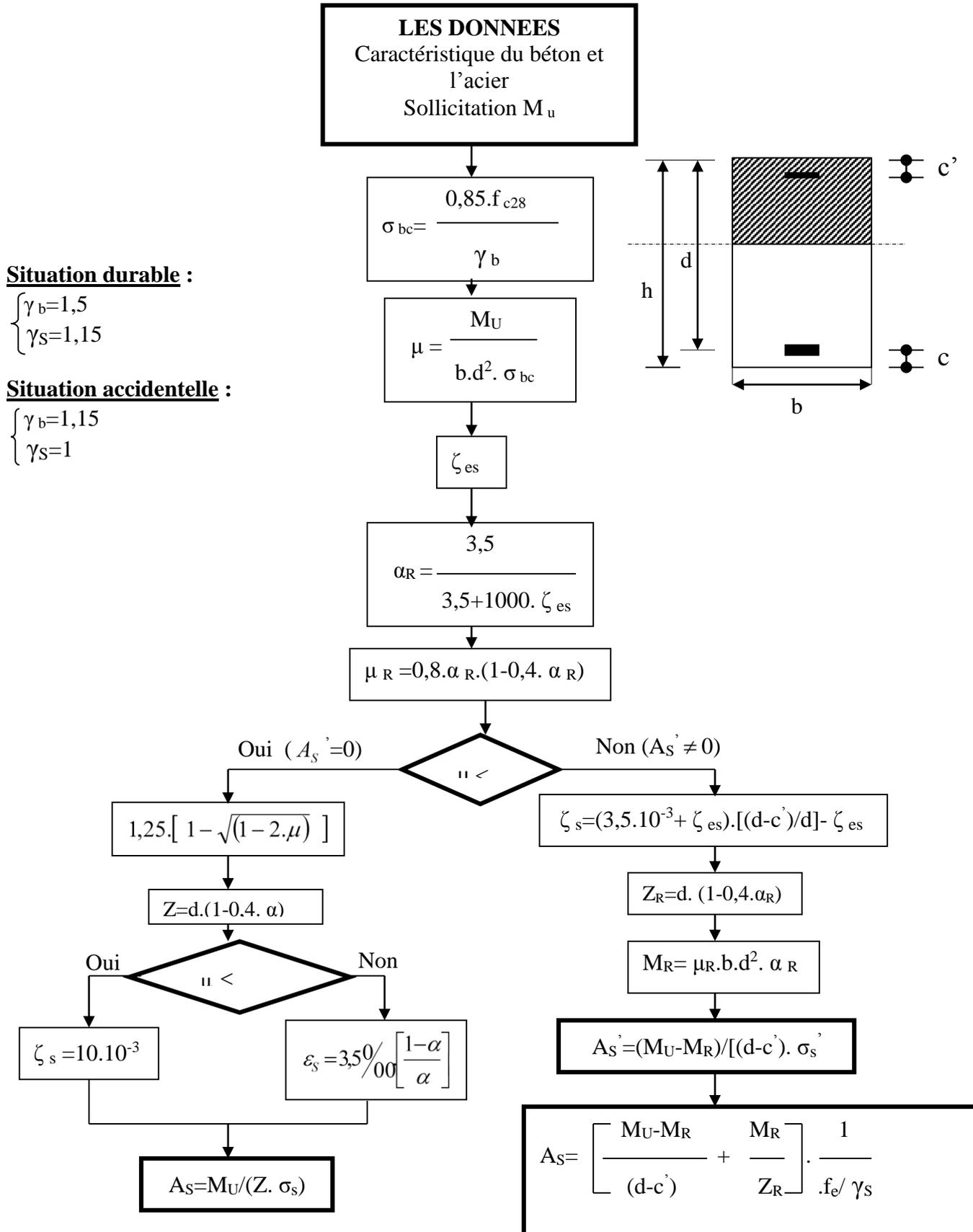
En conclusion, ce projet nous a permis de découvrir la réalité professionnelle d'un ingénieur civil et de mettre en pratique nos connaissances théoriques. Il nous a offert une précieuse opportunité d'interagir concrètement avec les défis et les exigences du domaine.

REFERENCES

REFERENCES :

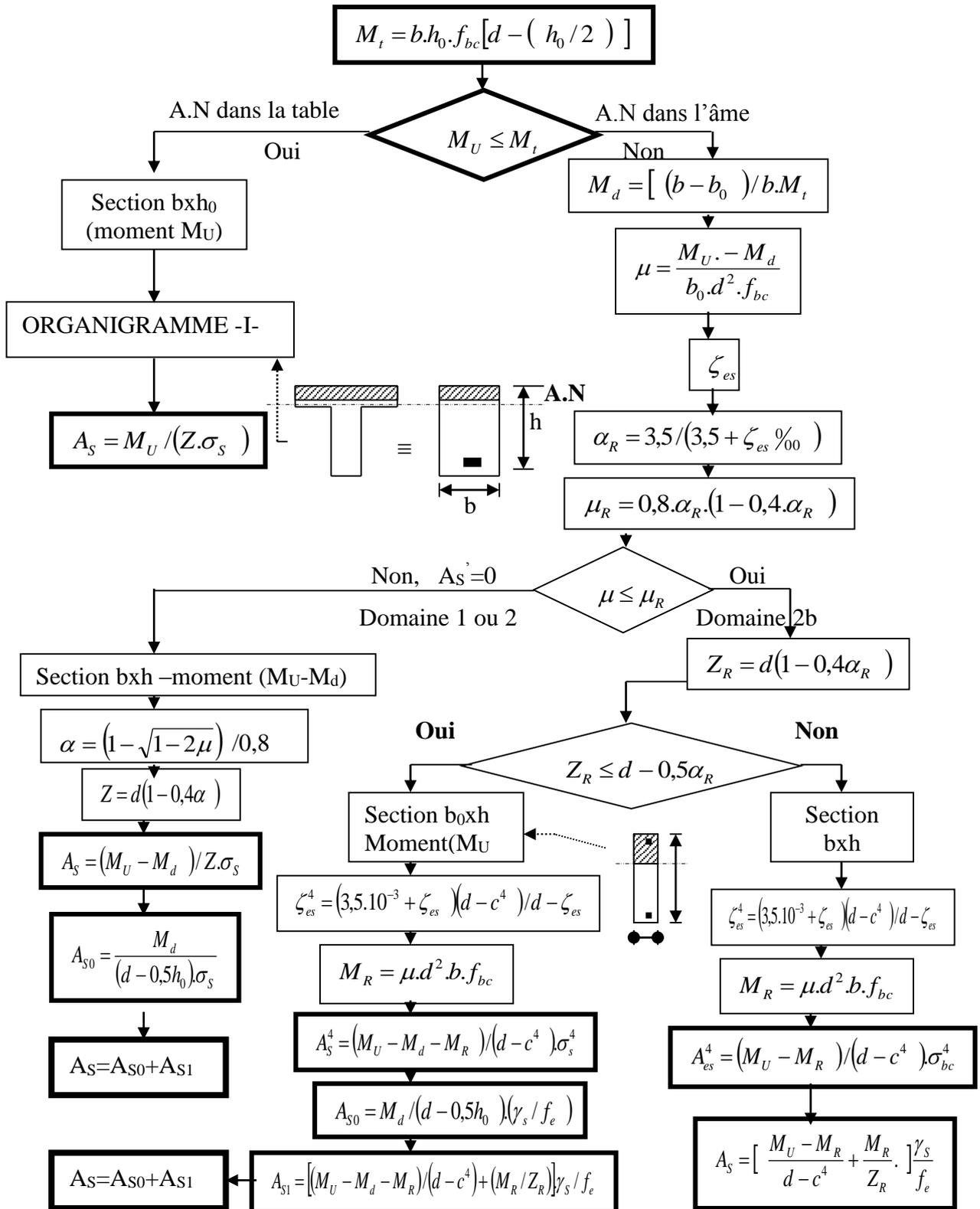
- [1] D.T.R – B.C. 2.48, "Règles Parasismiques Algériennes 99 version 2003", (Document technique réglementaire) C.G.S. (révision 2003).
- [2] DTU Règles BAEL 91 révisées 99 règles de calcul DTU P 18-702. (mars1992, février 2000, par M.R.LACROIX, Edition S140 –Juin 2005).
- [3] Charges Permanentes et 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] DTR B-C 2.42 Règles de conception et de calcul des parois et murs en béton banché.
- [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.

ANNEXES

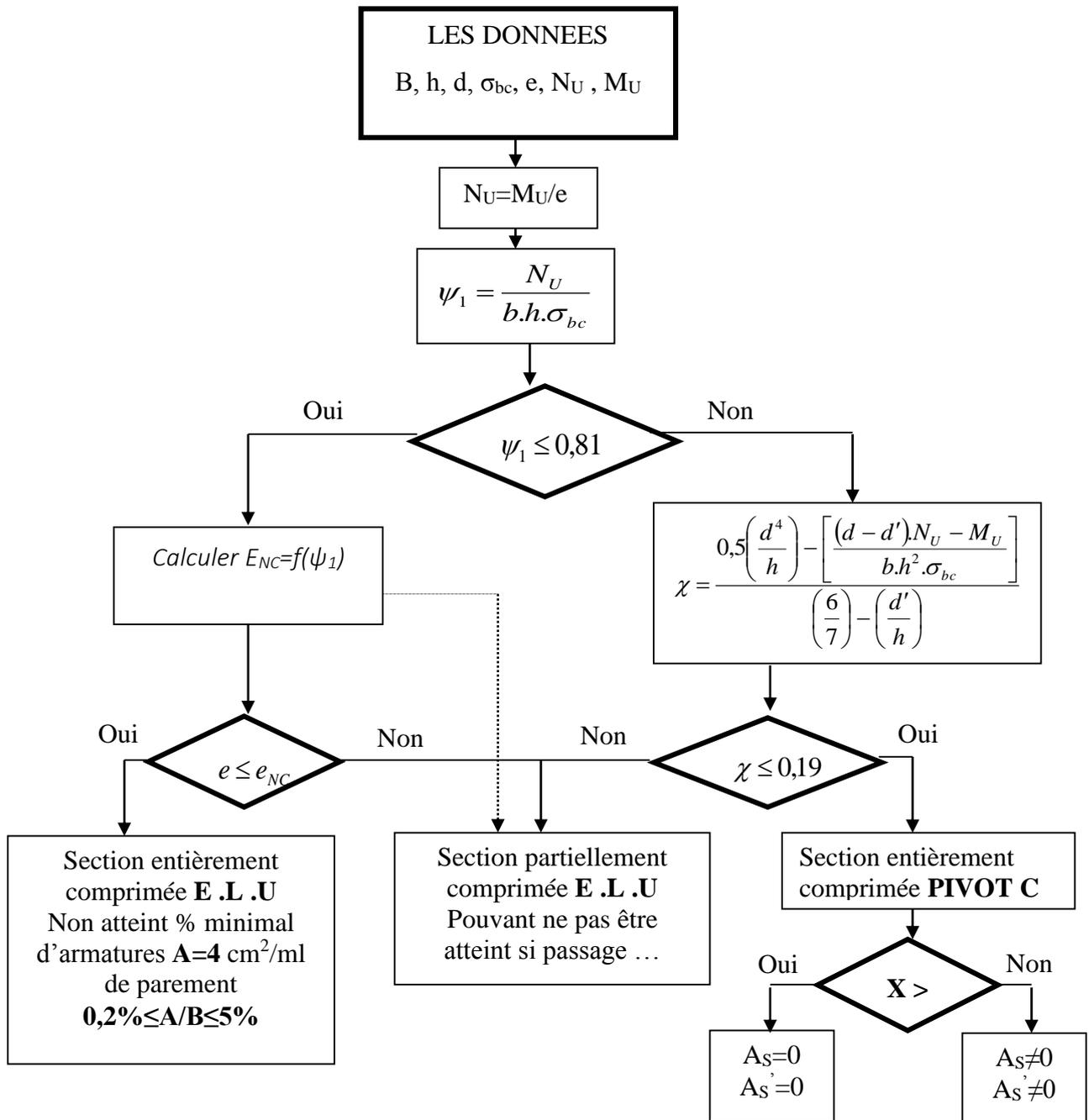
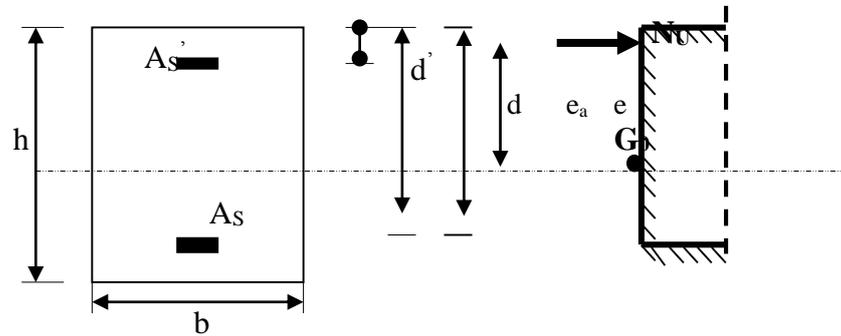
ORGANIGRAMME -I-**SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE**

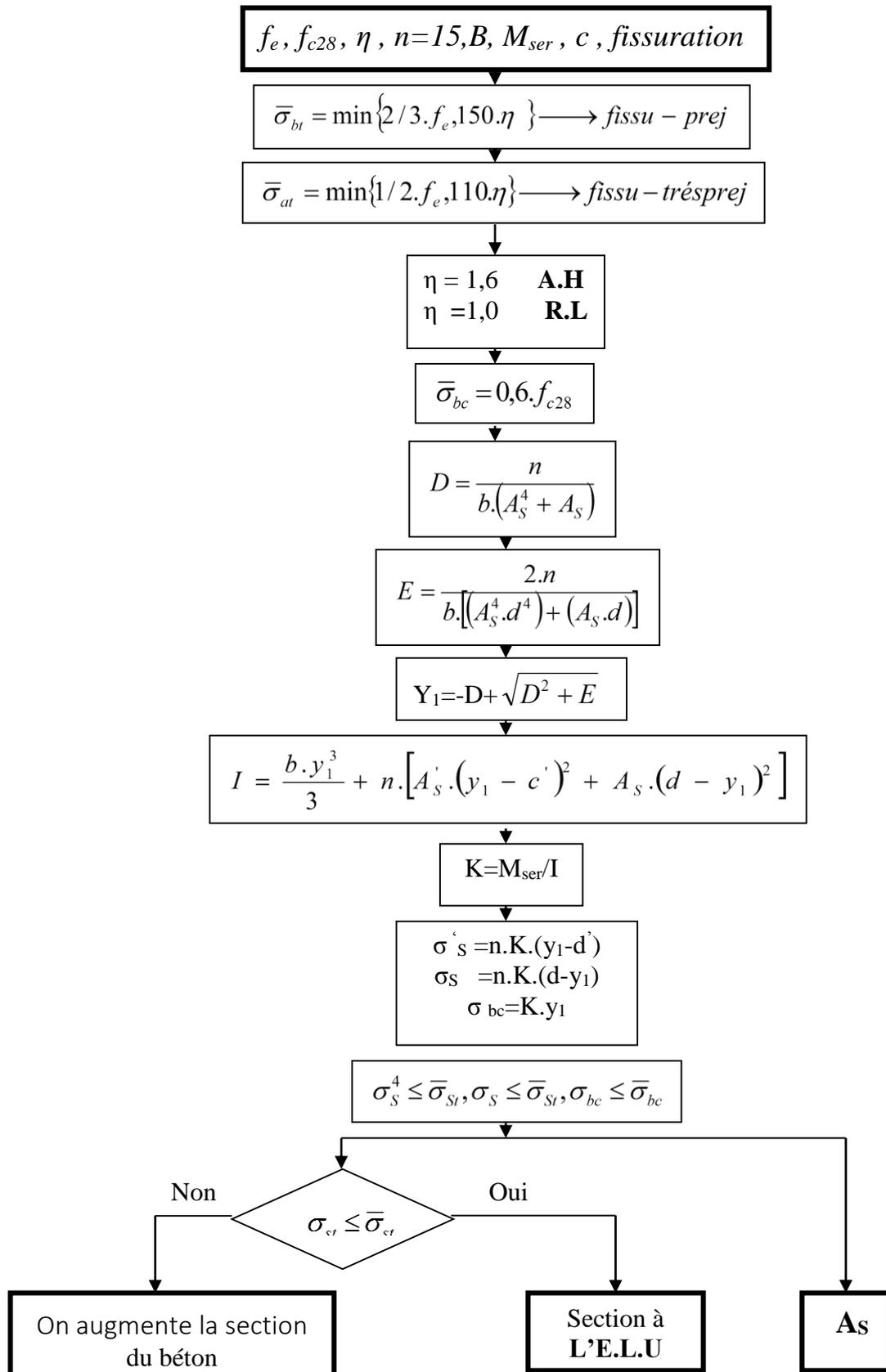
ORGANIGRAMME -II-

CALCUL D'UNE SECTION EN -Té- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

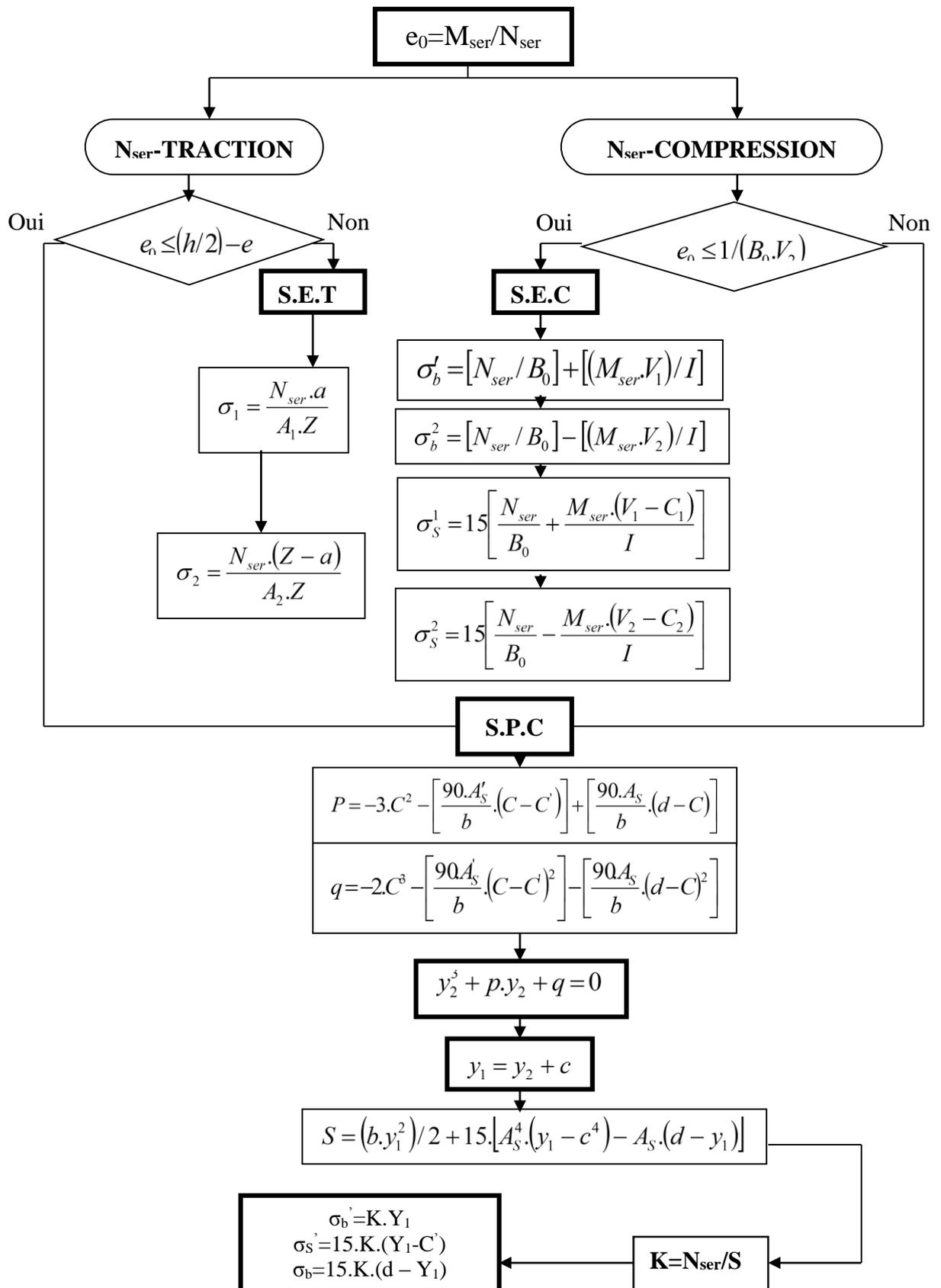


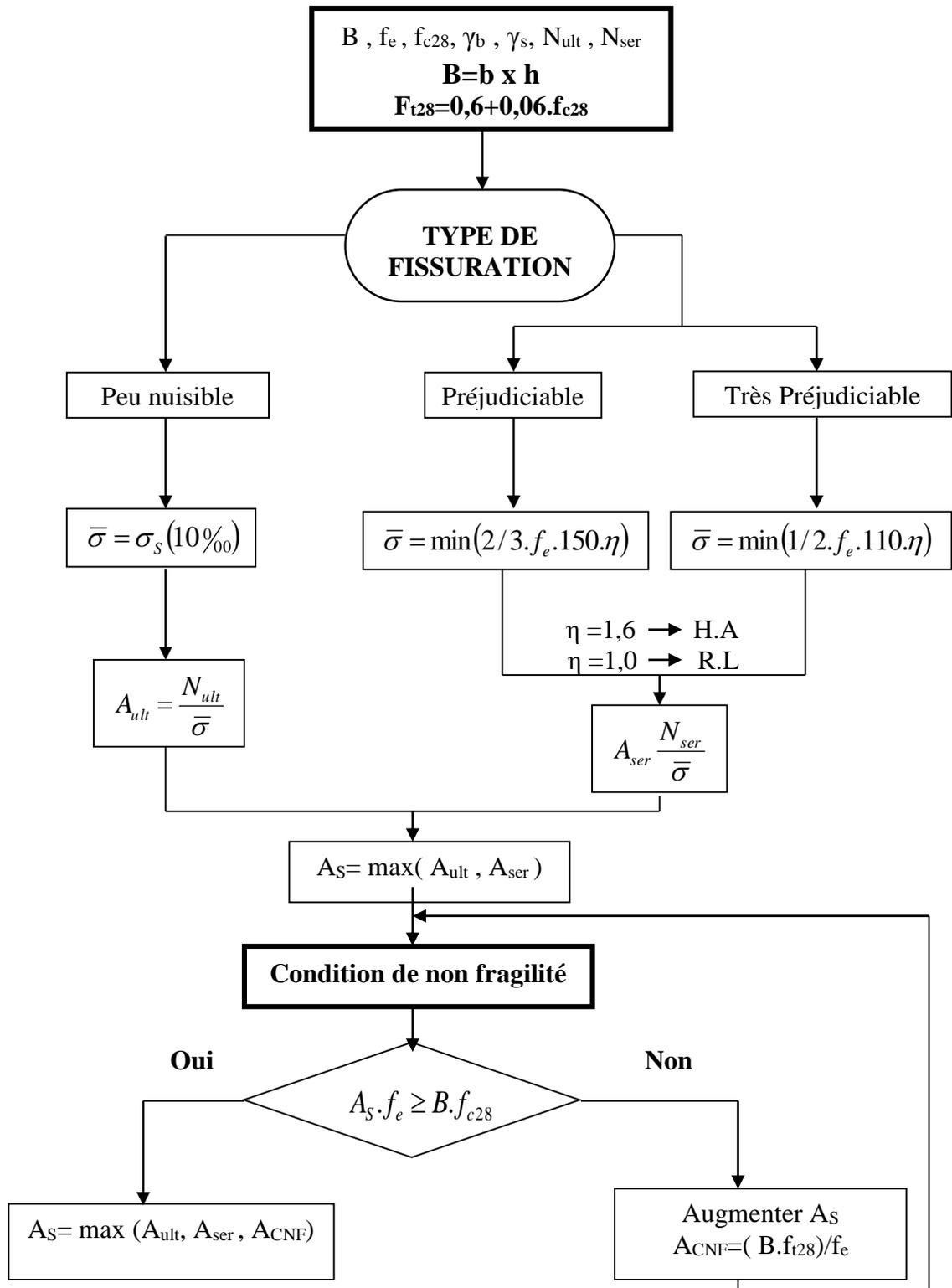
ORGANIGRAMME -III-
CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION
COMPOSEE

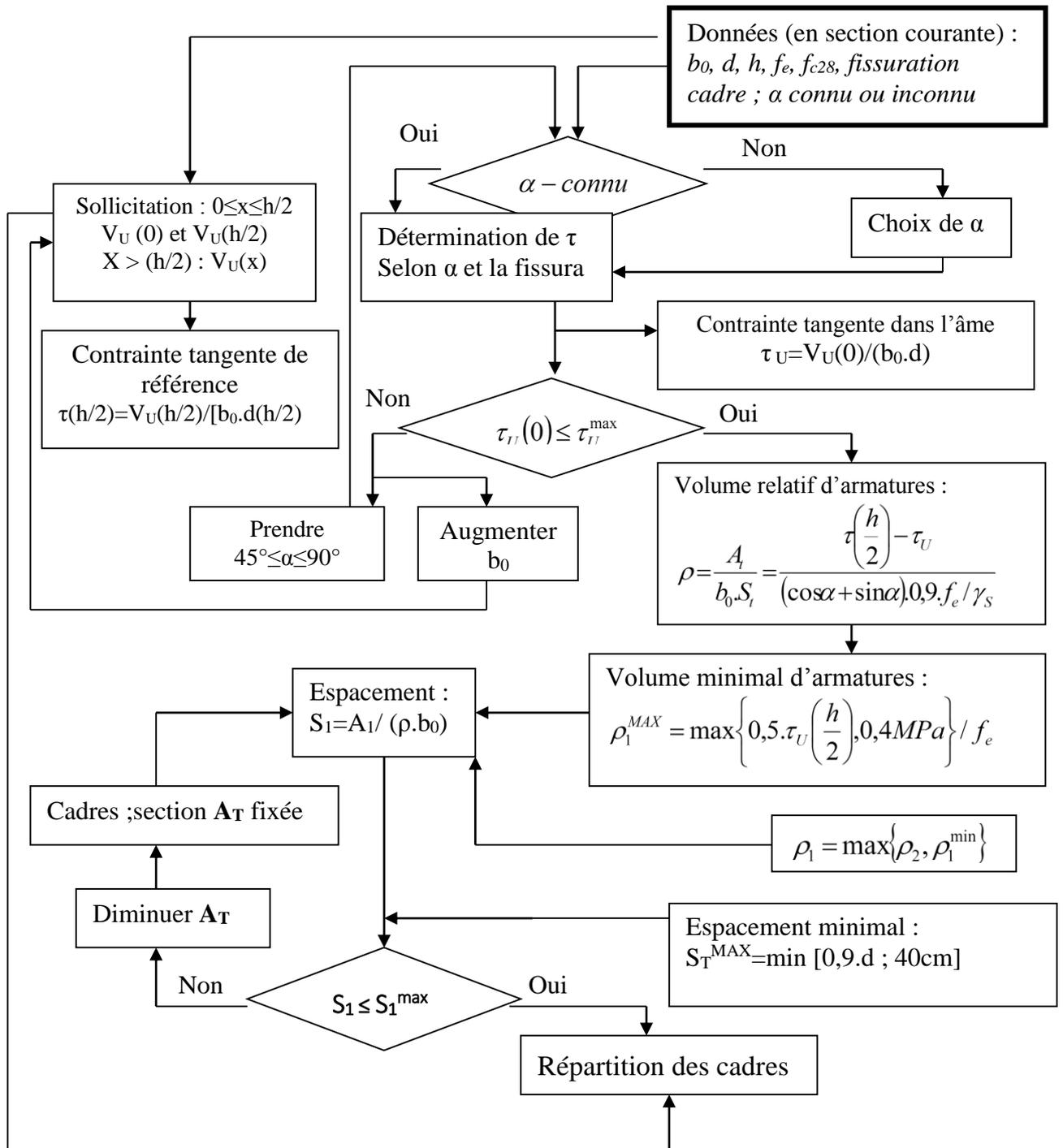


ORGANIGRAMME -IV-**VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S**

ORGANIGRAMME-V-
FLEXION COMPOSEE A L' E.L.S



ORGANIGRAMME -VI-**TRACTION SIMPLE**

ORGANIGRAMME -VII-**CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE A L'EFFORT TRANCHANT**

Section en cm² de N armatures de diamètre ϕ en mm
Tableau des armatures

ϕ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.31	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.04	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

**Dalles rectangulaires uniformément chargées
articulées sur leur contour.**

$g = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000