République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Amar Thelidji- Laghouat

FACULTÉ DE GENIE CIVIL ET D'ARCHITECTURE

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MÉMOIRE DE MASTER

Présenté par : Mr BELLAKHDAR Kamel

DOMAINE : Sciences et Technologies

FILIERE : Génie Civil

OPTION : STRUCTURES

Thème

Conception et Etude comparative technico-économique d'une structure multi-étages contreventée par deux systèmes (Entièrement voiles, Mixte : Portiques - Voiles)

Devant le Jury composé de:

Nom et Prénom :	Qualité :
Mr : GOUAL Idriss	Président
Mme : BENMILOUD Meriem	Examinatrice
Mr : BENGUIT Amar	Encadreur

2019 - 2020

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A ma mère

A ma femme et mes enfants : Malak, Mohamed mahdi, Abdellah et Khadîdja

A tous mes frères et sœurs et toute la famille

A mes amis sans exception.

A tous les enseignants du Master 2 (année 2019-2020).

Kamel

الملخص

هذا المشروع هو عبارة عن دراسة ديناميكية وتقنية اقتصادية لنموذجين لعمارة تتكون من طابق أرضي وتسعة طوابق، و هي جزء من 400 سكن عدل، و يقع في منطقة البويرة و المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم : IIa.

النموذج الأول (A) : هو عبارة عن هيكل مكون من الأعمدة و الروافد، مدعم بجدران خرسانية مقاومة للزلازل.

النموذج الثاني (B) : هو عبارة عن هيكل مكون من جدران خرسانية مع بلاطة مملوءة من الخرسانة لكل الطوابق.

بالنسبة للدراسة الديناميكية فكانت بواسطة برنامج التحليل الانشائي روبوت 2018، و ذلك وفقا للمعايير الجزائرية لمقاومة الزلازل، أم فيما يخص القياس والتسليح لمختلف العناصر الأساسية المشكلة للبناية فقد استعملنا القوانين المعمول بها في الجزائر

الكلمات المفتاحية: البناية، النموذج، الخرسانة، برنامج التحليل الانشائي روبوت 2018

Résumé

Ce projet consiste principalement en l'étude dynamique et technico-économique des deux modèles pour une structure (R+9).

Le projet est fait partie de 400 logements AADL, implanté à la wilaya de Bouira, zone de moyenne sismicité (zone IIa), selon le règlement parasismique algérien 99 modifié en 2003.

- 1er modèle (A) : Structure mixte (Portiques et voiles de contreventement).
- 2ème modèle (B) : Structure entièrement en voiles avec des planchers en dalles pleine.

L'analyse dynamique des modèles est réalisée avec le logiciel de calcul Robot Analysis structural 2018, selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 modifié 2003).

Le dimensionnement et le ferraillage des éléments résistants ont été faits conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93), en appliquant le BAEL91/version 99.

Mots-clés : Structure, Modèle, Béton armé, Robot Analysis Structural 2018.

SOMMAIRE

Page

Chapitre I : Introduction et présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction génerale..... 18
I.2. Présentation de l'ouvrage..... 19
I.3. Caractéristiques Géométriques..... 19
I.4. Ossature et système constructuf..... 19
I.4.1 Structure (A)..... 19
I.4.2 Structure (B)..... 19
I.5. Caractéristiques géotechniques du sol..... 19
I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux..... 20
I.6.1 Le Béton 20
I.6.2 L'acier 22
I.7. Hypothèses de calcul..... 24

Chapitre II: Descente de charges et Pré dimensionnement

II.1. Descente de charges..... 26
II.2. Pré dimensionnement ……..... 28
II.2.1 Les escaliers …….... 28
II.2.2 Voiles 29
II.2.2 Dalle pleine 30
II.2.2 Plancher corps creux..... 31
II.2.2 Poutres..... 32
II.2.2 Poteaux..... 33

Chapitre III: calcul des éléments secondaires

III.1. Acrotère 38
III.1.1. Introduction 38
III.1.2. Sollicitations 38
III.1.3. Ferraillage de l'acrotère 39

III.1.4. Vérification..... 41
III.2. Etude d'escalier 43
III.3. Etude des planchers 49
III.3.1. Introduction 49
III.3.2. Plancher en corps creux 49
III.3.4. Ferraillage..... 55
III.3.5. Calcul de la flêche..... 60
III.3.6. Dalle de compression..... 61

Chapitre IV: Étude dynamique et sismique

IV.1. Introduction..... 64
IV.2. Choix de la méthode de calcul 64
IV.2.1. Méthode statique équivalente..... 64
IV.2.2. Méthode dynamique..... 65
IV.2.2.1. Méthode d'analyse modale spectrale..... 65
IV.2.2.2. Méthode d'analyse par Accélérogramme..... 65
IV.3. Modélisation 65
IV.4. But d'analyse dynamique..... 65
IV.5. Données de l'ouvrage..... 66
IV.6. Spectre de péponse..... 66
IV.7. Analyse de la structure..... 66
IV.8. Paramètres de spectre de réponse 68
IV.8.1. Structure (A) : Mixte (Portiques et voiles) 68
IV.8.2. Structure (B) : Entièrement en voiles 71
IV.9. Analyse sismique ……..... 73
IV.9.1. Structure (A) : Mixte (Portiques et voiles) 73
IV.9.2. Structure (B) : Entièrement en voiles 86

Chapitre V: Etude des éléments structuraux

V.1. Structure (A) 97
V.1.1. Poteaux 98
V.1.2. Poutres 107

V.1.3. Voiles 114
V.2. Structure (B) 137
V.2.1. Voiles 137
V.2.2. Dalles pleines..... 149

Chapitre VI : Étude de l'infrastructure

VI.1. Introduction…… 159
VI.2. Voiles périphérique…….……. 159
VI.3. Etude des fondations…….. 160
VI.3.1. Introduction…… 160
VI.3.2. Choix de type de fondation…… 160
VI.3.3. Etude de sol…….. 160
VI.3.4. Radier générale……..…….. 160
VI.3.5. Calcul des fondations pour la structure (B)..... 162
VI.3.5.1. Pré dimensionnement du radier……..... 162
VI.3.5.2. Vérification de sécurité……..... 163
VI.3.5.3. Analyse des résultats …….. 167
VI.3.5.4. Ferraillage du radier……. 169
VI.3.6. Calcul des fondations pour la structure (A)..... 172
VI.3.6.1. Pré dimensionnement du radier……..... 172
VI.3.6.2. Vérification de sécurité……..... 172
VI.3.6.3. Analyse des résultats …….. 175
VI.3.6.4. Ferraillage du radier……. 177

Chapitre VII : Étude Technico-économique

VII.1. Introduction 181
VII.2. Etude comparative technique..... 181
VII.2.1. Aspect structurelle et architecturale..... 182
VII.2.2. Comportement sismique..... 184
VII.2.2.1. Paramètre d'analyse sismique..... 185
VII.2.2.2. Comportement sismique..... 186

VII.2.2.3. Nombre des modes retenue..... *187*

VII.2.2.4. Masse modale (Poids sismique) *187*

VII.2.2.5. Masses participantes..... *187*

VII.2.2.6. Période propre *187*

VII.2.2.7. Excentricité *187*

VII.2.2.8. Efforts tranchants, moments et forces sismiques..... *188*

VII.2.2.9. Déplacement inter-étages *188*

VII.2.2.10. L'effet P-Δ *188*

VII.3. Etude comparative économique..... *193*

VII.3.1. Devis quantitatif..... *193*

VII.3.2. Devis estimatif..... *195*

VII.3.2. Comparaison *196*

Conclusion générale *197*

Bibliographie *198*

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Diagramme contraintes-déformation du béton à l'ELU
Figure I.2 : Diagramme contraintes-déformation du béton à l'ELS
Figure I.3 : Diagramme contraintes-déformation de l'acier à l'ELU
Figure II.1: Acrotère coupe.
Figure II.2: Schéma d'escalier.
Figure II.3: Coupe de voile en plan et en élévation.
Figure II.4 : Coupe verticale du plancher en corps creux.
Figure II.5 : Schéma d'une nervure.
Figure II.6 : Surface afférente au poteau le plus sollicité (poteau d'angle B-3).
Figure III.1: Schéma statique de l'acrotère.
Figure III.2: Ferraillage de l'acrotère schéma de principe.
Figure III.3: Schéma statique de l'escalier.
Figure III.4: Diagrammes des moments et des efforts tranchants de l'escalier à ELU (RDC et étages courants).
Figure III.5: Diagrammes des moments et des efforts tranchants de l'escalier à ELS (RDC et étages courants).
Figure III.6: Dimensions des poutrelles.
Figure III.7: Ferraillage des poutrelles type 1.
Structure A :
Figure IV.1 : Vue en 3D structure A.

Figure. IV.2 : Disposition finale des voiles.

Figure. IV.3 : Spectre de réponse.

Figure. IV.4 : Vue en plan mode 1 (translation suivant X).

Figure. IV.5 : Vue en plan mode 2 (translation suivant Y).

Figure IV.6 : Vue en plan mode 3 (rotation autour Z).

Figure. IV.7 : Vue en 3D mode 1 (translation suivant X).

Figure. IV.8 : Vue en 3D mode 2 (translation suivant Y).

Figure. IV.9 : Vue en 3D mode 3 (rotation autour Z).

Figure. IV.10 : Taux de distribution des efforts sur les poteaux et les voiles.

Structure B :

Figure IV.11 : Vue en 3D structure B.

Figure. IV.12 : Disposition finale des voiles.

Figure. IV.13 : Spectre de réponse.

Figure. IV.14 : Vue en plan mode 1 (translation suivant X).

Figure. IV.15 : Vue en plan mode 2 (translation suivant Y).

Figure IV.16 : Vue en plan mode 3 (rotation autour Z).

Figure. IV.17 : Vue en 3D mode 1 (translation suivant X).

Figure. IV.18 : Vue en 3D mode 2 (translation suivant Y).

Figure. IV.19 : Vue en 3D mode 3 (rotation autour Z).

Structure A :
Figure V.1: Actions agissantes sur les poteaux.
Figure V.2: Vue en plan des poteaux les plus sollicités (de dimensionnement).

Figure V.3: Efforts normales (extrême) dans les poteaux (RDC, de 1,2 et 3éme étage).

Figure V.4: Efforts normales (extrême) dans les poteaux (4,5,6,7,8,9éme étage et terrasse).

Figure V.5: Moments My (extrême) dans les poteaux (RDC, de 1,2 et 3éme étage).
Figure V.6: Moments Mz (extrême) dans les poteaux (RDC, de 1,2 et 3éme étage).

Figure V.7: Moments My (extrême) dans les poteaux (4,5,6,7,8,9éme étage et terrasse).
Figure V.8: Moments Mz (extrême) dans les poteaux (4,5,6,7,8,9éme étage et terrasse).
Figure V.9: Schémas de ferraillage des poteaux.

Figure V.10: Moments My (extrême) dans les poutres principales à l'ELU (Niv +3.06m).

Figure V.11: Efforts tranchants Fz dans les poutres principales à l'ELU (Niv +3.06m).

Figure V.12: Moments My (extrême) dans les poutres principales à l'ELS (Niv +3.06m).
Figure V.13: Diagramme de contrainte - section transversales poutres PP 30x45.

Figure V.14: Diagramme de contrainte - section transversales poutres PS 30x40 (L=1,8m).
Figure V.15: Déformation (flèche) de la poutre principale PP 30x45.

Figure V.16: Schémas de ferraillage des poutres.

Figure V.17: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

Structure A :
Figure V.18: Disposition des voiles dans la structure A.
Figure V.19: Diagramme des contraintes du voile.

Figure V.20: Ferraillage type du voile n° 208 du RDC (vue en dessus).
Figure V.21: Ferraillage du voile n° 208 (vue de face).

Figure V.22: Ferraillage du voile n° 642 (vue de face).

Figure V.23: Ferraillage du voile n° 1060 (vue de face).

Figure V.24: Ferraillage du voile n° 205 (vue de face).
Figure V.25: Ferraillage du voile n° 639 (vue de face).

Figure V.26: Ferraillage du voile n° 206 (vue de face).
Structure B :

Figure V.27: Disposition des voiles dans la structure B.
Figure V.28: Ferraillage du voile n° 566 de 2éme étage (vue de face).

Figure V.29: Ferraillage type du voile n° 5 de 2éme étage (vue en dessus).
Figure V.30: Ferraillage du voile n° 9 de 2éme étage (vue de face).

Figure V.31: Ferraillage type du voile n° 9 de 2éme étage (vue en dessus).

Figure V.32: Ferraillage du voile n° 527 du RDC (vue de face).

Figure V.33: Ferraillage du voile n° 527 du RDC (vue en dessus).

Figure V.34: Vue en plan du plancher en dalle pleine du RDC (Niv +3.06m).

Figure V.35: Vue en plan du plancher en dalle pleine de l'étage courant (3éme).
Figure V.36: Cartographie des panneaux dalle – moments Mxx du RDC (Niv +3.06m).
Figure V.37: Cartographie des panneaux dalle – moments Myy du RDC (Niv +3.06m).

Figure V.38: Cartographie des panneaux dalle – moments Mxx (étage courant).

Figure V.39: Cartographie des panneaux dalle – moments Myy (étage courant).

Figure V.40: Ferraillage du panneau dalle n° 839.

Figure V.41: Vérification de la flèche pour la parcelle destinée pour services (Niv +3.06m).

Figure V.42: Vérification de la flèche pour l'étage courant.

Figure V.43: Efforts tranchants pour la parcelle destinée pour services (sens X-X).

Figure V.44: Efforts tranchants pour l'étage courant (sens X-X).

Figure VI.1: Détails voile périphérique.

Structure B :

Figure.VI.2: Cartographie de la réaction du sol vis-à-vis la contrainte normale.

Figure.VI.3: Cartographie de déplacement total du radier vis-à-vis la contrainte normale.

Figure.VI.4: Cartographie du moment Mxx à l'ELU.

Figure.VI.5: Cartographie de l'effort tranchant Qxx à l'ELU.
Figure.VI.6: Cartographie du moment Myy à l'ELU.
Figure.VI.7: Cartographie de l'effort tranchant Qyy à l'ELU.
Structure A

Figure.VI.8: Cartographie de la réaction du sol vis-à-vis la contrainte normale.

Figure.VI.9: Cartographie de déplacement total du radier vis-à-vis la contrainte normale.

Figure.VI.10: Cartographie du moment Mxx à l'ELU.

Figure.VI.11: Cartographie de l'effort tranchant Qxx à l'ELU.
Figure.VI.12: Cartographie du moment Myy à l'ELU.
Figure.VI.13: Cartographie de l'effort tranchant Qyy à l'ELU

Figure.VII.1 : Poids sismique de chaque étage dans les deux structures (A) et (B).
Figure.VI.2: Excentricité dans les étages pour la structure (A) et (B) - sens X,Y.
Figure.VI.3: Efforts tranchants et moments sismiques par niveau dans les deux structures (A) et (B) - sens X,Y.
Figure.VI.4 : Forces sismiques et déplacements par niveau dans les deux structures (A) et (B) - sens X,Y.
Figure.VI.5 : Justification de l'effet P-Δ par niveau dans les deux structures (A) et (B) - sens X,Y.
Figure.VII.6: Volume de béton pour les deux structures A et B
Figure.VII.7: Poids de l'acier pour les deux structures A et B
Figure.VII.8: Coût de béton pour les deux structures A et B
Figure.VII.9: Coût de l'acier pour les deux structures A et B

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : Propriété mécanique du béton
Tableau I.2 : Propriété mécanique de l'acier
Tableau I.3 : Diagramme contraintes-déformation de l'acier à l'ELU
Tableau II.1: Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse inaccessible.
Tableau II.2: Evaluation des charges permanentes du plancher étage courant.
Tableau II.3: Evaluation des charges permanentes dues aux murs extérieurs.
Tableau II.5 : Evaluation des charges permanentes du palier.
Tableau II.6 : Surcharges d'exploitation revenant aux poteaux les plus sollicités (Poteau B-3) dans les différents niveaux.
Tableau II.7 : Charges permanentes et surcharges d'exploitation revenant aux Poteaux les plus sollicités (Poteau B-3) dans les différents niveaux.
Tableau II.8 : Pré dimensionnement des poteaux pour les différents étages.
Tableau II.9 : Pré dimensionnement des poteaux de la salle de machines (Terrasse).

Tableau III.1: Sollicitations appliquées sur l'acrotère.
Tableau III.2: Récapitulatif des moments et des efforts tranchants maximaux.
Tableau III.3: Ancrage des armatures du plancher.
Tableau III.4: Récapitulatif de ferraillage des poutrelles.

Tableau IV.1 : Facteur de qualité en fonction en fonction de pénalité Pq (structure A).

Tableau. IV.2 : Facteur de qualité en fonction en fonction de pénalité Pq (structure B).

Structure A :

Tableau. IV.3 : Centre de masse et centre de rigidité.

Tableau. IV.4 : Période et facteurs de participation modale (résultats finals).

Tableau. IV.5 : Effort tranchant à chaque niveau.

Tableau. IV.6 : Répartition des efforts sur les poteaux et les voiles.

Tableau. IV.7 : Vérification des dimensions des poteaux sous sollicitations normales.

Tableau. IV.8 : Vérification des dimensions des poteaux sous sollicitations tangentes.

Tableau. IV.9 : Déplacements latéraux inter-étages suivant Ex et Ey.

Tableau. IV.10 : Justification vis-à-vis l'effet de P-Δ suivant Ex.

Tableau. IV.11 : Justification vis-à-vis l'effet de P-Δ suivant Ey.

Tableau. IV.12 : Valeurs de moments de renversement suivant X et Y.

Tableau. IV.13: Vérification de renversement suivant X et Y.

Structure B :

Tableau. IV.14 : Centre de masse et centre de rigidité.

Tableau. IV.15 : Période et facteurs de participation modale (résultats finals).

Tableau. IV.16 : Effort tranchant à chaque niveau.

Tableau. IV.17 : Déplacements latéraux inter-étages suivant Ex et Ey.

Tableau. IV.18 : Justification vis-à-vis l'effet de P-Δ suivant Ex.

Tableau. IV.19 : Justification vis-à-vis l'effet de P-Δ suivant Ey.

Tableau. IV. 20 : Valeurs de moments de renversement suivant X et Y.

Tableau. IV.21 : Vérification de renversement suivant X et Y.

Structure A :

Tableau. V.1 : Section d'armatures minimale des poteaux.

Tableau. V.2 : Ferraillage longitudinale des poteaux.

Tableau V.3: Récapitulation des armatures transversales des poteaux.

Tableau V.4: Section d'armatures minimale des poutres.

Tableau V.5: Récapitulation de ferraillage des poutres PP 30x45.
Tableau V.6 : Vérification des contrainte dans les poutres PP30x45 à l'ELS.

Tableau V.7 : Récapitulation de ferraillage des poutres PS 30x40 (L=1,80m).
Tableau V.8 : Vérification des contrainte dans les poutres PS30x40 (L=1,80m) à l'ELS.

Tableau.V.9 : Récapitulation de ferraillage des poutres PS 30x40.
Tableau.V.10 : Vérification des contrainte dans les poutres PS30x40 à l'ELS.

Tableau.V.11 : Longueur de flambement.

Structure B :
Tableau.V.12 : Efforts dans les voiles les plus sollicités (sens X-X).
Tableau.V.13 : Efforts dans les voiles les plus sollicités (sens Y-Y).
Tableau.V.14 : Tableau d'armatures du voile n° 566- 2éme étage.
Tableau.V.15 : Tableau d'armatures du voile n° 9- 2éme étage.
Tableau.V.16 : Tableau d'armatures du voile n° 527- RDC.
Tableau.V.17 : Tableau d'armatures du panneau n° 839.
Tableau.V.18 : Tableau récapitulatif d'armatures des panneaux de la dalle (Niv +3.06m).
Tableau.V.19 : Tableau récapitulatif d'armatures des panneaux de la dalle de l'étage courant.
Structure B :

Tableau.VI.1 : Vérification de la stabilité au renversement du radier direction X.
Tableau.VI.2 : Vérification de la stabilité au renversement du radier direction Y.
Tableau.VI.3 : Récapitulatif d'armatures du radier général.
Structure A :

Tableau.VI.4 : Vérification de la stabilité au renversement du radier direction X.
Tableau.VI.5 : Vérification de la stabilité au renversement du radier direction Y.
Tableau.VI.6 : Récapitulatif d'armatures du radier général.

Tableau.VII.1 : Quantification de béton pour les deux structures A et B.

Tableau.VII.2 : Quantification de l'acier pour les deux structures A et B.

Tableau.VII.3 : Devis estimatif pour les deux structures A et B.

LISTE DES SYMBOLES

La signification des principaux symboles est la suivante :

En majuscules :

A Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.

A_s Aire d'une section d'acier,

A_t Section d'armatures transversales,

B Aire D'une section de béton,

D Diamètre,

E Module d'élasticité longitudinale,

E_b Module de déformation longitudinale du béton,

E_i Module de déformation instantanée (E_{ij} à l'âge de j jours),

E_s Module d'élasticité de l'acier,

E_v Module de déformation différé (E_{vj} à l'âge de j jours),

F Force ou action en général,

G Action permanente, module d'élasticité transversale,

Q Charges d'exploitations,

I Moment d'inertie,

K Coefficient,

L Longueur ou portée,

L_f Longueur de flambement.

M Moment en général, moment de flexion le plus souvent,

M_G Moment fléchissant développé par les charges permanentes,

M_Q Moment fléchissant développé par les charges d'exploitations,

M_u Moment de calcul ultime,

M_{ser} Moment de calcul de service,

M_t Moment en travée,

M_a Moment sur appuis,

N Effort normal,

S_t Espacement des armatures transversales,

T Effort Tranchant, période,

V_0 Effort tranchant a la base,

K_t Facteur de terrain,

Z_0 Paramètre de rugosité,

Z_{min} Hauteur Minimale,

C_r Coefficient de rugosité,

C_t Coefficient de topographie,

C_d Coefficient dynamique,

C_e Coefficient d'exposition,

C_{pe} Coefficient de pression extérieure,

C_{pi} Coefficient de pression intérieure,

C_p Coefficient de pression nette,

R Force résultante,

F_{fr} Force de frottement,

C Cohésion,

C_c Coefficient de compression

C_s Coefficient de sur consolidation

D Fiche d'ancrage

W Teneur en eau, Poids total de la structure

W_{sat} Teneur en eau saturé

N_q, N_γ, N_c Facteurs de portance

S_r Degré de saturation

I_p Indice de plasticité

I_c Indice de consistance

S_c Tassement œdométrique

S_c^T Tassement total

S_c^{adm} Tassement admissible

E.L.U Etat limite ultime

E.L.S Etat limite service

En minuscules :

a une dimension

b une dimension transversale (largeur ou épaisseur d'une section)

d distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus com

d' distance du barycentre des armatures comprimée à la fibre extrême la plus co

e épaisseur, Indice des vides

cg grosseur des granulats

f résistance d'un matériau (avec indice), flèche

f_e limite d'élasticité de l'acier

f_{cj} résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours

f_{tj} résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours

f_{c28}, f_{t28} grandeurs précédentes avec j =28 jours

h hauteur totale d'une section de béton armé

i rayon de giration d'une section

j nombre de jours

k coefficient en général

l longueur ou portée (on utilise aussi L)

n coefficient d'équivalence acier-béton

s espacement des armatures en générales

s_t espacement des armatures transversales

x coordonnée en général, abscisse en particulier

y coordonnée, parallèlement au plan moyen, à partir de l'axe central d'inertie

z coordonnée d'altitude

q_{dyn} pression dynamique

$q_{réf}$ pression dynamique de référence

q_j pression dû au vent

En minuscules :

Ø diamètre des armatures, mode propre

γ_s coefficient de sécurité dans l'acier

γ_b coefficient de sécurité dans le béton

ε déformation relative

ε_{bc} raccourcissement relatif du béton comprimé

ε_s allongement relatif de l'acier tendu

ε'_s raccourcissement relatif de l'acier comprimé

η coefficient de fissuration relatif à une armature

ν coefficient de poisson, coefficient sans dimension

ρ rapport de deux dimensions en particulière l'aire d'acier à l'aire de béton

σ contrainte normale en général

λ Élancement

τ contrainte tangente (de cisaillement)

σ_{bc} contrainte de compression,

σ_{ts} et σ_{sc} contrainte de traction, de compression dans l'acier, également notées σ_s ,σ'_s

φ Angle de frottement,

σ_c Contrainte de consolidation

$\overline{\sigma}_s$ Contrainte de traction admissible de l'acier

$\overline{\sigma}_{bc}$ Contrainte de compression admissible du béton

β Coefficient de pondération

σ_{sol} Contrainte du sol

σ_m Contrainte moyenne

Chapitre I

Introduction
&
Présentation de l'ouvrage

- **Système A : Structure mixte (portique + voiles)**

- **Système B : Structure entièrement voile**

I.1. Introduction générale :

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

La stabilité d'une structure peut être atteinte, si elle répond aux critères de stabilité exigée par les codes de calculs.

Le règlement parasismique algérien propose plusieurs systèmes structurels de contreventement pour la structure étudiée : mixte (portique, voile) avec ou sans interaction et voiles porteurs. Le R.P.A99/03 laisse le choix au concepteur de choisir entre ces systèmes structuraux en fonction de :

- ✓ Le comportement sismique recherché (ductile, rigide)
- ✓ Moyen de réalisation et la mise en œuvre.
- ✓ Délai d'exécution.

Il est clair que, plusieurs paramètres interviennent, pour juger un tel choix ou l'autre est optimal. Dans ce cadre, on propose pour la structure étudiée (R+9), deux modèles (A et B), le premier modèle (A), est composé d'une structure mixte (Portique avec des voiles de contreventement), et le deuxième (B), est composé d'une structure entièrement en voiles.

Objectif du mémoire

L'étude consiste à dimensionner et calculer les deux structures (A) et (B), et faire une comparaison technique et économique entre les deux modèles, tout en basant sur l'analyse des résultats finals des deux systèmes, pour offrir une solution optimale, tant du point du vue technique qu'économique.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

Le projet que nous avons en train d'étudier un bâtiment (R+9), composé d'un RDC destiné pour activité commerciale (magasins), le 1er étage réservé pour administration et huit étages destinés pour habitations. Le projet est implanté à Bouira, qui est une zone de moyenne sismicité (zone IIa), d'après les règles parasismiques algériennes (**RPA 99 / version 2003)**.

I.3. Caractéristiques géométriques :

- Hauteur de la chambre niveau terrasse..... **2,74 m.**
- Hauteur des étages courants..... **3,06 m.**
- Hauteur de RDC..... **3,06 m.**
- Hauteur totale du Bâtiment..... **33,34 m.**
- Longueur totale du bâtiment à la base en plan..... **28,60 m.**
- Larguer totale du bâtiment à la base en plan..... **20,83 m.**

I.4. Ossature et système constructif :

I.4.1. Structure (A) :

Le contreventement de la structure est assuré par des portiques (poteaux et poutres) et renforcé par des voiles de contreventement, exigés par le **RPA 99 / version 2003**, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

I.4.2. Structure (B) :

La structure est entièrement en voiles porteurs, et de contreventement, qui vont supporter les actions verticales et les actions horizontales en même temps.

I.5. Caractéristiques géotechniques du sol :

Dans notre étude on a considéré que le sol d'assise de la construction est un sol meuble et par conséquent on a adopté : бsol = 1,5 bars.

I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé **(BAEL91mod99)** et tous les règlements applicables en Algérie **(RPA 99 version 2003)** et CBA**93.**

I.6.1. Béton

a. Composition du béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (graviers, sable) et de l'eau.

La composition courante de *1m³* de béton est:

- *350 Kg* de ciment *CPA,*
- *400 l* de sable $D_g \leq 5\ mm$,
- *800 l* de gravillon $5mm \leq Dg \leq 25\ mm$,
- *175 l* d'eau de gâchage.

Soit alors un poids volumique de : $\rho = 25\ kN/m^3$

b. Propriétés mécaniques du béton

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

Résistance à la compression	**Résistance en traction**	**Module d'élasticité**		**Coefficient De poisson**
j< 28 jours → $f_{cj}=0,685\ f_{c28}\log(j+1)$		Instantané	Différé	
j=28jours→$f_{cj}= f_{c28}$	$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$	$E_{ij} = 11000\left(f_{cj}\right)^{1/3}$ (MPa)	$E_{vj} = 3700\left(f_{cj}\right)^{1/3}$	$\nu = \frac{\Delta L}{L}$
j>28jours→ $f_{cj}=1.1f_{c28}$	**f_{t28}=2,1MPa**	$E_{ij} = 32164,20MPa$	$E_{ij} = 10721,40MPa$	**ν =0,2**
f_{c28} =25MPa				

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

c. Les contraintes limites de calcul :

L'état limite est define :

- L'équilibre statique
- La résistance des matériaux
- La stabilité des formes

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

La contrainte limite a l'ELU du béton est donne par :

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

Avec

γ_b : Coefficient de sécurité, tel que :

γ_b *=1,5* cas des situations durables ou transitoires…… f_{bu} *= 14,17 MPa*

γ_b *=1,15* cas des situations accidentelles……f_{bu} *= 18,48 MPa*

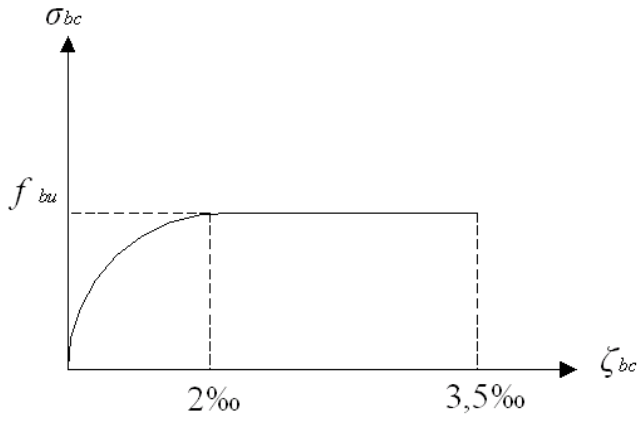


Figure I.1 : Diagramme contrainte-déformations à l'ELU

c.2. Contraintes limites à l'état limite de service (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 de béton
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

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

Dans notre cas : $\sigma_{bc} = 15MPa$

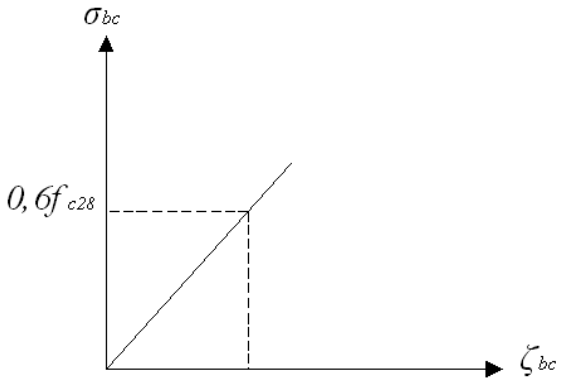


Figure I.2 : Diagramme contrainte-déformations à l'ELS

I.6.2. Aciers

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

Les aciers utilisés pour constituer les éléments en béton armé sont donnés dans le tableau I.2.

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètres (mm)	Limites élastiques en MPa	Module d'élasticité
R.L	Armatures Transversales	Fe E235	Ø <10	*FeE =22 (f_e=215 MPa)* *FeE =24 (f_e=235 MPa*)	*Es = 2,1.10^5 MPa*
Barre HA	Armatures Longitudinales	Fe E400	Ø >10	*f_e =400 MPa*	
Treilles soudes	Eléments plans	TLE 520	Ø <6	*f_e= 520MPa*	

Tableau I.2 : **Propriétés mécaniques de l'acier**

a. Les contraintes limite de calcul

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

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant :

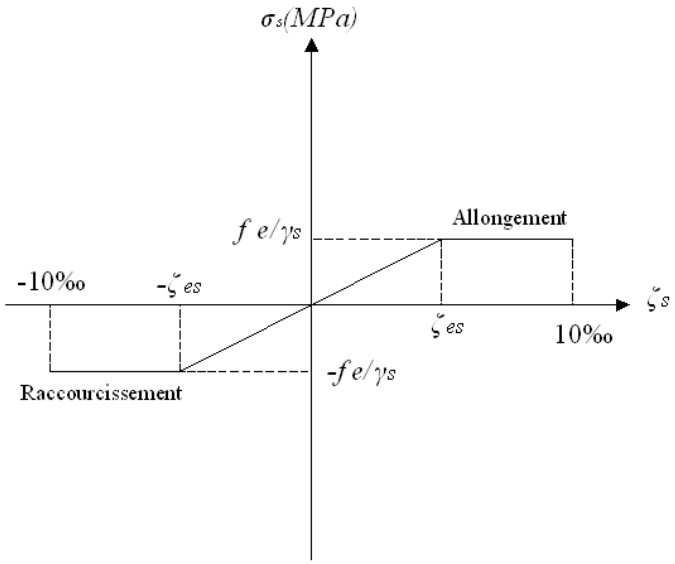


Figure. I 3 **: Diagramme contrainte-déformations de l'acier é l'ELU**

fe **:** Contrainte limite élastique.

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

$$\varepsilon_{es} = \frac{fe}{E_s \gamma_s}$$

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

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

Pour les aciers *FeE400* on a : $\varepsilon_{es} = \frac{400}{1{,}15x2.10^5} = 1{,}74‰$

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

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

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \left(\frac{2}{3} f_e ; 150\eta\right) \quad (MPa)$

η : Coefficient de fissuration

η *=1,00* pour les aciers ronds lisse.

η *=1,60* pour les aciers à haute adhérence.

b. Le coefficient d'équivalence

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

Avec

E_s : Module de déformation de l'acier,

E_b : Module de déformation du béton.

I.7. Hypothèses de calcul :

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

- Les sections droites restent planes après déformation ;
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton ;
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction ;
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à *3,5 ‰* en flexion simple ou composée et à *2‰* dans la compression simple ;
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à *10‰*.

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

- Acier rond lisse $\begin{cases} \boldsymbol{\sigma_s = 204,34MPa} & \text{Situation durable} \\ \boldsymbol{\sigma_s = 235MPa} & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$

- Acier à haute adhérence $\begin{cases} \boldsymbol{\sigma_s = 348MPa} & \text{Situation durable} \\ \boldsymbol{\sigma_s = 400MPa} & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$

Chapitre II

Descente de charges
&
Pré dimensionnement

- **Système A : Structure mixte (portique + voiles)**

- **Système B : Structure entièrement voile**

II. Descente de charges et Prédimensionnement :

II.1. Descente de charges :

Introduction :

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

A- Les planchers :

Tableau II-1 : Evaluation des charges permanentes du plancher

Terrasse inaccessible

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m³)	G (Kg/m²)
1- Protection en gravillon	5	1700	85
2- Etanchéité multicouche	2	600	12
3- Forme de pente (E_{moy}=10 cm)	10	2200	220
4- Isolation thermique en liège	4	400	16
5- Plancher en corps creux (16+4) cm /	20	1425	285
Plancher en dalle pleine en B.A	16	2500	400
6- Para vapeur (polyane)	/	/	1
7- Enduit plâtre	2	1400	28

La charge permanente plancher corps creux	G = 647 Kg/m²
La charge permanente plancher dalle pleine	G = 762 Kg/m²
La charge d'exploitation	Q = 100 Kg/m²

Tableau II-2 : Evaluation des charges permanentes du plancher

Etage Courant

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m³)	G (Kg/m²)
1- Carrelage	2	2200	44
2- Mortier de pose en ciment	2	2000	40
3- Lit de sable	3	1800	54
5- Plancher en corps creux (16+4) cm /	20	1425	285
Plancher en dalle pleine en B.A	16	2500	400
7- Enduit plâtre	2	1400	28
8- Cloison légères en brique	10	1000	100

La charge permanente plancher corps creux	G = 551 Kg/m²
La charge permanente plancher dalle pleine	G = 666 Kg/m²
La charge d'exploitation (Habitations)	Q = 150 Kg/m²
La charge d'exploitation (Bureaux)	Q = 500 Kg/m²
La charge d'exploitation (Balcon)	Q = 350 Kg/m²

B- La maçonnerie :

Tableau II-3 : Evaluation des charges permanentes dues au murs extérieurs

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m³)	G (Kg/m²)
1- Enduit intérieur en plâtre	2	1400	28
2- Brique creuse (ép=10 cm)	10	900	90
3- Brique creuse (ép=15 cm)	15	900	135
4- Enduit extérieur en ciment	2	2000	40

La charge permanente de mur double parois (10+15) cm	G = 293 Kg/m²
La charge permanente de mur simple paroi (15 cm)	G = 203 Kg/m²

C- L'escalier :

Tableau II-4 : Evaluation des charges permanentes de Paillasse

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m³)	G (Kg/m²)
1- Carrelage	2	2200	44
2- Mortier de pose en ciment	2	2000	40
3- Lit de sable	2	1800	36
4- Marches	17/2	2200	187
5- Dalle pleine en B.A	25/cos32.52	2500	741
6- Enduit en ciment	2	2000	40
7- Garde-corps	/	/	20

La charge permanente	G = 1108 Kg/m²
La charge d'exploitation	Q = 250 Kg/m²

Tableau II-5 : Evaluation des charges permanentes de Palier

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m³)	G (Kg/m²)
1- Carrelage	2	2200	44
2- Mortier de pose en ciment	2	2000	40
3- Lit de sable	2	1800	36
5- Dalle pleine en B.A	25	2500	625
6- Enduit plâtre	2	1400	28

La charge permanente	G = 773 Kg/m²
La charge d'exploitation	Q = 250 Kg/m²

D- L'acrotère :

La surface de l'acrotère :

S= 0.60 x 0.10 + 0.10 x 0.10 – 0.02x0.20/2 = **0.069 m²**

Enduite extérieur en ciment : g= **32 Kg/ml**

La charge permanente **G =** (0.069x2500) + 32 = 205 Kg/ml

=341.67 Kg/m²

La charge permanente	**G = 205 Kg/ml**
La charge d'exploitation	**Q = 100 Kg/ml**

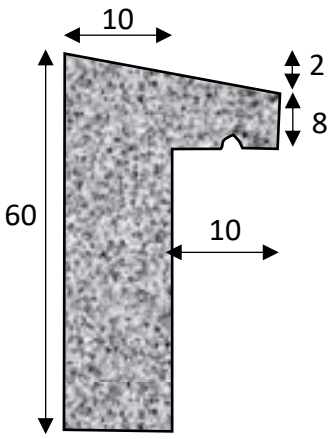


Figure II-1 : Acrotère - coupe

II.2. Pré dimensionnement :

Introduction :

Le pré dimensionnement est une étape préliminaire, son but est de déterminer des dimensions économiques pour les différents éléments de la structure, afin d'éviter un surplus en acier et en béton.

II.2.1. Pré dimensionnement des escaliers :

✓ **Caractéristiques techniques :**

Hauteur : h= 3.06 m Pour le RDC & étage courant :

Giron : g = 30 cm

Hauteur de la marche à partir de la formule de **BLONDEL**

On a : 59 < 2h + g < 66 cm ⇒ 14.5 < h < 18 cm ⇒ h=17cm

Nombre des contremarches par volée : n= (H/2) / h = (3.06/2) / 0.17 = 09 u

Nombre des marches par niveau : m = (n-1) x 02 = 16 u

Tang α = 17/30 ⇒ α = 29.54°

La longueur de paillasse L = (h/2) / sin(α) = (3.06/2)/ sin (29.54°) = 3.10 m

• Epaisseur de la paillasse + palier : $L_T/30 \leq$ ép $\leq L_T/20$ où : L_T : longueur entre deux appuis

545/30 ≤ ép ≤ 545/20 ⇒ 18,17 ≤ ép ≤ 27,25cm ⇒ ép = 25 cm

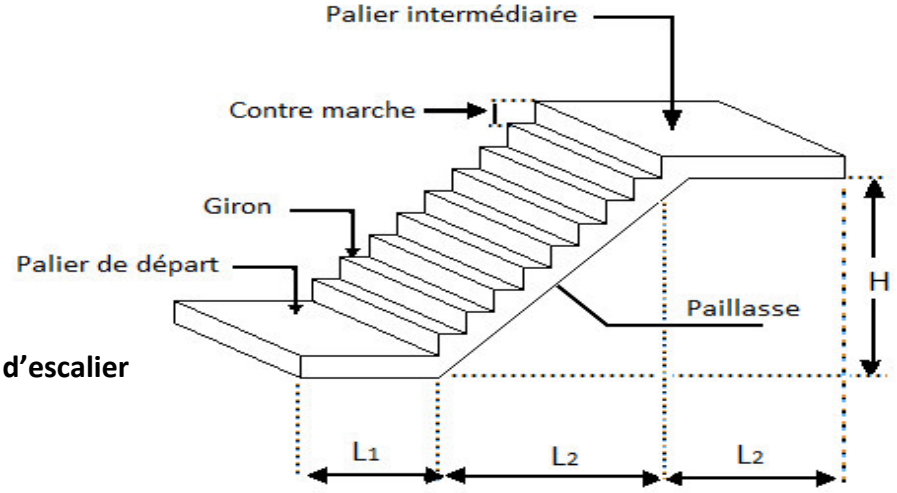


Figure II-2 : Schéma d'escalier

II.2.2. Pré dimensionnement des Voiles :

Introduction :

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle soit :

1- Le contreventement du bâtiment, et éventuellement ils supportent une fraction des charges verticales. **(Exemple le cas du système A)**

2- Jouent le rôle comme des murs porteurs, et supportent à 100% les charges verticales et les charges horizontales. **(Exemple le cas du système B).**

On considère comme voiles les éléments satisfaisons à la condition **L ≥ 4.a**, dans le cas contraire ces éléments sont considéré comme des éléments linéaires.

Le **RPA 99/ version 2003**, exige une épaisseur minimale de **15 cm,** de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage **he** et suivant les conditions de rigidité aux Extrémités comme indiqué à la figure II-3.

- Pour les voiles avec deux abouts sur deux poteaux : $a \geq \text{Max}\left[he/25 ; 15\ cm \right]$
- Pour les voiles avec deux abouts sur un poteau : $a \geq \text{Max}\left[he/22 ; 15\ cm \right]$
- Pour les voiles à abouts libres : $a \geq \text{Max}\left[he/20 ; 15\ cm \right]$

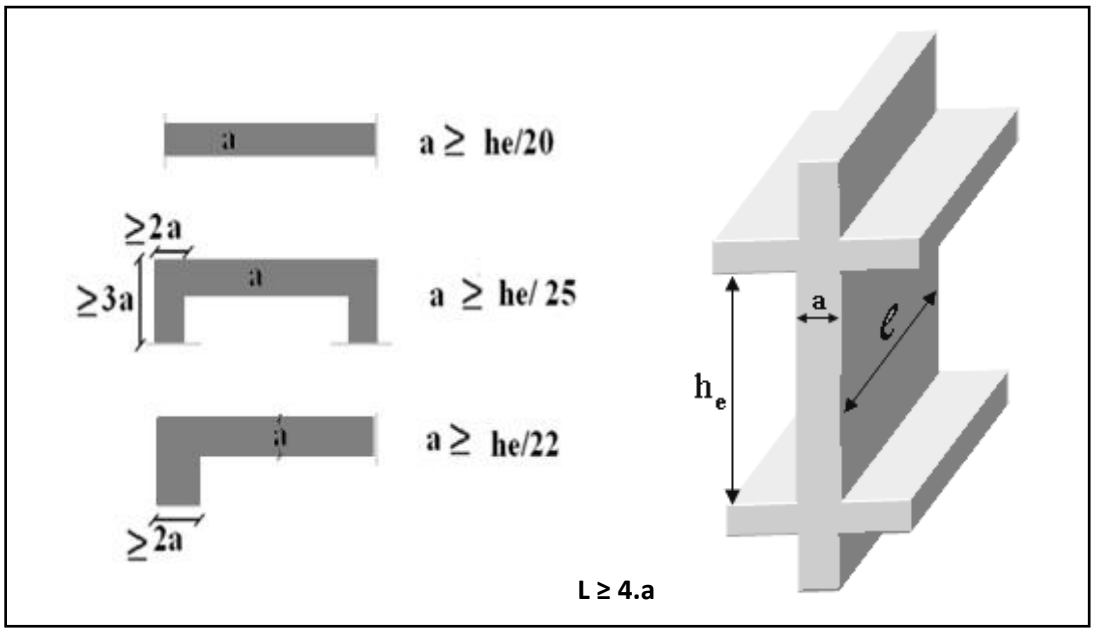


Figure II-3 : Coupes de voiles en plan et en élévation

Dans notre cas, et pour **les deux systèmes A & B**, et d'après le **RPA 99/version 2003 (type 1),** l'épaisseur minimale : **a ≥ he/20** = (3.06-0.16) /20 = 0.145 m.

Finalement, on adopte une épaisseur générale **a=20 cm** pour tous les types des voiles, (porteurs ou de contreventement), dans les deux **systèmes A & B**, et une épaisseur **a= 15 cm pour le voile de la cage de l'ascenseur,** car il n'intervient pas dans le contreventement.

II.2.3. Pré dimensionnement des planchers dalles pleines :

Introduction :

Le pré dimensionnement des dalles pleines dépend plus souvent des conditions de résistance Ainsi que le nombre d'appuis sur lesquels elles reposent.

Dans notre cas d'étude on trouve ce type de plancher dans :

- ✓ **Le système B** : Les planchers de tous les niveaux, ainsi que les balcons et séchoirs sont en dalles pleines.
- ✓ **Le système A** : Les balcons, les séchoirs et la dalle du chambre machine d'ascenseur.

Pour déterminer l'épaisseur de la dalle, on va étudier le panneau le plus sollicité (dans le Système B), ensuite cette dimension sera généralisée pour les autres dalles (séchoirs, balcons et Salle machine).

- ✓ **Résistance au feu :**

e = 7 cm pour une heure de coupe-feu

e = 11 cm pour deux heures de coupe-feu

On admet que : e = 11 cm

- ✓ **Condition d'isolation acoustique :**

Selon les normes, pour avoir une bonne isolation acoustique, l'épaisseur de la dalle doit être Supérieure ou égale à 13 cm.

- ✓ **Résistance à la flexion :**

D'après les règles (BAEL 91), l'épaisseur du plancher doit être calculée selon le critère de rigidité :

$\alpha = Lx / Ly$

- ✓ Si $\alpha < 0.4 \Rightarrow$ Dalle porte suivant un seul sens (dalle pleine sur 2 appuis).
- ✓ Si $0.4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow$ Dalle porte suivant deux directions (dalle pleine sur 4 appuis).

Avec :

- ✓ Dalle reposant sur deux appuis : $Lx/35 \leq e \leq Lx/30$.
- ✓ Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $Lx/50 \leq e \leq Lx/40$.

Lx : La plus petite dimension de la dalle.

Ly : La plus grande dimension de la dalle.

1. **Vérification : (le panneau le plus sollicité : Lx=4.35 m ; Ly = 4.50 m)**

$\alpha = 4.35/4.50 = 0.97 \Rightarrow 0.4 \leq \alpha \leq 1$ Donc la dalle porte suivant les deux directions et reposant sur 3 ou 4 appuis $\Rightarrow 435/50 \leq e \leq 435/40 \Rightarrow 8.7 \leq e \leq 11$ cm donc e = 11 cm.

Finalement, pour les conditions suscitées, et pour de raison de rigidité et pour être en sécurité,

On prend l'épaisseur de la dalle pleine **e = 16 cm.**

II.2.4. Pré dimensionnement des planchers corps creux :

Introduction :

Ce type de plancher est composé en éléments porteurs (poutrelles), associés à des éléments de remplissage (corps creux), et une dalle de compression. (Figure II.4).

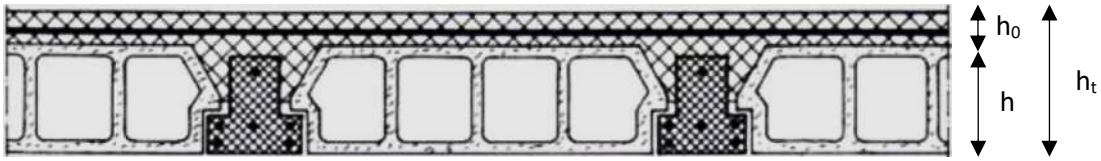


Figure II-4 : Coupe verticale d'un plancher en corps creux

Le pré dimensionnement se fait à partir de la condition de rigidité selon le RPA2003 ;

- Condition de coupe-feu :

- e = 07cm : pour une (01) heure de coupe de feu.
- e = 11cm : pour deux (02) heures de coup de feu .

- Condition acoustique :

Le confort acoustique exige une épaisseur minimale de 16 cm.

- Condition de résistance à la flexion :

$h_t \geq L_{max}/22.5 = 420/22.5 = 18.7$ cm => $h_t = 20$ cm

ho= 4 cm (dalle de compression)

h= 16 cm (corps creux)

Avec : L_{max} : La longueur maximale d'une travée de la poutrelle entre nus d'appuis.

- Pré dimensionnement de Poutrelle :

Les poutrelles sont assimilées à une section en T dont nous devons déterminer les dimensions « b, b1 et b0 » :

D'après le pré dimensionnement on a un plancher (16+4) cm,

Pour dimensionner la poutrelle il faut que :

$0.3xd \leq b0 \leq 0.7xd$; avec d= 0.90xht = 18 cm

Donc : $5.4 \leq b0 \leq 12.6$ => on prend b0 = 12 cm

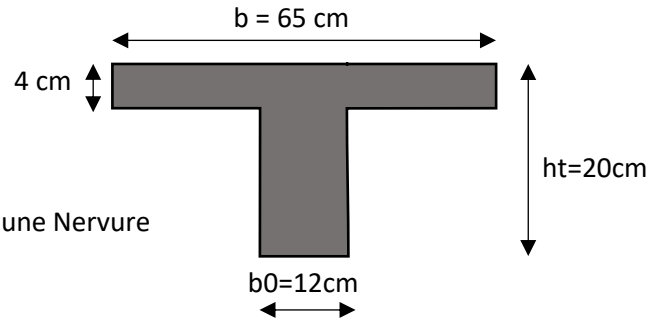


Figure II-5 : Schéma d'une Nervure

II.2.5. Pré dimensionnement des poutres :

Introduction :

Le pré dimensionnement des poutres, s'effectué suivant ces trois étapes à savoir :

1- Détermination de la section de béton par les règles du BAEL 91/ modifié 99.
2- Vérification de la section suivant les conditions imposées par le règlement parasismique Algérien (RPA 99/ v.2003).
3- Vérification de la rigidité à l'aide de formules RDM.

A / Poutres principales :

❖ **Selon les régles BAEL 91/mod 99 :**

La hauteur **h** de la poutre doit être : **L/15 ≤ h ≤ L/10**

La largeur **b** de la poutre doit être : **0.30.h ≤ b ≤ 0.8.h**

L_{max} = 435 cm ⇒ 435/15 ≤ h ≤ 435/10 donc : 29 ≤ h ≤ 43.5 cm

On prend **h =45 cm** ⇒ 0.30x45 ≤ b ≤ 0.8x45 ⇒ : 13.5 ≤ b ≤ 36 cm

Donc : **PP (30x45) cm**.

❖ **Vérification du RPA 99/v.2003 :**

h/b ≤ 4 ⇒ 45/30 = 1.50 < 4 vérifiée.

b ≥ 20 ⇒ b = 30 cm > 20 cm vérifiée.

h ≥ 30 ⇒ h= 45 cm > 30 cm vérifiée.

❖ **Vérification de la rigidité :**

h/L ≥ 1/16 = 0.0625 ⇒ 45/435 = 0.10 ≥ 0.0625 vérifiée.

B / Poutres sécodaires :

❖ **Selon les régles BAEL 91/mod 99 :**

L_{max} = 450 cm ⇒ 450/15 ≤ h ≤ 450/10 donc : 30 ≤ h ≤ 45 cm

On prend **h =40 cm** ⇒ 0.30x40 ≤ b ≤ 0.8x40 ⇒ : 12 ≤ b ≤ 32 cm

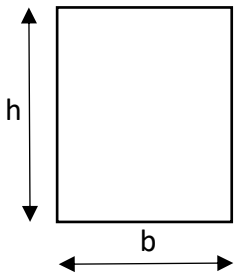
Donc : **PS (30x40) cm**.

❖ **Vérification du RPA 99/v.2003 :**

h/b ≤ 4 ⇒ 40/30 = 1.33 < 4 vérifiée.

b ≥ 20 ⇒ b = 30 cm > 20 cm vérifiée.

h ≥ 30 ⇒ h= 40 cm > 30 cm vérifiée.



❖ **Vérification de la rigidité :**

h/L ≥ 1/16 = 0.0625 ⇒ 40/450 = 0.089 ≥ 0.0625 vérifiée.

II.2.6. Pré dimensionnement des poteaux :

Introduction :

Le pré dimensionnement sera fait pour le poteau le plus sollicité, à partir de sa base (+0.00) jusqu'à le dernier niveau, suivant ces étapes :

1- Calcul de la surface revenant à chaque poteau suivant son emplacement.
2- Calcul les charges et surcharges revenant à ce poteau.
3- Calcul l'effort normal ultime (**Nu = 1.35G+1.5Q)**, majoré de 10%
4- Calcul les dimensions du poteau, à l'aide de la formule générale (02).
5- Vérification des dimensions de la section transversale des poteaux vis-à-vis RPA99/v2003.
6- Dimensionnement final des sections des poteaux, après les vérifications sismiques.

- **Dégression de charges :**

La loi de dégression de charges, peut être appliquée sur les bâtiments de grande hauteur (à partir de 5 étages), et ce pour tenir compte le non simultanéité des charges d'exploitation en réalité.

Cette loi consiste à réduire les charges identiques de chaque étage à 10% jusqu'à 0.50Q.

- $Q_c = Q_0 + [(3+n)/2n] \times (Q_1 + Q_2 + \ldots\ldots\ldots + Q_n)$

Avec :

- n : Nombre d'étage on démarre de haut vers le bas (le 1er étage compté ''0'').
- Q_0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- Q_c : La charge d'exploitation cumulée sur l'étage considéré.

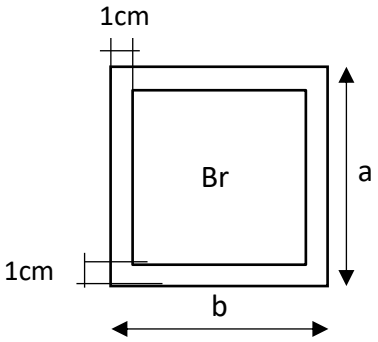
Tableau II-6 : Surcharges d'exploitation revenant au poteau le plus sollicité dans les différents niveaux : Poteau (B-3)

Niveau	Surcharge d'exploitation	Dégression des charges	Q_c KN/m²
9éme étage	Q_0	$Q_c = Q_0$	1.00
8éme étage	Q_1=70% Q_p+30%Q_b	$Q_c = Q_0 + Q_1$	3.10
7éme étage	Q_2=70% Q_p+30%Q_b	$Q_c = Q_0 + 0.95(Q_1+Q_2)$	5.00
6éme étage	Q_3=70% Q_p+30%Q_b	$Q_c = Q_0 + 0.90(Q_1+Q_2+Q_3)$	6.67
5éme étage	Q_4=70% Q_p+30%Q_b	$Q_c = Q_0 + 0.85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	8.14
4éme étage	Q_5=70% Q_p+30%Q_b	$Q_c = Q_0 + 0.80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	9.40
3éme étage	Q_6=70% Q_p+30%Q_b	$Q_c = Q_0 + 0.75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	10.45
2éme étage	Q_7=70% Q_p+30%Q_b	$Q_c = Q_0 + 0.71(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$	11.44
1éme étage	Q_8=70% Q_p+30%Q_b	$Q_c = Q_0 + 0.69(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)$	12.59
RDC	Q_9=70% Q_p+30%Q_b	$Q_c = Q_0 + 0.67(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)$	13.66
Q_p : Charge Q sur plancher étage **** Q_b : charge Q sur balcon **** Q_1= Q_2=… =Q_9= 2.10 KN/m²			

❖ **Principe de calcul :**

Le calcul de la section du béton se fera au flambement sous l'action de la compression centrée. Les règles CBA 93 préconisent de prendre la section réduite du poteau, en laisse **1cm** de chaque côté de la section droite, afin de tenir compte de la ségrégation du béton.

⇒ Br = (a – 2) x (b – 2) = (a – 2)² en cm² …. Pour un poteau carré.



❖ **La formule générale :**

$Nu \leq \alpha \left[(Br.fc28)/0,9\ \gamma b) + (As.fe)/\gamma s\right]$ .....(02)

Avec :

- ❖ Nu : Effort de compression suivant les régles BAEL 91/rév 99.
- ❖ γb : Coefficient de securité du béton tel que : γb = 1.5 situation durable ou transitoire.
  γb = 1.15 situation accidentelle.
- ❖ γs : Coefficient de securité de l'acier tel que : γb = 1.15 situation durable ou transitoire.
  γb = 1 situation accidentelle.
- ❖ fc28 = 25 MPa : Résistance caracteristique du béton.
- ❖ fe = 400 MPa : Résistance caracteristique de l'acier.
- ❖ As : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul de poteau pour équilibrer Nu, prise égale à 1% de la section du béton (As= B/100).
- ❖ α : Coefficient de minoration qui est défini en fonction de lélancement du poteau.

  $\alpha = [0.85/(1+0.2(\lambda/35)^2)] / K$ pour $\lambda \leq 50$ et

  $\alpha = [0.60x(50/\lambda)^2] / K$ pour $50 \leq \lambda \leq 70$; où : $\lambda = Lf/i$ et $i = b/\sqrt{12}$

  i : Rayon de giration ; λ : l'élancement géométrique ; Lf : longueur de flambement.

  K = 1.1 Nu/2 : appliqué avant 28 j.

  K= 1.2 Nu/2 : appliqué avant 90 j.

  K= 1.0 Nu/2 : appliqué après 90 j. pour notre cas en prend K = 1

On prend $\lambda = 35$ pour que la totalité de la section des armatures As, prise en compte.

⇒ $\alpha = [0.85/(1+0.2(\lambda/35)^2] / K = [0.85/(1+0.2(35/35)^2)]/1 = 0.71$

De (02) ⇒ $Nu \leq 0.71 \times Br \times \left[(fc28/0,9\ \gamma b) + (As/Br).fe/\gamma s\right]$

$Nu \leq Br \times \left[(0.71x25/1.35) + (0.71x10^{-2}x400/1.15)\right] = 15.62 \times Br$

⇒ **$Br \geq 0.064\ Nu$**

❖ **Spécifications du RPA 99/V2003 :**

1- Pour une zone sismique (IIa), les dimensions de la section transversale des poteaux Doivent satisfaire les conditions suivantes :

- ✓ Min(a , b) ≥ 25 cm.
- ✓ Min (a , b) ≥ he /20. Avec : he : La hauteur de l'étage.
- ✓ 1/4 < a/b < 4.

Tableau II-7 : Charges permanentes et surcharges d'exploitation revenant Au poteau le plus sollicité (B-3) dans les différents niveaux.

	Charges permanentes				G (KN)	Q (KN)
Niveau	Planchers	Poutres	Poteaux*	Murs	Partielle	Q_c (KN/m²) S=9.7m² Q_c x S
	S(m²) & G(KN/m²)	V(m³) & G(KN/m³)		Hxl(m²) & G(KN/m²)	Cumulée	
9éme étage	6.7x6.47+3.0x7.62 66.21 KN	0.3x0.45x6.5 x25= 22 KN	0.45²x3.06 x25= 15.5 KN	0.60x4.8x 3.42= 9.85 KN	113.56 **113.56**	1.00 **9.70**
8éme étage	6.7x5.51+3x6.66 56.90	22	15.5	2.61x4.8x 2.93=36.71	131.11 **244.67**	3.10 **30.07**
7éme étage	56.90	22	15.5	36.71	131.11 **375.78**	5.00 **48.50**
6éme étage	56.90	22	15.5	36.71	131.11 **506.89**	6.67 **64.70**
5éme étage	56.90	22	15.5	36.71	131.11 **638.00**	8.14 **78.96**
4éme étage	56.90	22	15.5	36.71	131.11 **769.11**	9.40 **91.18**
3éme étage	56.90	22	15.5	36.71	131.11 **900.22**	10.45 **101.37**
2éme étage	56.90	22	15.5	36.71	131.11 **1031.33**	11.44 **110.97**
1éme étage	56.90	22	15.5	36.71	131.11 **1162.44**	12.59 **122.12**
RDC	56.90	22	15.5	36.71	131.11 **1293.55**	13.66 **132.50**

*NB : Les charges G des poteaux, ont été estimées avec une dimension approximative de 45x45 cm.

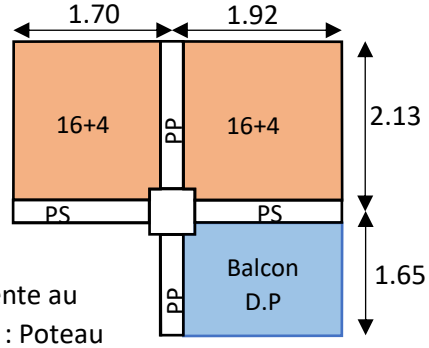


Figure II-6 : Surface afférente au poteau le plus sollicité (B-3) : Poteau d'ange

2- **D'après le RPA 99/V2003,** pour conférer aux poteaux une meilleure résistance aux Sollicitations sismiques, il est recommandé de donner aux poteaux d'angles et de rives, des sections comparables à celles des poteaux centraux.

Donc on adoptera les sections suivantes :

Tableau II-8 : Pré dimensionnement des poteaux pour les différents étages.

Niveau	RDC	1er étage	2ème étage	3 ème étage	4 ème étage	5 ème étage	6 ème étage	7 ème étage	8 ème étage	9 ème étage
Nu (MN)	1,945	1,7525	1,5588	1,3674	1,1751	0,9797	0,7814	0,5801	0,3754	0,1679
1.1*Nu (MN)	2,1395	1,9278	1,7147	1,5041	1,2926	1,0777	0,8595	0,6381	0,4129	0,1847
Br ≥ à : (m^2)	0,14	0,123	0,11	0,0963	0,083	0,069	0,055	0,041	0,0264	0,012
a x b (cm^2)	55x55	55x55	50x50	50x50	45x45	45x45	45x45	40x40	40x40	40x40
Br (m^2)	0,2809	0,2809	0,2304	0,2304	0,1849	0,1849	0,1849	0,1444	0,1444	0,1444

Tableau II-9 : Pré dimensionnement des poteaux pour la salle machines (au niveau du terrasse).

Niveau	Salle machines
Nu = 1.35G + 1.5Q (MN)	0,0871
1.1*Nu (MN)	0,096
Br ≥ à : (m^2)	0,0061
a x b (cm^2)	30x30
Br (m^2)	0,0784

Chapitre III

Calcul des éléments Secondaires

- Système A : Structure mixte (portique + voiles)
- Système B : Structure entièrement voile

III. Calcul des éléments secondaires :

III.1. Calcul de l'acrotère :

III.1.1. Introduction :

L'acrotère sera calculé comme étant une console encastrée au niveau du plancher terrasse, à soumise à son poids propre **G** et à une surcharge due à une main-courante qui créer un moment de renversement (estimée à 100 Kg/m^3). Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS.

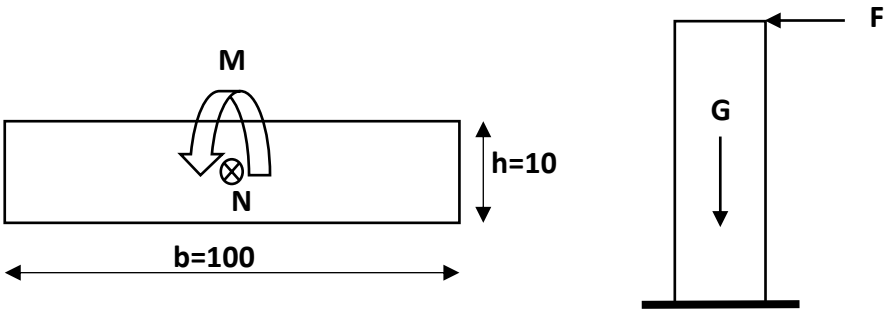


Figure III-1 : Schéma statique de l'acrotère

III.1.2. Calcul des sollicitations :

- **Poids propre :**

  Wp = 2.05 KN/ml

- **La surcharge d'exploitation : F_Q = 1 KN/ml.**

- **La force sismique :**

D'après le **RPA 99/V2003 (Art: 6.2.3)**, les forces horizontales **Fp** agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$Fp = 4 A Cp Wp$$

A : Coefficient d'accélération de la zone donné en fonction du groupe d'usage (Tableau 4.1).

Pour notre cas : Zone II.a et groupe 2 $\Rightarrow$ **A = 0.15**

Cp : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (Tableau : 6.1).

Elément en console $\Rightarrow$ **Cp = 0.80**

$\Rightarrow$ Fp = 4x0.15x0.80x2.05 **Fp = 0.984 KN/ml**

On remarque que F_Q > Fp et par conséquent le moment prépondérant à prendre en compte est celui dû à $F_Q \Rightarrow M_Q = F_Q$ x h ; avec h : La hauteur de l'acrotère (h=0.60m).

G : Créer un : { Effort normal : NG = 2.05 KN ; Moment : MG = 0 KN.m

Q : Créer un : { Effort normal : NQ = 0 KN ; Moment : MQ = 0.60 KN.m

Combinaisons des sollicitations :

ELU : $N_u = 1.35N_G+1.5N_Q$

$M_u = 1.35M_G+1.5M_Q$

ELS : $N_s = N_G+N_Q$

$M_u = M_G+M_Q$

Tableau III-1 : Sollicitations appliquées sur l'acrotère

Cas	ELU		ELS	
Effort normal ultime	$1.35N_G+1.5N_Q$	**2.77 KN**	N_G+N_Q	**2.05 KN**
Moment ultime	$1.35M_G+1.5M_Q$	**0.90 KN.m**	M_G+M_Q	**0.60 KN.m**

III.1.3. Ferraillage :

Le travail consiste à étudier une section rectangulaire avec :

h = 10 cm ; b = 100 cm ; d = 8 cm ; d' = 2 cm ; f_{C28} =25 MPa ; $f_{t28} = 0.6+0.06\, f_{C28}$ = 2.1 MPa.

- **Calcul des armatures à l'ELU :**
  - **Calcul de l'excentricité :**

1- $e_0 = M_u / N_u = 0.90 / 2.77 = 0.35$ m

2- $e_1 = \dfrac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} x(2+\alpha\, \Phi)$; $\alpha = 10x(1- (M_u/1.5M_{ser})) = 10x(1-(0.9/1.5x0.6)) = 0$; $l_f = 2xl$; $\Phi=2$.

$\Rightarrow \quad e_1 = \dfrac{3x(2x60)^2}{10^4 \times 60} x(2+0x2) = 0.144$ m

3- e_2 = Max (2 cm ; L/250) = Max (2 cm ; 60/250) = 2 cm.

$\Rightarrow$ e = e0 + e1 + e2 = 35 + 0.144 + 2 = 37.144 cm.

e = 37.14 cm

Avec :

1- e_0 : Excentricité du premier ordre.

2- e_1 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

3- e_2 : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution).

4- Φ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égale à 2.

e = 37.14 cm > h /6 = 10/6 = 1.67 cm, d'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la Section limitée par les armatures et l'effort normal étant un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif puis on se ramène à la flexion composée.

$M_{ua} = N_u \times e_a$; $e_a = e + (d - h/2) = 37.14 + (9 - 10/2) =$ **41.14 cm**

D'où : $M_{ua} = 2.77 \times 0.411 =$ **1.14 KN.m**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b_0 * d^2 * f_{bu}} \quad ; \text{ avec : } \quad f_{bu} = \frac{0.85 * f_{C28}}{\theta * \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{1.14 \times 10^{-3}}{1 \times (0.08)^2 \times 14.2} = 0.0125 < \mu_{lu} = 0.392 \text{ (pour Fe E400)} \Rightarrow \text{Pas d'armature comprimée } A' = 0$$

$\mu_{bu} = 0.0125 < 0.275 \Rightarrow$ Méthode simplifiée :

$z_b = d x(1 - 0.6\,\mu_{bu}) =$ 8 x (1 - 0.6x0.0125) = **7.94 cm** ; $\sigma st = fe / \gamma_s =$ 400/1.15 = **348 MPa.**

$$A = \frac{M_{ua}}{Z_b \times \sigma st} = \frac{1.14 \times 10}{0.0794 \times 348} = 0.41 \text{ cm}^2$$

Les armatures en flexion composée :

$$A_s = A - Nu/\sigma st = 0.41 - 2.77x10/348 = 0.33 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = Max \left\{ \frac{bh}{1000} ; 0.23xbxd \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = Max \left\{ \frac{100x10}{1000} ; 0.23x100x8 \times \frac{2.1}{400} \right\} = 1.00 \text{ cm}^2$$

On remarque que $A_s = 0.33 < A_{min} = 1.00$ cm², donc le ferraillage se fera avec, $A_s \geq A_{min}$

Soit **A_s = 4HA8 = 2.01 cm²/ml avec un espacement St =25 cm.**

❖ Les armatures de répartition **Ar = As/4 = 2.01/4 = 0.50 cm²,**

Soit 3HA8 =1.51 cm² et St = 25 cm.

III.1.4. Les vérifications :

✓ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entrainement :**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 x d x \Sigma^n_{i=0}} \leq \overline{\tau} = \Psi \text{ x } f_{t28} \quad ; \text{avec} \quad \Psi = 1.5 \text{ pour HA.}$$

$V_u = 1.5 \text{ x } Q = 1.5x1.00 = 1.5 \text{ KN}$

$\Sigma^n_{i=0} = n.\pi.Ø = 4x3.14x0.8 = 10.048 \text{ cm}$

$$\tau_{se} = \frac{1.50 \text{ x}10}{0.9x8x10.048} = \mathbf{0.21 \text{ MPa}} \leq \overline{\tau} = 1.5x2.1 = \mathbf{3.15 \text{ MPa}} \Rightarrow \mathbf{C.V}$$

✓ **Vérification des efforts tranchants :**

$\tau_u \leq \overline{\tau} = \text{Min}((0.15x f_{c28}/\gamma_b)$; 4 MPa) = **2.5 MPa** (La fissuration est préjudiciable).

$\tau_u = Vu / b.d = 1.5x10/100x8 = 0.019 \text{ MPa} < \overline{\tau} = \mathbf{2.5 \text{ MPa}} \Rightarrow \mathbf{C.V}$

❖ **Vérifications à l'ELS :**

✓ **Vérification des contraintes de compression dans le béton :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = \mathbf{0.6} \text{ x } f_{c28} = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé $\sigma_{bc} = K.Y$; $K = M_{ser}/I$

Avec : $I = b.y^3/3 + 15.[As.(d-y)^2 + Á s .(y-d')^2]$; I : Moment d'inertie.

$$e_{ser} = \frac{Mser}{Nser} = \frac{0.60}{2.05} = 0.30 \text{ m} > h/2 = 0.05 \text{ m} \Rightarrow$$

Le point d'application de l'effort normal de compression Nser se trouve à l'extérieur de la section, d'où la section est partiellement comprimée.

$$c = \frac{h}{2} - e = \frac{0.10}{2} - 0.30 = -25 \text{ cm} \quad ; \quad As = 2.01 \text{ cm}^2 \; ; \quad À's = 0 \quad , d=8 \text{ cm} \; ; \; b=100 \text{ cm}$$

✓ Calcul la position de l'axe neutre : suivant le **BAEL 91/v99**

$y_{ser} = c + z$: représente la distance du centre de pression à l'axe neutre à la fibre supérieure de la section.

$$p = -3c^2 - 90 \text{ À}s \frac{c-d'}{b} + 90As \frac{d-c}{b} = -3(-25)^2 + 90(2.01) \frac{8+25}{100} = -1815.30$$

$$q = -2c^3 - 90\,\grave{A}s\,\frac{(c-d')^2}{b} - 90As\,\frac{(d-c)^2}{b} = -2(-25)^3 - 90(2.01)\,\frac{(8+25)^2}{100} = 29280.00$$

$z^3 + pz + q = o \Rightarrow z^3 - 1815.30\,z + 29280.00 = 0$ (Equation du 3éme degré)

$\Delta = q^2 + 4p^3/27 = (29280)^2 + 4(-1815.3)^3/27 = -28901402.604 < 0 \Rightarrow$ il faut que : $0 \le y_{ser} \le d$

$\cos\varphi = (3q/2p).(-3/p)^{0.5} = [(3x29280)/2x(-1815.3)]x(-3/-1815.3)^{0.5}] = -0.982° \Rightarrow \varphi = 169.11°$

$\Rightarrow$ $a = 2(-p/3)^{0.5} = 2x(1815.3/3)^{0.5} = 49.197$

$\Rightarrow$ $z1 = a\cos(\varphi/3) = 27.247$ cm $\Rightarrow$ $0 \le yser = -25+27.247 = 2.247 \le d = 8$ cm.

$Z2 = a\cos(\varphi/3 + 120°) = -49.098$ cm $\Rightarrow yser = -74.098 < 0$

$Z3 = a\cos(\varphi/3 + 240°) = 21.852$ cm $\Rightarrow yser = -3.148 < 0$

D'où : $yser = 2.25$ cm

$\Rightarrow$ $I = 100x(2.25)^3/3 + 15x2.01x(8 - 2.25)^2 = 1376.52\ cm^4$.

σ_{bc} = (z x Nser /I) x yser = (27.25 x 2.05x10/1376.52) x 2.25 = **0.91 MPa**

σ_{bc} = 0.91 MPa < $\overline{\sigma}_{bc}$ = 15 MPa CV

✓ **Vérification des contraintes dans l'acier :**

La fissuration est préjudiciable $\Rightarrow$ $\eta = 1.6$ (acier HA), $\emptyset \ge 6$ mm.

$$\overline{\sigma}_s = \min\left\{\tfrac{2}{3} fe\ ;\ 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right\} = 202\ MPa$$

σ_s = n.(z x Nser/I) x (d-yser) = 15x(27.25 x 2.05x10/1376.52) x (8-2.25) = **35.00 MPa**

σ_s = 35.00 < $\overline{\sigma}_s$ = 202 MPa ……CV

✓ Conclusion : Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues.

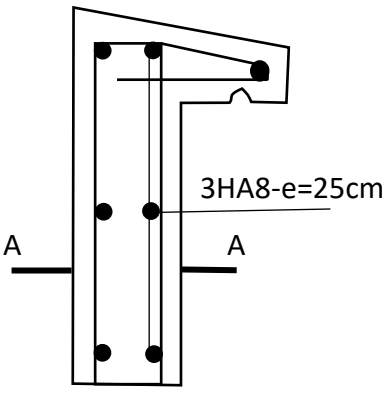
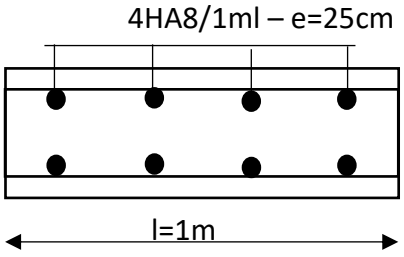


Figure III-2 : Ferraillage de l'acrotère schéma de principe



Coupe A-A

III.2. Calcul de l'escalier :

❖ **Hypothèses de calcul :**

✓ Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1,28 m.

✓ La fissuration est considérée comme peu Préjudiciable, car l'élément est situé dans un local couvert.

✓ Notre escalier sera calculé comme une poutre simplement appuyée, soumise à un chargement vertical uniformément répartie.

❖ Actions :

1- Volée :

$G_v = 11,08$ KN/m² $\Rightarrow$ $G_v = 11,08 \times 1,28 = 14,18$ KN/ml

$Q_v = 2,50$ KN/m² $\Rightarrow$ $Q_v = 2,50 \times 1,28 = 3,20$ KN/ml

$P_{1u} = 1,35\ G_v + 1,5\ Q_v = 23,94$ KN/ml

$P_{1ser} = G_v + Q_v = 17,38$ KN/ml

2- Palier :

$G_p = 7,73$ KN/m² $\Rightarrow$ $G_p = 7,73 \times 1,28 = 9,89$ KN/ml

$Q_p = 2,50$ KN/m² $\Rightarrow$ $Q_p = 2,50 \times 1,28 = 3,20$ KN/ml

$P_{2u} = 1,35\ G_p + 1,5\ Q_p = 18,15$ KN/ml

$P_{2ser} = G_p + Q_p = 13,09$ KN/ml

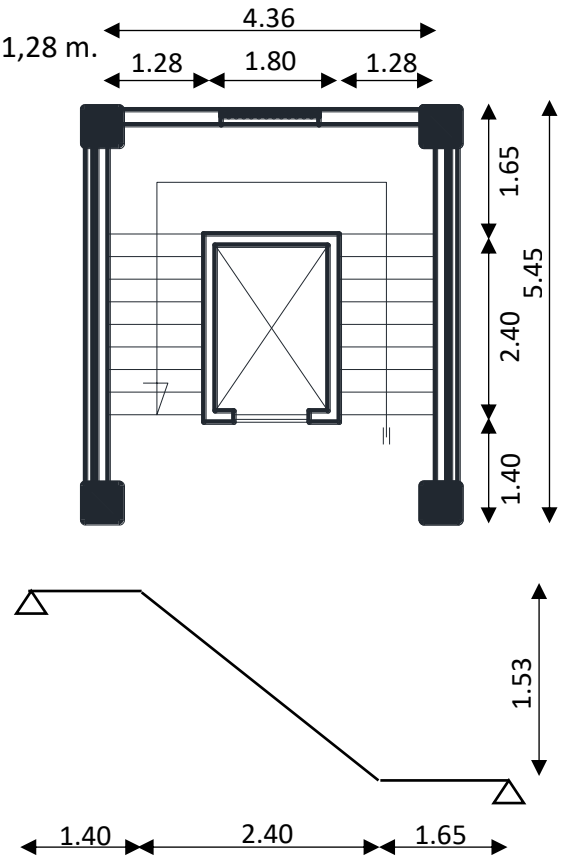
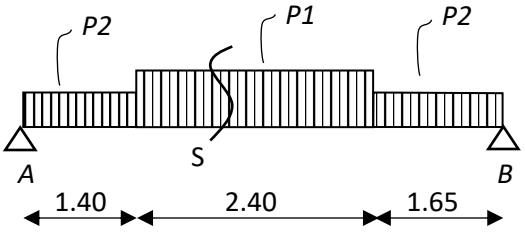


Figure III-3 : Schéma statique de l'escalier

❖ Calcul des sollicitations :



✓ Calcul des réactions :

$R_A = 1,255\ P1 + 1,47\ P2$

$R_B = 1,145\ P1 + 1,58\ P2$

$\Rightarrow$ ELU :

$R_A = 56,73$ KN

$R_B = 56,09$ KN

ELS :

$R_A = 41,05$ KN

$R_B = 40,58$ KN

✓ Calcul le moment Max en travée :

➢ Section S :

$M(x) = R_A.x - 1,4.P_2.(x - 1,4/2) - P_1.(x - 1,4)^2/2$

$T(x) = R_A - 1,4.P_2 - P_1.(x - 1,4)$; $T(x) = 0 \Rightarrow x = 1,4 + (R_A - 1,4P_2)/P_1$

➢ ELU : $x = 2,70$m

$M(x) = -11,97x^2 + 64,84x - 5,674$

$M_u^{max} = M(2,70) = 82,12$ KN.m

- ELS : $x = 2,70$ m

$M(x) = -8,69x^2 + 47,06x - 4,204$

$M_{ser}^{max} = M(2,70) = 59,50$ KN.m

$T(x) = -23,94x + 64,84$ $T(x) = -17,38x + 47,06$

$T(0) = 64,84$ KN ; $T(5,45) = -65,64$ KN $T(0) = 47,06$ KN ; $T(5,45) = -47,66$ KN

1. Remarque :

Afin de tenir compte des semi-encastrements de l'escalier dans leurs appuis, on fait les corrections suivantes :

- Moments en travées : $Mt^u = 0,85*Mu^{max} = 0,85x82,12 = 69,80$ KN.m à l'ELU
  $Mt^{ser} = 0,85*Mser^{max} = 0,85x59,50 = 50,58$ KN.m à l'ELS
- Moments aux appuis : $Ma^u = -0,30*Mu^{max} = 0,30x82,12 = -24,64$ KN.m à l'ELU
  $Ma^{ser} = -0,30*Mser^{max} = 0,30x59,50 = -17,85$ KN.m à l'ELS

✓ Diagrammes des sollicitations :

- A l'ELU :

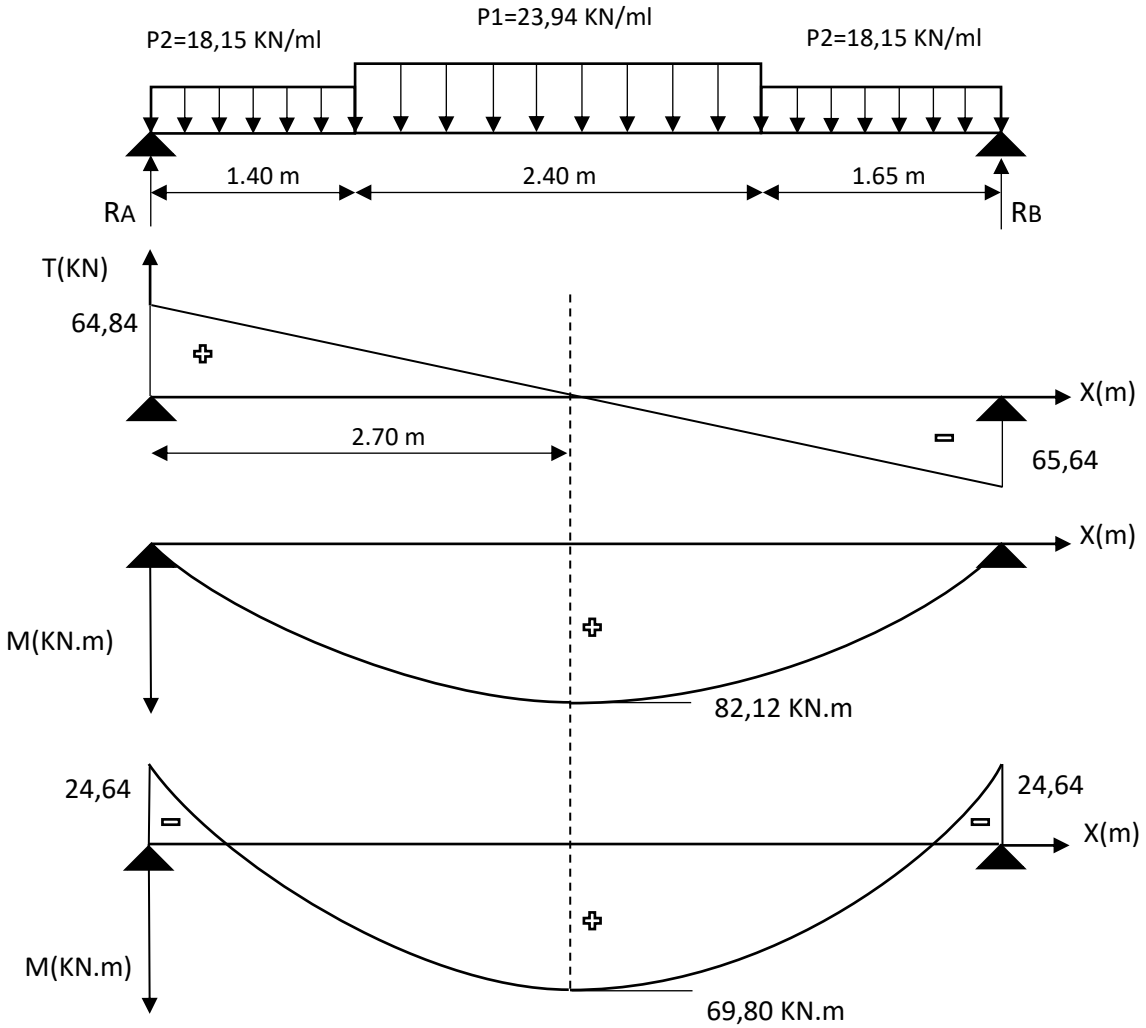


Figure II-4 : Diagrammes des moments et efforts tranchants à l'ELU – RDC & étage courant

➢ A l'ELS :

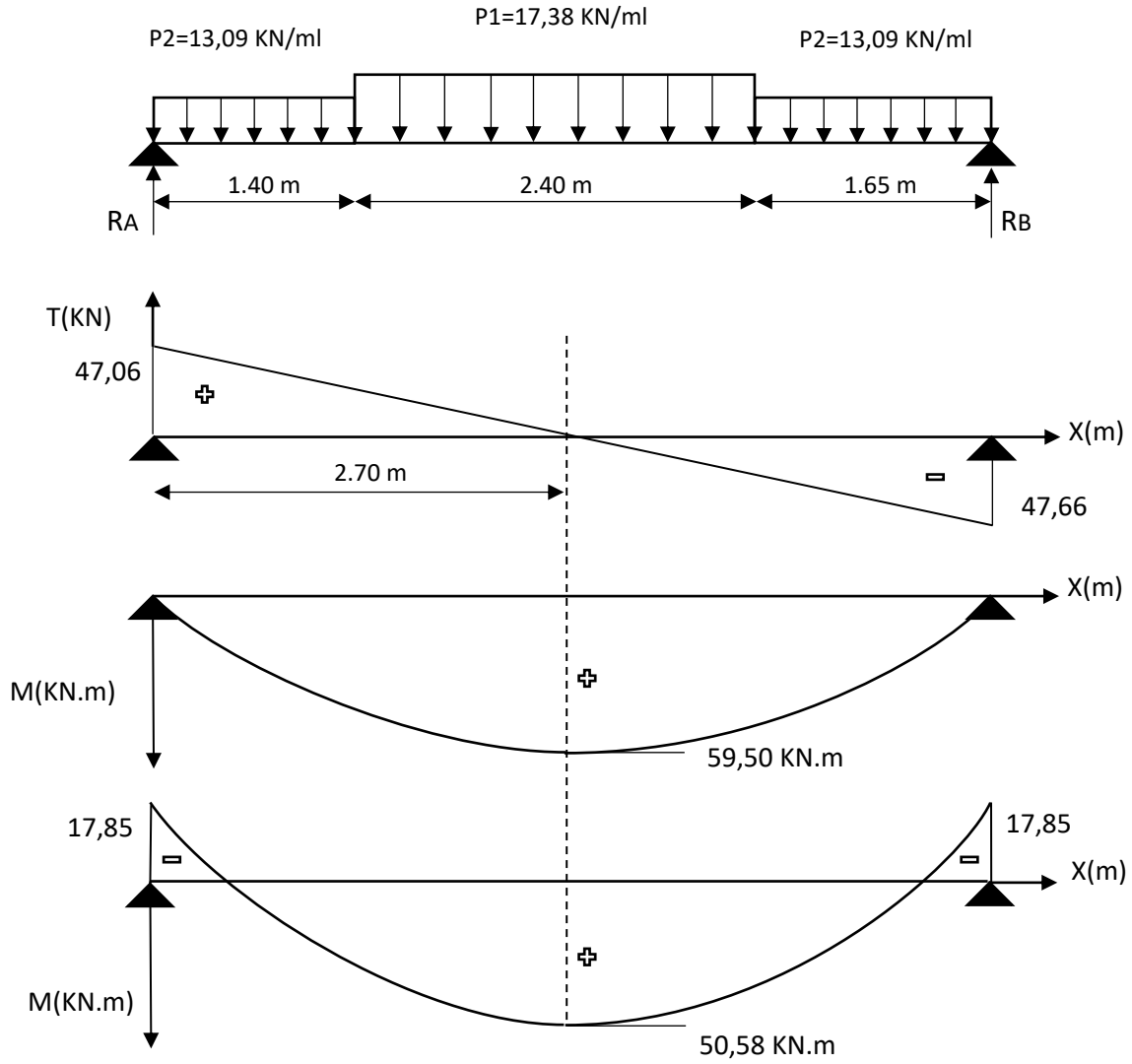


Figure III-5 : Diagrammes des moments et efforts tranchants à l'ELS – RDC & étage courant

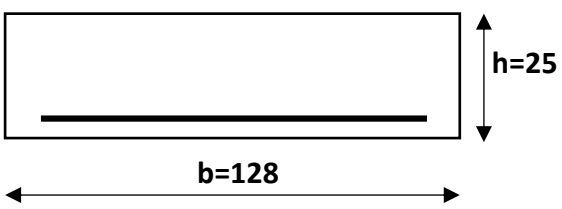
✓ Calcul de ferraillage :

Le calcul de ferraillage se fait à l'ELU, puisque la fissuration est peu préjudiciable, en considérant Une section rectangulaire de 1.28 m de largeur et de 25 cm de hauteur, soumise à la flexion simple.

1) En travée :

Mt^u = 69,80 KN.m ; d = 23 cm

$$\mu_{bu} = \frac{Mt^u}{b*d^2*f_{bu}}$$



$$\mu_{bu} = \frac{69,80 \times 10^{-3}}{1,28x(0,23)^2x14,2} = \mathbf{0,072} < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A} < \mu_{lu} = 0,392 \Rightarrow \text{Pas d'armature comprimée } \mathbf{A'=0}$$

$\alpha = 1{,}25x(1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}) = 1{,}25x(1 - \sqrt{(1 - 2x0{,}072)}) = 0{,}093$

$z = dx(1- 0{,}4\alpha) = 0{,}23 \times (1 - 0{,}4x0{,}093) = 0{,}221$ m ; $\sigma st = fe / \gamma_s = 400/1{,}15 = 348$ MPa.

$$At = \frac{Mt^u}{Z \times \sigma st} = \frac{69{,}80 \times 10}{0{,}221 \times 348} = 9{,}12 \text{ cm}^2$$ ⇒ on opte At= 10 T12 = 11,31 cm² ; e=14 cm.

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \geq 0{,}23xbxd\ x \frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23x128x23\ x \frac{2{,}1}{400} = \mathbf{3{,}56\ cm^2} \Rightarrow \quad \mathbf{At} > \boldsymbol{A_{min}} \Rightarrow \mathbf{CV}$$

- **Armatures de répartition :**

Ar = Ast/4 = 11,31/4 = 2,83 cm² ⇒ on opte **A= 5 T10/ml = 3.93 cm² ; e=20 cm.**

2) En appuis :

$Ma^u = 24{,}64$ KN.m

$$\mu_{bu} = \frac{24{,}64 \times 10^{-3}}{1{,}28x(0{,}23)^2x14.2} = 0{,}026 < 0{,}186$$ ⇒ Pivot A < $\mu_{lu} = 0{,}392$ ⇒ Pas d'armature comprimée **A'=0**

$\alpha = 1{,}25x(1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}) = 0{,}033$ ⇒ z = 0,227 m

$$Aa = \frac{24{,}64 \times 10}{0{,}227 \times 348} = 3{,}12 \text{ cm}^2$$ ⇒ on opte **A= 7 T10 = 5,50 cm² ; e=20 cm.**

- **Condition de non fragilité :**

$\mathbf{Aa = 5{,}50 > A_{min} = 3{,}56\ cm^2}$ ⇒ **CV**

- **Armatures de répartition :**

Ar = Ast/4 = 5,50/4 = 1,38 cm² ⇒ on opte **A= 5 T8/ml = 2,51 cm² ; e=20 cm.**

✓ **Vérification des efforts tranchants :**

$\boldsymbol{\tau_u \leq \overline{\tau}} = \text{Min}((0{,}20x\ f_{c28}/\gamma_b)$; 5 MPa) = **3,33 MPa** (Fissuration peu préjudiciable).

$\boldsymbol{\tau_u = Vu^{max} / b.d} = 65{,}64x10/128x23 = 0{,}22$ MPa < $\overline{\tau}$ = **3,33 MPa** ⇒ **C.V**

✓ **Vérification des contraintes de compression dans le béton :**

On doit vérifier que :

$\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\ MPa}$

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé $\sigma_{bc} = K.Y$; $K = M_{ser} / I$

Avec : $I = b.y^3/3 + 15.[As.(d - y)^2 + Ás.(y - d')^2]$; I : Moment d'inertie.

$b.y^2 + 30.(As + A's).y - 30.(d.As + d'.A's) = 0$; y : Position de l'axe neutre.

$$b.y^2 + 30.(As).y - 30.(d.As) = 0$$

Dont la solution est :

$$y = \frac{15(As + A's)}{b}\left(\sqrt{1+\frac{b(dAs+d'A's)}{7,5(As+A's)^2}} - 1\right) = \frac{15x11,31}{128} x \left(\sqrt{1+\frac{128x(23x11,31)}{7,5x11,31^2}} -1\right) = 6,59 \text{ cm}$$

d'où : $I = 57895,55\ cm^4 \Rightarrow K = M_{ser}/ I = 50,58 \times 10^3 / 57895,55 = 0,87\ MPa/cm$

$\Rightarrow \boldsymbol{\sigma_{bc} = K.y} = 0,87 \times 6,59 = \mathbf{5,76\ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = \mathbf{15\ MPa} \Rightarrow$ **C.V**

✓ **Vérification des contraintes dans l'acier :**

La fissuration est peu préjudiciable $\Rightarrow \sigma_s$: aucune limite n'est à respecter pour la contrainte de traction de l'acier.

✓ **Vérification de la flèche :**

D'après le BAEL 91/V.99, si les conditions suivantes sont satisfaites, il n'est pas utile de Procéder au calcul de la flèche :

1) $h/L \geq 1/16$; 2) $h/L \geq 1/10\ (Mt/M0)$; 3) $A/b0d \leq 4.2/fe$

$h/L = 25/545 = 0,046 < 1/16 = 0,0625 \Rightarrow$ La première condition n'est pas vérifiée.

✓ Calcul de la flèche :

a- Evaluation des charges :

Charges	Volée	Palier
Poids propre (P.P)	11,88 KN/ml	8,00 KN/ml
Revêtement (PR)	2,30 KN/ml	1,89 KN/ml
Surcharge (q)	3,20 KN/ml	3,20 KN/ml

b- Sollicitations :

Combinaisons	Volée	Palier	Moment M^{max} en travée	Réactions	
				RA	RB
j = P.P	11,88 KN/ml	8,00 KN/ml	$Mj^{max} = 39,57$ KN.m	26,67 KN	26,24 KN
g = P.P + PR	14,18 KN/ml	9,89 KN/ml	$Mg^{max} = 47,62$ KN.m	32,33 KN	31,86 KN
p = P.P + PR + q	17,38 KN/ml	13,09 KN/ml	$Mp^{max} = 59,50$ KN.m	41,05 KN	40,58 KN

✓ Calcul le moment d'inertie de la section totale rendue homogène :

$$\mathbf{I0} = \frac{b.h^3}{12} + 15.\left[As\left(\frac{h}{2} - d''\right)^2 + A's\left(\frac{h}{2} - d'\right)^2\right]$$

A.N : $\mathbf{I_0} = \frac{128x25^3}{12} + 15 \times 11,31 \times (\frac{25}{2} - 2)^2 = 186929,24\ cm^4$

✓ Calcul les contraintes effectives :

$\boldsymbol{\sigma_s} = \frac{M}{Z.As}$ avec : As = 11,31 cm² ; Z= 22,1 cm

$\Rightarrow \boldsymbol{\sigma_{sj}} = \frac{39,57x10^3}{22,1x11,31} = 158,31$ MPa ; $\boldsymbol{\sigma_{sg}}$ = 190,52 MPa ; $\boldsymbol{\sigma_{sp}}$ = 238,05 MPa

✓ Flèches dues aux charges instantanées :

$f_i = \frac{M*L^2}{10*Ei*Ifi}$ avec : $Ei = 11000*f_{c28}^{1/3}$; $I_{fi} = \frac{1,1*I_0}{1+\lambda i*\mu}$; $\rho = As/b_0*d$

$\lambda i = \frac{0,05*f_{t28}}{\rho*[2+(3b_0/b)]}$; $\mu = 1 - \frac{1,75*f_{t28}}{4\rho*\sigma_s + f_{t28}}$

A.N : $\rho = 11,31/128x23 = 0,0038 \Rightarrow \lambda i = 0,05x2,1/[0,0038x(2+3)] = 5,526$; Ei = 32164,2 MPa

$\mu_j = 1 - \frac{1,75x2,1}{(4x0,0038x158,31)+2,1} = 0,184$; $\mu_g = 0,264$; $\mu_p = 0,357$

$I_{fij} = \frac{1,1x186929,24}{1+(5,526x0,184)} = 101955,47\ cm^4$; $I_{fig} = 83624,86\ cm^4$; $I_{fip} = 69168,26\ cm^4$

D'où :

$f_{ij} = \frac{39,57x10^3x545^2}{10x32164,2x101955,47} = 0,358$ cm $\Rightarrow$ **fij =** 0,358 **cm** ; **fig =** 0,526 **cm** ; **fip =** 0,794 **cm**

✓ Flèches dues aux charges de longue durée :

$f_v = \frac{M*L^2}{10*Ev*Ifv}$ avec : $Ev = 3700*f_{c28}^{1/3} = 10818,87$ MPa ; $I_{fv} = \frac{1,1*I_0}{1+0,4*\lambda i*\mu}$

$I_{fvg} = \frac{1,1x186929,24}{1+(0,4x5,526x0,264)} = 129849,22\ cm^4 \Rightarrow f_{vg} = \frac{47,62x10^3x545^2}{10x10818,87x129849,22} = 1,00$ cm $\Rightarrow$ **fvg =** 1,00 **cm**

D'où : $\Delta f_{TOTAL} = fvg + fip - fig - fij = 1,00 + 0,794 - 0,526 - 0,358 =$ 0,91 **cm**

✓ Vérification de la flèche : Pour L ≥ 5 m => $f_{adm} = 0,5$ cm + L/1000 = 0,5+545/1000= 1,045 cm

D'où : $\Delta f_{TOTAL} = 0.91$ cm < $f_{adm} = 1,045$ cm $\Rightarrow$ **CV**

III.3. ETUDES DES PLANCHERS

III.3.1. Introduction :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique.

Dans notre projet on a :

a/ Pour le système (A) : structure mixte (portiques + voiles) :

Le plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelles), et par des éléments de remplissage (corps creux), et une dalle de compression : (16+4) cm.

b/ Pour le système (B) : structure entièrement en voiles :

Le plancher est constitué d'une dalle pleine d'une épaisseur de 20 cm.

III.3.2. Etude de plancher en corps creux : système (A)

III.3.2.1. Etude des poutrelles :

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, leur étude s'effectue selon l'une des méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de caquot.
- Méthode des trois moments.

✓ **Conditions d'application de la méthode forfaitaire**

D'après le BAEL 91, Pour la détermination des efforts (M) et (T) par la méthode forfaitaire il faut que :

- La fissuration n'est pas préjudiciable : ……. **C.V**
- Les charges d'exploitation sont modérées $Q \leq \min \{2G ; 5\ KN/m^2\}$: ……**C.V**
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différents travées : ……**C.V**
- Le rapport de deux travées successives sont comprises entre (0.8 et 1.25) : ……. **C.N.V**

D'après cette vérification, on remarque que cette méthode est inapplicable, donc le calcul se fera par la méthode de caquot.

✓ **Méthode de Caquot :**

Condition d'application **:**

- $Q > 2G$ et $Q > 500\ Kg/m^2$
- Les charges permanentes et d'exploitations sont élevées.
- Les moments d'inertie de la section des poutres ne sont pas constants.

On calcule les quantités suivantes :

La longueur réduite de chaque travée L' :

- L' = L pour les deux travées de rive,
- L' = 0.8 L pour les travées intermédiaires

✓ ***Calcul des moments :***

- Les moments en appui :

- Appuis de rive : $M_a = 0.15\ M_0$.
- Appuis intermédiaire $M_a = \dfrac{q_w * l'^3_w + q_e * l'^3_e}{8.5*(l'_w + l'_e)}$

Avec $M_0 = q*l^2/8$

- L'abscisse à de l'appui gauche (w): $X_{MT}\ (m) = l/2 + (M_e - M_w)/q*l$

- Les moments en travées :

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

Avec :

$-M_0$: la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique)

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

- q_w: charge répartie à gauche de l'appui considéré.

- q_e: charge répartie à droite de l'appui considéré.

On calcul de chaque côté de l'appui,les longueurs de travées fictives « l'w » à gauche et « l'e » à droite, avec :

- l'=l……pour une travée de rive.

- l'=0,8l……pour une travée intermédiaire.

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

✓ **Efforts tranchants :**

$$T_w = \frac{q\,l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}$$

$$T_e = \frac{-q\,l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}$$

-Les types des planchers :

A/ Etage courant : (04) quatre types de plancher.

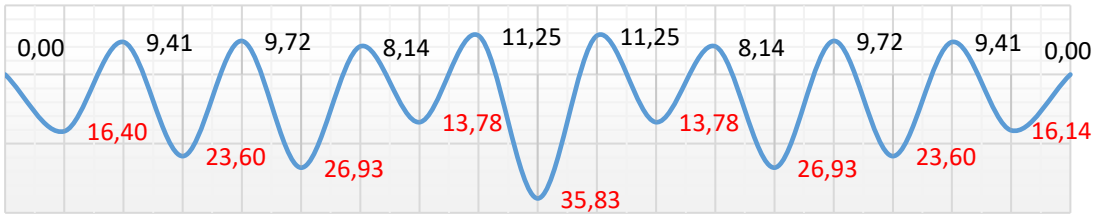
B/ Terrasse : (02) deux types de plancher.

CHARGES :

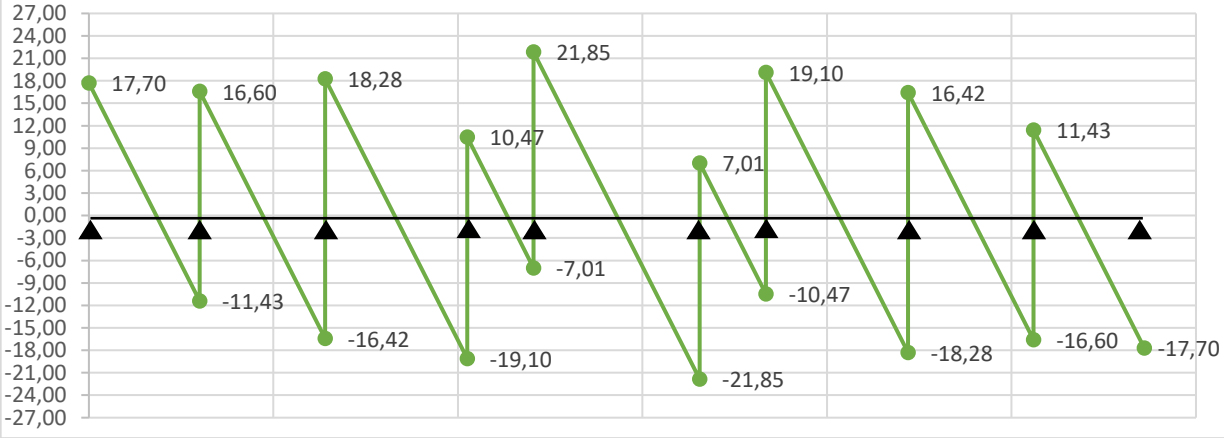
	G (KN/M²)	Q (KN/M²)	Pu=(1,35G+1,5Q)x0,65	Psev= (G+Q)x0,65
ETAGE COURANT :				
1- HABITATIONS :	5,51	1,50	**6,30**	**4,56**
2- BUREAUX :	5,51	5,00	**9,71**	**6,83**
TERRASSE :	6,47	1,00	**6,65**	**4,86**



DIAGRAMME DES MOMENTS FLECHISSANTS CAS ELU



EFFORTS TRANCHANTS



RECAPITULATIF PLANCHER ETAGE COURANT - TYPE 01 - CAS ELU

TRAVEE	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10
L (m)	3,00	3,40	3,85	1,80	4,50	1,80	3,85	3,40	3,00
L' (m)	3,00	2,72	3,08	1,44	3,60	1,44	3,08	2,72	3,00
Pu (KN/ml)	**9,71**	**9,71**	**9,71**	**9,71**	**9,71**	**9,71**	**9,71**	**9,71**	**9,71**
Ma (KN.m)	0,00	-9,41	-9,72	-8,14	**-11,25**	**-11,25**	-8,14	-9,72	-9,41	0,00
(Me-Mw)/L (KN)	3,14	0,09	-0,41	1,73	0,00	-1,73	0,41	-0,09	-3,14
Xmt (m)	1,82	1,71	1,88	1,08	2,25	0,72	1,97	1,69	1,18
Mt (KN.m)	16,14	23,60	26,93	13,78	**35,83**	13,78	26,93	23,60	16,14
Vw (KN)	17,70	16,60	18,28	10,47	21,85	7,01	19,10	16,42	11,43
Ve (KN)	-11,43	-16,42	-19,10	-7,01	-21,85	-10,47	-18,28	-16,60	-17,70

RECAPITULATIF PLANCHER ETAGE COURANT - TYPE 01 - CAS ELS

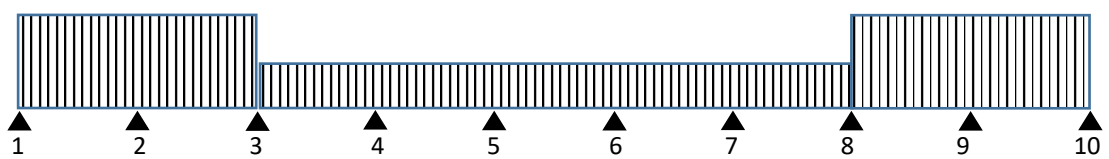
TRAVEE	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10
L (m)	3,00	3,40	3,85	1,80	4,50	1,80	3,85	3,40	3,00
L' (m)	3,00	2,72	3,08	1,44	3,60	1,44	3,08	2,72	3,00
Pser (KN/ml)	**6,83**	**6,83**	**6,83**	**6,83**	**6,83**	**6,83**	**6,83**	**6,83**	**6,83**
Ma (KN.m)	0,00	-6,62	-6,84	-5,72	**-7,91**	**-7,91**	-5,72	-6,84	-6,62	0,00
(Me-Mw)/L (KN)	2,21	0,06	-0,29	1,22	0,00	-1,22	0,29	-0,06	-2,21
Xmt (m)	1,82	1,71	1,88	1,08	2,25	0,72	1,97	1,69	1,18
Mt (KN.m)	11,35	16,60	18,94	9,69	**25,20**	9,69	18,94	16,60	11,35
Vw (KN)	12,45	11,67	12,86	7,36	15,37	4,93	13,44	11,55	8,04
Ve (KN)	-8,04	-11,55	-13,44	-4,93	-15,37	-7,36	-12,86	-11,67	-12,45

RECAPITULATIF PLANCHER ETAGE COURANT - TYPE 02 - CAS ELU

TRAVEE	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10
L (m)	3,00	3,40	3,85	1,80	4,50	1,80	3,85	3,40	3,00
L' (m)	3,00	2,72	3,08	1,44	3,60	1,44	3,08	2,72	3,00
Pu (KN/ml)	**6,30**	**6,30**	**6,30**	**6,30**	**6,30**	**6,30**	**6,30**	**6,30**	**6,30**
Ma (KN.m)	0,00	-6,11	-6,31	-5,28	**-7,30**	**-7,30**	-5,28	-6,31	-6,11	0,00
(Me-Mw)/L (KN)	2,04	0,06	-0,27	1,12	0,00	-1,12	0,27	-0,06	-2,04
Xmt (m)	1,82	1,71	1,88	1,08	2,25	0,72	1,97	1,69	1,18
Mt (KN.m)	10,47	15,31	17,47	8,94	**23,25**	8,94	17,47	15,31	10,47
Vw (KN)	11,49	10,77	11,86	6,79	14,18	4,55	12,39	10,65	7,41
Ve (KN)	-7,41	-10,65	-12,39	-4,55	-14,18	-6,79	-11,86	-10,77	-11,49

RECAPITULATIF PLANCHER ETAGE COURANT - TYPE 02 - CAS ELS

TRAVEE	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10
L (m)	3,00	3,40	3,85	1,80	4,50	1,80	3,85	3,40	3,00
L' (m)	3,00	2,72	3,08	1,44	3,60	1,44	3,08	2,72	3,00
Pser (KN/ml)	**4,56**	**4,56**	**4,56**	**4,56**	**4,56**	**4,56**	**4,56**	**4,56**	**4,56**
Ma (KN.m)	0,00	-4,42	-4,56	-3,82	**-5,28**	**-5,28**	-3,82	-4,56	-4,42	0,00
(Me-Mw)/L (KN)	1,47	0,04	-0,19	0,81	0,00	-0,81	0,19	-0,04	-1,47
Xmt (m)	1,82	1,71	1,88	1,08	2,25	0,72	1,97	1,69	1,18
Mt (KN.m)	7,58	11,08	12,65	6,47	**16,83**	6,47	12,65	11,08	7,58
Vw (KN)	8,31	7,79	8,59	4,92	10,26	3,29	8,97	7,71	5,37
Ve (KN)	-5,37	-7,71	-8,97	-3,29	-10,26	-4,92	-8,59	-7,79	-8,31



RECAPITULATIF PLANCHER ETAGE COURANT - TYPE 03 - CAS ELU

TRAVEE	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10
L (m)	3,00	3,40	3,85	1,80	4,50	1,80	3,85	3,40	3,00
L' (m)	3,00	2,72	3,08	1,44	3,60	1,44	3,08	2,72	3,00
Pu (KN/ml)	**9,71**	**9,71**	**6,30**	**6,30**	**6,30**	**6,30**	**6,30**	**9,71**	**9,71**
Ma (KN.m)	0,00	**-9,41**	-7,70	-5,28	-7,30	-7,30	-5,28	-7,70	**-9,41**	0,00
(Me-Mw)/L (KN)	3,14	-0,50	-0,63	1,12	0,00	-1,12	0,63	0,50	-3,14
Xmt (m)	1,82	1,65	1,83	1,08	2,25	0,72	2,02	1,75	1,18
Mt (KN.m)	16,14	22,60	18,19	8,94	**23,25**	8,94	18,19	22,60	16,14
Vw (KN)	17,70	16,00	11,50	6,79	14,18	4,55	12,76	17,01	11,43
Ve (KN)	-11,43	-17,01	-12,76	-4,55	-14,18	-6,79	-11,50	-16,00	-17,70

RECAPITULATIF PLANCHER ETAGE COURANT - TYPE 03 - CAS ELS

TRAVEE	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10
L (m)	3,00	3,40	3,85	1,80	4,50	1,80	3,85	3,40	3,00
L' (m)	3,00	2,72	3,08	1,44	3,60	1,44	3,08	2,72	3,00
Pser (KN/ml)	**6,83**	**6,83**	**4,56**	**4,56**	**4,56**	**4,56**	**4,56**	**6,83**	**6,83**
Ma (KN.m)	0,00	**-6,62**	-5,49	-3,82	-5,28	-5,28	-3,82	-5,49	**-6,62**	0,00
(Me-Mw)/L (KN)	2,21	-0,33	-0,43	0,81	0,00	-0,81	0,43	0,33	-2,21
Xmt (m)	1,82	1,65	1,83	1,08	2,25	0,72	2,02	1,75	1,18
Mt (KN.m)	11,35	15,93	13,13	6,47	**16,83**	6,47	13,13	15,93	11,35
Vw (KN)	12,45	11,28	8,34	4,92	10,26	3,29	9,21	11,94	8,04
Ve (KN)	-8,04	-11,94	-9,21	-3,29	-10,26	-4,92	-8,34	-11,28	-12,45



RECAPITULATIF PLANCHER ETAGE COURANT - TYPE 04 - CAS ELU

TRAVEE		2-3	3-4				7-8	8-9	
L (m)		3,40	3,85				3,85	3,40	
L' (m)		3,40	3,85				3,85	3,40	
Pu (KN/ml)		**6,30**	**6,30**				**6,30**	**6,30**	
Ma (KN.m)		0,00	**-9,85**	0,00			0,00	**-9,85**	0,00	
(Me-Mw)/L (KN)		2,90	-2,56				2,56	-2,90	
Xmt (m)		2,16	1,52				2,33	1,24	
Mt (KN.m)		14,70	**17,12**				**17,12**	14,70	
Vw (KN)		13,61	9,57				14,69	7,81	
Ve (KN)		-7,81	-14,69				-9,57	-13,61	

RECAPITULATIF PLANCHER ETAGE COURANT - TYPE 04 - CAS ELS

TRAVEE	2-3	3-4	7-8	8-9
L (m)	3,40	3,85	3,85	3,40
L' (m)	3,40	3,85	3,85	3,40
Pser (KN/ml)	**4,56**	**4,56**	**4,56**	**4,56**
Ma (KN.m)	0,00	**-7,13**	0,00	0,00	**-7,13**	0,00
(Me-Mw)/L (KN)	2,10	-1,85	1,85	-2,10
Xmt (m)	2,16	1,52	2,33	1,24
Mt (KN.m)	10,64	**12,39**	**12,39**	10,64
Vw (KN)	9,85	6,93	10,63	5,65
Ve (KN)	-5,65	-10,63	-6,93	-9,85



RECAPITULATIF PLANCHER TERRASSE - TYPE 05 - CAS ELU

TRAVEE	2-3	3-4	7-8	8-9
L (m)	3,40	3,85	3,85	3,40
L' (m)	3,40	3,85	3,85	3,40
Pu (KN/ml)	**6,65**	**6,65**	**6,65**	**6,65**
Ma (KN.m)	0,00	**-10,40**	0,00	0,00	**-10,40**	0,00
(Me-Mw)/L (KN)	3,06	-2,70	2,70	-3,06
Xmt (m)	2,16	1,52	2,33	1,24
Mt (KN.m)	15,51	**18,07**	**18,07**	15,51
Vw (KN)	14,36	10,10	15,50	8,25
Ve (KN)	-8,25	-15,50	-10,10	-14,36

RECAPITULATIF PLANCHER TERRASSE - TYPE 05 - CAS ELS

TRAVEE	2-3	3-4	7-8	8-9
L (m)	3,40	3,85	3,85	3,40
L' (m)	3,40	3,85	3,85	3,40
Pser (KN/ml)	**4,86**	**4,86**	**4,86**	**4,86**
Ma (KN.m)	0,00	**-7,60**	0,00	0,00	**-7,60**	0,00
(Me-Mw)/L (KN)	2,24	-1,97	1,97	-2,24
Xmt (m)	2,16	1,52	2,33	1,24
Mt (KN.m)	11,34	**13,21**	**13,21**	11,34
Vw (KN)	10,50	7,38	11,33	6,03
Ve (KN)	-6,03	-11,33	-7,38	-10,50



RECAPITULATIF PLANCHER TERRASSE - TYPE 06 - CAS ELU									
TRAVEE	**1-2**	**2-3**	**3-4**	**4-5**	**5-6**	**6-7**	**7-8**	**8-9**	**9-10**
L (m)	3,00	3,40	3,85	1,80	4,50	1,80	3,85	3,40	3,00
L' (m)	3,00	2,72	3,08	1,44	3,60	1,44	3,08	2,72	3,00
Pu (KN/ml)	**6,65**	**6,65**	**6,65**	**6,65**	**6,65**	**6,65**	**6,65**	**6,65**	**6,65**
Ma (KN.m)	0,00	-6,45	-6,66	-5,57	**-7,71**	**-7,71**	-5,57	-6,66	-6,45	0,00
(Me-Mw)/L (KN)	2,15	0,06	-0,28	1,18	0,00	-1,18	0,28	-0,06	-2,15
Xmt (m)	1,82	1,71	1,88	1,08	2,25	0,72	1,97	1,69	1,18
Mt (KN.m)	11,05	16,16	18,44	9,44	**24,54**	9,44	18,44	16,16	11,05
Vw (KN)	12,12	11,37	12,52	7,17	14,96	4,80	13,08	11,24	7,83
Ve (KN)	-7,83	-11,24	-13,08	-4,80	-14,96	-7,17	-12,52	-11,37	-12,12

RECAPITULATIF PLANCHER TERRASSE - TYPE 06 - CAS ELS									
TRAVEE	**1-2**	**2-3**	**3-4**	**4-5**	**5-6**	**6-7**	**7-8**	**8-9**	**9-10**
L (m)	3,00	3,40	3,85	1,80	4,50	1,80	3,85	3,40	3,00
L' (m)	3,00	2,72	3,08	1,44	3,60	1,44	3,08	2,72	3,00
Pser (KN/ml)	**4,86**	**4,86**	**4,86**	**4,86**	**4,86**	**4,86**	**4,86**	**4,86**	**4,86**
Ma (KN.m)	0,00	-4,71	-4,86	-4,07	**-5,63**	**-5,63**	-4,07	-4,86	-4,71	0,00
(Me-Mw)/L (KN)	1,57	0,05	-0,21	0,87	0,00	-0,87	0,21	-0,05	-1,57
Xmt (m)	1,82	1,71	1,88	1,08	2,25	0,72	1,97	1,69	1,18
Mt (KN.m)	8,08	11,81	13,48	6,90	**17,93**	6,90	13,48	11,81	8,08
Vw (KN)	8,86	8,31	9,15	5,24	10,94	3,51	9,56	8,22	5,72
Ve (KN)	-5,72	-8,22	-9,56	-3,51	-10,94	-5,24	-9,15	-8,31	-8,86

Tableau III.2 ***Récapitulatif des moments et des efforts tranchants maximaux*** *:*

Niveau	Type de Poutrelle	Mt (KN.m)		Ma (KN.m)		Tmax (KN)	
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
RDC	01	**35.83**	**25.20**	**11.25**	**7.91**	**21.85**	**15.37**
(07) Etages	02	**23.25**	**16.83**	**7.30**	**5.28**	**14.18**	**10.26**
RDC	03	**23.25**	**16.83**	**9.41**	**6.62**	**14.18**	**10.26**
(07) Etages	04	**17.12**	**12.39**	**9.85**	**7.13**	**14.69**	**10.63**
Terrasse	05	**18.07**	**13.21**	**10.40**	**7.60**	**15.50**	**11.33**
Terrasse	06	**24.54**	**17.93**	**7.71**	**5.63**	**14.96**	**10.94**

III.4 Calcul du ferraillage

III.4.1 E.L.U :

M_{tab} : Le moment fléchissant équilibré par la table de compression.

- ✓ Si $M_{tab} < M^{max}$: la zone comprimée se trouve dans la nervure et la section de calcul sera une section en "Té".
- ✓ Si $M_{tab} > M^{max}$: la zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section en "Té" sera calculée comme une section rectangulaire de dimension (b x h).

1- En travée :

- **Vérification de l'étendue de la zone comprimée :**

$$M_{tab} = \sigma_{bc}\ x\ b\ x\ h_0\ x\ (d - \frac{h_0}{2})$$

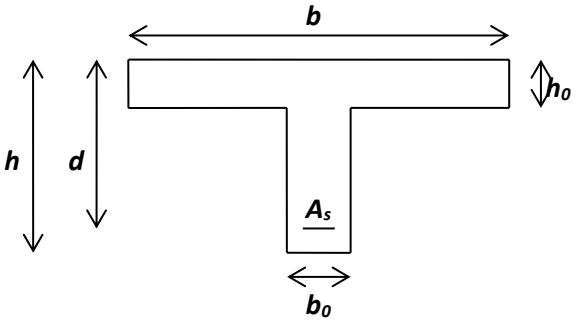


Figure III.6 ***Dimensions des poutrelles***

$$\textbf{Avec ;} \begin{cases} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \\ feE400 \\ fc28 = 25\ MPa \\ ft28 = 2,1MPa \\ \sigma_{bc} = 14,2MPa \\ \sigma_s = 348\ MPa \end{cases}$$

$\sigma_{bc} = 14{,}20\ MPa.$; $b = 65cm$; $h_0 = 4cm$; $d = 0{,}9h = 18cm$

$$M_{tab} = 14{,}20 \times 65 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) = 59072\ N.m$$

$$M_{tab} = 59072\ N.m > M_t^{max} = 35830\ N.m$$

Donc, la zone de compression se trouve dans la table de compression et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimension : $(b \times h) = (65 \times 20)\ cm^2$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu_u = \frac{M_t^{max}}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{35{,}83x10^{-3}}{0{,}65x(0{,}18)^2x14{,}20} = 0{,}12 < \mu_l = 0{,}392$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}\right) = 0{,}16$$

$$z = d(1 - 0{,}40\alpha) = 0{,}168$$

$$A_u = \frac{M_t^{max}}{z.\sigma_s} = \frac{35{,}83x10^{+1}}{0{,}168x348} = 6{,}13\ cm^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0{,}23xbxdx\ \frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23x65x18x\frac{2{,}1}{400} = 1{,}41\ cm^2$$

$$A_{adoptif} = max(A_{cal}\ ;\ A_{min}) = 6{,}13\ cm^2$$

Choix : 4T14 $\longrightarrow$ $A = 6{,}16\ cm^2$

2- En appui :

La section sera calculée comme une section rectangulaire de dimension :

(b_0 x h) = (12 x20) cm^2.

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu_u = \frac{M_a^{max}}{b_0.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{11{,}25x10^{-3}}{0{,}12x(0{,}18)^2x14{,}20} = 0{,}204 < \mu_l = 0{,}392$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0{,}29$$

$$z = d(1 - 0{,}40\alpha) = 0{,}16$$

$$A_u = \frac{11{,}25x10^{+1}}{0{,}16x348} = 2{,}02\ cm^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0{,}23xbxdx\ \frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23x12x18x\frac{2{,}1}{400} = 0{,}26\ cm^2$$

$$A_{adoptif} = max(A_{cal}\ ;\ A_{min}) = 2{,}02\ cm^2$$

Choix : 2T12 $\longrightarrow$ A = 2,26 cm^2

III.4.2 Vérification à E.L.S

1- En travée

Comme la fissuration est considérée comme non préjudiciable et l'acier utilisé est FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$\begin{cases} \text{section rectangulaire} \\ \text{flexion simple} \\ \text{Acier Fe E400} \end{cases} \Rightarrow \quad \alpha \le \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad ; \text{Avec :} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

$$\gamma = \frac{35,83}{25,20} = 1,42$$

$$\frac{1,42-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,46$$

$$\alpha = 0,16 < 0,46 \quad \rightarrow \quad C.V$$

2- En appui :

$$\gamma = \frac{11,25}{7,91} = 1,42$$

$$\alpha = 0,29 < 0,46 \quad \rightarrow \quad C.V$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$.

III.4.3 Vérification vis-à-vis l'effort tranchant

Pour des armatures transversales perpendiculaires à la ligne moyenne. D'après le B.A.E.L 83,

La condition suivante doit être vérifiée :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{ad} = \min\left(0,2\frac{f_{c28}}{\delta_b}; 4\,MPa\right)$$

$$\bar{\tau}_{ad} = \min\left(3,33; 4\,MPa\right) = 3,33\,MPa$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0.d} = \frac{21850}{120x180} = 1,01\ MPa$$

$$\tau_u = 1,01\ MPa < \bar{\tau}_{ad} = 3,33\ MPa \quad \rightarrow \quad C.V$$

III.4.4 Diamètre des armatures transversales

Le diamètre ϕ_t des armatures d'âme doit être inférieur ou égal à la plus petite des trois quantités suivantes :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_L; \frac{b_0}{10}\right)$$ ……BAEL91 (A.7.2, 2)

Avec :

h : Hauteur totale de la poutrelle.

ϕ_L : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

b_0 : Largeur de l'âme de la nervure.

$\phi_t \leq \min(0{,}571; 1{,}2; 1{,}2)$

On prend $\phi_t = 6\ mm$ avec une nuance d'acier FeE215

Choix : $2\phi 6 \longrightarrow A_t = 0{,}57\ cm^2$

III.4.5 Ancrage des barres

III.4.5.1 Contrainte d'adhérence limite

Pour assurer un ancrage correct d'empêcher le glissement de l'armature dans la gaine du Béton, il faut limiter la contrainte d'adhérence à la valeur suivante :

$\tau_{su} = 0{,}6.\psi^2.f_{t28}$; avec ψ : coefficient de scellement des barres.

$\begin{cases} 1 \ldots\ldots\ldots\ldots RL \\ 1{,}5 \ldots\ldots\ldots\ldots HA \end{cases}$

$\tau_{su} = 0{,}6.1{,}5^2.2{,}1 = 2{,}835\ MPa.$

III.4.5.2 Longueur de scellement droit

C'est la largeur pour assurer un ancrage droit :

$$L_S = \emptyset.\frac{f_e}{4.\tau_{su}} \ ; \ L_1 = 6x\emptyset \ ; \ L_2 = L_S - \alpha x L_1 - \beta x r \ ; \ L > L_2 + r + \frac{\emptyset}{2} \ ; \ r = 5{,}5\emptyset$$

On adopte un croché à 120° : $\alpha = 2{,}31$; $\beta = 3{,}28$

Tableau III.3 ***Ancrage des armatures de plancher*** *:*

$\emptyset(mm)$	$\tau_{su}(MPa)$	L_s (cm)	L_1 (cm)	r (cm)	L_2 (cm)	L (cm)
10	**2,835**	**35,27**	**6**	**5,5**	**3,37**	**9,37**
12		**42,33**	**7,2**	**6,6**	**4,05**	**11,25**
14		**49,38**	**8,4**	**7,7**	**4,72**	**13,12**

III.4.6.2 Calcul de l'espacement des armatures transversales

D'après le B.A.E.L 91 :

$$\frac{A_t}{\delta_{t_1}} \geq \frac{b_0.\gamma_s.(\tau_u - 0{,}3.k.f_{t28})}{0{,}9 f_e}$$

Avec : k =1 (flexion simple sans reprise de bétonnage).

$$\alpha = 90°$$

Donc : $\delta_{t1} \le \dfrac{A_t \cdot 0{,}9\, fe}{b_0 \cdot \gamma_s (\tau_u - 0{,}3\, f_{t28})} \Rightarrow \delta_{t1} \le 21{,}03\ cm$

$$\delta_{t2} \le \min\left(0{,}9d\ ;\ 40\ cm\right)$$

$$\delta_{t2} \le \min\left(16{,}2\ ;\ 40\ cm\right) \Rightarrow \delta_{t2} \le 16{,}2\ cm$$

$$\delta_{t3} \le \frac{At \cdot fe}{b_0 \cdot \sin\alpha \cdot 0{,}4}$$

$$\delta_{t3} \le \frac{0{,}57 \cdot 215}{12 \times 0{,}4} \Rightarrow \delta_{t3} \le 25{,}53\ cm$$

$$\delta_t \le \min\left(\delta_{t1}, \delta_{t2}, \delta_{t3}\right) \Rightarrow \delta_t \le min\ \left((21{,}03);\ (16{,}2),\ (25{,}53)\right) cm$$

On prend : $\delta_t = 15\ cm$

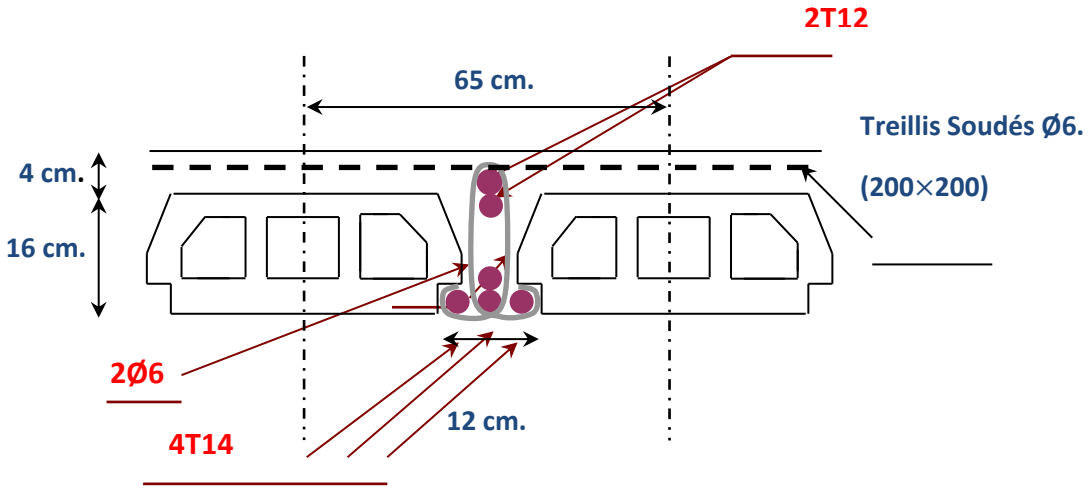


Figure III.7 ***Ferraillage de poutrelle type 1***

III.5 Calcul de la flèche

III.5.1 Vérification de la flèche

D'après les règles B.A.E.L 91, il faut que les conditions suivantes soient vérifiées :

$$f \leq f_{adm} = \frac{L_{max}}{500} \quad (pour\ L < 5{,}00m) \quad ; \quad L_{max}: La\ portée\ maximale\ des\ poutrelles.$$

Dans notre cas, on a $L_{max} = 4{,}50m \rightarrow \quad f_{adm} = 0{,}90\ cm$

$$I_0 = \frac{by_G^3}{12} + 15A_s x\left(\frac{h}{2} - d'\right)^2 = \frac{0{,}65x(0{,}20)^3}{12} + 15x6{,}16x10^{-4}x(\frac{0{,}20}{2} - 0{,}02)^2$$

$$I_0 = 4{,}92x10^{-4}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 xd} = \frac{6.16}{12x18} = 0{,}028$$

$$\lambda_i = \frac{0{,}05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right).\rho} = \frac{0{,}05 \cdot 2{,}1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{12}{65}\right) \cdot 0{,}028} = 1{,}47$$

$$\mu = 1 - \frac{1{,}75xf_{t28}}{(4x\rho x\sigma_{st}) + f_{t28}} = 1 - \frac{1{,}75x2{,}1}{(4x0{,}028x348) + 2{,}1} = 0{,}91$$

$$I_{fi} = \frac{1{,}1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i x\mu)} = \frac{1{,}1x4{,}92x10^{-4}}{(1 + 1{,}47x0{,}91)} = 2{,}31x10^{-4}\ m^4$$

$$f = \frac{M_{st}xL^2}{10xE_i xI_{fi}} = \frac{25{,}20x10^{-3}x4{,}50^2}{10x32164{,}195x2{,}31x10^{-4}} = 0{,}0068\ m = 0{,}68\ cm < f_{adm} = 0{,}90\ cm \rightarrow C.V$$

Tableau III.4 ***Récapitulatif Ferraillage des Poutrelles*** *:*

Niveau	Type de Poutrelle	Armature Longitudinale (cm²)				A_t (cm²)
		A_{st} calculée (cm²)		A_{st} choisie (cm²)		
		Travée	Appui	Travée	Appui	
RDC	01	6,13	2,02	4XHA14	2XHA12	Ø6
(07) Etages	02	3,87	1,25	4XHA12	2XHA12	
RDC	03	3,87	1,66	4XHA12	2XHA12	
(07) Etages	04	2,82	1,75	3XHA12	2XHA12	
Terrasse	05	2,98	1,31	3XHA12	2XHA12	
Terrasse	06	4,09	1,33	4XHA12	2XHA12	

III.6. Étude de la dalle de compression

-La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm et être armée d'un quadrillage des barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures $(A_\perp)$.
- 30 cm : pour les armatures parallèles aux nervures $(A_{//})$.

- La section minimale des armatures doit être :
  - Pour l'écartement des axes des nervures L_n inférieure ou égal à 50 cm, on a :

$$A_{\perp} \geq 200\ f_e\ ;\ A_{//} \geq \left(\frac{A_{\perp}}{2}\right)$$

  - Pour l'écartement des axes des nervures L_n comprise entre 50 et 80 cm, on a : $A_{//} \geq \left(\frac{A_{\perp}}{2}\right)$

Avec :

L_n : Distance entre axes des nervures en (cm).

f_e : La limite d'élasticité.

La limite d'élasticité de treillis soudés pour un treillis de diamètre $\phi \leq 6\ mm$ est : $f_e = 520MPa$.

a. Armature perpendiculaire aux nervures :

$50\ \text{cm} \leq L_n = 65\ \text{cm} < 80\ \text{cm}$ Donc on a :

$$A_{\perp} \geq 4.\left(\frac{L_n}{f_e}\right) => A_{\perp} \geq 4.\left(\frac{65}{520}\right) => A_{\perp} \geq 0{,}50\ \text{cm}^2$$

On prend $5\phi 6/ml \Rightarrow A_{\perp} = 1{,}41\,cm^2/ml$.

b. Armatures parallèles aux nervures :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow \frac{1{,}41}{2} \Rightarrow A_{//} \geq 0{,}70\ cm^2/ml.$$

On prend $5\phi 6/ml \Rightarrow A_{//} = 1{,}41\,cm^2/ml$.

Donc on adoptera un treillis soudé de : $\phi 6\ (200 \times 200)\ mm^2$.

Chapitre IV

Etude sismique

- Système A : Structure mixte (portique + voiles)
- Système B : Structure entièrement voile

IV. Etude sismique :

IV.1. Introduction

Le séisme correspond à une vibration du sol provoquée par une libération de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre.

C'est un phénomène imprévisible, qui provoque plusieurs catastrophes (destruction des ouvrages, nombreuse perte de vie humaine). De ce fait, le comportement des constructions sous action dynamique est devenu un chapitre indispensable dans l'étude de n'importe quelle structure.

Le calcul sismique dans notre étude sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien (RPA99) version 2003.

IV.2. Choix de la méthode de calcul : RPA 99 (Art.1.1) :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques, ces forces peuvent être déterminées Par trois méthodes qui sont les suivantes :

a- La méthode statique équivalente.
b- La méthode d'analyse modale spectrale.
c- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.2.1 Méthode statique équivalente :

IV.2.1.1 Principe de la méthode : [RPA99/4.2.1]

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques développées dans la structure sont remplacées Par un système de forces statiques fictives appliquées successivement suivant deux directions Orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux des forces réelles.

b. Conditions d'application : [RPA99/4.1.2]

- Régularité en plan : [RPA99/3.5.1.a]
- Régularité en élévation : [RPA99/3.5.1.b]

c. Vérification des conditions d'application

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable, puisque notre bâtiment ne vérifie pas toutes les conditions de l'article 4.1.2 ; d'où la méthode utilisable c'est la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.2.2 Les Méthodes Dynamiques :

IV.2.2.1 Méthode d'analyse modale spectrale :

1- Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets Engendrés Dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

2- Domaine d'application :

Peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, Dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

IV.2.2.2 Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

IV.3. Modélisation

La modélisation consiste à rechercher un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible Du comportement réel de la structure en tenant compte le plus correctement possible de La masse et de la rigidité du système d'origine, en se basant sur les hypothèses suivantes :

- la structure est considérée comme une console encastrée à la base et les masses sont considérées Concentrées à chaque niveau de la structure.
- Chaque masse sera considérée avec un seul degré de liberté correspondant au déplacement Horizontal (xk). Les planchers sont supposés infiniment rigides dans leurs plans.

IV.4. Buts de l'analyse dynamique :

- Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.
- Déterminer les modes et les périodes propres.

-La masse des planchers est calculée de manière à inclure une partie des surcharges d'exploitation Q ; $\beta = 0,2$ est le coefficient réducteur des charges Q (soit 20%).

IV.5. Données de l'ouvrage :

✓ Notre ouvrage étant un bâtiment à usage d'habitation, implanté dans la wilaya de BOUIRA. **(Zone II.a)**, et ayant une hauteur totale de **33.34 m**, il sera classé au **groupe d'usage 2.**

✓ **Classification de site :**

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est présence d'un sol meuble **Catégorie S3, σ_{sol}=1,50 bars.**

IV.6. Spectre de calcul :

Cette analyse compte essentiellement à représenter l'action sismique par un spectre de calcul Comme il est indiqué dans L'article 4.3.3 du RPA 99 / version 2003.
L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3}\left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

R : Coefficient de comportement globale de la structure dépend du mode de contreventement.

W : Poids de la structure.

Q : Facteur de qualité.

IV.7. Analyse de la structure Initiale:

IV.7.1. Description du logiciel (ROBOT):

Le système « Robot Structural Analysis 2018 » est un logiciel destiné à modéliser, analyser et Dimensionner les différents types de structures. Robot Structural Analysis, permet de modéliser les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus,

Dimensionner les éléments spécifiques de la structure, la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

Les caractéristiques principales du logiciel Robot Structural analyse sont les suivantes :

- Définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet.
- Possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représentation à l'écran des Différents types de résultats de calcul (efforts internes, déplacements, travail simultané en Plusieurs fenêtres ouvertes etc.),
- Possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure.
- Possibilité de composer librement les impressions (note de calcul, captures d'écran, composition De l'impression, copie des objets vers d'autres logiciels).

IV.7.2 Modélisation de la structure initiale :

Les caractéristiques dynamiques de la structure (modes propres et formes propres) Sont déterminées en utilisant le logiciel de calcul (Robot 2018) qui fera l'objet d'une présentation Détaillé ci-après.

IV.7.3 Nombre de mode à considérer :

Selon **l'RPA 99/version 2003 (Art 4.34) :** Pour les structures représentées par des modelés plans dans Deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux Directions d'excitation doit être tel que :

- ✓ La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit à **90%** au moins De la masse totale de la structure.
- ✓ Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse Totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la Structure.
- ✓ Le minimum des modes à retenir est de **(03) trois** dans chaque direction considérée.

IV.7.4 Évaluation de la force sismique

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

$$V = \frac{\mathrm{A} \times \mathrm{D} \times \mathrm{Q}}{\mathrm{R}} \times W$$

IV.8. Détermination des paramètres du spectre de réponse :

IV.8.1 Système (A) : Structure mixte (Portiques + voiles) :

- ✓ **Coefficient d'accélération de la zone « A » :**

Donné par le tableau 4.1 (RPA.99/03) suivent la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Notre bâtiment est implanté dans la région de BOUIRA (zone II.a) et appartient au groupe 2, pour Notre cas on a : **A= 0,15.**

- ✓ **Facteur d'amplification dynamique moyen « D » :**

Il dépend de la classification du sol et de la période **T** de la structure (d'après l'article **4.2.3** de **l'RPA 99/version 2003) :**

$$\mathbf{D} = \begin{cases} 2{,}5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3{,}0 \text{ sec} \\ 2{,}5\eta(T_2/3{,}0)^{\frac{2}{3}}\ (3{,}0/T)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3{,}0 \text{ sec} \end{cases}$$

- **Périodes caractéristiques T_1 et T_2 :**

  D'après le tableau **4.7 de l'RPA 99/v.2003** : pour notre site type **S3 => T_1= 0,15 sec ; T_2=0,50 sec**

- **Coefficient de correction d'amortissement « η » :**

Le coefficient d'amortissement est donné par la formule suivante :

$$\boldsymbol{\eta} = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = \mathbf{0,882} \quad ; \quad \text{Avec } \xi = 7\% \text{ (pour contreventement mixte) ... ... (tab 4.2)}$$

- **Période fondamentale de la structure « T » :**

  La période fondamentale de la structure correspond à la petite valeur obtenue par les deux formules empiriques suivante de **l'RPA 99/ version 2003 :**

$$\begin{cases} T = C_T x (h_N)^{\frac{3}{4}} & (F\ 4.6) \\ T = \dfrac{0{,}09 x h_N}{\sqrt{D}} & (F\ 4.7) \end{cases}$$

  Avec :

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

  h_N = 33,34 m

C_T = 0,05 : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage, est donnée par le **l'RPA 99/version 2003, tableau (4.6).**

Système A : Structure mixte(portiques +voiles)

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$1°)\quad T = 0{,}05 \text{ x } (33{,}34)^{\frac{3}{4}} = 0{,}69\ sec$$

$$2°)\quad \begin{cases} T_x = \dfrac{0{,}09x33{,}34}{\sqrt{28{,}60}} = \quad 0{,}56\ sec \\ T_y = \dfrac{0{,}09x33{,}34}{\sqrt{20{,}45}} = 0{,}66\ \text{sec} \end{cases}$$

$$=> \begin{cases} T_2 = 0{,}50\ \text{sec} \le T_x = \text{Min}\ (0{,}69\ ;\ 0{,}56) = 0{,}56\ \text{sec} < 3{,}0\ \text{sec} \\ T_2 = 0{,}50\ \text{sec} \le T_y = \text{Min}\ (0{,}69\ ;\ 0{,}66) = 0{,}66\ \text{sec} < 3{,}0\ \text{sec} \end{cases}$$

$$=>\ \mathbf{T_x = 0{,}56\ sec}\quad ;\quad \mathbf{T_y = 0{,}66\ sec}$$

D'où :

$$\begin{cases} D_x = 2{,}5\eta(T_2/T_x)^{\frac{2}{3}} = 2{,}5x0{,}882x(0{,}50/0{,}56)^{\frac{2}{3}} = 2{,}04 \\ D_y = \quad 2{,}5\eta(T_2/T_y)^{\frac{2}{3}} = 2{,}5x0{,}882x(0{,}50/0{,}66)^{\frac{2}{3}} = 1{,}83 \end{cases}$$

$$=>\ \mathbf{D_x = 2{,}04}\qquad ;\qquad \mathbf{D_y = 1{,}83}$$

- ✓ **Coefficient de comportement globale « R » :**

La valeur de **R** est donnée par le **tableau 4.3 de l'RPA 99/ version 2003**, en fonction du système de contreventement tel qu'il définit dans **l'article 3.4.**

Pour la structure **(A)**, on a un système de contreventement en **portique et par des voiles en béton armé avec interaction**. Alors le coefficient de comportement globale de la structure **(A)** égale à : **R=5**

- ✓ **Facteur de qualité « Q » :**

La valeur de Q est déterminée par la formule :

Q = 1+ $\sum_1^6 Pq$ .....article 4-4- RPA99/v.2003

a. Conditions minimales sur les files de contreventement :

D'après le **RPA 99/version 2003**, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins **(03) trois travées** dont le rapport des portées est **< 1,5.**

- ➢ **Sens longitudinale : (07 travées) :**

$\frac{L_{max}}{L_{min}} = \frac{4{,}5}{1{,}8} = 2{,}5 > 1{,}5 => Critére\ non\ observé\ \ P_q = 0{,}05$

- **Sens transversal : (10 travées) :**

$$\frac{L_{max}}{L_{min}} = \frac{4{,}35}{2} = 2{,}17 > 1{,}5 => Critére\ non\ observé \quad P_q = 0{,}05$$

b. Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan au moins **(04) files de portiques**, ces files de contreventement Devront être disposés symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale Et minimale d'espacement ne dépassant pas **1,5.**

Tableau IV.1 ***: facteur de qualité en fonction de valeurs des pénalités P_q***

	P_q	
Critère q	**Observé**	**N/observé**
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0

D'où :

$Q_x = Q_y = 1 + (0{,}05+0{,}05+0{,}05+0{,}00+0{,}05+0{,}00)$

$Q_x = Q_y = 1{,}20$

V.8.2 Système (B) : Structure entièrement en voiles :

- ✓ **Coefficient d'accélération de la zone « A » :**

Zone II.a et groupe 2 : => **A= 0,15.**

- ✓ **Facteur d'amplification dynamique moyen « D » :**

$$\mathbf{D} = \begin{cases} 2{,}5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3{,}0\ \text{sec} \\ 2{,}5\eta(T_2/3{,}0)^{\frac{2}{3}}\ (3{,}0/T)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3{,}0\ \text{sec} \end{cases}$$

- **Périodes caractéristiques T_1 et T_2 :**

  Site type **S3 => T_1= 0,15 sec ; T_2=0,50 sec**

- **Coefficient de correction d'amortissement « η » :**

Le coefficient d'amortissement est donné par la formule suivante :

$$\boldsymbol{\eta} = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = \mathbf{0,764} \quad ; \quad \text{Avec } \xi = 10\% \text{ (Structure en voiles) ... ... (tab 4.2)}$$

- **Période fondamentale de la structure « T » :**

  La période fondamentale de la structure correspond à la petite valeur obtenue par les deux formules empiriques suivante de **l'RPA 99/ version 2003 :**

$$\begin{cases} T = C_T x (h_N)^{\frac{3}{4}} & (F\ 4.6) \\ T = \dfrac{0{,}09 x h_N}{\sqrt{D}} & (F\ 4.7) \end{cases}$$

  Avec :

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

  h_N = 33,34 m

  C_T = 0,05 : Contreventement assuré totalement par des voiles en béton armé **(Tableau : 4.6).**

  D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$1°)\quad T = 0{,}05 \text{ x } (33{,}34)^{\frac{3}{4}} = 0{,}69\ sec$$

$$2°)\quad \begin{cases} T_x = \dfrac{0{,}09 x 33{,}34}{\sqrt{28{,}60}} = 0{,}56\ sec \\ T_y = \dfrac{0{,}09 x 33{,}34}{\sqrt{20{,}45}} = 0{,}66\ \text{sec} \end{cases}$$

$$=> \begin{cases} T_2 = 0{,}50\ \text{sec} \leq T_x = \text{Min}\ (0{,}69\ ;\ 0{,}56) = 0{,}56\ \text{sec} < 3{,}0\ \text{sec} \\ T_2 = 0{,}50\ \text{sec} \leq T_y = \text{Min}\ (0{,}69\ ;\ 0{,}66) = 0{,}66\ \text{sec} < 3{,}0\ \text{sec} \end{cases}$$

$$=>\ \mathbf{T_x = 0,56\ sec}\quad ;\quad \mathbf{T_y = 0,66\ sec}$$

D'où :

$$\begin{cases} D_x = 2{,}5\eta(T_2/T_x)^{\frac{2}{3}} = 2{,}5x0{,}764x(0{,}50/0{,}56)^{\frac{2}{3}} = 1{,}77 \\ D_y = 2{,}5\eta(T_2/T_y)^{\frac{2}{3}} = 2{,}5x0{,}764x(0{,}50/0{,}66)^{\frac{2}{3}} = 1{,}587 \end{cases}$$

$$=>\ \mathbf{D_x = 1,77}\quad ;\quad \mathbf{D_y = 1,587}$$

- ✓ **Coefficient de comportement globale « R » :**

La valeur de **R** est donnée par le **tableau 4.3 de l'RPA 99/ version 2003**, en fonction du système de contreventement tel qu'il définit dans **l'article 3.4.**

Pour la structure **(B)**, on a un système en **voiles porteurs en béton armé**.

Alors le coefficient de comportement globale de la structure **(B)** égale à : **R=3,5**

- ✓ **Facteur de qualité « Q » :**

La valeur de Q est déterminée par la formule :

Q = 1+ $\sum_{1}^{6} Pq$ .....article 4-4- RPA99/v.2003

Tableau IV.2 ***: facteur de qualité en fonction de valeurs des pénalités P_q***

	P_q	
Critère q	**Observé**	**N/observé**
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0

D'où :

$Q_x = Q_y = 1+ (0{,}05+0{,}05+0{,}05+0{,}00+0{,}05+0{,}00)$

$Q_x = Q_y$ =1,20

IV.9. Analyse sismique :

Les résultats de l'analyse sismique dynamique par le spectre de réponse exigé par le R.P.A99/2003, Pour les deux structures **''A'' & ''B''** sont présentés ci-dessous :

IV.9.1 Système (A) : Structure mixte (Portiques + voiles) :

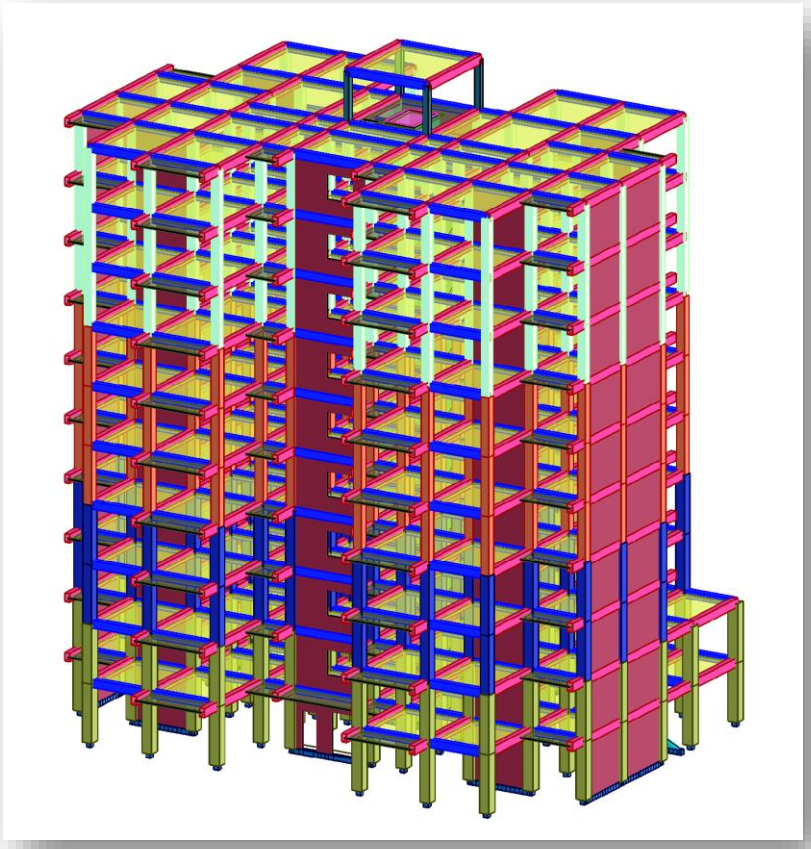


Figure IV.1 ***Vue en 3D (Structure A)***

1. Disposition des voiles :

Le choix d'une disposition qui puisse répondre aux exigences du RPA est un vrai défi vu les contraintes architecturales, et après l'étude de plusieurs variantes, la disposition finale des voiles est la suivante : (figure V.2)

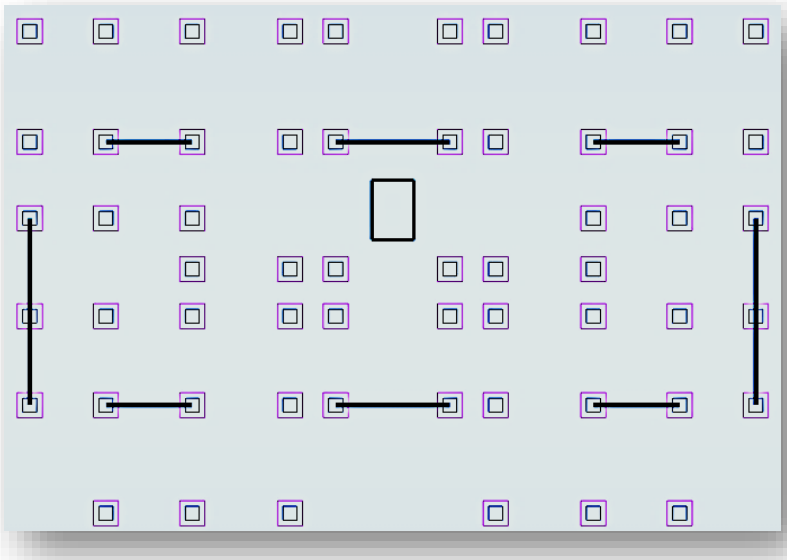


Figure IV.2 ***Disposition finale des voiles***

2. Excentricité :

Niveau	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]			R (x,y,z) [m]			ex0 [m]	ey0 [m]
RDC	745263,03	14,28	11,21	2,60	14,30	8,55	2,10	0,02	2,65
Etage 1	745275,65	14,30	11,27	5,69	14,30	10,58	5,18	0,00	0,70
Etage 2	640297,43	14,30	10,50	8,75	14,30	11,60	8,25	0,00	1,10
Etage 3	640297,43	14,30	10,50	11,81	14,30	11,60	11,31	0,00	1,10
Etage 4	621391,62	14,30	10,49	14,91	14,30	11,61	14,42	0,00	1,12
Etage 5	621391,62	14,30	10,49	17,97	14,30	11,61	17,48	0,00	1,12
Etage 6	621391,62	14,30	10,49	21,03	14,30	11,61	20,54	0,00	1,12
Etage 7	604475,90	14,30	10,49	24,12	14,30	11,61	23,64	0,00	1,13
Etage 8	604475,90	14,30	10,49	27,18	14,30	11,61	26,70	0,00	1,13
Etage 9	557032,13	14,30	10,47	30,25	14,30	11,59	29,81	0,00	1,12
TERRASSE	27759,72	14,30	13,60	33,22	14,30	13,60	32,94	0,00	0,0

Tableau IV.3 ***Centre de masse et centre de rigidité***

3. Spectre de calcul :

Le spectre de réponse obtenu suivant les paramètres sismiques définis précédemment pour la structure **(A)**, est représenté sur la figure (V.3) :

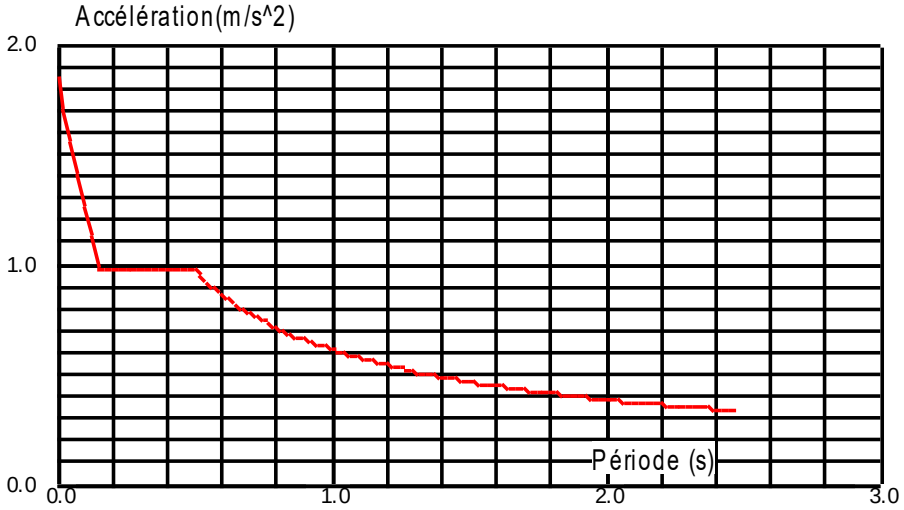


Figure IV.3 ***Spectre de calcul***

4. Résultats dynamiques :

Cas/ Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.U X [kg]	Tot.mas.U Y [kg]
3/ 1	1,57	**0,64**	66,75	0,00	66,75	0,00	6429052,04	6429052,04
3/ 2	1,67	0,60	66,75	65,25	0,00	65,25	6429052,04	6429052,04
3/ 3	2,17	0,46	66,75	65,25	0,01	0,00	6429052,04	6429052,04
3/ 4	5,43	0,18	79,80	65,25	13,04	0,00	6429052,04	6429052,04
3/ 5	5,82	0,17	79,80	71,75	0,00	6,49	6429052,04	6429052,04
3/ 6	6,24	0,16	85,36	71,75	5,56	0,00	6429052,04	6429052,04
3/ 7	6,61	0,15	85,36	84,98	0,00	13,23	6429052,04	6429052,04
3/ 8	7,66	0,13	85,36	84,98	0,00	0,00	6429052,04	6429052,04
3/ 9	8,66	0,12	85,44	84,98	0,08	0,00	6429052,04	6429052,04
3/ 10	11,77	0,08	92,59	84,98	7,15	0,00	6429052,04	6429052,04
3/ 11	11,93	0,08	92,59	85,03	0,00	0,04	6429052,04	6429052,04
3/ 12	12,02	0,08	92,59	85,03	0,00	0,00	6429052,04	6429052,04
3/ 13	13,19	0,08	92,59	88,30	0,00	3,27	6429052,04	6429052,04
3/ 14	13,27	0,08	92,59	89,33	0,00	1,03	6429052,04	6429052,04
3/ 15	13,37	0,07	**92,59**	**91,97**	0,00	2,63	6429052,04	6429052,04

Tableau IV.4 ***Période et facteurs de participation modale (résultat final)***

5. Vérification de la période fondamentale de la structure :

Selon **l'RPA 99/version 2003 (Art 4.2.4.4)**, les valeurs de ''**T**'', calculées à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de **Plus de 30%.**

D'après les résultats figurés sur le tableau V.2 ci-dessous, on constate que :

1- $La\ période\ \ T_R = 0{,}64\,\text{sec} < \begin{cases} T_X = 0{,}56x1{,}30 = 0{,}72\ sec \\ T_Y = 0{,}66x1{,}30 = 0{,}85\ sec \end{cases}$ => Donc condition vérifiée

2- Selon **l'RPA 99/version 2003 (Art 4.3.4.a)**, et suivant les résultats du **tableau V.2**, on constate que :

✓ Le 1er mode est un mode de translation pure selon l'axe X.

✓ Le 2^{éme} mode est un mode de translation pure selon l'axe Y.

✓ Le 3^{éme} mode est un mode de torsion pure.

✓ Le nombre de modes retenus : 15 modes avec une somme des masses modales effectives participantes supérieures à 90% pour les deux directions orthogonales X et Y.

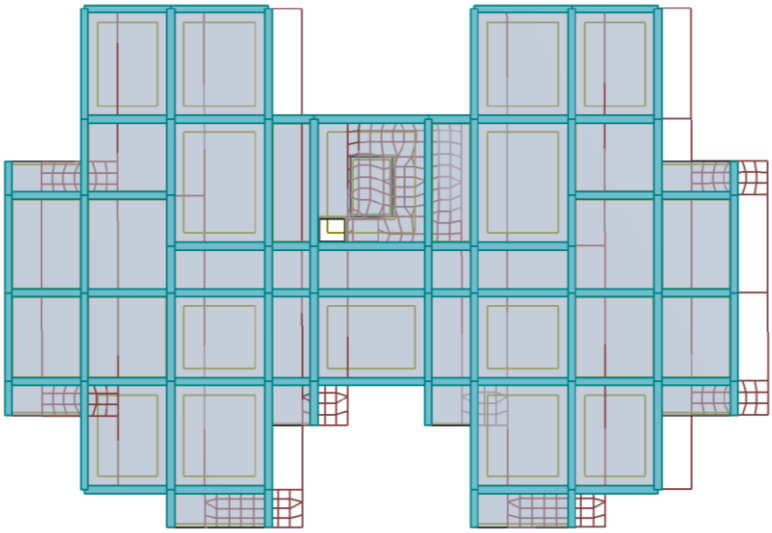


Figure IV.4 vue en plan ***Mode 1 : Translation suivant l'axe X-X***

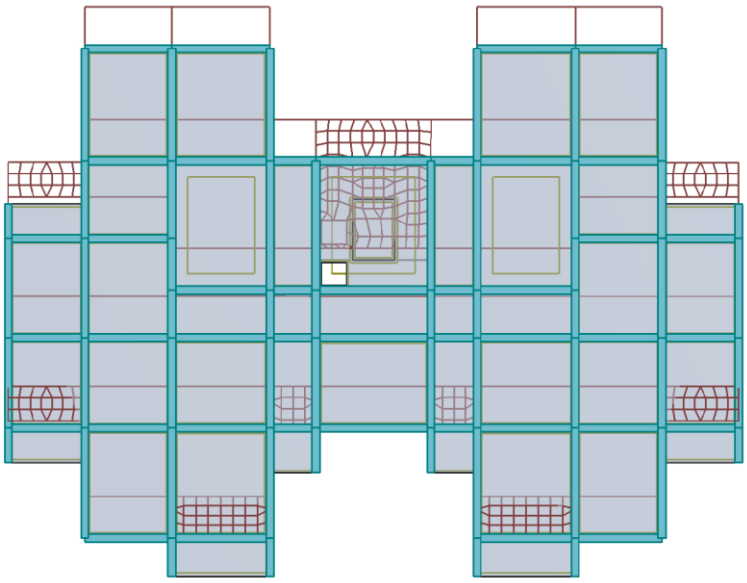


Figure IV.5 vue en plan ***Mode 2 : Translation suivant l'axe Y-Y***

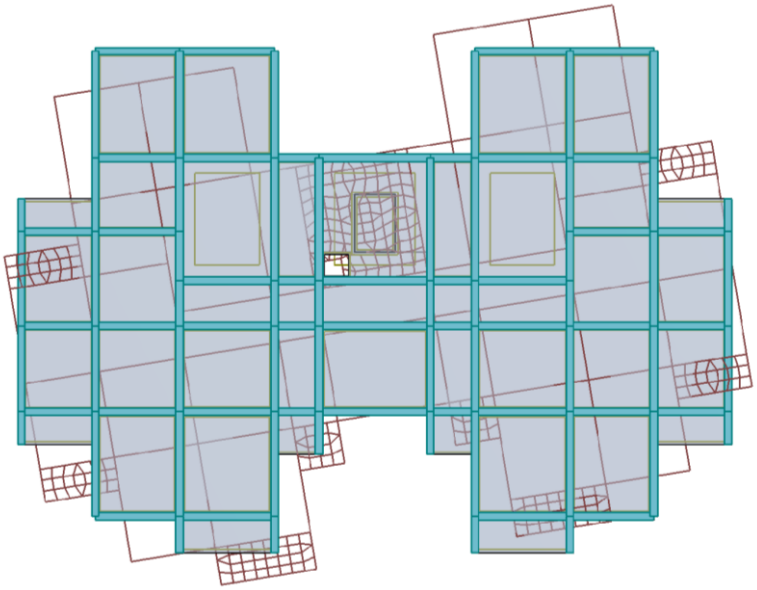


Figure IV.6 vue en plan ***Mode 3 : Rotation autour l'axe Z-Z***

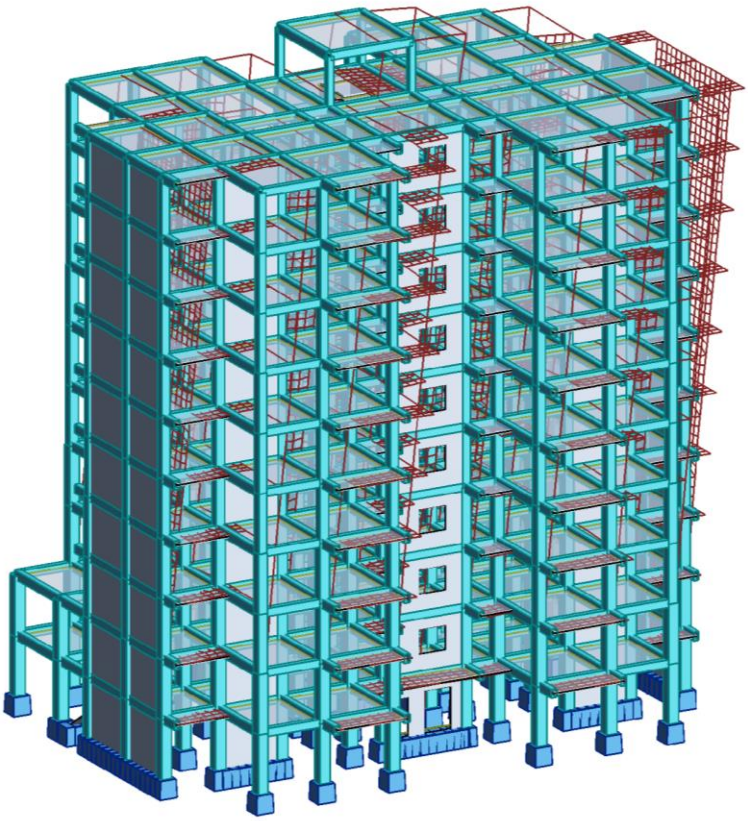


Figure IV.7 vue en 3D ***Mode 1 : Translation suivant l'axe X-X***

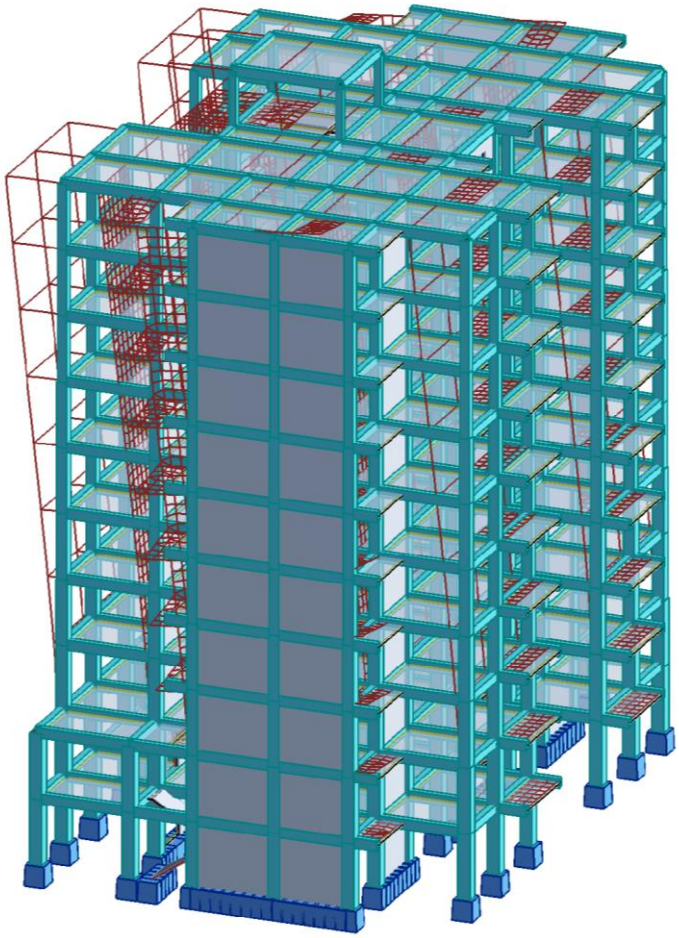


Figure IV.8 vue en 3D ***Mode 2 : Translation suivant l'axe Y-Y***

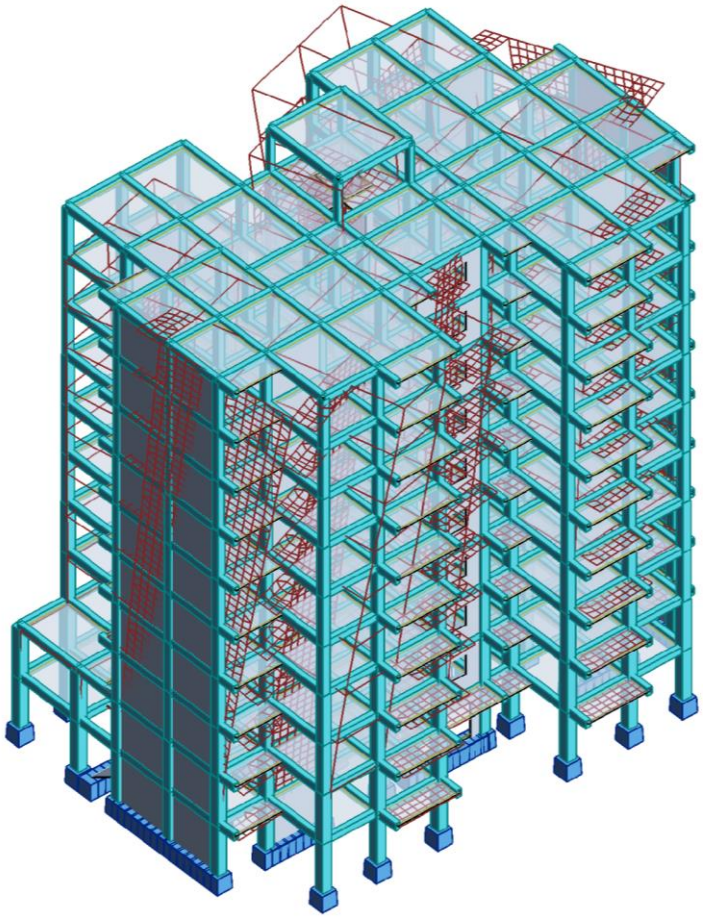


Figure IV.9 vue en 3D ***Mode 3 : Rotation autour l'axe Z-Z***

6. Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon **l'RPA 99/version 2003 (Art 4.3.6),** la résultante des forces sismiques à la base **''Vt''** obtenue par combinaisons 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.

❖ **Calcul de la force sismique statique à la base :**

$$V = \frac{AxDxQ}{R} x\ W$$

$$V_X = \frac{AxD_XxQ}{R} x\ W = \frac{0{,}15x2{,}04x1{,}2}{5} x\ 63047{,}46 = \mathbf{4630{,}20\ KN}$$

$$V_Y = \frac{AxD_YxQ}{R} x\ W = \frac{0{,}15x1{,}83x1{,}2}{5} x\ 63047{,}46 = \mathbf{4153{,}56\ KN}$$

Où : $W = W_{Gi} + 0{,}2Q$ …… (donné par Robot)

➢ **Calcul des efforts tranchants des étages :**

L'efforts tranchants calculés pour chaque niveau et sur les éléments de contreventement est comme suit (Tableau V.5) :

Tableau IV.5 ***Effort tranchant à chaque niveau***

Cas/Etage	FX [kN]	FY [kN]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]
4/ 1	**3772,55**	**6,79**	1847,19	1925,36	2,81	3,98
4/ 2	3691,06	6,65	1177,85	2513,21	35,61	-28,96
4/ 3	3527,44	6,35	1183,42	2344,02	44,22	-37,87
4/ 4	3339,09	5,98	1346,29	1992,79	48,68	-42,70
4/ 5	3100,34	5,52	1280,48	1819,86	44,75	-39,23
4/ 6	2788,97	4,97	1325,67	1463,30	43,02	-38,04
4/ 7	2397,66	4,30	1328,44	1069,22	41,78	-37,49
4/ 8	1949,16	3,62	1048,48	900,68	30,23	-26,61
4/ 9	1434,93	2,93	983,14	451,79	27,49	-24,56
4/ 10	785,40	1,88	992,15	-206,75	5,63	-3,76
4/ 11	88,74	0,16	88,74	0,00	0,16	-0,00
5/ 1	**-6,79**	**3851,83**	-3,45	-3,35	1409,33	2442,49
5/ 2	-6,59	3774,44	11,53	-18,11	1132,90	2641,54
5/ 3	-6,22	3612,41	16,39	-22,60	1100,90	2511,50
5/ 4	-5,78	3423,00	17,82	-23,60	1144,82	2278,18
5/ 5	-5,37	3185,28	18,00	-23,37	1050,51	2134,76
5/ 6	-4,98	2874,27	17,13	-22,11	1071,85	1802,43
5/ 7	-4,40	2479,87	17,70	-22,10	1089,20	1390,68
5/ 8	-3,61	2023,16	14,81	-18,42	840,92	1182,24
5/ 9	-2,68	1491,06	12,51	-15,19	780,93	710,13
5/ 10	-1,45	810,51	3,99	-5,44	819,95	-9,44
5/ 11	-0,37	85,74	-0,37	-0,00	85,74	-0,00

❖ **Vérification :**

D'après le tableau (V.3) de l'efforts tranchants :

$$1-E_X:\begin{cases}F_X=3772{,}50\ KN\\ F_Y=6{,}79\ KN\end{cases} \Rightarrow V_{tx}=\sqrt{|3772{,}50|^2+|6{,}79\ |^2}=\boldsymbol{3772{,}50\ KN}$$

$$\Rightarrow V_{tx}=\boldsymbol{3772{,}50\ KN}>\boldsymbol{80\%.V_X=80\%.4630{,}20=3704{,}16\ KN} \quad \Rightarrow \boldsymbol{C.V}$$

$$2-E_Y:\begin{cases}F_X=-6{,}79\ KN\\ F_Y=3851{,}83\ KN\end{cases} \Rightarrow V_{ty}=\sqrt{|-6{,}79|^2+|3851{,}83\ |^2}=\boldsymbol{3851{,}83\ KN}$$

$$\Rightarrow V_{ty}=\boldsymbol{3851{,}83\ KN}>\boldsymbol{80\%.V_Y=80\%.4153{,}56=3322{,}85\ KN} \quad \Rightarrow \boldsymbol{C.V}$$

7. Vérification de l'interaction Portiques-Voiles :

Selon **l'RPA 99/ version 2003 (art 3.4.4.a) p 19**, il faut que :

- ✓ Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- ✓ Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

Tableau IV.6 ***Répartition des efforts sur les poteaux et les voiles***

	Voiles de contreventement			Poteaux		
	Effort tranchant		Effort normal	Effort tranchant		Effort normal
Etage	Tx	Ty	N	Tx	Ty	N
1	1925,36	2442,49	-16264,05	1847,19	1409,33	-46783,42
2	2513,21	2641,54	-14699,46	1177,85	1132,9	-40504,65
3	2344,02	2511,5	-14341,35	1183,42	1100,9	-33692,74
4	1992,79	2278,18	-13099,59	1346,29	1144,82	-28655,33
5	1819,86	2134,76	-11906,04	1280,48	1050,51	-23635,67
6	1463,3	1802,43	-10187,17	1325,67	1071,85	-19260,77
7	1069,22	1390,68	-8196,58	1328,44	1089,2	-15157,58
8	900,68	1182,24	-6494,42	1048,48	840,92	-10824,99
9	451,79	710,13	-4457,31	983,14	780,93	-6934,22
10	-206,75	-9,44	-2276,32	992,15	819,95	-3190,12
11	0	0	12,1	88,74	85,74	-272,23

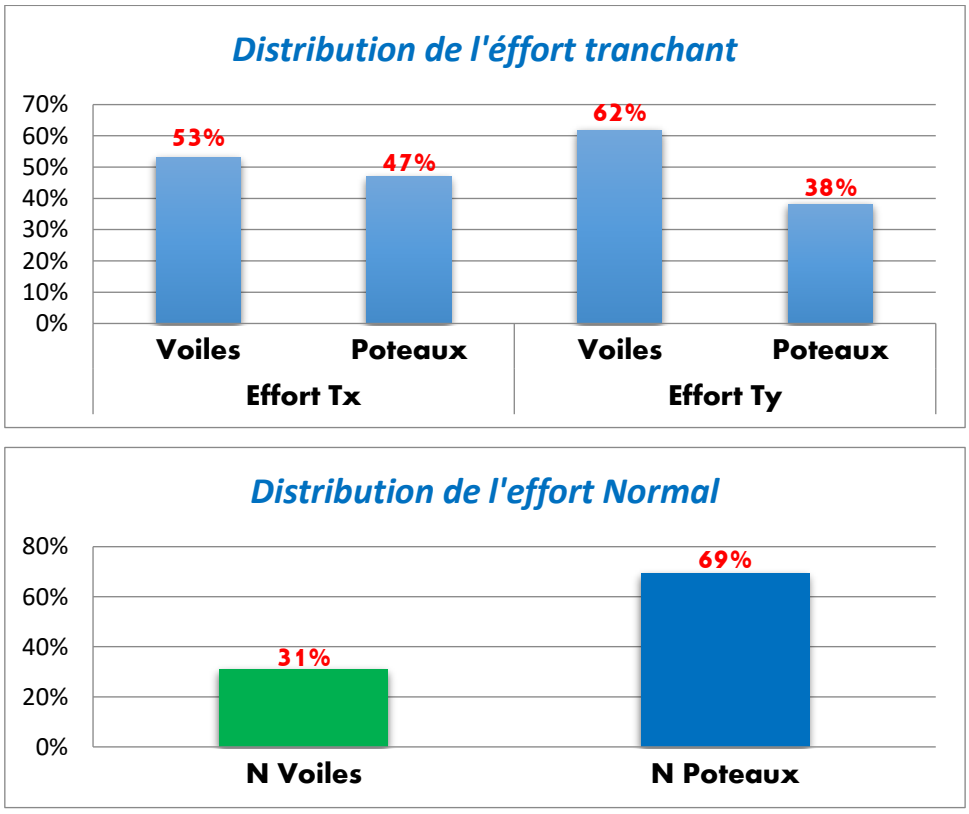


Figure IV.10 ***Taux de distribution des efforts sur les poteaux et les voiles***

D'après la figure V.7, on constate que l'interaction voile portique est vérifiée sous chargement horizontale.

8. Vérifications spécifiques des poteaux selon l'RPA 99/version 2003 :

8.1. Sollicitations normales :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, le RPA (art 7.4.3.1) exige que l'effort normal de compression de calcul soit limité par la condition suivante :

$$\frac{N_d}{Bxf_{c28}} \leq 0{,}3$$

Avec :

Nd : désigne l'effort normale de calcul s'exerçant sur une section de béton

B : Est l'aire (section brute) de cette dernière

fc28 : Est la résistance caractéristique du béton

Il est à noter que les sections des poteaux ont été revues à la hausse pour tous les niveaux. Ceci a été fait dans le but de vérifier l'interaction voile-portique, exigée par le RPA. La vérification de l'effort normal réduit donne les résultats suivants pour notre cas :

Etage	Dimension (cm)	Nacc (KN)	f_{c28} (KN/cm²)	B (cm²)	$\frac{N_d}{Bxf_{c28}} \leq 0,3$	OBS
RDC	55x55	2188,04	2,5	3025	0,289 < 0,3	Condition vérifiée
Etage 1	55x55	1795,45	2,5	3025	0,237 < 0,3	Condition vérifiée
Etage 2	50x50	1364,92	2,5	2500	0,218 < 0,3	Condition vérifiée
Etage 3	50x50	1064,44	2,5	2500	0,170 < 0,3	Condition vérifiée
Etage 4	45x45	841,63	2,5	2025	0,166 < 0,3	Condition vérifiée
Etage 5	45x45	691,98	2,5	2025	0,136 < 0,3	Condition vérifiée
Etage 6	45x45	544,61	2,5	2025	0,107 < 0,3	Condition vérifiée
Etage 7	40x40	399,30	2,5	1600	0,099 < 0,3	Condition vérifiée
Etage 8	40x40	275,65	2,5	1600	0,068 < 0,3	Condition vérifiée
Etage 9	40x40	206,42	2,5	1600	0,051 < 0,3	Condition vérifiée
TERRASSE	30x30	90,74	2,5	900	0,04 < 0,3	Condition vérifiée

Tableau IV.7 ***Vérification des dimensions des poteaux sous sollicitations normales***

8.2. Sollicitations tangentes :

Selon l'RPA 99/version 2003 (art 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton $\overline{\tau}_{bu}$ sous combinaisons sismiques doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\overline{\tau}_{bu} = \rho_d \, x \, f_{c28}$$

$$\textbf{Avec :} \begin{cases} * \ \lambda_g \geq 5 \ => \ \rho_d = 0{,}075 \\ * \ \lambda_g < 5 \ => \ \rho_d = 0{,}040 \end{cases} ;$$

$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \ ou \ \frac{L_f}{b}\right)$: *est l'élancementgéométrique du poteau*

- **a et b :** Dimensions de la section droite du poteau.
- L_f : *Longueur* de flambement du poteau => $L_f = 0,7x3,06 = 2,142 \ m$

$\tau_u = \frac{T_{max}}{bxd}$; *avec* $d = 0{,}9h$

Etage	Dimension (cm)	Tmax (KN)	τ_u (MPa)	λ_g	ρ_d	$\overline{\tau}_{bu}$ (MPa)	OBS
RDC	55x55	175,69	0,645	3,89	0,040	**1**	Condition vérifiée
Etage 1	55x55	126,76	0,465	3,89	0,040	**1**	Condition vérifiée
Etage 2	50x50	111,67	0,496	4,28	0,040	**1**	Condition vérifiée
Etage 3	50x50	124,81	0,554	4,28	0,040	**1**	Condition vérifiée
Etage 4	45x45	119,61	0,656	4,76	0,040	**1**	Condition vérifiée
Etage 5	45x45	121,13	0,664	4,76	0,040	**1**	Condition vérifiée
Etage 6	45x45	117,99	0,647	4,76	0,040	**1**	Condition vérifiée
Etage 7	40x40	99,02	0,687	5,35	0,075	**1,875**	Condition vérifiée
Etage 8	40x40	93,38	0,648	5,35	0,075	**1,875**	Condition vérifiée
Etage 9	40x40	99,30	0,689	5,35	0,075	**1,875**	Condition vérifiée
TERRASSE	30x30	35,65	0,440	6,39	0,075	**1,875**	Condition vérifiée

Tableau IV.8 ***Vérification des dimensions des poteaux sous sollicitations tangentes***

9. Vérification des déplacements latéraux inter-étages :

Selon **l'RPA 99/version 2003 (Art 5.10)**, les déformations relatives latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser **1% de la hauteur d'étage "h"**.

Cas/Etage		UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]		dr UY [cm]		1%.Hi [cm]	Condition: Δki < 1%.Hi
4/	1	0,2	0,0	0,2	Déplacements inter-étages: Δkx	0,0		3,06	Condition vérifiée
4/	2	0,7	0,0	0,4		0,0		3,06	Condition vérifiée
4/	3	1,2	0,0	0,6		0,0		3,06	Condition vérifiée
4/	4	1,9	0,0	0,7		0,0		3,06	Condition vérifiée
4/	5	2,6	0,0	0,7		0,0		3,06	Condition vérifiée
4/	6	3,4	0,0	0,8		0,0		3,06	Condition vérifiée
4/	7	4,1	0,0	0,7		-0,0		3,06	Condition vérifiée
4/	8	4,8	0,0	0,7		-0,0		3,06	Condition vérifiée
4/	9	5,5	0,0	0,7		-0,0		3,06	Condition vérifiée
4/	10	6,2	0,0	0,6		0,0		3,06	Condition vérifiée
4/	11	7,1	0,0	1,0		0,0		2,74	Condition vérifiée
5/	1	-0,0	0,2	-0,0		0,2	Déplacements inter-étages: Δky	3,06	Condition vérifiée
5/	2	-0,0	0,5	-0,0		0,4		3,06	Condition vérifiée
5/	3	-0,0	1,0	-0,0		0,5		3,06	Condition vérifiée
5/	4	-0,0	1,6	-0,0		0,6		3,06	Condition vérifiée
5/	5	-0,0	2,3	-0,0		0,7		3,06	Condition vérifiée
5/	6	-0,0	3,0	-0,0		0,7		3,06	Condition vérifiée
5/	7	-0,0	3,7	-0,0		0,7		3,06	Condition vérifiée
5/	8	-0,0	4,4	-0,0		0,7		3,06	Condition vérifiée
5/	9	-0,0	5,1	-0,0		0,7		3,06	Condition vérifiée
5/	10	-0,0	5,7	-0,0		0,7		3,06	Condition vérifiée
5/	11	-0,0	6,6	-0,0		0,8		2,74	Condition vérifiée

Tableau IV.9 ***Déplacement latéraux inter-étages suivant Ex et Ey***

10. Justification vis-à-vis de l'effet de P-Δ :

Selon **l'RPA 99/version 2003 (Art 5.9)**, 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 :

$$\theta = \frac{P_K . \Delta_K}{V_K . \mathrm{h}_K} \leq 0{,}10$$

Avec :

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau ''K''.

$$P_K = \sum W_{GI} + 0{,}2 W_{QI}$$

Δ_K : Déplacement relative du niveau ''K'' par rapport au niveau ''K-1''.

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau ''K''.

h_K : Hauteur de l'étage ''K''.

NIVEAU	Wi (KN)	Δk (KN)	Vk (KN)	h_k (cm)	θ	Condition θ < 0,10
RDC	7308,5336	0,2	3772,55	306	0,001266204	OK
Etage 1	7308,6574	0,4	3691,06	306	0,002588362	OK
Etage 2	6279,1727	0,6	3527,44	306	0,003490379	OK
Etage 3	6279,1727	0,7	3339,09	306	0,004301807	OK
Etage 4	6093,7701	0,7	3100,34	306	0,00449628	OK
Etage 5	6093,7701	0,8	2788,97	306	0,005712297	OK
Etage 6	6093,7701	0,7	2397,66	306	0,006644572	OK
Etage 7	5927,8835	0,7	1949,16	306	0,006957109	OK
Etage 8	5927,8835	0,7	1434,93	306	0,009450299	OK
Etage 9	5462,6191	0,6	785,4	306	0,01363766	OK
TERRASSE	272,2299	1	88,74	274	0,011196074	OK
Σ Wi :	63047,46					

Tableau IV.10 ***Justification vis-à-vis l'effet P-Δ sens X suivant (Combinaison Ex)***

NIVEAU	Wi (KN)	Δk (KN)	Vk (KN)	h_k (cm)	θ	Condition θ < 0,10
RDC	7308,5336	0,2	3851,83	306	0,0012401	OK
Etage 1	7308,6574	0,4	3774,44	306	0,0025312	OK
Etage 2	6279,1727	0,5	3612,41	306	0,0028402	OK
Etage 3	6279,1727	0,6	3423,00	306	0,0035969	OK
Etage 4	6093,7701	0,7	3185,28	306	0,0043764	OK
Etage 5	6093,7701	0,7	2874,27	306	0,0048499	OK
Etage 6	6093,7701	0,7	2479,87	306	0,0056213	OK
Etage 7	5927,8835	0,7	2023,16	306	0,0067026	OK
Etage 8	5927,8835	0,7	1491,06	306	0,0090945	OK
Etage 9	5462,6191	0,7	810,51	306	0,0154177	OK
TERRASSE	272,2299	0,8	85,74	274	0,0092703	OK
Σ Wi :	63047,46					

Tableau IV.11 ***Justification vis-à-vis l'effet P-Δ sens Y suivant (Combinaison Ey)***

11. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble :

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal est transversal) avec la relation suivante :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1{,}5$$

Avec :

M_R: Moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$M_R = \sum F_i x h_i$

M_S : Mo ment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$M_S = W\,x\,L/2$

W : le poids total de la structure.

NIVEAU	Hi (m)	Fxi (KN)	Mxi (KN.m)	Fyi (KN)	Myi (KN.m)
TERRASSE	33,34	88,74	2958,59	85,74	2858,57
Etage 9	30,6	696,66	21317,80	724,77	22177,96
Etage 8	27,54	649,53	17888,06	680,55	18742,35
Etage 7	24,48	514,23	12588,35	532,10	13025,81
Etage 6	21,42	448,50	9606,87	456,71	9782,73
Etage 5	18,36	391,31	7184,45	394,40	7241,18
Etage 4	15,3	311,37	4763,96	311,01	4758,45
Etage 3	12,24	238,75	2922,30	237,72	2909,69
Etage 2	9,18	188,35	1729,05	189,41	1738,78
Etage 1	6,12	163,62	1001,35	162,03	991,62
RDC	3,06	81,49	249,36	77,39	236,81
SOMME			82210,14		84463,97

Tableau IV.12 ***Valeurs des moments de renversement suivant X et Y***

	W (KN)	B=L/2 (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	Ms/Mr > 1,5	OBS
SENS XX	63047,46	14,3	901578,72	82210,14	10,97	CV
SENS YY	63047,46	10,225	644660,31	84463,97	7,63	CV

Tableau IV.13 ***Vérification de renversement sens XX et sens YY***

Conclusion :

Finalement, après cette étude dynamique, on adopte cette conception structurale pour la **structure ''A''**, qui nous donne un meilleur comportement de notre structure vis-à-vis du séisme.

Donc on peut entamer la phase de calcul des éléments structuraux.

IV.9.2 Système (B) : Structure entièrement en voiles :

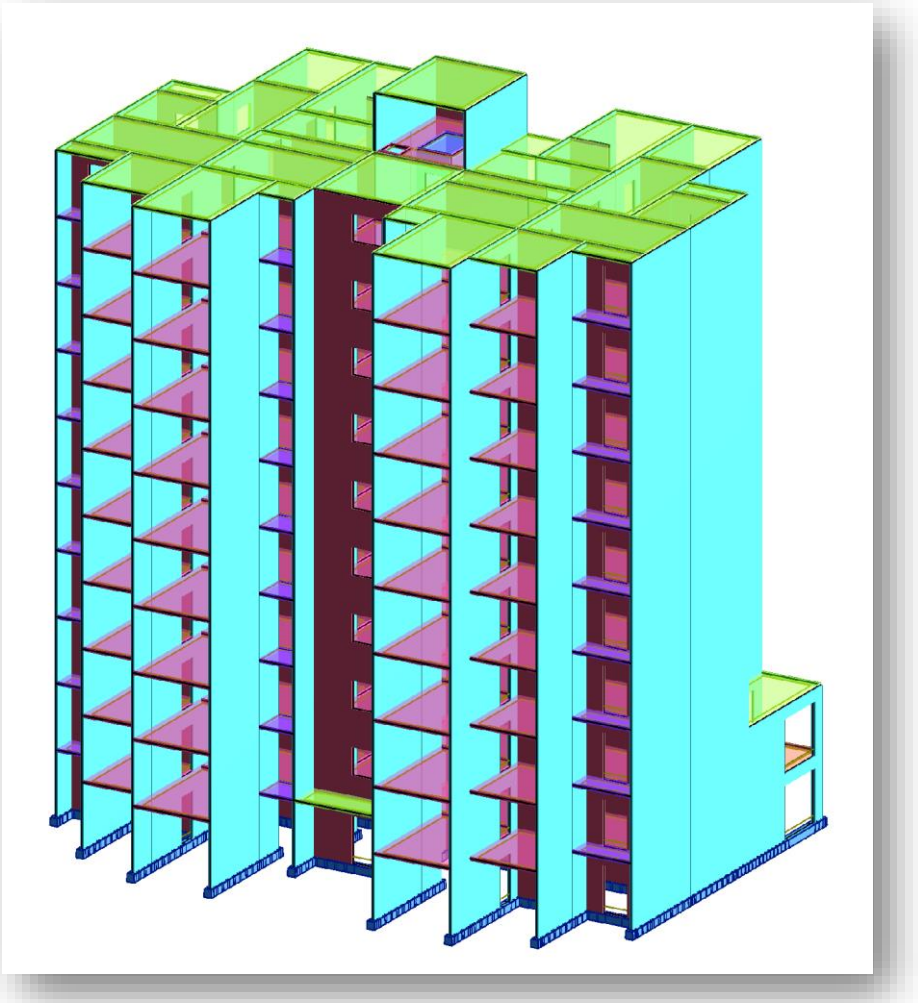


Figure IV.11 ***Vue en 3D (Structure B)***

1. Disposition des voiles :

Après l'étude de plusieurs variantes, la disposition finale des voiles est la suivante : (figure V.2)

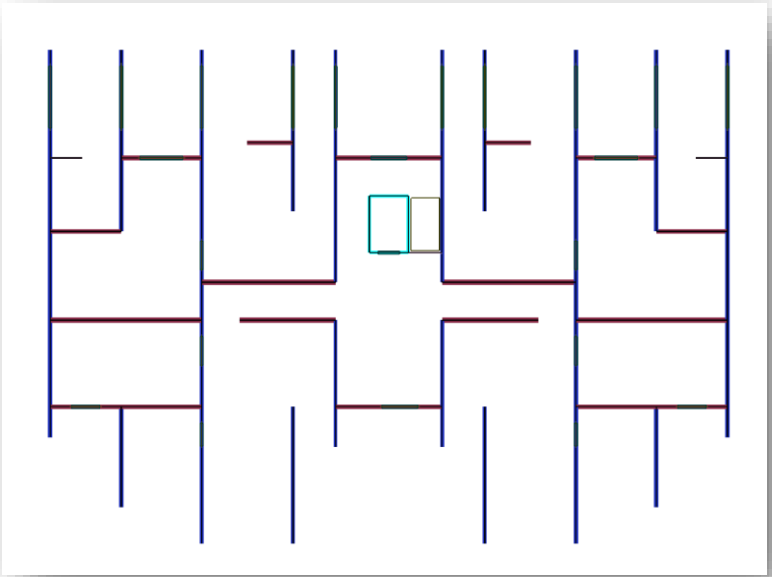


Figure IV.12 ***Disposition finale des voiles (structure B)***

2. Excentricité :

Niveau	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	ex0 [m]	ey0 [m]
RDC	757571,86	14,38 11,51 1,53	14,30 10,61 2,25	0,08	0,91
Etage 1	725994,90	14,34 11,36 4,59	14,30 10,94 5,34	0,04	0,42
Etage 2	642219,88	14,30 10,60 7,65	14,30 10,92 8,34	0,00	0,32
Etage 3	642219,88	14,30 10,60 10,71	14,30 10,92 11,40	0,00	0,32
Etage 4	642219,88	14,30 10,60 13,77	14,30 10,92 14,46	0,00	0,32
Etage 5	642219,88	14,30 10,60 16,83	14,30 10,92 17,52	0,00	0,32
Etage 6	642219,88	14,30 10,60 19,89	14,30 10,92 20,58	0,00	0,32
Etage 7	642219,88	14,30 10,60 22,95	14,30 10,92 23,64	0,00	0,32
Etage 8	642219,88	14,30 10,60 26,01	14,30 10,92 26,70	0,00	0,32
Etage 9	691494,26	14,31 10,62 29,07	14,30 11,01 29,78	0,01	0,39
TERRASSE	43897,92	14,30 14,02 31,97	14,30 16,27 32,51	0,00	2,25

Tableau IV.14 ***Centre de masse et centre de rigidité***

3. Spectre de calcul :

Le spectre de réponse obtenu suivant les paramètres sismiques définis précédemment pour la structure **(B)**, est représenté sur la figure (V.3) :

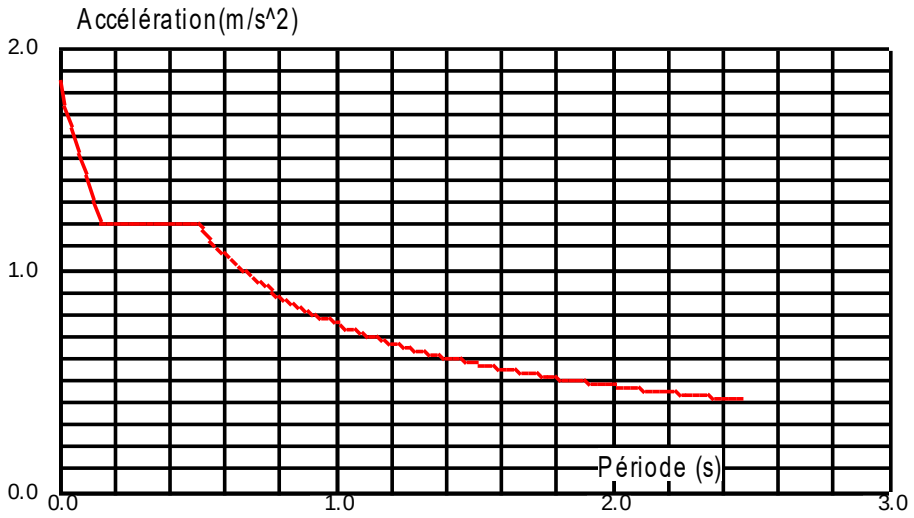


Figure IV.13 ***Spectre de calcul***

4. Résultats dynamiques :

Cas/ Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas. UX [kg]	Tot.mas. UY [kg]
3/ 1	3,34	**0,30**	68,26	0,00	68,26	0,00	6714498,10	6714498,10
3/ 2	3,80	0,26	68,26	68,31	0,00	68,31	6714498,10	6714498,10
3/ 3	4,50	0,22	68,28	68,31	0,02	0,00	6714498,10	6714498,10
3/ 4	11,28	0,09	86,56	68,31	18,29	0,00	6714498,10	6714498,10
3/ 5	13,71	0,07	86,57	85,26	0,00	16,94	6714498,10	6714498,10
3/ 6	14,04	0,07	86,57	85,59	0,00	0,33	6714498,10	6714498,10
3/ 7	14,89	0,07	86,57	85,59	0,00	0,00	6714498,10	6714498,10
3/ 8	19,21	0,05	86,58	86,72	0,01	1,14	6714498,10	6714498,10
3/ 9	19,84	0,05	**90,76**	86,73	4,18	0,00	6714498,10	6714498,10
3/ 10	22,93	0,04	93,11	86,73	2,35	0,00	6714498,10	6714498,10
3/ 11	25,25	0,04	93,11	89,07	0,00	2,34	6714498,10	6714498,10
3/ 12	25,60	0,04	93,11	89,07	0,00	0,00	6714498,10	6714498,10
3/ 13	26,83	0,04	93,13	89,07	0,01	0,00	6714498,10	6714498,10
3/ 14	27,13	0,04	93,13	89,90	0,00	0,83	6714498,10	6714498,10
3/ 15	**28,70**	0,03	93,13	**92,09**	0,00	2,19	6714498,10	6714498,10

Tableau IV.15 ***Période et facteurs de participation modale (résultat final)***

5. Vérification de la période fondamentale de la structure :

Selon **l'RPA 99/version 2003 (Art 4.2.4.4)**, les valeurs de ''**T**'', calculées à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de **Plus de 30%.**

D'après les résultats figurés sur le tableau V.2 ci-dessous, on constate que :

1- $La\ période\ \ T_R = 0{,}30\ \text{sec} < \begin{cases} T_X = 0{,}56x1{,}30 = 0{,}72\ sec \\ T_Y = 0{,}66x1{,}30 = 0{,}85\ sec \end{cases}$ => Donc condition vérifiée

2- Selon **l'RPA 99/version 2003 (Art 4.3.4. a)**, et suivant les résultats du **tableau V.2**, on constate que :

✓ Le 1er mode est un mode de translation pure selon l'axe X.

✓ Le 2^{éme} mode est un mode de translation pure selon l'axe Y.

✓ Le 3^{éme} mode est un mode de torsion pure

✓ Le nombre de modes retenus : 15 modes avec une somme des masses modales effectives participantes supérieures à 90% pour les deux directions orthogonales X et Y.

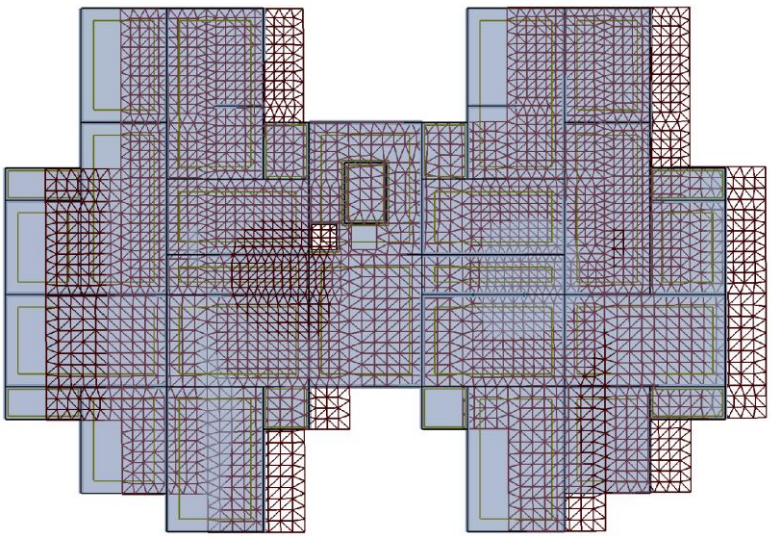


Figure IV.14 vue en plan ***Mode 1 : Translation suivant l'axe X-X***

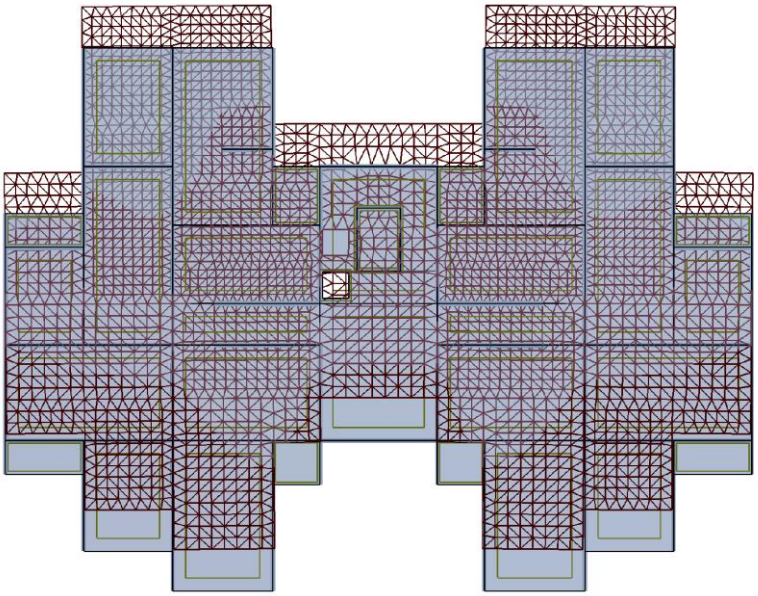


Figure IV.15 vue en plan ***Mode 2 : Translation suivant l'axe Y-Y***

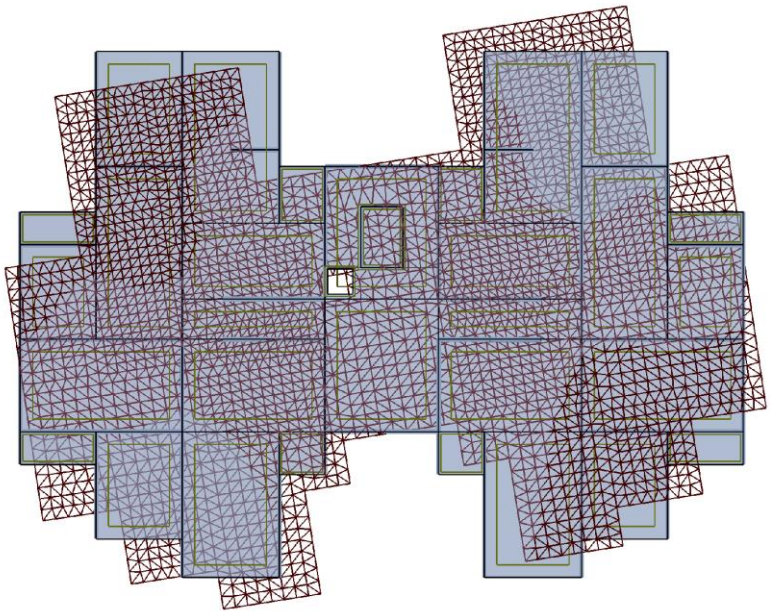


Figure IV.16 vue en plan ***Mode 3 : Rotation autour l'axe Z-Z***

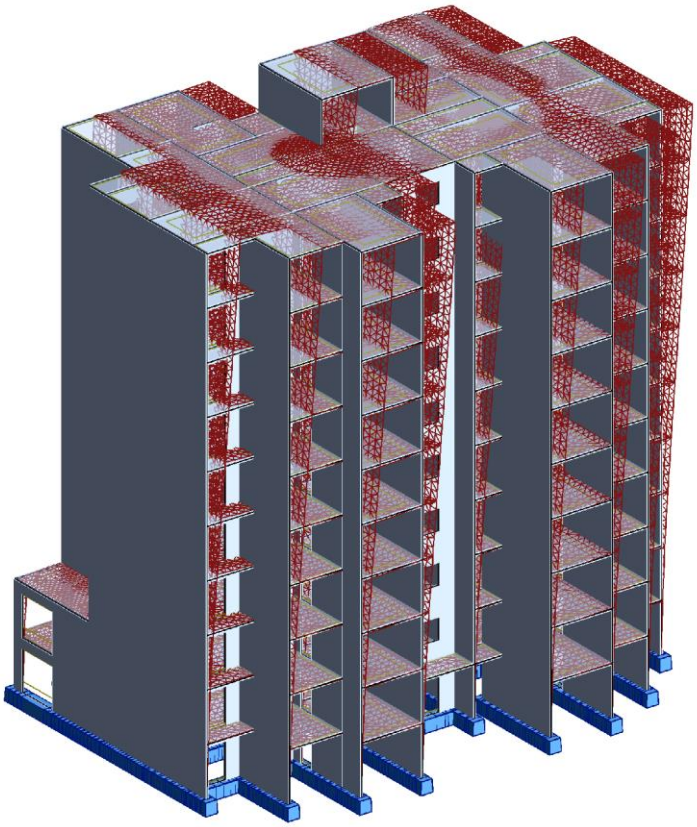


Figure IV.17 vue en 3D ***Mode 1 : Translation suivant l'axe X-X***

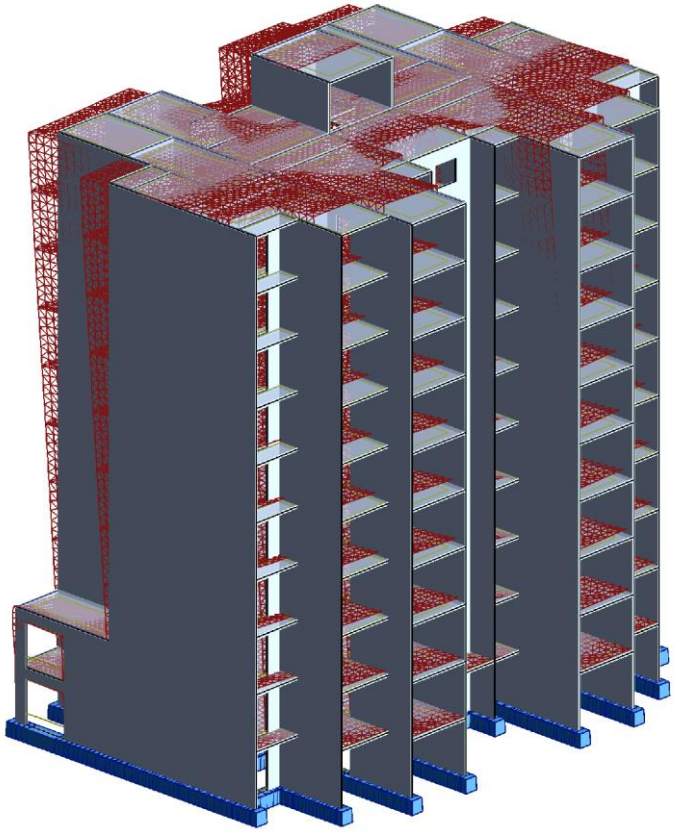


Figure IV.18 vue en 3D ***Mode 2 : Translation suivant l'axe Y-Y***

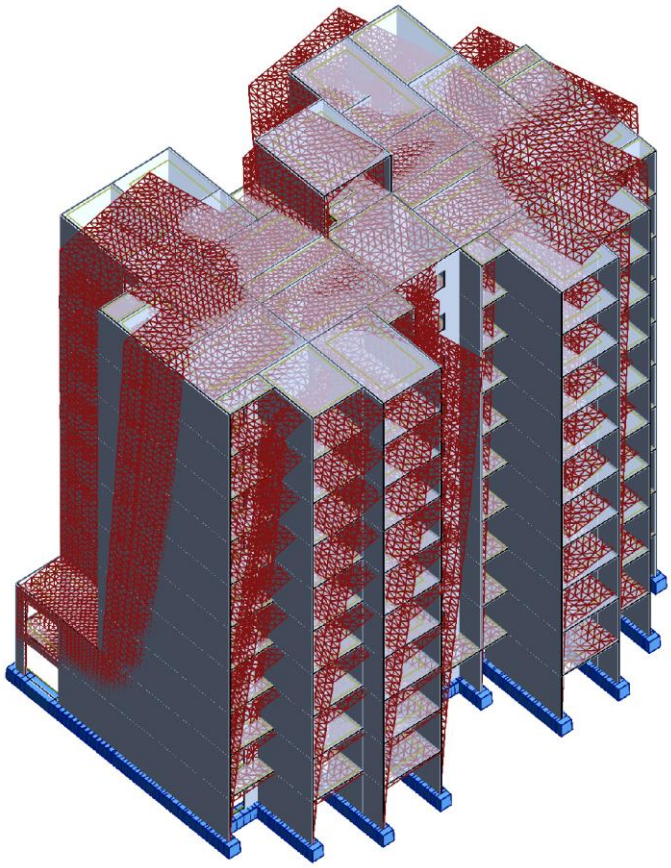


Figure IV.19 vue en 3D ***Mode 3 : Rotation autour l'axe Z-Z***

6. Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon **l'RPA 99/version 2003 (Art 4.3.6),** la résultante des forces sismiques à la base **''Vt''** obtenue par combinaisons 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.

❖ **Calcul de la force sismique statique à la base :**

$$V = \frac{AxDxQ}{R} x\ W$$

$$V_X = \frac{AxD_XxQ}{R} x\ W = \frac{0{,}15x1{,}77x1{,}2}{3{,}5} x\ 65846{,}73 = \mathbf{5993{,}93\ KN}$$

$$V_Y = \frac{AxD_YxQ}{R} x\ W = \frac{0{,}15x1{,}587x1{,}2}{3{,}5} x\ 65846{,}73 = \mathbf{5374{,}22\ KN}$$

Où : W = W_{Gi} + 0,2Q …… (donné par Robot)

➢ **Calcul des efforts tranchants des étages :**

L'efforts tranchants calculés pour chaque niveau et sur les éléments de contreventement est comme suit (Tableau V.16) :

Tableau IV.16 ***Effort tranchant à chaque niveau***

Cas/-Etage	FX [kN]	FY [kN]	FX sur les voiles [kN]	FY sur les voiles [kN]
4/ 1	**5896,89**	18,20	5896,89	18,20
4/ 2	5778,95	17,48	5778,95	17,48
4/ 3	5532,30	16,20	5532,30	16,20
4/ 4	5229,09	15,10	5229,09	15,10
4/ 5	4848,39	13,97	4848,39	13,97
4/ 6	4383,32	12,45	4383,32	12,45
4/ 7	3827,42	10,62	3827,42	10,62
4/ 8	3170,96	8,95	3170,96	8,95
4/ 9	2375,83	7,38	2375,83	7,38
4/ 10	1385,95	4,96	1385,95	4,96
4/ 11	123,26	0,69	123,26	0,69
5/ 1	-18,20	**5887,43**	-18,20	5887,43
5/ 2	-17,06	5779,19	-17,06	5779,19
5/ 3	-15,97	5538,22	-15,97	5538,22
5/ 4	-15,32	5230,43	-15,32	5230,43
5/ 5	-14,17	4843,82	-14,17	4843,82
5/ 6	-12,77	4378,44	-12,77	4378,44
5/ 7	-11,28	3826,00	-11,28	3826,00
5/ 8	-9,20	3171,80	-9,20	3171,80
5/ 9	-7,04	2379,47	-7,04	2379,47
5/ 10	-4,69	1394,37	-4,69	1394,37
5/ 11	-0,90	109,77	-0,90	109,77

❖ **Vérification :**

D'après le tableau (V.3) de l'efforts tranchants :

$$1-E_X:\begin{cases}F_X=5897{,}15\ KN\\ F_Y=17{,}25\ KN\end{cases}\Rightarrow V_{tx}=\sqrt{|5897{,}15|^2+|17{,}25\ |^2}=\mathbf{5897,15\ KN}$$

$$\Rightarrow V_{tx}=\mathbf{5897,15\ KN}>\mathbf{80\%}.\boldsymbol{V_X}=\mathbf{80\%}.\mathbf{5993,93}=\mathbf{4795,14\ KN}\quad\Rightarrow\boldsymbol{C.V}$$

$$2-E_Y:\begin{cases}F_X=-17{,}25\ KN\\ F_Y=5887{,}61\ KN\end{cases}\Rightarrow V_{ty}=\sqrt{|-17{,}25|^2+|5887{,}61\ |^2}=\mathbf{5887,61\ KN}$$

$$\Rightarrow V_{ty}=\mathbf{5887,61\ KN}>\mathbf{80\%}.\boldsymbol{V_Y}=\mathbf{80\%}.\mathbf{5374,22}=\mathbf{4299,37\ KN}\quad\Rightarrow\boldsymbol{C.V}$$

7. Vérification des déplacements latéraux inter-étages :

Selon **l'RPA 99/version 2003 (Art 5.10)**, les déformations relatives latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser **1% de la hauteur d'étage "h"**.

Cas/Etage		UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]		dr UY [cm]		1%.Hi [cm]	Condition: Δki < 1%.Hi
4/	1	0,1	0,0	0,1	Déplacements inter-étages: Δkx	0,0		3,06	Condition vérifiée
4/	2	0,2	0,0	0,1		0,0		3,06	Condition vérifiée
4/	3	0,3	0,0	0,1		0,0		3,06	Condition vérifiée
4/	4	0,4	0,0	0,2		0,0		3,06	Condition vérifiée
4/	5	0,6	0,0	0,2		0,0		3,06	Condition vérifiée
4/	6	0,8	0,0	0,2		0,0		3,06	Condition vérifiée
4/	7	0,9	0,0	0,2		-0,0		3,06	Condition vérifiée
4/	8	1,1	0,0	0,2		-0,0		3,06	Condition vérifiée
4/	9	1,2	0,0	0,1		-0,0		3,06	Condition vérifiée
4/	10	1,4	0,0	0,1		0,0		3,06	Condition vérifiée
4/	11	1,5	0,0	0,1		0,0		2,74	Condition vérifiée
5/	1	-0,0	0,0	-0,0		0,0	Déplacements inter-étages: Δky	3,06	Condition vérifiée
5/	2	-0,0	0,1	-0,0		0,1		3,06	Condition vérifiée
5/	3	-0,0	0,2	-0,0		0,1		3,06	Condition vérifiée
5/	4	-0,0	0,3	-0,0		0,1		3,06	Condition vérifiée
5/	5	-0,0	0,5	-0,0		0,1		3,06	Condition vérifiée
5/	6	-0,0	0,6	-0,0		0,1		3,06	Condition vérifiée
5/	7	-0,0	0,7	-0,0		0,1		3,06	Condition vérifiée
5/	8	-0,0	0,8	-0,0		0,1		3,06	Condition vérifiée
5/	9	-0,0	1,0	-0,0		0,1		3,06	Condition vérifiée
5/	10	-0,0	1,1	-0,0		0,1		3,06	Condition vérifiée
5/	11	-0,0	1,2	-0,0		0,1		2,74	Condition vérifiée

Tableau IV.17 ***Déplacements latéraux inter-étages suivant Ex et Ey***

8. Justification vis-à-vis de l'effet de P-Δ :

Selon **l'RPA 99/version 2003 (Art 5.9)**, 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 :

$$\theta = \frac{P_K . \Delta_K}{V_K . h_K} \leq 0{,}10$$

Avec :

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau ''K''.

$$P_K = \sum W_{GI} + 0{,}2 W_{QI}$$

Δ_K : Déplacement relative du niveau ''K'' par rapport au niveau ''K-1''.

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau ''K''.

h_K : Hauteur de l'étage ''K''.

NIVEAU	Wi (KN)	Δk (KN)	Vk (KN)	h_k (cm)	θ	Condition θ < 0,10
RDC	7429,2420	0,1	5897,15	306	0,000412549	OK
Etage 1	7119,5778	0,1	5779,09	306	0,000401762	OK
Etage 2	6298,0255	0,1	5532,4	306	0,000372029	OK
Etage 3	6298,0255	0,2	5229,18	306	0,000787203	OK
Etage 4	6298,0255	0,2	4848,47	306	0,000849015	OK
Etage 5	6298,0255	0,2	4383,38	306	0,000939096	OK
Etage 6	6298,0255	0,2	3827,48	306	0,001075491	OK
Etage 7	6298,0255	0,2	3171	306	0,001298142	OK
Etage 8	6298,0255	0,1	2375,86	306	0,000866299	OK
Etage 9	6781,2421	0,1	1385,98	306	0,00159897	OK
TERRASSE	430,4915	0,1	123,27	274	0,001274653	OK
Σ Wi :	65846,73					

Tableau IV.18 ***Justification vis-à-vis l'effet P-Δ sens X suivant (Combinaison Ex)***

NIVEAU	Wi (KN)	Δk (KN)	Vk (KN)	h_k (cm)	θ	Condition θ < 0,10
RDC	7429,2420	0	5887,61	306	0	OK
Etage 1	7119,5778	0,1	5779,33	306	0,0004017	OK
Etage 2	6298,0255	0,1	5538,32	306	0,0003716	OK
Etage 3	6298,0255	0,1	5230,53	306	0,0003935	OK
Etage 4	6298,0255	0,1	4843,91	306	0,0004249	OK
Etage 5	6298,0255	0,1	4378,51	306	0,0004701	OK
Etage 6	6298,0255	0,1	3826,06	306	0,0005379	OK
Etage 7	6298,0255	0,1	3171,84	306	0,0006489	OK
Etage 8	6298,0255	0,1	2379,5	306	0,000865	OK
Etage 9	6781,2421	0,1	1394,39	306	0,0015893	OK
TERRASSE	430,4915	0,1	109,75	274	0,0014313	OK
Σ Wi :	65846,73					

Tableau IV.19 ***Justification vis-à-vis l'effet P-Δ sens Y suivant (Combinaison Ey)***

9. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble :

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal est transversal) avec la relation suivante :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1{,}5$$

Avec :

M_R: Moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$M_R = \sum F_i x h_i$

M_S : Mo ment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$M_S = W\,x\,L/2$

W : le poids total de la structure.

NIVEAU	Hi (m)	Fxi (KN)	Mxi (KN.m)	Fyi (KN)	Myi (KN.m)
TERRASSE	33,34	123,26	4109,49	109,77	3659,73
Etage 9	30,6	1262,69	38638,31	1284,60	39308,76
Etage 8	27,54	989,88	27261,30	985,10	27129,65
Etage 7	24,48	795,13	19464,78	792,33	19396,24
Etage 6	21,42	656,46	14061,37	654,20	14012,96
Etage 5	18,36	555,90	10206,32	552,44	10142,80
Etage 4	15,3	465,07	7115,57	465,38	7120,31
Etage 3	12,24	380,70	4659,77	386,61	4732,11
Etage 2	9,18	303,21	2783,47	307,79	2825,51
Etage 1	6,12	246,65	1509,50	240,97	1474,74
RDC	3,06	117,94	360,90	108,24	331,21
SOMME			130170,78		130134,03

Tableau IV.20 ***Valeurs des moments de renversement suivant X et Y***

	W (KN)	B=L/2 (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	Ms/Mr > 1,5	OBS
SENS XX	65846,73	14,3	941608,27	130170,78	7,23	CV
SENS YY	65846,73	10,225	673282,84	130134,03	5,17	CV

Tableau IV.21 ***Vérification de renversement sens XX et sens YY***

Conclusion :

Finalement, après cette étude dynamique, on adopte cette conception structurale pour la **structure ''B''**, qui nous donne un meilleur comportement de notre structure vis-à-vis du séisme.

Donc on peut entamer la phase de calcul des éléments structuraux.

Chapitre V

Etude des éléments structuraux

- Système A : Structure mixte (portique + voiles)
- Système B : Structure entièrement voile

V. Etude des éléments structuraux :

1. Introduction :

Les éléments principaux sont soumis aux actions dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation ainsi qu'aux actions sismiques.

Leurs ferraillages doivent être réalisés de façon à résister aux combinaisons des différentes actions en considérant les combinaisons les plus défavorables.

La réglementation en vigueur BAEL 91 et RPA 99 version 2003, nous dictent un certain nombre de combinaisons avec lesquelles nous allons travailler.

Le calcul de ferraillage des éléments de la structure (Poteaux et poutres), est fait par le logiciel **EXPERT BA 2010**, et le calcul de ferraillage des panneaux (Voiles et dalles), par **Robot analysis structural 2018.**

2. Les combinaisons d'actions :

2.1. Règlement BAEL 91 :

Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes G et les charges d'exploitation Q.

1- ELU : 1,35 G + 1,5 G.

2- ELS : G + Q

2.2. Règlement RPA 99 :

Ce sont des combinaisons qui prennent en considération les charges sismiques E.

1- $ACC : G + Q \pm E$

2- $ACC : \ 0{,}8G \pm E$

V.1 Système (A) : Structure mixte (Portiques + voiles) :

V.1.1 Etude des Poteaux :

1. Spécifications pour les Poteaux :

Selon **l'RPA 99/version 2003 (Art 7.4.2) : en zone II**

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.
- ✓ Leur pourcentage minimal sera de **0,80%.**
- ✓ Leur pourcentage maximal sera de **4%** en zone courante et de **6%** en zone de recouvrement.
- ✓ Le diamètre minimum est de **12 mm.**
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de **40 Ø.**
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm.**

2. Calcul de ferraillage des Poteaux :

2.1 Armatures longitudinales :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les charges à la base de la structure.

Ils sont soumis à des efforts normaux et aux moments fléchissant dans les deux sens. Donc Leurs ferraillages se fait à la flexion composée déviée, selon les sollicitations les plus défavorables Suivantes :

a- Moment maximal (M^{max}) avec Effort normal correspondant (N^{corr}).

b- Effort normal maximal (N^{max}) avec Moment correspondant (M^{corr}).

c- Effort normal minimal (N^{min}) avec Moment correspondant (M^{corr}).

2.2 Armatures transversales :

➢ Selon **l'RP 99/version 2003 :**

1- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a x V_u}{h_1 x f_e}$$

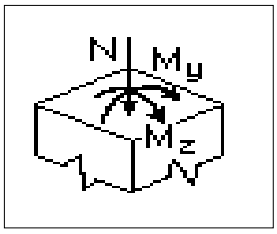


Figure **V.1 : Actions agissantes sur le poteau**

Avec :

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

ρ_a = **2,5** si l'élancement géométrique $\lambda_g \geq 5$

ρ_a = **3,75** si l'élancement géométrique $\lambda_g < 5$

2- La quantité **d'armatures transversales minimale A_t/txb** en % est donnée comme suit :

$Si\ \lambda_g \geq 5 : \ 0{,}30\%\ ;\ si\ \lambda_g \leq 3 : \ 0{,}80\%\ ; si\ 3 < \lambda_g < 5 : interpolation$

➢ Selon **le BAEL 91 révisé 99**, les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_1\right)$$

Avec :

Φ_1 : Le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

t : Espacement des armatures transversales.

t $\leq$ Min ($10\,\Phi_1$; $15\ cm$) $en\ zone\ nodale\ (zone\ II)$ ..... **RPA 99/v.2003 (Art 7.4.2.2)**

t $\leq 15\Phi_1\ en\ zone\ courante\ (zone\ II)$ ..... **RPA 99/v.2003 (Art 7.4.2.2)**

2.3 Ferraillage minimale :

Étage →	*RDC et 1er étage*	*2 et 3éme étage*	*4 ;5 et 6éme étage*	*7 ;8 et 9éme étage*	*Terrasse*
Situation du poteau →	*Tout*	*Tout*	*Tout*	*Tout*	*Tout*
Section →	*55×55*	*50×50*	*45×45*	*40x40*	*30x30*
$A_{Min}^{BAEL} = Max\left[4\%xP, \frac{0,2B}{100}\right](cm^2)$	*8,80*	*8,00*	*7,20*	*6,40*	*4,80*
$A_{Min}^{RPA} = 0,8\%.B\ (cm^2)$	*24,20*	*20,00*	*16,20*	*12,80*	*7,20*

Tableau V.1 ***Section d'armatures minimale des poteaux***

2.4 Exemple de calcul :

➢ **Sollicitations de calcul :**

Les figures ci-après représentent les actions agissantes sur les poteaux sous les combinaisons Accidentelles (G+Q±E & 0.8G±E) :

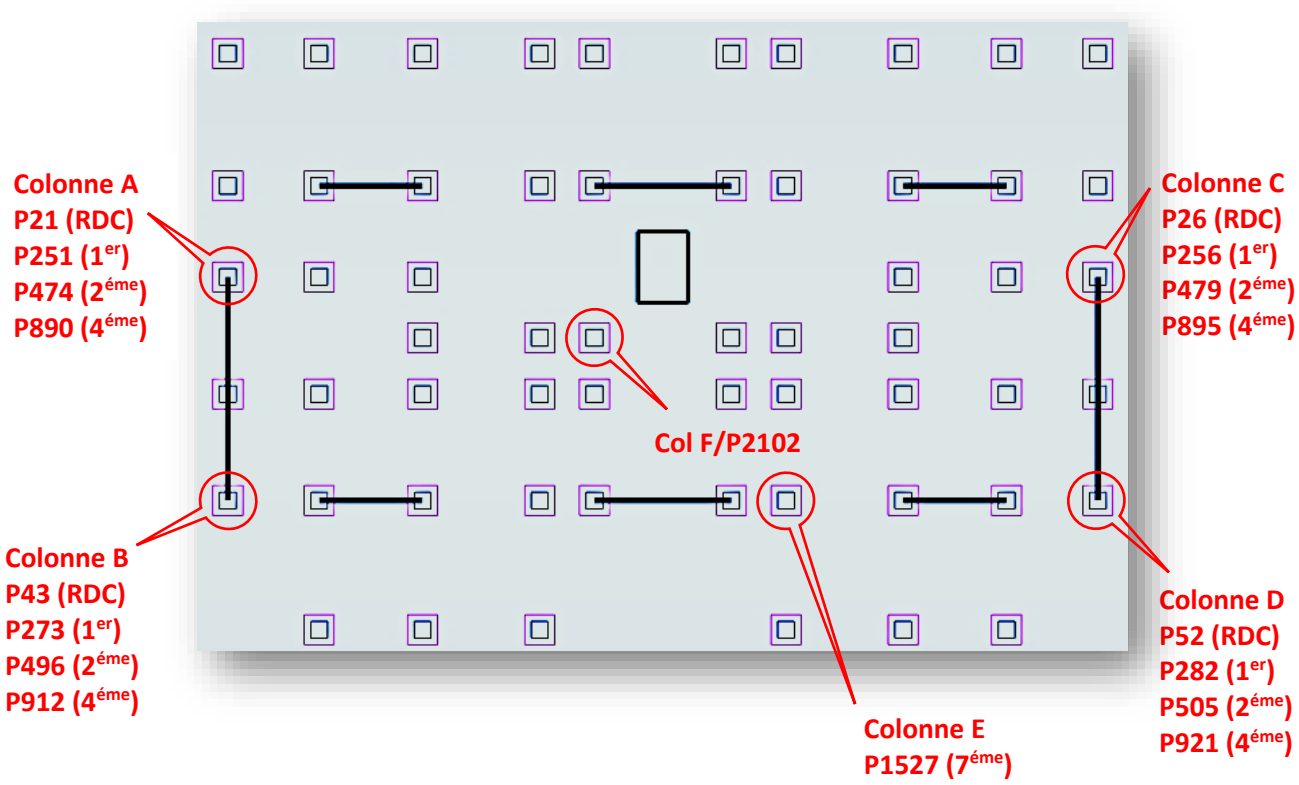


Figure V.2 ***Vue en plan : les poteaux les plus sollicités (de dimensionnement)***

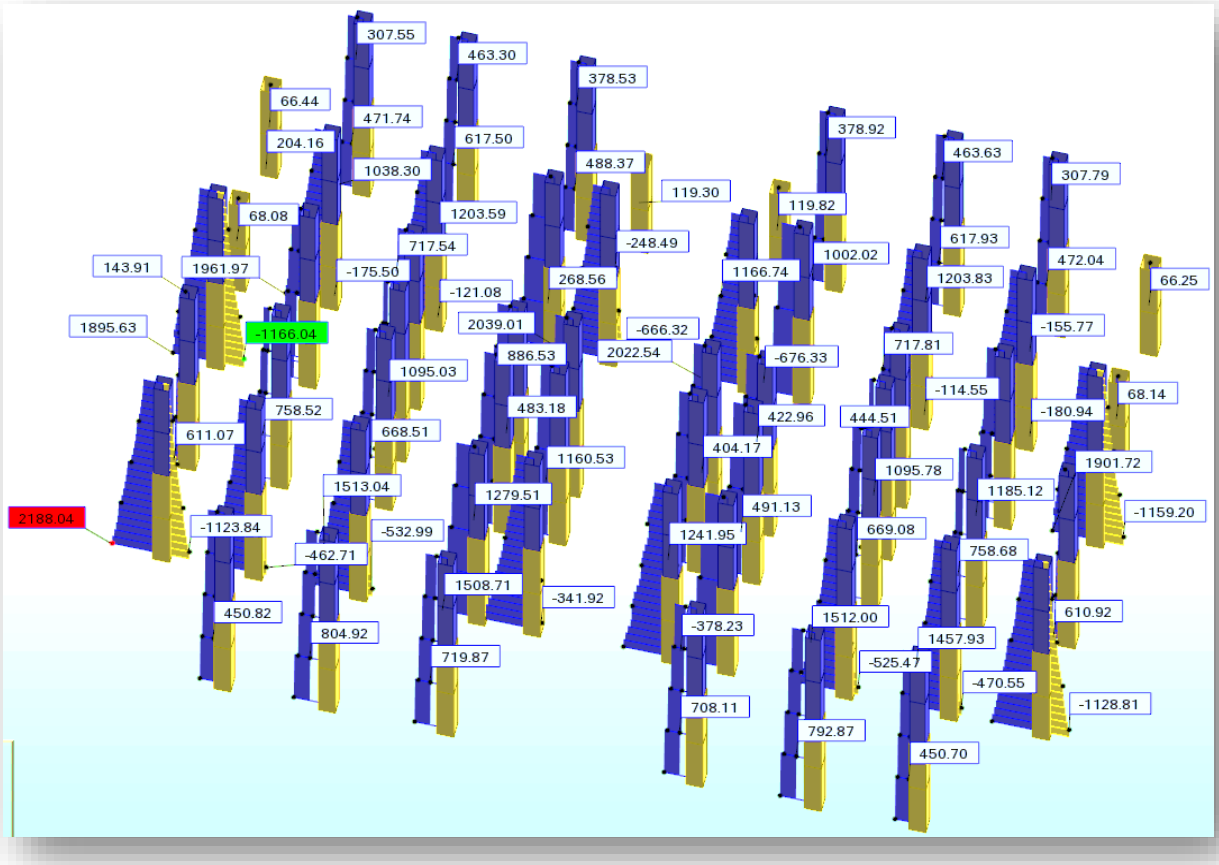


Figure V.3 ***Efforts normales (Extrême locaux), des : RDC, 1er,2 et 3emeEtage***

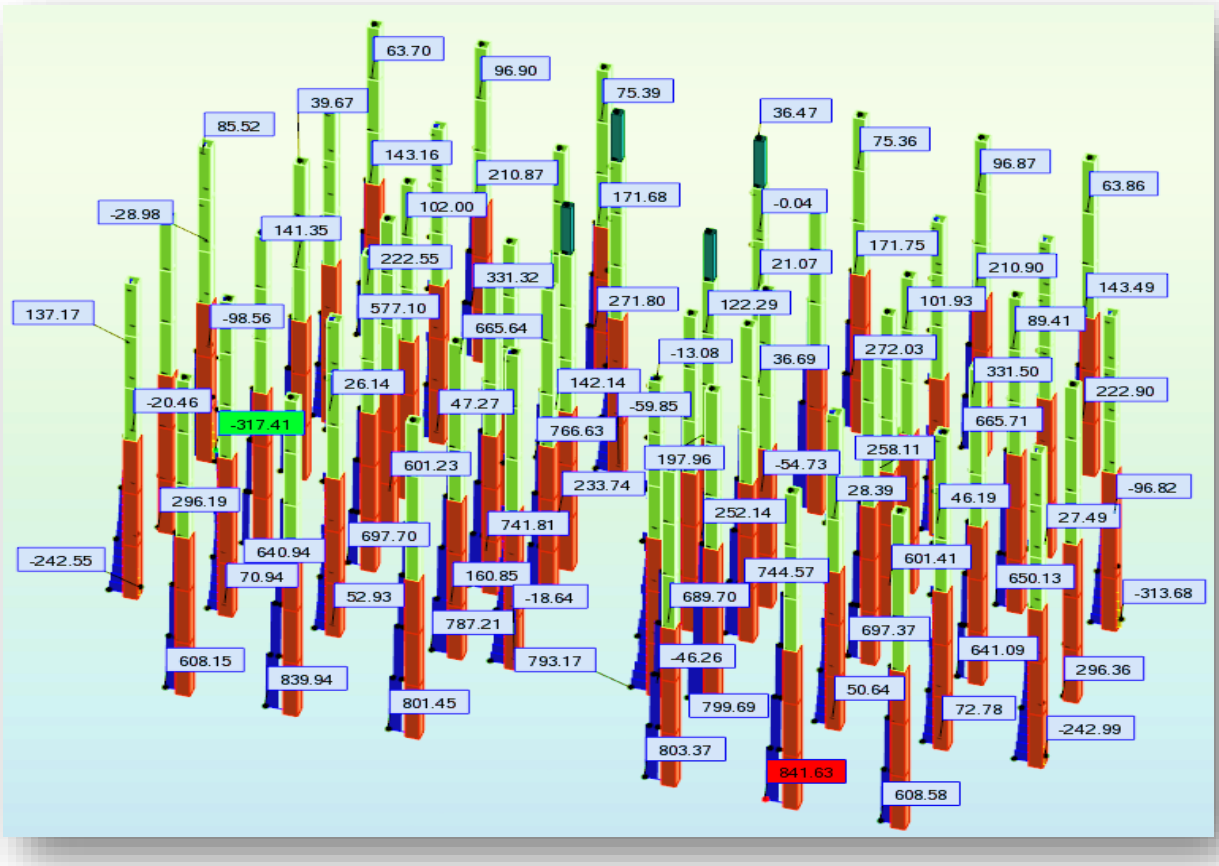


Figure V.4 ***Efforts normales (Extrême locaux), des 4, 5, 6, 7, 8 et 9eme Etage et Terrasse***

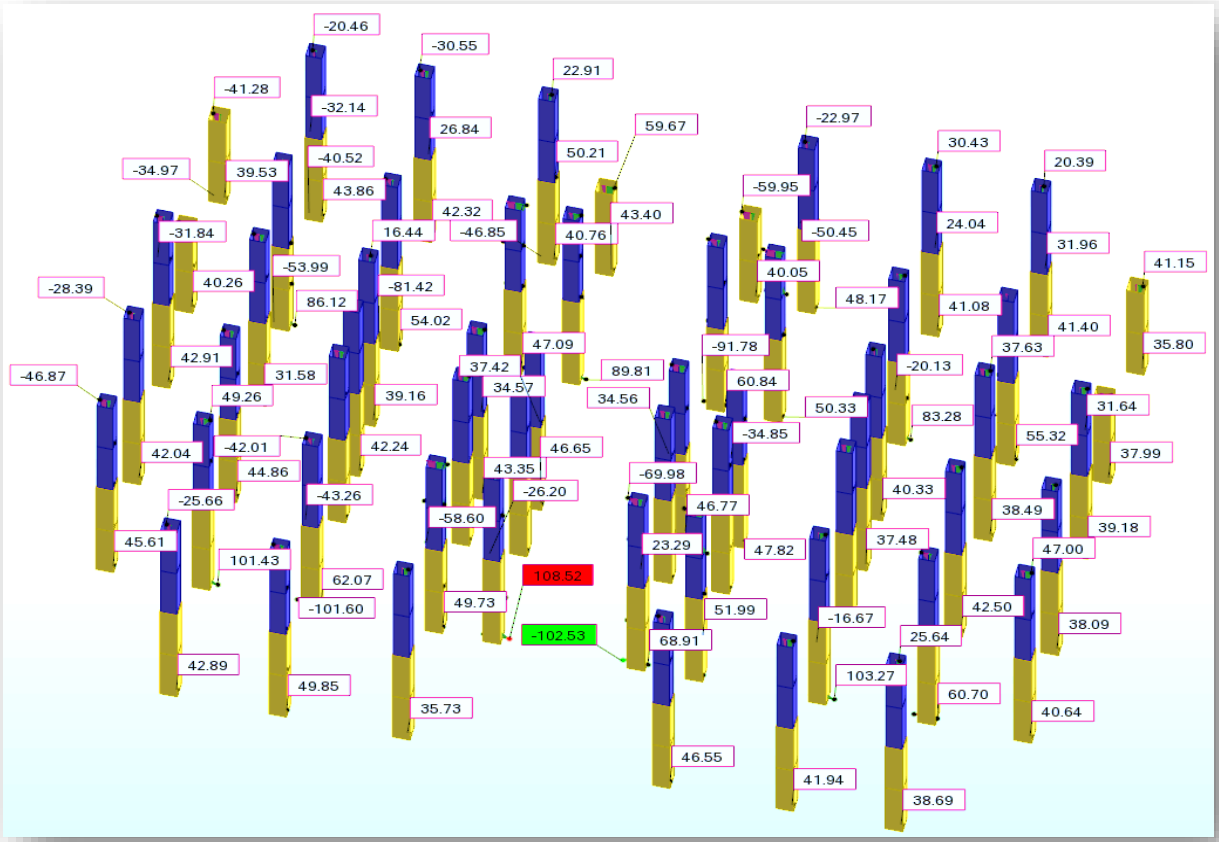


Figure V.5 ***Moments My (Extrême locaux), des : RDC, 1er,2 et 3emeEtage***

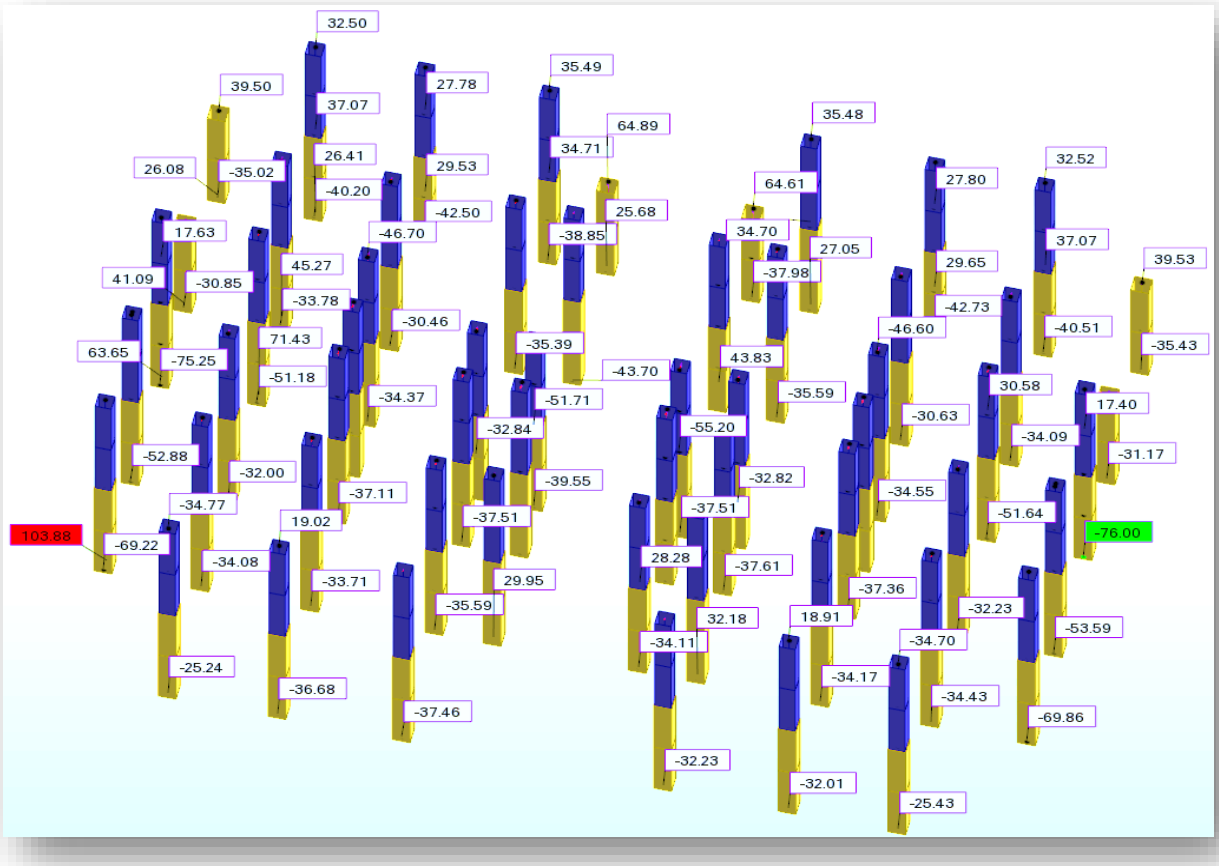


Figure V.6 ***Moments Mz (Extrême locaux), des : RDC, 1er, 2 et 3emeEtage***

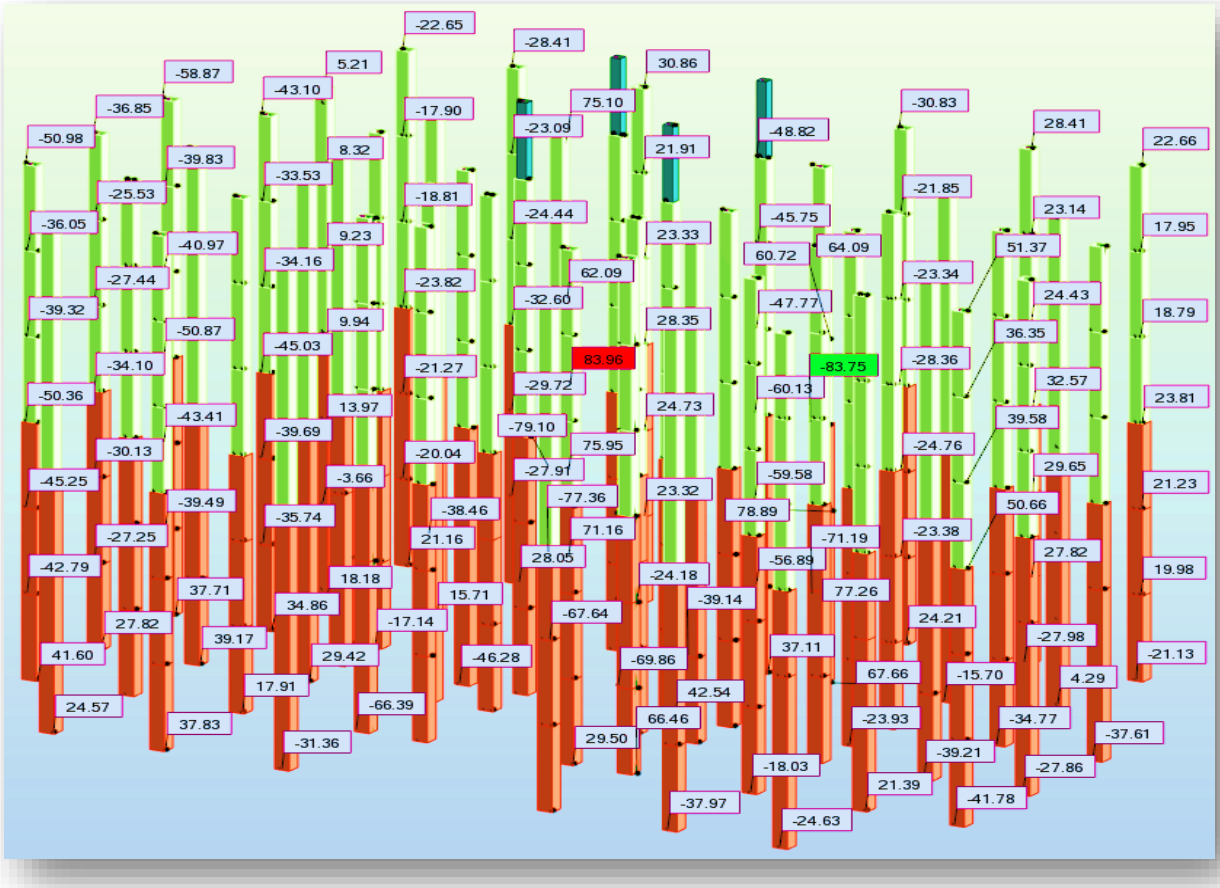


Figure V.7 ***Moments My (Extrême locaux), des : 4, 5, 6, 7, 8, 9eme Etage et Terrasse***

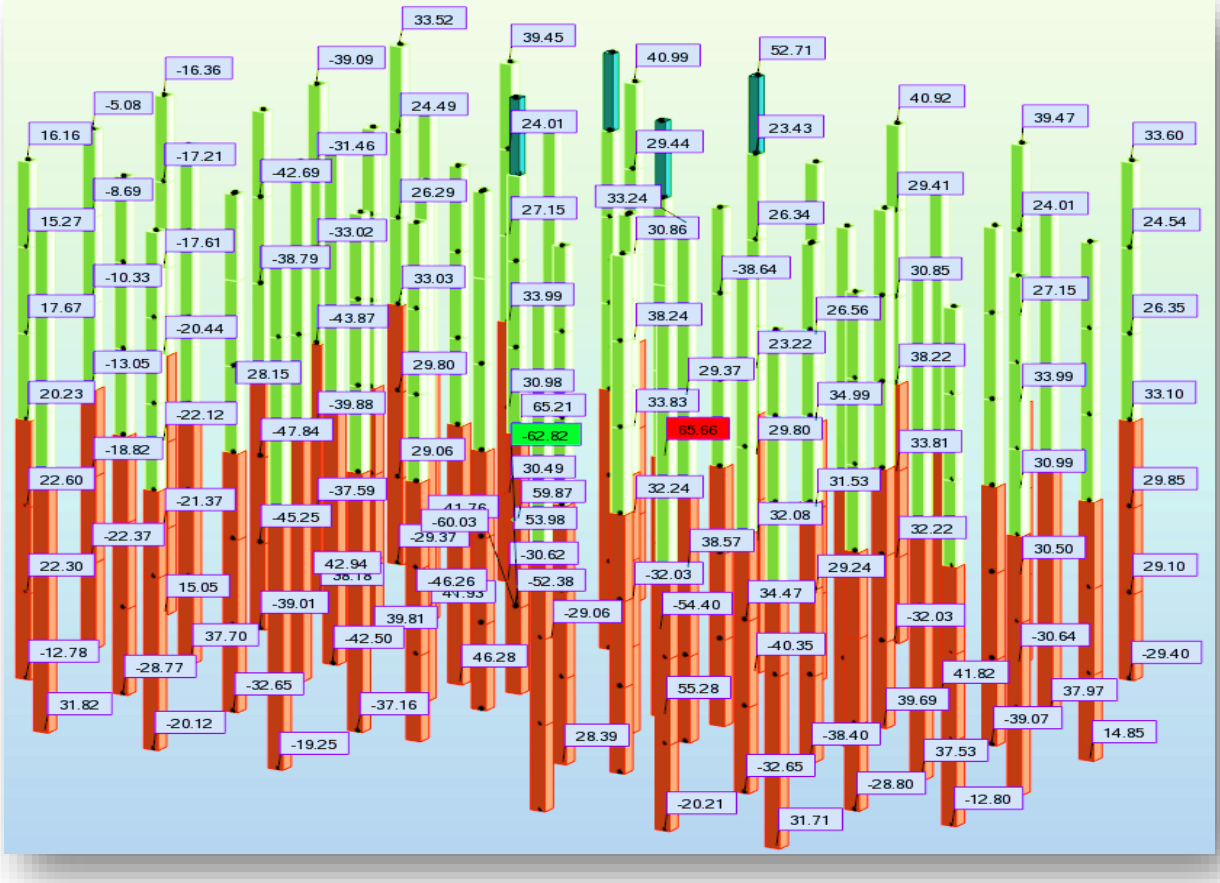
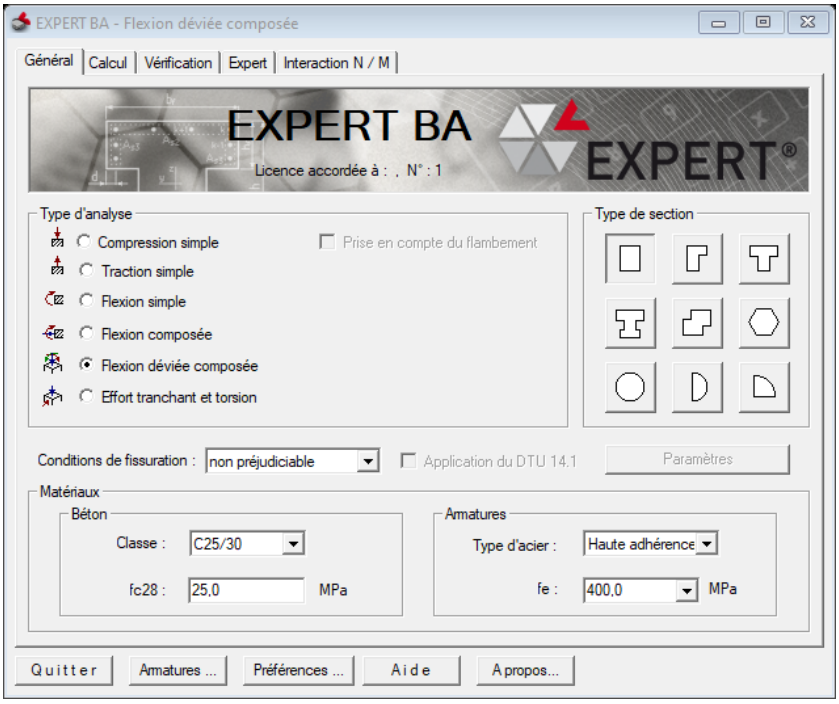


Figure V.8 ***Moments Mz (Extrême locaux), des : 4, 5, 6, 7, 8, 9eme Etage et Terrasse***

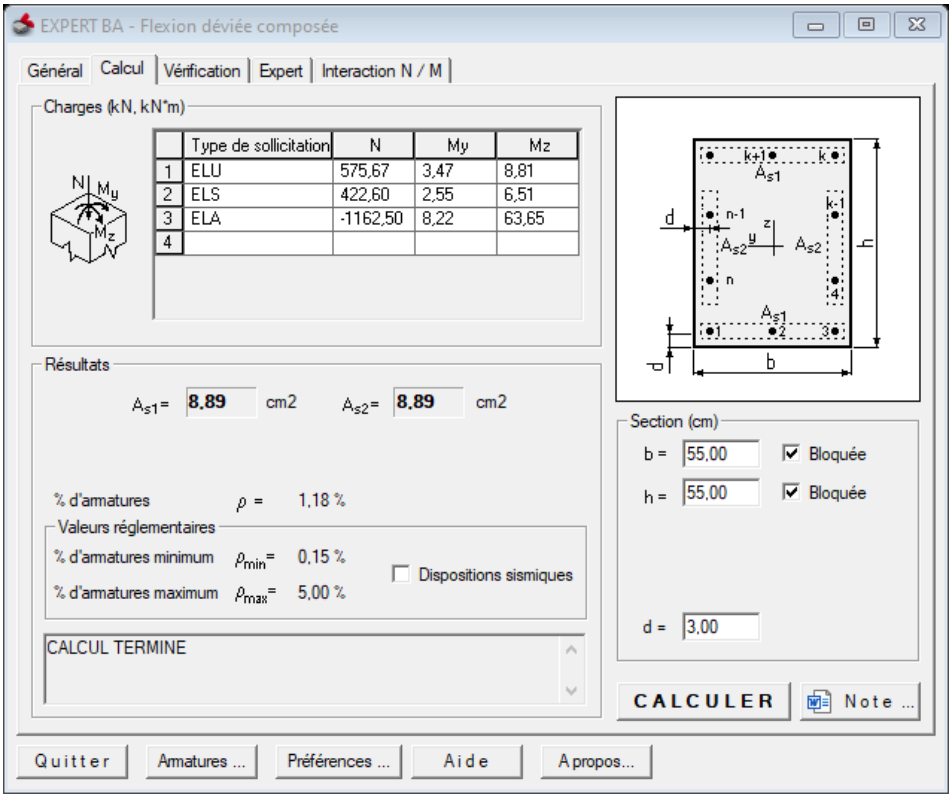
➢ **Calcul de ferraillage longitudinale :**

Soit le poteau (P21) du RDC, le plus sollicité :

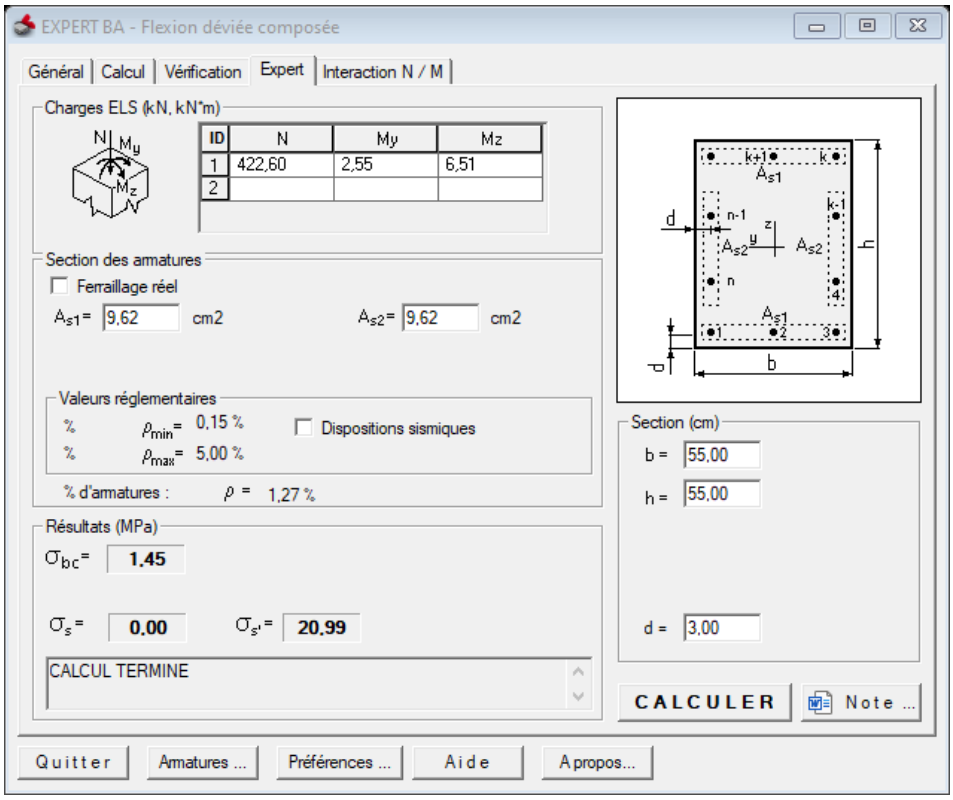
1- Hypothèse de calcul :



2- Calcul : suivant le BAEL 91 modifié 99



3- Vérification des contraintes :



Nota : Pour le reste des poteaux, les résultats de calcul du ferraillage sont réduits dans le Tableau V.2 suivant :

Poteau dimensionnant / Poteaux généralisés	Niveau	Combin-aisons	Section	Sollicitation			Ferraillage	
				N(KN)	M_Y (KN.m)	M_Z (KN.m)	A_{CAL} (cm^2)	Choix
COL : A - P21 / COL : B, C, D	RDC	0.8G-Ey	55×55	-1162,50	8,22	63,65	35,56	4 HA25+6 HA20
COL : A - P251 / COL : B, C, D	1er Etage	0.8G-Ey	55×55	-987,31	0,52	44,09	29,60	10 HA20
P_i (le reste)	RDC ; 1er Etage	1.35G+1.5Q	55×55	1841,23	15,47	20,64	8,80 < A_{RPA}=24,20	8 HA20
COL : A – P474 / COL : B, C, D	2, 3éme Etage	0.8G-Ey	50×50	-735,35	24,45	43,91	23,20	6 HA20+4 HA14
P_i (le reste)	2, 3éme Etage	1.35G+1.5Q	50×50	1422,76	11,64	6,00	8,00 < A_{RPA}=20,00	6 HA20+2 HA14
COL : A, B, C, D & P_i (le reste)	4, 5, 6éme Etage	0.8G-Ey	45×45	-315,39	29,03	14,77	11,60 < A_{RPA}=16,20	4 HA20+4 HA14
COL : E - P1527 / P_i (le reste)	7, 8, 9éme Etage	0.8G-Ex	40×40	110,35	57,54	3,43	6,40 < A_{RPA}=12,80	4 HA16+4 HA14
COL : F - P2102 / P_i (le reste)	Terrasse	G+Q-Ey	30×30	81,14	6,23	52,82	8,60	4 HA14+4 HA12

Tableau V.2 ***Ferraillage longitudinale des poteaux***

➢ **Calcul de ferraillage transversale :**

Dimension la plus petite :

Niveau	Espacements (cm)		$V_u(kN)$	ρ	$A_{calculée}^{RPA}(cm^2)$	$A_{min}^{RPA}(cm^2)$	Choix
	Zone nodale	Zone courante					
RDC	10	15	124,86	2,5	1,42	1,65	4HA8

Tableau V.3 ***Récapitulation des armatures transversale.***

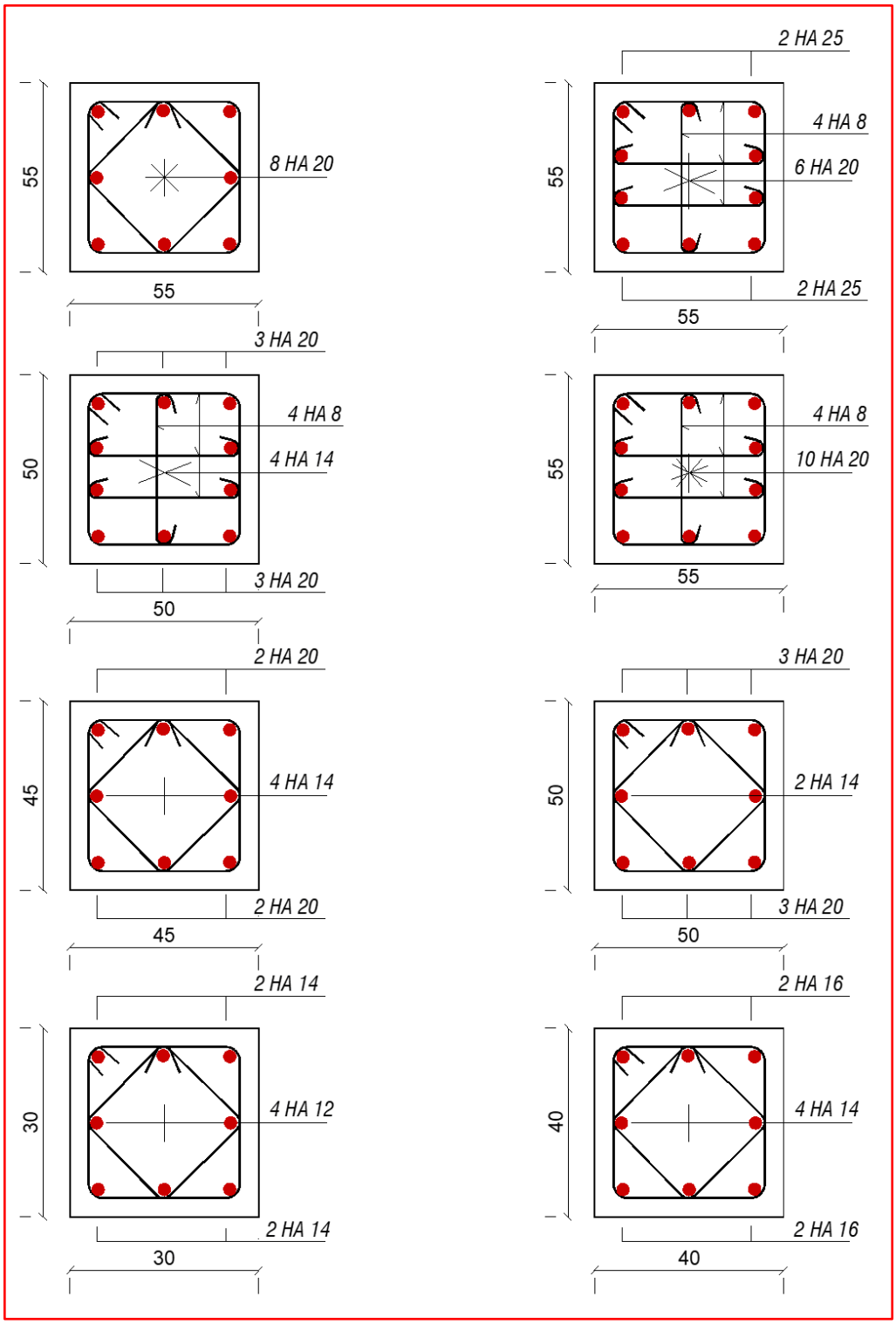


Figure V.9 ***Schémas de ferraillage des Poteaux***

V.1.2. Etude des Poutres :

1. Introduction :

Les poutres sollicitées sont soumises à des moments de flexion, et des efforts tranchants, pour la simplification on ne tiendra pas compte des efforts normaux, les poutres seront alors étudiées en flexion simple. Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

2. Calcul de ferraillage des Poutres :

2.1. Armatures longitudinales :

Les poutres sont des éléments linéaires non exposées aux intempéries dans la majorité des cas. Leur ferraillage sera calculé à la flexion simple (un moment fléchissant MY et un effort tranchant FZ) en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

2.1.1. Recommandations de RPA99/Modifié 2003 :

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section,
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en zone courante,
  - 6% en zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 40 ϕ en zone I.

2.1.2. Armatures longitudinales et transversales :

a). Ferraillage minimale :

Section →	PS : 30×40	PP : 30×45
$A_{Min}^{BAEL} = 0,23bd\frac{f_{tj}}{f_e}\ (cm^2)$	1,34	1,52
$A_{Min}^{RPA} = 0,5\%.B\ (cm^2)$	6,00	6,75

Tableau V.4 ***Section d'armature minimale des poutres.***

b) Exemple :

- ➢ **Sollicitation de calcul :**

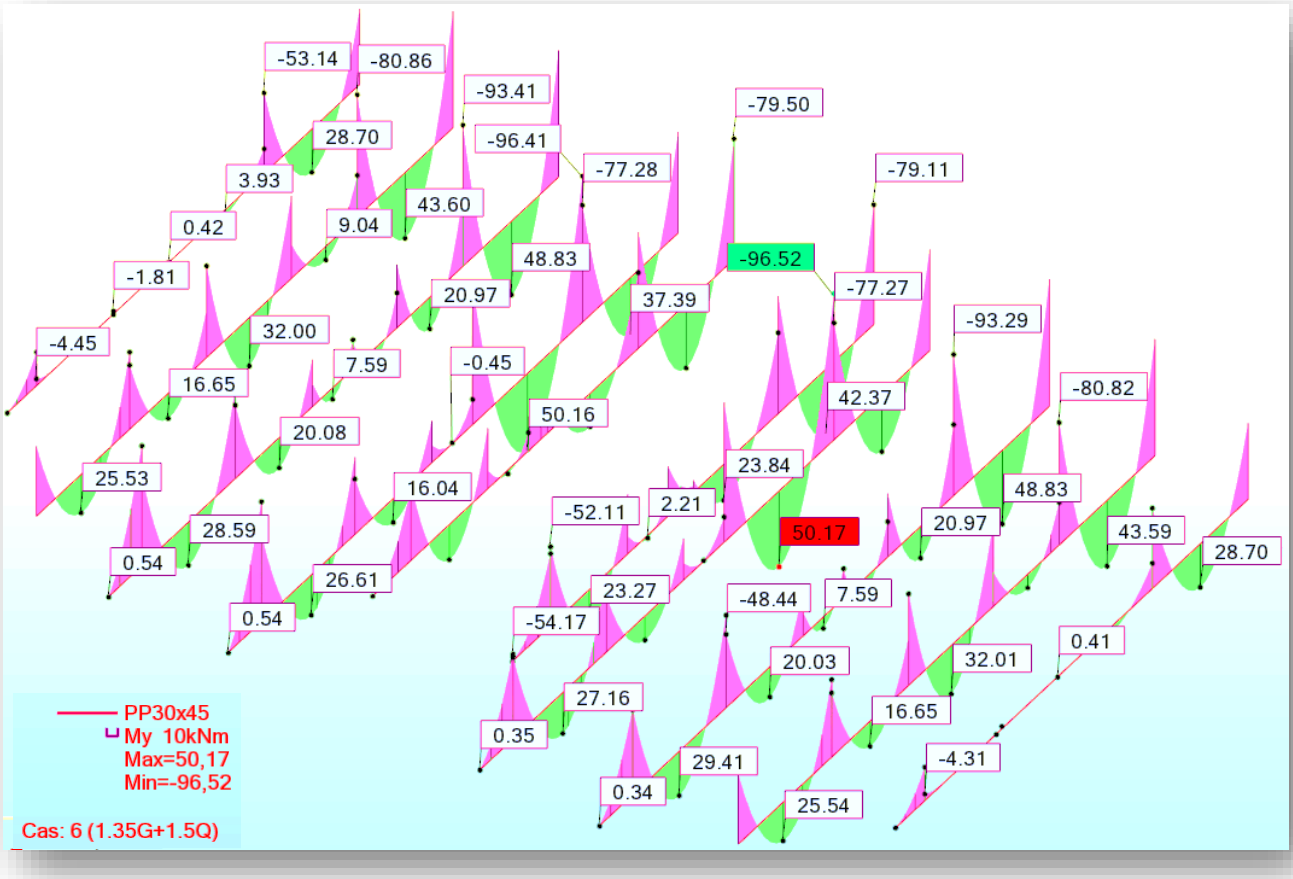


Figure V.10 ***Moment MY pour les poutres principales à l'ELU, RDC (Niveau +3.06m)***

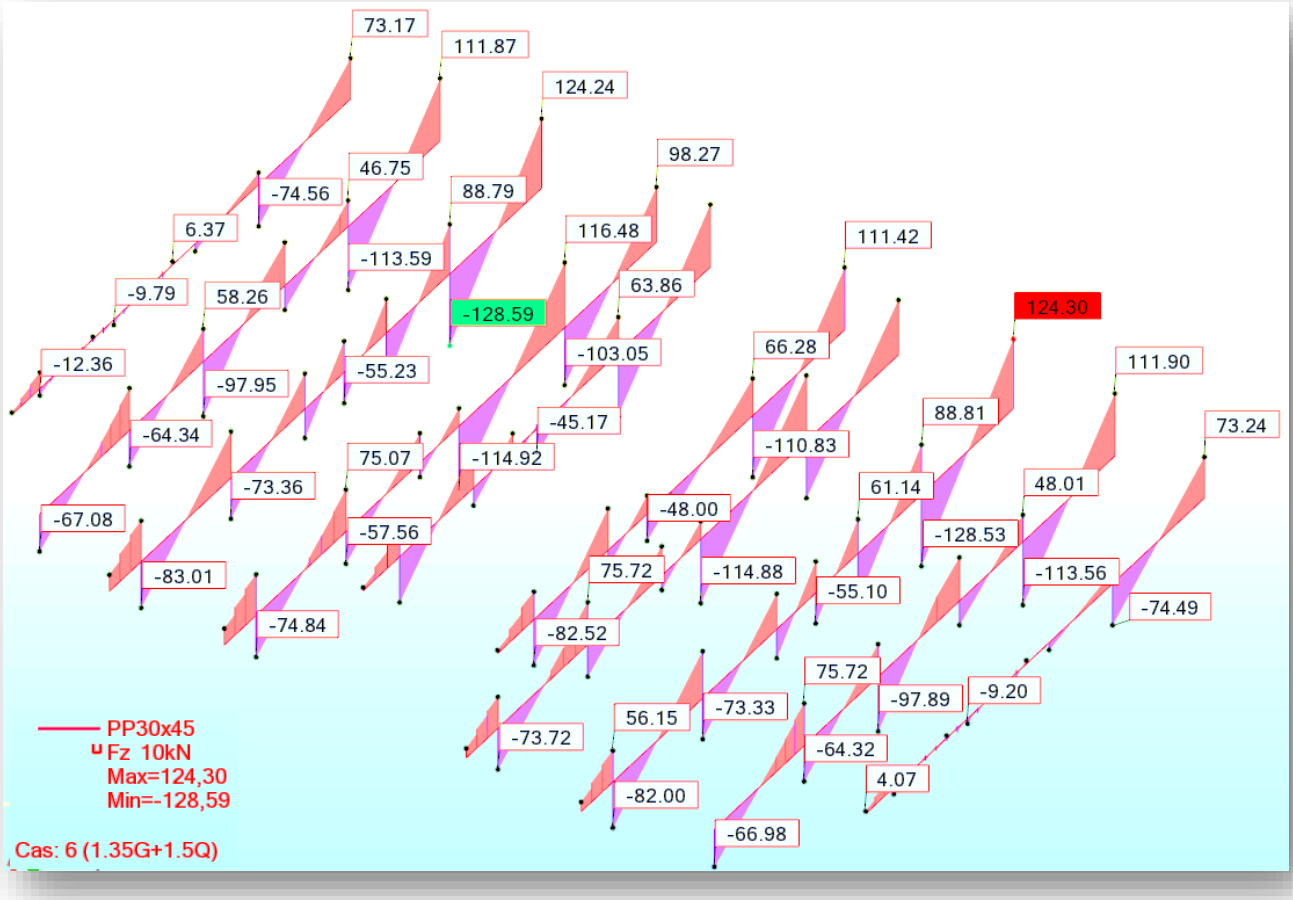


Figure V.11 ***Efforts tranchants FZ pour les poutres principales à l'ELU, RDC (Niveau +3.06m)***

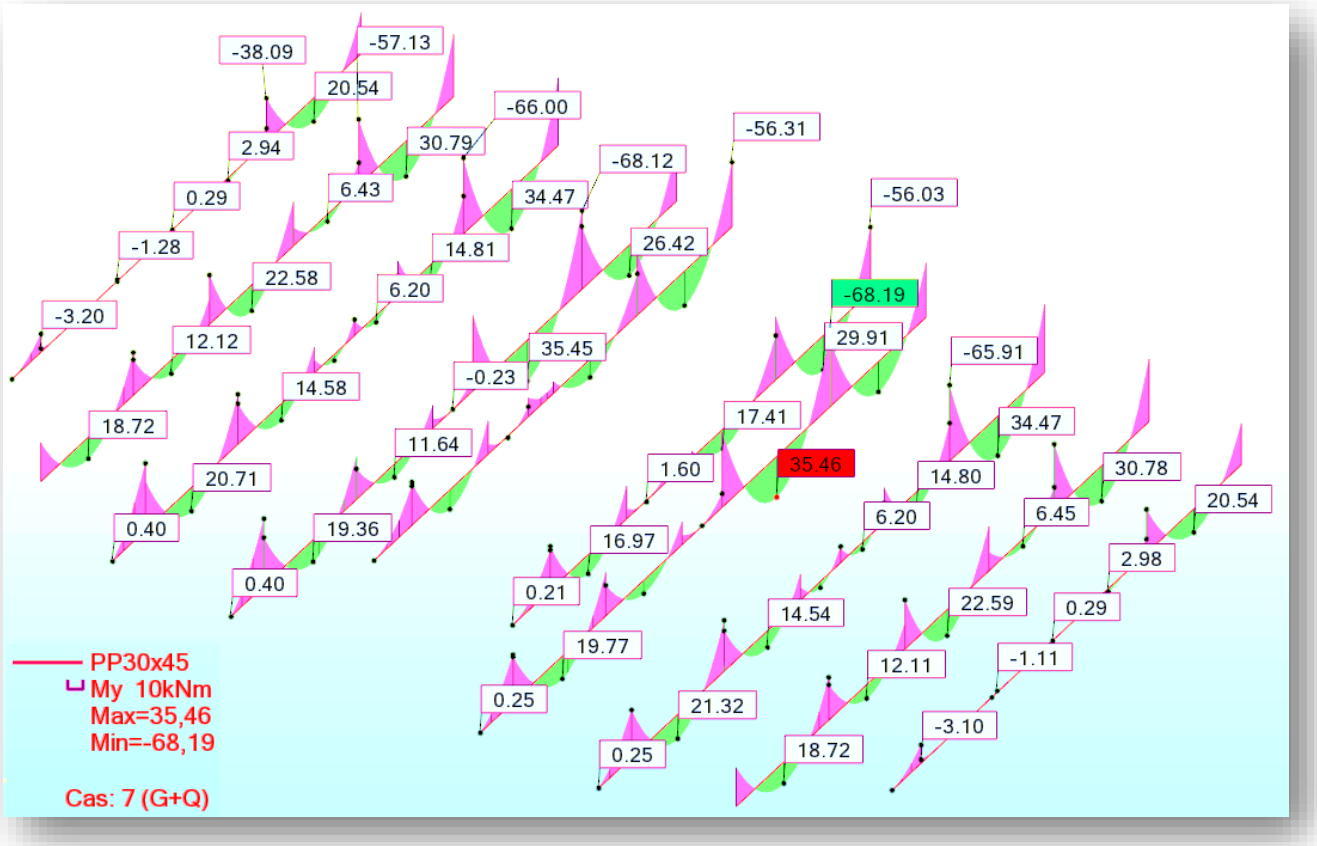


Figure V.12 ***Moment MY pour les poutres principales à l'ELS, RDC (Niveau +3.06m)***

3. Vérification à L'ELS :

L'état limite service consiste à vérifier que les contraintes maximales et la déformation dans la section la plus sollicitée restent inférieures à des valeurs limites fixées réglementairement. On distingue :

- **L'état- limite de compression du béton :**

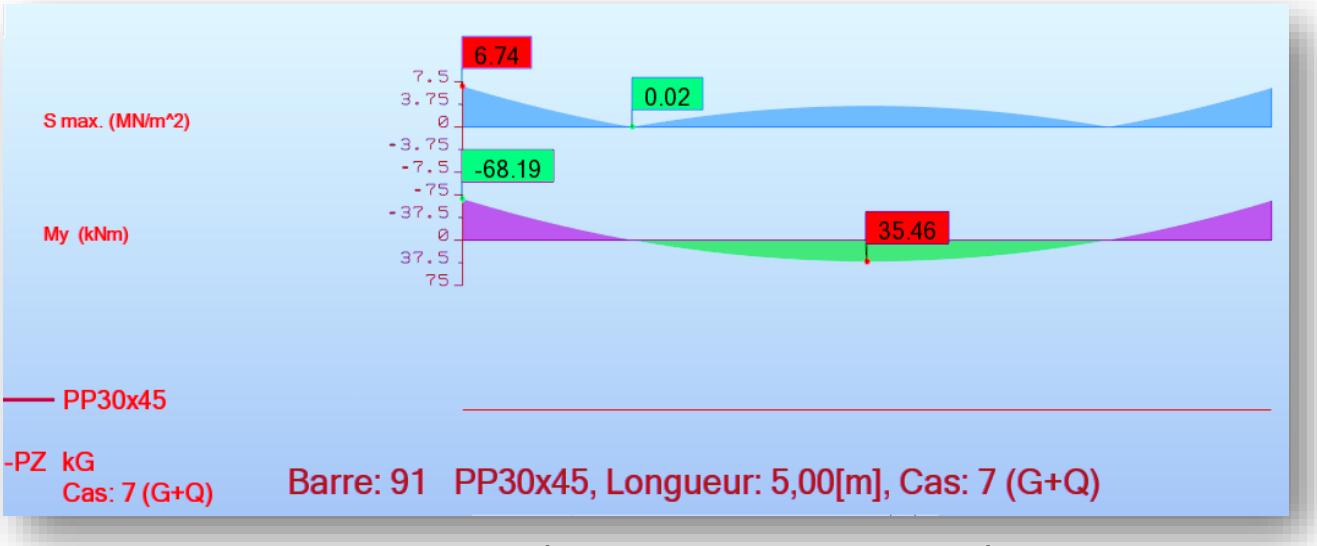


Figure V.13 ***Diagramme de contrainte – section transversale poutre PP 30x45.***

$$\sigma_{bc} = \sigma_{Max} = |\sigma_{Min}| = 6,74\ MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa \rightarrow vérifiée$$

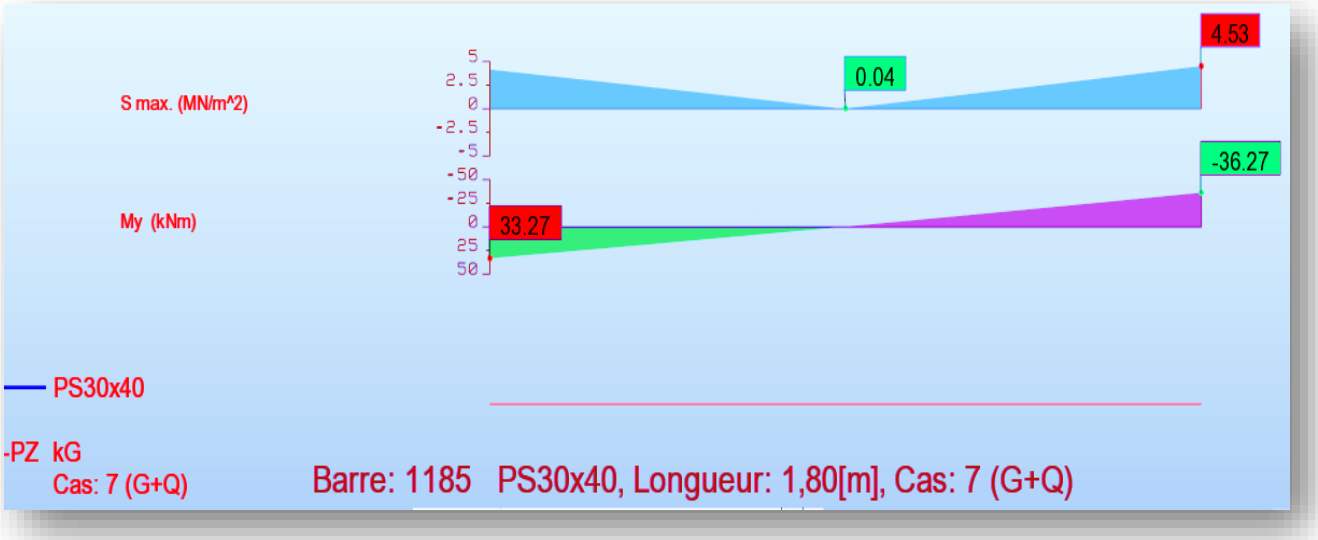


Figure V.14 ***Diagramme de contrainte – section transversale poutre PS 30x40 (L=1,80m).***

$$\sigma_{bc} = \sigma_{Max} = |\sigma_{Min}| = 4,53\ MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa \rightarrow vérifiée$$

- **L'état- limite d'ouvertures des fissures :**

La fissuration est peu préjudiciable, donc aucune vérification n'exige par le règlement BAEL.

- **L'état- limite de service de déformation :**

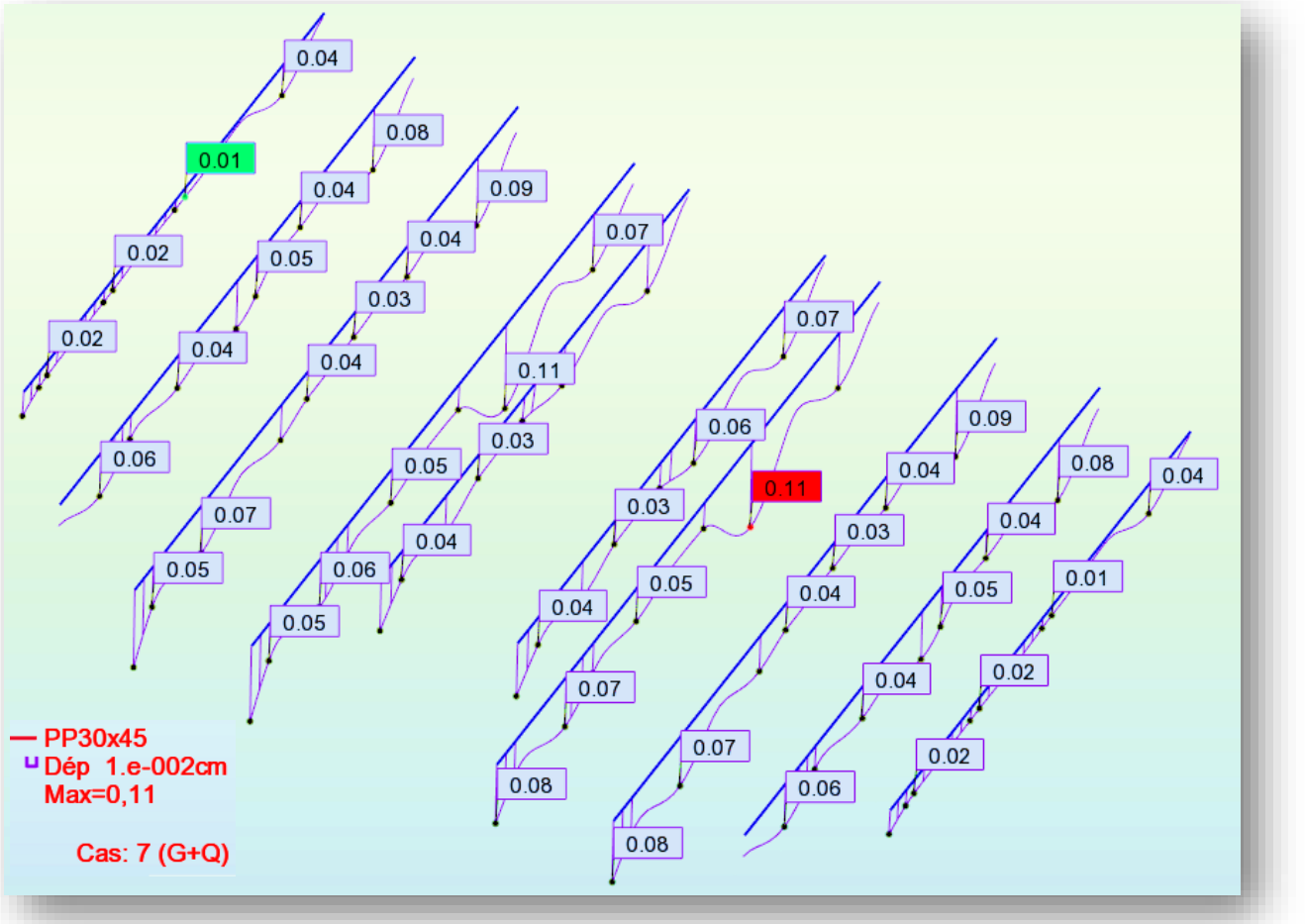


Figure V.15. ***Déformation (Flèche) de la poutre principale PP 30x45.***

✓ **Flèche admissible :**

Pour les éléments supports reposant sur deux appuis, la flèche limite est égale à : $(L/1000) + 0{,}5$ à condition : $L > 5m$, : $(L/500)$ à condition : $L \leq 5m$

✓ **Vérification :**

$$f = 0{,}11\ cm < f_{ad} = (500/500) = 1{,}00\ cm \rightarrow \text{vérifiée}$$

Note :

Les armatures longitudinales des poutres sont résumées dans les tableaux suivants :

Étage	Files	Sollicitation et ferraillage	En travées	Sur appuis	
			Travée 1	Appui 1	Appui 2
RDC & Étage	Tout	M_{ELU}(KN.m)	50,17	-96,52	-92,41
		M_{ELS}(KN.m)	35,46	-68,19	-65,35
		As (cm2)	3HA16	6HA14	6HA14
		At	4T8	4T8	4T8
		e (cm)	15	10	10

Tableau V.5. ***Récapitulation de Ferraillage des poutres PP 30x45.***

	Vérification des contraintes		
Position	σ_{bc}(Mpa)	σ_s(Mpa)	σ_s'(Mpa)
Travée	4,03	153,70	45,21
Appui	6,45	195,35	75,94

Tableau V.6. ***Vérification des contraintes des poutres à ELS PP 30x45.***

Étage	Files	Sollicitation et ferraillage	En travées	Sur appuis
			Travée 1	Appui 1
RDC & Étage	L=1,80 m	M_{ELU}(KN.m)	45,73	-49,82
		M_{ELS}(KN.m)	33,27	-36,27
		M_{ACC}(KN.m)	110,70	-125,40
		As (cm2)	4HA16	6HA14
		At	4T8	4T8
		e (cm)	15	10

Tableau V.7. ***Récapitulation de Ferraillage des poutres PS 30x40***

	Vérification des contraintes		
Position	σ_{bc}(Mpa)	σ_s(Mpa)	σ_s'(Mpa)
Travée	4,21	124,97	47,87
Appui	3,94	118,05	44,79

Tableau V.8. ***Vérification des contraintes des poutres à ELS PS 30x40 (L=1,80m).***

Étage	Files	Sollicitation et ferraillage	En travées	Sur appuis
			Travée 1	Appui 1
RDC & Étage	Le Reste	M_{ELU}(KN.m)	38,26	-65,25
		M_{ELS}(KN.m)	27,77	-47,52
		M_{ACC}(KN.m)	63,47	-85,26
		As (cm2)	3HA14	6HA12
		At	4T8	4T8
		e (cm)	15	10

Tableau V.9. ***Récapitulation de Ferraillage des poutres PS 30x40.***

	Vérification des contraintes		
Position	σ_{bc}(Mpa)	σ_s(Mpa)	$\sigma_{s'}$(Mpa)
Travée	4,42	178,25	46,51
Appui	6,35	209,88	70,48

Tableau V.10. ***Vérification des contraintes des poutres à ELS PS 30x40.***

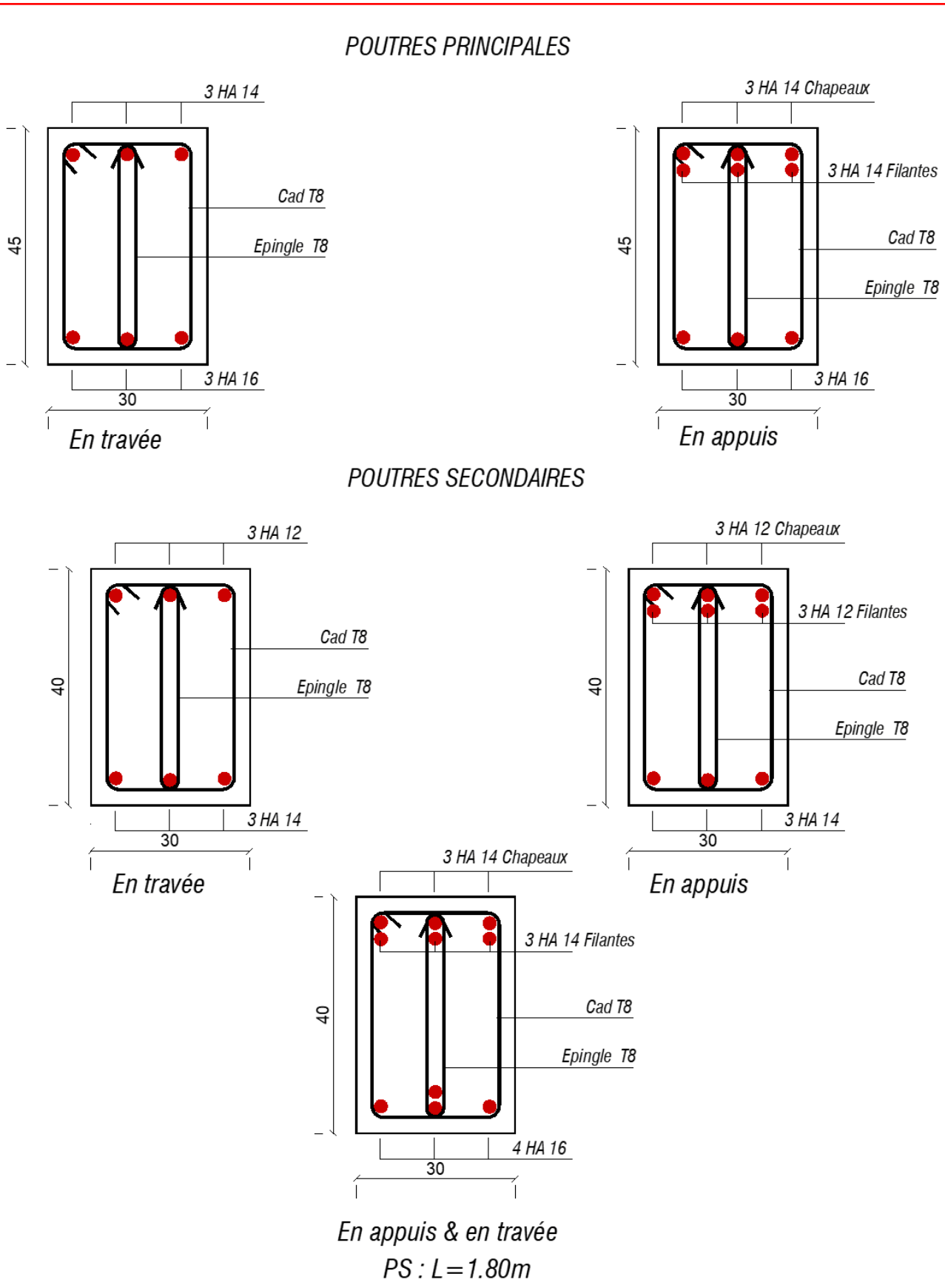


Figure V.16 ***Schémas de ferraillage des Poutres***

V.1.3. Etude des Voiles :

V.1.3.1. Introduction :

Dans une structure, les voiles de contreventement, outre leurs rôles porteurs vis-à-vis des charges verticales, sont particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales grâces à leurs rigidités importantes dans leurs plans. Les sollicitations engendrées dans les voiles sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action sismique.
- Effort normal dû aux charges permanentes, d'exploitation et des charges sismiques.

Les voiles seront calculées en flexion composée et au cisaillement, ce qui nécessitera une disposition du ferraillage suivant :

- Sur le plan vertical (aciers verticaux)
- Sur le plan horizontal (aciers horizontaux).

V.1.3.2. Les combinaisons d'actions :

- Règlement BAEL 91 :

Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes G et les charges d'exploitation Q.

1- ELU : 1,35 G + 1,5 G.

2- ELS : G + Q

- Règlement RPA 99 :

Ce sont des combinaisons qui prennent en considération les charges sismiques E.

1- $ACC : G + Q \pm E$

2- $ACC : \ 0{,}8G \pm E$

- Spécifications de l'RPA 99/version 2003 (Art 7.7.4) :

1- Armatures verticales :

Sont destinés à reprendre les effets de flexion, ils sont disposés en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- Le pourcentage minimum sur toute la zone tendue est de 20%.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligature par cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur de voile.
- L'espacement des barres verticales doit être réduit par à la moitié sur une longueur de L/10 dans les zones extrêmes, cet espacement ne doit pas être au plus égale à 15 cm.

- 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).

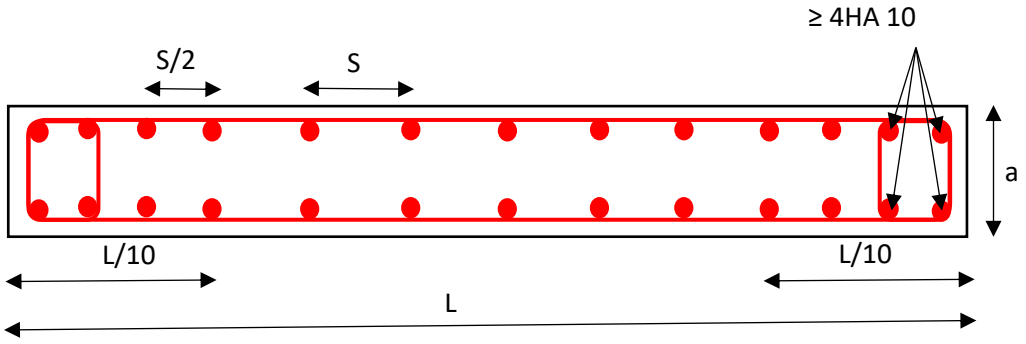


Figure V.17 : **Disposition des armatures verticales dans les voiles**

2- Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 ϕ. Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

3- Règles communes :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donnée comme suit : * Globalement dans la section du voile : 0,15%.

* En zone courante : 0,10%.

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

- S≤ 1,5 a où : (a : épaisseur du voile).
- S≤ 30 cm.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingles au mètre carré dans chaque nappe. Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales des voiles est donné comme suit :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser **1/10** de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :

- 40ϕ pour les barres situées dans la zone ou le renversement du signe des efforts est possible.

- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

4- Armatures transversales :

Elles sont perpendiculaires aux faces du voile elles servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel, ces armatures sont généralement des épingles au nombre de quatre au moins par mètre carré.

5- Armature de potelet : On doit prévoit à chaque extrémité du voile un potelet armé par barres verticales, dont la section est supérieure ou égale à 4HA10.

6- Armature de couture : Le long de joint de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par des aciers de couture dont la section est donnée par la formule suivant **:**

$$A_{vj} = 1{,}1\ \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Avec : $\bar{V} = 1{,}4\ V$

V **:** Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit être s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

V.1.3.2. Méthodes de calcul des voiles :

Pour le calcul des voiles en béton armé, deux méthodes de calcul sont disponibles :

1- Méthode simplifiée :

Le dimensionnement des voiles suivant cette méthode est effectué à partir du diagramme de contraintes engendrées par les charges appliquées aux voiles. Le principe est fondé sur la répartition linéaire des contraintes dues aux charges verticales et aux moments, le diagramme des contraintes est divisés en bandes pour lesquelles la contrainte moyenne (pour la partie comprimée) et la contrainte maximale (pour la partie tendue) sont prises pour le calcul du ferraillage. Les calculs sont effectués en double voie : on adoptant le principe que le voile est non armé en premier lieu, puis comme armé en second lieu.

2- Méthode par flexion composée :

Suivant cette méthode, et entant que le voile travail dans son plan, le dimensionnement du voile est fondé sur le principe de considéré le voile comme une section béton armé soumise à la flexion avec compression, on admettant la répartition parabolique-linéaire des contraintes de compression dans la section.

3- Choix de la méthode :

Les calculs suivant la méthode simplifiée permettent de générer les armatures du voile sur toute la longueur de la section, avec des quantités proportionnelles aux valeurs des contraintes sur leur diagramme linéaire. Néanmoins dans les calculs par la méthode de flexion composée, les armatures seront plus denses aux extrémités du voile là où les sollicitations de flexion sont plus défavorables.

De cela, la méthode simplifiée se prête mieux avant tout pour les voiles transférant les charges verticales des plancher, et pour les voiles avec ouvertures. Cependant la méthode par flexion Composée est la mieux adapté pour les voiles plein de contreventement, sollicités par des moments considérables générés par les combinaisons sismiques.

Par conséquent, et selon l'article 7.7.4 des règles RPA, pour le calcul du ferraillage des voiles on va utiliser la seconde méthode, c'est-à-dire par flexion composée avec effort tranchant, qui révèle plus compatible avec la nature du système de contreventement adopté (mixte voiles-portiques avec Justification).

- Exemple de calcul manuel :

Dans cet exemple on va exposer le calcul détaillé du ferraillage d'un seul voile dans la Direction (x-x), appartient à la **structure « A »**, puis le calcul des ferraillages des autres voiles sera réalisé avec Robot analysis Structural 2018, et les résultats seront exposées ci-après.

1- Ferraillage vertical (Sens X-X) :

Le voile sujet de cet exemple, est le voile intérieur **Vx5** au niveau du RDC (panneau n° : 205), suivant le plan (V.5.2), et pour les sollicitations de calcul on prend :

- **le moment maximal (M^{max}) et l'effort normal correspondant (N^{corr}).**

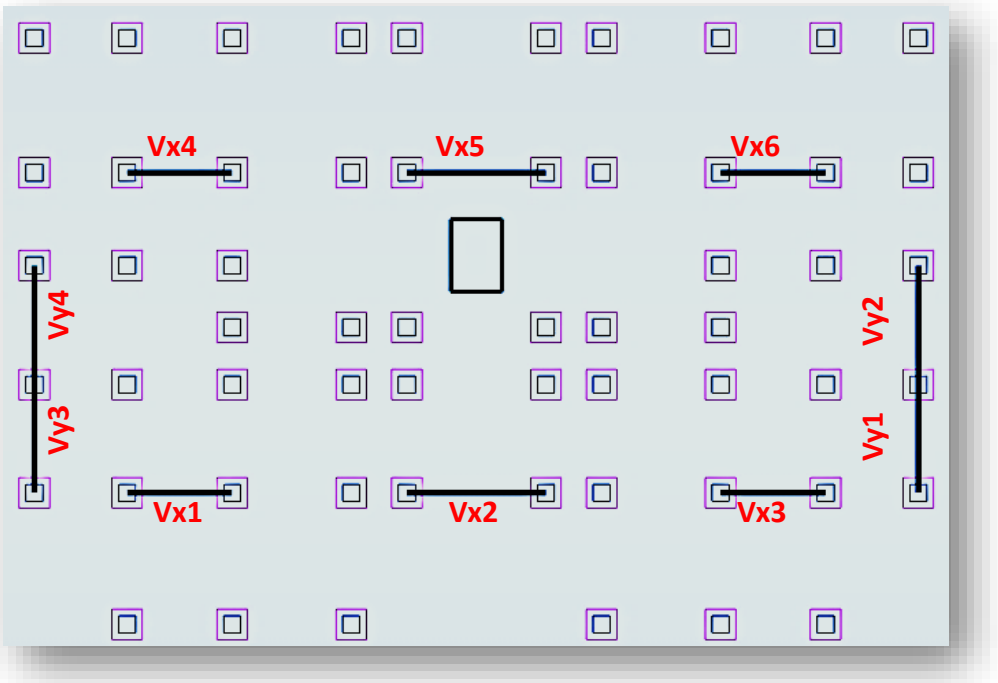
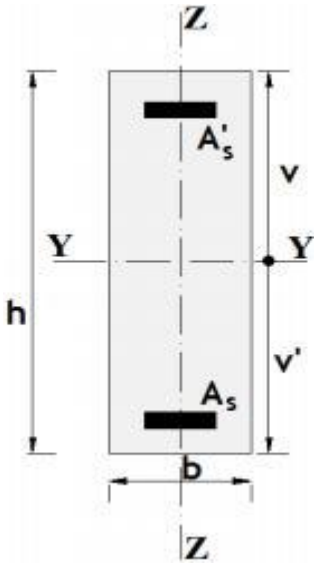


Figure V.18 : **Disposition des voiles dans la structure « A »**

On à, dans ce cas, les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} M^{max} = 2467{,}18\ KN.m & (0.8G - E_x) \\ N^{corr} = 1429{,}18\ KN & (0.8G - E_x) \\ Vu = 488{,}84\ KN & (0.8G - E_x) \end{cases}$$



Panneau **n° 205** : b=0,20m ; h=4,50m ; d= 4,47 m ; d'=0,03

- B = axh = 0,20x4,50 = 0,90 m².
- V=V' = h/2 = 4,50/2 =2,25 m.
- I = $bh^3/12$ = 0,20x$4{,}50^3/12$ = 1,518 m^4.
- Répartition des contraintes dans la section :

Les contraintes extrêmes au niveau des abouts du voile sont calculées suivant le principe de

Navier-Bernoulli comme suit :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I}.V \\ \sigma_{max} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I}.V' \end{cases}$$

$$=> \begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I}.V = \frac{1,42918}{0,90} + \frac{2,46718}{1,518} x2,25 = 5,25\ MPa \quad ...(compression) \\ \sigma_{max} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I}.V' = \frac{1,42918}{0,90} - \frac{2,46718}{1,518} x2,25 = -2,07\ MPa \quad ...(traction) \end{cases}$$

Ce qui donne le diagramme des contraintes schématisé sur la figure V.5.4 suivante :

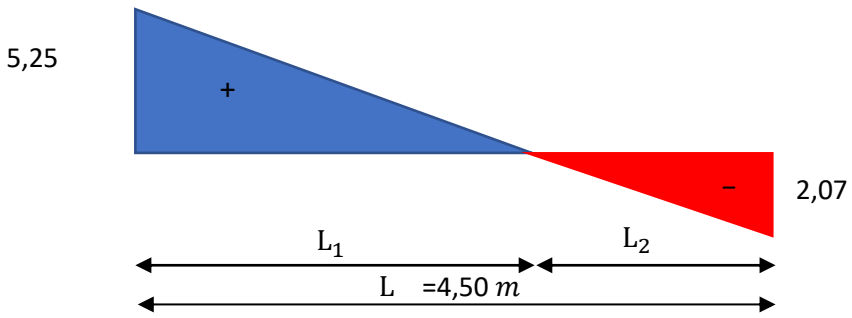


***Figure V*.19 : Diagramme des contrainte du voile**

$$L_t = \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{min} + \sigma_{max}} xL = \frac{2,07}{2,07 + 5,25} x4,5 = 1,27\ m$$

$$=> L_c = L - L_t = 4,50 - 1,27 = 3,23\ m$$

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{2,46718}{1,42918} = 1,73\ m < \frac{h}{2} = 2,25\ m$$

Donc le centre de pression ce trouve à l'intérieur de la section, pour qu'on précise la nature de la section, on doit examiner la condition suivante :

$$\boldsymbol{A = N_u x(d - c) - M_A \leq B = (0,337 - 0,81x\frac{c'}{h})xbxh^2xf_{bu}}$$

Avec :

M_A : est le moment par rapport au C.D.G des armatures tendues, dont :

$$\boldsymbol{M_A = M_G + N_G x\left(d - \frac{h}{2}\right) = 2,46718 + 1,42918x(4,47 - 2,25) = 5,64\ MNm}$$

A.N :

$$\boldsymbol{A = 1,42918\ x(4,47 - 0,03) - 5,64 = 0,705}$$

$$B = \left(0,337 - 0,81x\frac{c'}{h}\right)xbxh^2xf_{bu} = \left(0.337 - 0.81x\frac{0,03}{4,50}\right)x0,2x4,50^2x18,48 = 24.818$$

D'où :

$$A = 0,705 \ < B = 24,188 \quad => SPC$$

- **Calcul de la longueur de flambement :**

Le tableau suivant donne le rapport entre la longueur de flambement (l_f) et la hauteur libre entre planchers (l) du voile armé :

Liaison du mur		$\frac{l_f}{l}$
Mur encastré en tête et en pied	Il existe un plancher de part et d'autre	0,80
	Il existe un plancher d'un seul coté	0,85
Mur articulé en tête et en pieds		1

Tableau V.11 : Longueur du flambement

Pour le voile en question on a un encastrement en tête et en pieds dans le plancher qui existe D'un seul côté du voile, donc :

$$l_f = 0,85\ x\ (3,06 - 0,40) = 2,261\ m.$$

- **Calcul de l'élancement :**

$$\lambda = \frac{\sqrt{12}\ l_f}{h} = \frac{2,261x\sqrt{12}}{4,50} = 1,74$$

- **Vérification de la condition de flambement :**

On doit vérifier que :

$$\lambda = 1,74 \leq Max\left\{50; \min\left(67\frac{e_0}{h}; 100\right)\right\} = Max\left\{50; \min\left(67\frac{e_0}{h}; 100\right)\right\} = 50 \ => \ C.V$$

On peut conclure que le voile ne présente pas un risque de flambement, et il sera justifié en flexion composée.

- **Calcul du coefficient de majoration (γ_f) :**

$$\begin{cases} \gamma_f = 1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \ \ldots\ldots\ldots si \ \frac{e_0}{h} \leq 0,75 \\ \gamma_f = Min\left\{14; (1 + 0,15\frac{h}{e_0}x\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right\} \ldots\ldots\ldots si \ \frac{e_0}{h} > 0,75 \end{cases}$$

Donc :

$$\frac{e_0}{h} = \frac{1{,}73}{4{,}50} => 0{,}38 < 0{,}75$$

Ce qui conduit à :

$$\gamma_f = 1 + 0{,}2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1{,}00049$$

- **Excentricité additionnelle :**

$$e_a = Max\left(2cm ; \frac{L}{250}\right) = Max\left(2cm ; \frac{266}{250}\right) = 0{,}02\ m.$$

- **Sollicitations majorées :**

$$N_G^* = \gamma_f\ x\ N_G = 1{,}00049\ x\ 1{,}42918 = 1{,}42988\ MN$$

$$M_G^* = N_G^*\ x\ (e_0 + e_a) = 1{,}42988\ \ x\ 1{,}75 = 2{,}5023\ MNm$$

- **Calcul du moment fictif par rapport au CDG des armatures :**

$$M_f = M_G^* + N_G^*\ x\ \left(d - \frac{h}{2}\right) = 2{,}5023 + 1{,}42988\ x\ (4{,}47 - 2{,}25) = 5{,}67663\ MNm$$

- **Calcul de ferraillage fictif en flexion simple sous le moment fictif :**

$$\mu_a = \frac{M_f}{bxd^2xf_{bu}} = \frac{5{,}67663}{0{,}20x4{,}47^2x18{,}48} = 0{,}0768$$

$$\mu_a = 0{,}0768 < 0{,}186 \ => (Pivot\ A)$$

$$\mu_a = 0{,}0768 < 0{,}392 \ => (A' = 0)$$

$$z = dx(1 - \ 0{,}4x\alpha) = 4{,}29\ m$$

$$A_f = \frac{M_f}{zx\sigma_s} = \frac{5{,}67663}{4{,}29x400} = 33{,}08\ cm^2$$

- **Calcul du ferraillage réel de flexion composée :**

$$A' = 0 \quad ; \quad A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 33{,}08 - \frac{1{,}42988}{400} = -2{,}6 < 0$$

Donc : on adopte le ferraillage minimal

- **Ferraillage minimal :**

- Selon le **BAEL91ver99 :**

$$A_{s\,min}^{BAEL} = Max\left\{\frac{bxh}{1000} ; 0{,}23xbxdx\frac{f_{t28}}{f_e}\right\} = Max\left\{\frac{20x450}{1000} ; 0{,}23x20x447x\frac{2{,}10}{400}\right\}$$

$$=> \ A_{smin}^{BAEL} = 10{,}80\ cm^2$$

- Selon le **RPA99/v.2003 :**

$$A_{s\,min}^{RPA} = 0{,}20\%\ x\ B_t = 0{,}002\ x\ bxL_t = 0{,}002x20x127 = 5{,}08\ cm^2$$

D'où :

$$A_s = Max\left(A_{s\,min}^{RPA}; A_{smin}^{BAEL}\right) = Max\,(10{,}80\,;5{,}08\,) = \mathbf{10,80\ cm^2}$$

N.B : En raison de la réversibilité de l'action sismique, le ferraillage du voile sera symétrique, c'est-à-dire :

$$\boldsymbol{A_s = A'_s = 10,80\ cm^2}$$

$$\Rightarrow \quad \boldsymbol{A_s^{TOT} = A_s + A'_s = 10,80 + 10,80 = 21,60\ cm^2}$$

- **Aciers de couture :**

$$A_{vj} = 1{,}1\,\frac{\bar{V}}{f_e}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1{,}4\,V = 1{,}4x0{,}48884 = 0{,}6844\ KN$$

$$A_{vj} = 1{,}1\,\frac{\bar{V}}{f_e} = 1{,}1x\frac{0{,}6844}{400} = \mathbf{18,88\ cm^2}$$

Cette section d'aciers s'ajoute à la section d'aciers tendus calculée, donc la section d'acier verticale totale sera comme suit :

$$\Rightarrow \quad \boldsymbol{A_V = 21,60 + 18,88 = 40,42\ cm^2}$$

On adopte pour l'acier vertical :

$$\boldsymbol{A_V = 40,72\ cm^2 \Rightarrow 2\,x\,(18\,HA\,12)}$$

L'espacement entre les barres verticales recommandé par l'RPA est limité comme suit :

$$S \leq Min\{1{,}5a\,;30\ cm\,\} = 30\ cm$$

Remarque :

Puisque le voile est limité par deux poteaux (55x55 cm) à ses deux extrémités transversales, et qui jouent le rôle comme des raidisseurs, donc, on n'adopte uniquement pour la zone courante un espacement de **25 cm** :

2- Ferraillage horizontal (Sens X-X) :

On à :

$$\boldsymbol{A_H = \frac{2xA_V}{3} = \frac{2x40,72}{3} = 27,15\ cm^2(02\ faces\,)}$$

$$\boldsymbol{\Rightarrow \ A_{SH} = 13,57\ cm^2\ par\ face \Rightarrow\ soit : 27\ HA\ 8}$$

- **Ferraillage minimal :**

$A_H^{min} = 0,15\ \% \ x\ B = 0,15\ \% \ x\ 20\ x\ 450 = 13,5\ cm^2 < A_H = 27,15\ cm^2 => CV$

3- Ferraillage transversal :

Pour la zone d'about on adopte des cadres de 8mm pour ligaturer les aciers de flexion, ainsi pour la zone courante du voile, on adopte des épingles de 8mm pour garder un écartement constant entre les nappes d'acier et assurer leur stabilité lors des phases d'exécution. L'espacement des cadres transversales sera de 15cm, ainsi que les épingles seront réparties dans l'âme du voile avec une densité de 4 par mètre carré.

4- Vérification des contraintes de cisaillement (ELU):

Selon **l'RPA99v2003 :** Suivant **l'article 7.7.2,** on doit vérifier que :

$$\tau_b \leq \overline{\tau_b} = 0,2 x f_{c28} = 5\ MPa$$

$$\tau_b = \frac{1,4xV}{0,9xhxb} = \frac{0,6844}{0,9x0,2x4,5} = 0,84 \leq \overline{\tau_b} = 5\ MPa => CV$$

- Calcul de ferraillage avec Robot analysis structural 2018 :

- **Remarque :**

Après le calcul des armatures des voiles avec le logiciel Robot analysis structural 2018, on aura deux types de armatures verticales à savoir : armatures au milieu du voile et armatures de bord (gauche et droite), et comme les voiles de la structure « A » sont limités par des poteaux dans leurs extrémités transversales, donc les armatures de bord, calculées par le logiciel Robot, seront distribuées sur la section du poteau, tout en respectant la section d'armatures adoptée dans le calcul. (Voir exemple : panneau n°208, figure V.7).

V.1.3.3 Ferraillage des panneaux suivant la direction (Y-Y) :

Le panneau le plus sollicité suivant l'axe (y-y): Panneau n° : 208 du RDC

- **Note de calcul :**

1 Niveau: Vy 4 - Sens Y-Y

- Nom : RDC
- Niveau de l'étage : inférieur 0,00 (m)
- Position de l'étage : premier
- Milieu : non agressif

2 Voile: Voile_208 (Généralisé sur les niveaux: RDC et 1er étage)

2.1 Caractéristiques des matériaux:

- Béton : fc28 = 25,00 (MPa) Densité = 2501,36 (kG/m3)
- Armature longitudinale : type HA 400 fe = 400,00 (MPa)
- Armature transversale : type HA 400 fe = 400,00 (MPa)

- Age du béton au chargement : 28
- Coefficient de comportement: q = 5,00

2.2 Géométrie:

Nom: V.208

Longueur:	3,85 (m)
Epaisseur:	0,20 (m)
Hauteur:	3,06 (m)
Hauteur de la couronne:	0,00 (m)
Appui vertical:	deux bords (02 Poteaux : 55x55 cm)
Conditions aux appuis :	plancher aboutissant d'un côté

2.3 Hypothèses de calcul:

Calculs suivant	:	BAEL 91 mod. 99
Enrobage	:	3,0 (cm)

2.4 Résultats théoriques:

2.4.1 Résultats théoriques - détaillés:

2.4.1.1 Combinaisons

2.4.1.1.1 Sollicitations ELU

ELU.1 - 1.35G+1.5Q

2.4.1.1.2 Interactions en ACC

ACC.1 - G+Q+Ex
ACC.2 - G+Q-Ex
ACC.3 - G+Q+Ey
ACC.4 - G+Q-Ey
ACC.5 - 0.8G+Ex
ACC.6 - 0.8G-Ex
ACC.7 - 0.8G+Ey
ACC.8 - 0.8G-Ey

2.4.1.2 Longueur de flambement

Lf' = 2,75 (m)
Lf'_rnf = 2,60 (m)
Lf = 1,83 (m)
Lf_rnf = 1,37 (m)

2.4.1.3 Elancement

λ = 31,75
λ rnf = 23,78
λ seism = 35,28
λ seism_rnf = 26,42

2.4.1.4 Coefficient α

$\alpha/\alpha 1 = 1,1$ (Age du béton au chargement :28)
α = 0,48
α rnf = 0,71
α seism = 0,46
α seism_rnf = 0,69

2.4.1.5 Résistance du voile non armé

σ ulim = 8,05 (MPa)
σ ulim_seism = 10,06 (MPa)

2.4.1.6 Armatures réparties

Combinaison dimensionnante: ELU 1

N umax= 432,14 (kN/m)
σ umax = 2,16 (MPa)
Nulim = 1609,13 (kN/m)
σ ulim = 8,05 (MPa)

Numax<Nulim => Voile non armé
432,14 (kN/m) < 1609,13 (kN/m)

Combinaison dimensionnante : ACC 3
N umax= 764,15 (kN/m)
σ umax = 3,82 (MPa)
Nulim = 2012,46 (kN/m)
σ ulim = 10,06 (MPa)

Numax<Nulim => Voile non armé
764,15 (kN/m) < 2012,46 (kN/m)

2.4.1.7 Armatures de bord

2.4.1.7.1 Bord gauche

2.4.1.7.1.1 Raidisseur en flexion composé
Af L = 19,15 (cm2)
Combinaison dimensionnante: ACC 1
2.4.1.7.1.2 Armatures minimales (PS92 11.821.2)
Combinaison dimensionnante: ACC 1
ρ = 0,001*q*σ i /σ ulim
σ i = 10,06 (MPa)
σ ulim = 10,06 (MPa)
bf = 1,00 (m)
AfL min = 3,60 (cm2)
2.4.1.7.1.3 Potelets minimaux (PS92 11.821.4)
Largeur: d':
Combinaison dimensionnante: ACC 1
σ i = 10,06 (MPa)
σ ulim = 10,06 (MPa)
d' = 0,36 (m)

2.4.1.7.2 Bord droit

2.4.1.7.2.1 Raidisseur en flexion composé
Af R= 19,15 (cm2)
Combinaison dimensionnante: ACC 3
2.4.1.7.2.2 Armatures minimales (PS92 11.821.2)
Combinaison dimensionnante: ACC 3
ρ = 0,001*q*σ i /σ ulim
σ i = 10,06 (MPa)
σ ulim = 10,06 (MPa)
bf = 1,00 (m)
AfRmin = 3,60 (cm2)
2.4.1.7.2.4 Potelets minimaux (PS92 11.821.4)
Largeur: d':
Combinaison dimensionnante: ACC 3
σ i = 10,06 (MPa)
σ ulim = 10,06 (MPa)
d' = 0,36 (m)

2.4.1.8 Cisaillement (BAEL91 A5.1,23) (PS92 11.821.3)

Armatures horizontales
Combinaison dimensionnante-ELU: ELU 1

Vu = 8,14 (kN)
τ = 0,01 (MPa)
Ah = 0,00 (cm2/m)

Combinaison dimensionnante-ACC: ACC 7

Vu = 307,10 (kN)
V* = 429,93 (kN)
τ *= 0,59 (MPa)
τ lim= 2,62 (MPa)
α V = 0,71
Ath = 0,00 (cm2/m)

Armatures verticales
Combinaison dimensionnante: ACC 7

Vu = 307,10 (kN)
V* = 429,93 (kN)
τ *= 0,59 (MPa)
τ lim= 2,62 (MPa)
α V = 0,71
Atv = 0,00 (cm2/m)

2.4.1.9 Glissement (PS92 11.821.3)

Combinaison dimensionnante: ACC 8
Vu =294,60 (kN)
V* = 412,44 (kN)
x = 0,03 (m)
αR = 0,04
Fb = αR*x* σ ulim *a = 2,90 (kN)
ftj = 2,10 (MPa)
At = 4,63 (cm2/m)

2.5 Ferraillage:

Armatures verticales:

Zone X0 (m)	X1 (m)	Nombre:	Acier	Diamètre (mm)	Longueur (m)	Espacement (m)
0,36	3,49	26	HA 400	10,0	3,63	0,25

X0 - Début de la zone
X1 - Fin de la zone

Armatures horizontales:

Type	Nombre:	Acier	Diamètre (mm)	A (m)	B (m)	C (m)	Espacement (m)
droit	26	HA 400	8,0	3,79	0,00	0,00	0,25
boucles U	13	HA 400	8,0	0,45	0,13	0,45	-
boucles U	13	HA 400	8,0	0,45	0,13	0,45	-

Epingles:

Nombre:	Acier	Diamètre (mm)	A (m)	B (m)	C (m)	Forme
78	HA 400	8,0	0,15	0,00	0,00	00

Armature de bord (Af):

	Nombre:	Acier	Diamètre (mm)	A (m)	B (m)	C (m)		Choix adopté
Armatures longitudinales - gauche	8	HA 400	20,0	4,09	0,00	0,00		4 HA 25+6 HA 20
Armatures longitudinales - droite	8	HA 400	20,0	4,09	0,00	0,00		6 HA 20+4 HA 14
Armature transversale - gauche	31	HA 400	8,0	0,13	0,29	0,13		//
Armature transversale - droite	31	HA 400	8,0	0,13	0,29	0,13		//
Épingles - gauche	31	HA 400	8,0	0,13	0,00	0,00		//
Épingles - droite	31	HA 400	8,0	0,13	0,00	0,00		//

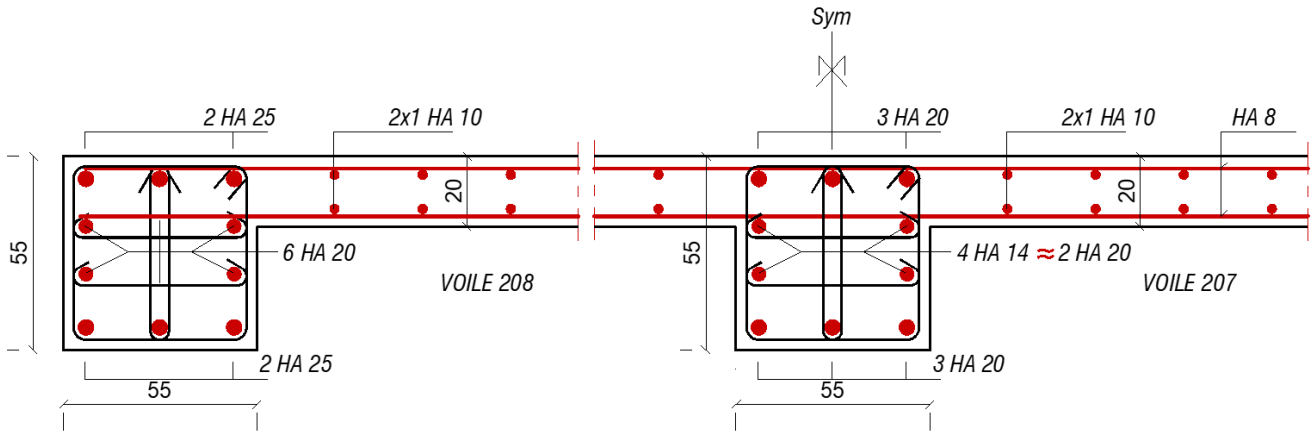


Figure V.20 : **Ferraillage type du voile n°: 208 du RDC (vue de dessus)**

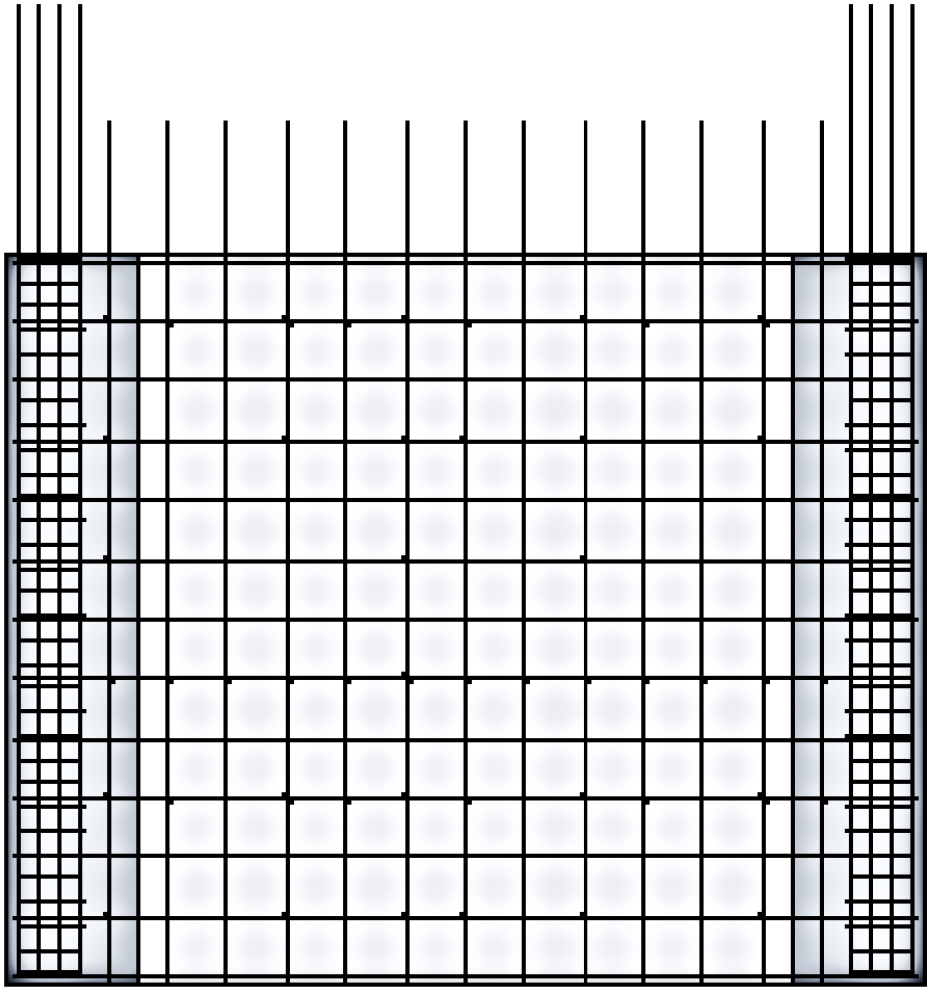


Figure V.21 : **Ferraillage du voile n°: 208 (vue de face)**

1 Niveau: Vy 4 - Sens Y-Y

- Nom : Etage 2
- Niveau de l'étage : inférieur 6,12 (m)
- Position de l'étage : intermédiaire
- Milieu : non agressif

2 Voile: Voile_642 (Généralisé sur les niveaux: 2e et 3e étage)

2.1 Géométrie:

Nom: V.642

Longueur:	3,85 (m)
Epaisseur:	0,20 (m)
Hauteur:	3,06 (m)
Hauteur de la couronne:	0,00 (m)
Appui vertical:	deux bords (02 Poteaux : 50x50 cm)
Conditions aux appuis :	plancher aboutissant d'un côté

2.2 Ferraillage:

Armatures verticales:

Zone	X0 (m)	X1 (m)	Nombre:	Acier	Diamètre (mm)	Longueur (m)	Espacement (m)
	0,36	3,49	34	HA 400	10,0	3,55	0,19

X0 - Début de la zone
X1 - Fin de la zone

Armatures horizontales:

Type	Nombre:	Acier	Diamètre (mm)	A (m)	B (m)	C (m)	Espacement (m)
droit	24	HA 400	8,0	3,79	0,00	0,00	0,25
boucles U	12	HA 400	8,0	0,39	0,13	0,39	-
boucles U	12	HA 400	8,0	0,39	0,13	0,39	-

Epingles:

Nombre:	Acier	Diamètre (mm)	A (m)	B (m)	C (m)	Forme
102	HA 400	8,0	0,15	0,00	0,00	00

Armature de bord (Af):

	Nombre:	Acier (mm)	Diamètre (m)	A (m)	B (m)	C
Armatures longitudinales - gauche	6	HA 400	20,0	3,95	0,00	0,00
Armatures longitudinales - droite	6	HA 400	20,0	3,95	0,00	0,00
Armature transversale - gauche	31	HA 400	8,0	0,13	0,29	0,13
Armature transversale - droite	31	HA 400	8,0	0,13	0,29	0,13
Épingles – gauche	31	HA 400	8,0	0,13	0,00	0,00
Épingles - droite	31	HA 400	8,0	0,13	0,00	0,00

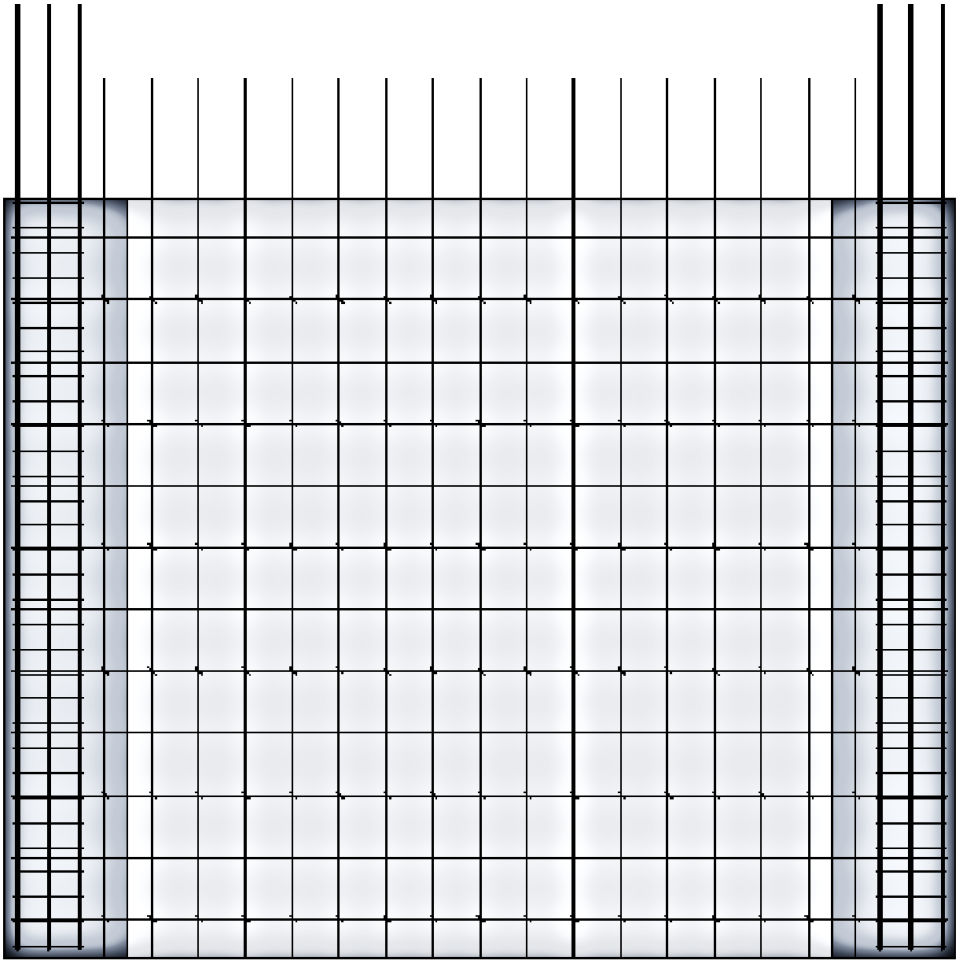


Figure V.22 : **Ferraillage du voile n°: 642 (vue de face)**

1 Niveau: Vy 4 - Sens Y-Y

- Nom : Etage 4
- Niveau de l'étage : inférieur 12,24 (m)
- Position de l'étage : intermédiaire
- Milieu : non agressif

2 Voile: Voile_1060 (Généralisé sur les niveaux: 4e jusqu'à 9e étage)

2.1 Géométrie:

Nom: V.1060

Longueur:	3,85 (m)
Epaisseur:	0,20 (m)
Hauteur:	3,06 (m)
Hauteur de la couronne:	0,00 (m)
Appui vertical:	deux bords (02 Poteaux : 45x45 cm)
Conditions aux appuis :	plancher aboutissant de deux côtés

2.2 Ferraillage:

Armatures verticales:

Zone	X0 (m)	X1 (m)	Nombre:	Acier	Diamètre (mm)	Longueur (m)	Espacement (m)
	0,36	3,49	28	HA 400	10,0	3,55	0,24

X0 **-** Début de la zone
X1 **-** Fin de la zone

Armatures horizontales:

Type	Nombre:	Acier	Diamètre (mm)	A (m)	B (m)	C (m)	Espacement (m)
droit	26	HA 400	8,0	3,79	0,00	0,00	0,25
boucles U	13	HA 400	8,0	0,39	0,13	0,39	-
boucles U	13	HA 400	8,0	0,39	0,13	0,39	-

Epingles:

Nombre:	Acier	Diamètre (mm)	A (m)	B (m)	C (m)	Forme
98	HA 400	8,0	0,15	0,00	0,00	00

Armature de bord (Af):

	Nombre:	Acier	Diamètre (mm)	A (m)	B (m)	C (m)	
Armatures longitudinales - gauche	8	HA 400	10,0	3,55	0,00	0,00
Armatures longitudinales - droite	8	HA 400	10,0	3,55	0,00	0,00
Armature transversale - gauche	31	HA 400	8,0	0,13	0,29	0,13
Armature transversale - droite	31	HA 400	8,0	0,13	0,29	0,13
Épingles - gauche	31	HA 400	8,0	0,13	0,00	0,00
Épingles - droite	31	HA 400	8,0	0,13	0,00	0,00

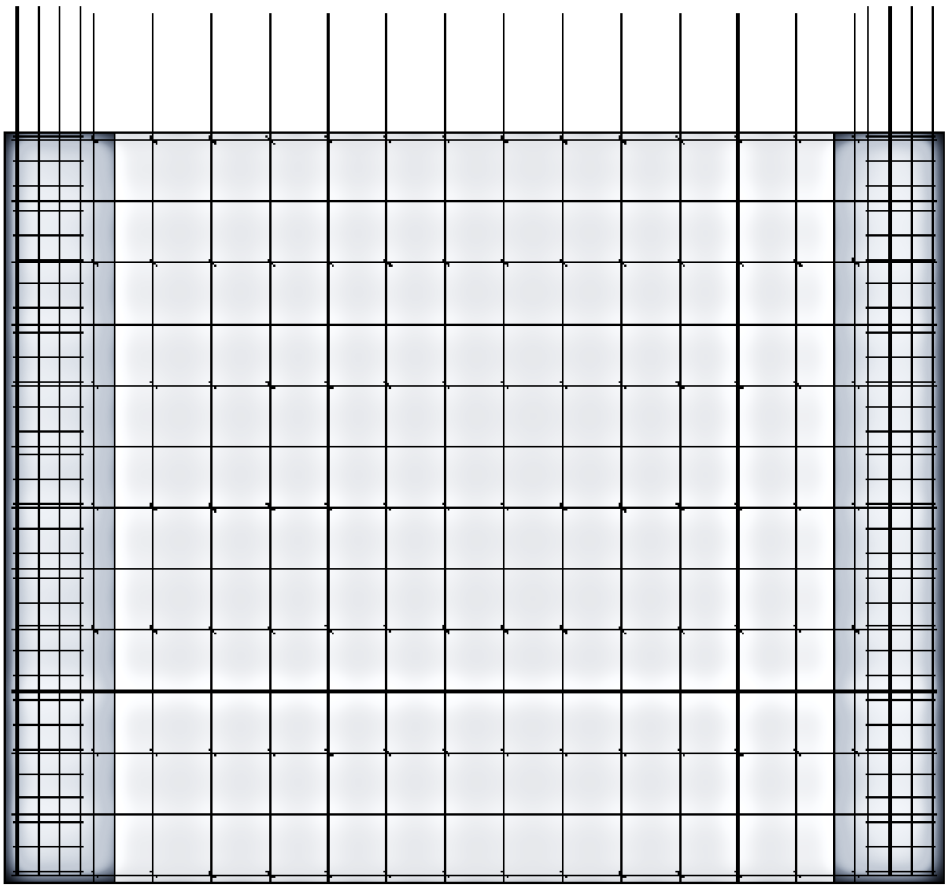


Figure V.23 : **Ferraillage du voile n°: 1060 (vue de face)**

VI.5.6.2 Ferraillage des panneaux suivant la direction (X-X) :

1 Niveau: Vx 5 - Sens X-X

- Nom : RDC
- Niveau de l'étage : inférieur 0,00 (m)
- Position de l'étage : premier
- Milieu : non agressif

2 Voile: Voile_205 (Généralisé sur les niveaux: RDC et 1er étage)

2.1 Géométrie:

Nom: V.205

Longueur:	4,50 (m)
Epaisseur:	0,20 (m)
Hauteur:	3,06 (m)
Hauteur de la couronne:	0,00 (m)
Appui vertical:	deux bords (02 Poteaux : 55x55 cm)
Conditions aux appuis :	plancher aboutissant d'un côté

2.2 Ouvertures:

Nom	X* (m)	Z* (m)	DX (m)	DZ (m)
H1	1,60	1,90	1,30	0,80

2.3 Ferraillage:

Armatures verticales:

Zone	X0 (m)	X1 (m)	Nombre:	Acier	Diamètre (mm)	Longueur (m)	Espacement (m)
	0,36	4,14	12	HA 400	10,0	0,93	0,25
	0,36	4,14	12	HA 400	10,0	1,84	0,25
	0,36	4,14	20	HA 400	10,0	3,63	0,25

X0 - Début de la zone
X1 - Fin de la zone

Armatures horizontales:

Type	Nombre:	Acier	Diamètre (mm)	A (m)	B (m)	C (m)	Espacement (m)
droit	12	HA 400	8,0	1,54	0,00	0,00	0,25
droit	20	HA 400	8,0	4,44	0,00	0,00	0,25
boucles U	13	HA 400	8,0	0,45	0,13	0,45	-
boucles U	13	HA 400	8,0	0,45	0,13	0,45	-
boucles U	6	HA 400	8,0	0,45	0,13	0,45	-

Epingles:

Nombre:	Acier	Diamètre (mm)	A (m)	B (m)	C (m)	Forme
78	HA 400	8,0	0,15	0,00	0,00	00

Armature de bord (Af):

	Nombre:	Acier	Diamètre (mm)	A (m)	B (m)	C (m)	
Armatures longitudinales - gauche	6	HA 400	12,0	3,66	0,00	0,00	

Système A : Structure mixte(portiques +voiles)

Armatures longitudinales - gauche	4	HA 400	12,0	3,66	0,00	0,00
Armatures longitudinales - droite	6	HA 400	12,0	3,66	0,00	0,00
Armatures longitudinales - droite	4	HA 400	12,0	3,66	0,00	0,00
Armature transversale - gauche	31	HA 400	8,0	0,13	0,29	0,13
Armature transversale - gauche	31	HA 400	8,0	0,13	0,13	0,13
Armature transversale - droite	31	HA 400	8,0	0,13	0,29	0,13
Armature transversale - droite	31	HA 400	8,0	0,13	0,13	0,13
Épingles - gauche	31	HA 400	8,0	0,13	0,00	0,00
Épingles - droite	31	HA 400	8,0	0,13	0,00	0,00

Réservations:

H1:

	Nombre:	Acier	Diamètre (mm)	A (m)	B (m)	C (m)
Horizontale	3	HA 400	10,0	0,00	0,00	0,00
Horizontale	2	HA 400	10,0	0,00	0,00	0,00
Suspendues	5	HA 400	6,0	0,66	0,14	0,66
Suspendues	5	HA 400	6,0	0,66	0,14	0,66

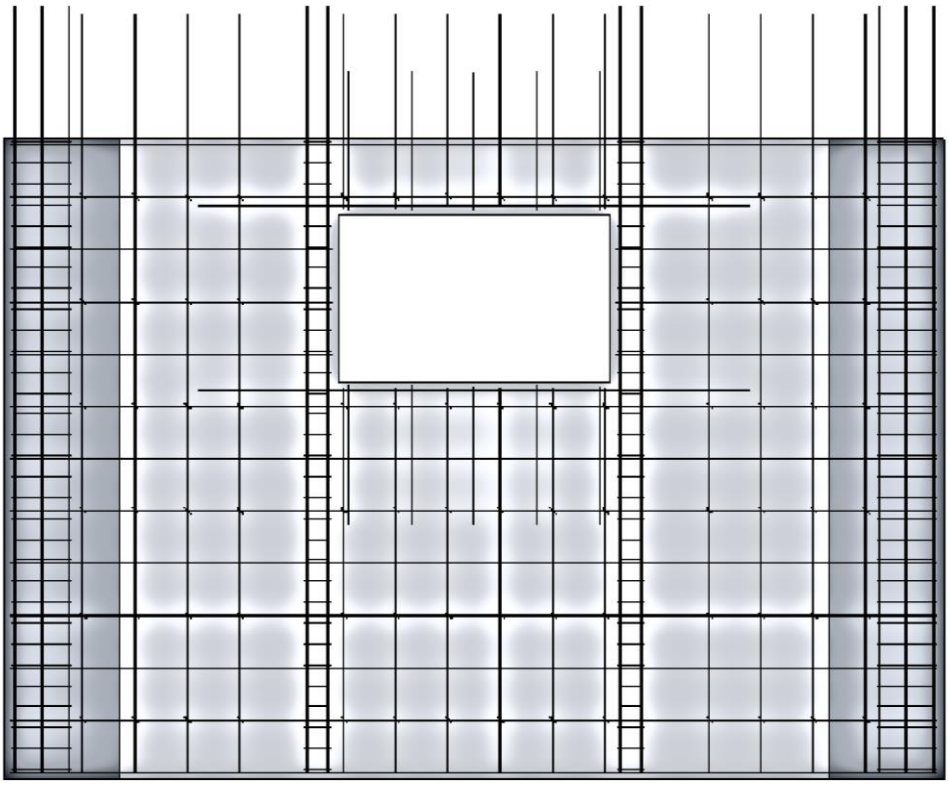


Figure V.24 : **Ferraillage du voile n°: 205 (vue de face)**

1 Niveau: Vx 5 - Sens X-X

- Nom : Etage 2
- Niveau de l'étage : inférieur 6,12 (m)
- Position de l'étage : intermédiaire
- Milieu : non agressif

2 Voile: Voile_639 (Généralisé sur les niveaux: 4e jusqu'à 9e étage)

2.1 Géométrie:

Nom: V.639

Longueur: 4,50 (m)

Epaisseur: 0,20 (m)
Hauteur: 3,06 (m)
Hauteur de la couronne: 0,00 (m)
Appui vertical: deux bords (02 Poteaux : 50x50 cm)
Conditions aux appuis : plancher aboutissant d'un côté

2.2 Ouvertures:

Nom	X* (m)	Z* (m)	DX (m)	DZ (m)
H1	1,60	0,37	1,30	0,80

2.3 Ferraillage:

Armatures verticales:

Zone X0 (m)	X1 (m)	Nombre:	Acier	Diamètre (mm)	Longueur (m)	Espacement (m)
0,36	4,14	12	HA 400	10,0	0,31	0,25
0,36	4,14	12	HA 400	10,0	2,38	0,25
0,36	4,14	20	HA 400	10,0	3,55	0,25

X0 - Début de la zone
X1 - Fin de la zone

Armatures horizontales:

Type	Nombre:	Acier	Diamètre (mm)	A (m)	B (m)	C (m)	Espacement (m)
droit	16	HA 400	8,0	1,54	0,00	0,00	0,25
droit	16	HA 400	8,0	4,44	0,00	0,00	0,25
boucles U	12	HA 400	8,0	0,39	0,13	0,39	-
boucles U	12	HA 400	8,0	0,39	0,13	0,39	-
boucles U	8	HA 400	8,0	0,39	0,13	0,39	-

Epingles:

Nombre:	Acier	Diamètre (mm)	A (m)	B (m)	C (m)	Forme
72	HA 400	8,0	0,15	0,00	0,00	00

Armature de bord (Af):

	Nombre:	Acier	Diamètre (mm)	A (m)	B (m)	C (m)	
Armatures longitudinales - gauche	6		HA 400	10,0	3,55	0,00	0,00
Armatures longitudinales - gauche	4		HA 400	10,0	3,55	0,00	0,00
Armatures longitudinales - droite	6		HA 400	10,0	3,55	0,00	0,00
Armatures longitudinales - droite	4		HA 400	10,0	3,55	0,00	0,00
Armature transversale - gauche	31		HA 400	8,0	0,13	0,29	0,13
Armature transversale - gauche	31		HA 400	8,0	0,13	0,13	0,13
Armature transversale - droite	31		HA 400	8,0	0,13	0,29	0,13
Armature transversale - droite	31		HA 400	8,0	0,13	0,13	0,13
Épingles – gauche	31		HA 400	8,0	0,13	0,00	0,00
Épingles - droite	31		HA 400	8,0	0,13	0,00	0,00

Réservations:

H1:

	Nombre:	Acier	Diamètre (mm)	A (m)	B (m)	C (m)
Horizontale	3	HA 400	10,0	0,00	0,00	0,00
Suspendues	5	HA 400	6,0	0,58	0,14	0,58

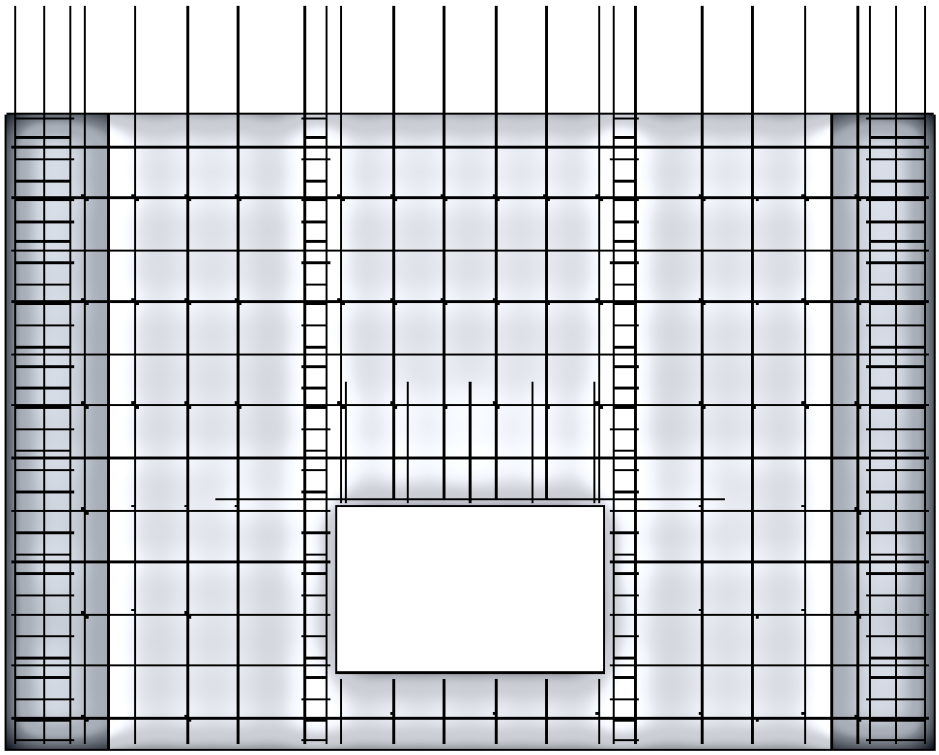


Figure V.25 : **Ferraillage du voile n°: 639 (vue de face)**

1 Niveau: Vx 2 - Sens X-X

- Nom : RDC
- Niveau de l'étage : inférieur 0,00 (m)
- Position de l'étage : intermédiaire
- Milieu : non agressif

2 Voile: Voile_206 (niveau : RDC)

2.1 Géométrie:

Nom: V.206

Longueur:	4,50 (m)
Epaisseur:	0,20 (m)
Hauteur:	3,06 (m)
Hauteur de la couronne:	0,00 (m)
Appui vertical:	deux bords (02 Poteaux : 55x55 cm)
Conditions aux appuis :	plancher aboutissant de deux côtés

2.2 Ouvertures:

Nom	X* (m)	Z* (m)	DX (m)	DZ (m)
H1	2,25	0,00	1,50	2,20
H2	0,70	0,00	0,74	2,00

2.3 Ferraillage:

Armatures verticales:

Zone	X0 (m)	X1 (m)	Nombre:	Acier	Diamčtre (mm)	Longueur (m)	Espacement (m)

0,36	4,14	12	HA 400	10,0	1,35	0,25
0,36	4,14	6	HA 400	10,0	1,55	0,25
0,36	4,14	14	HA 400	10,0	3,55	0,25

X0 - Début de la zone
X1 - Fin de la zone

Armatures horizontales:

Type	Nombre:	Acier	Diamčtre (mm)	A (m)	B (m)	C (m)	Espacement (m)
droit	16	HA 400	8,0	0,75	0,00	0,00	0,25
droit	2	HA 400	8,0	2,19	0,00	0,00	0,25
droit	8	HA 400	8,0	4,44	0,00	0,00	0,25
boucles U	13	HA 400	8,0	0,39	0,13	0,39	-
boucles U	13	HA 400	8,0	0,39	0,13	0,39	-
boucles U	34	HA 400	8,0	0,39	0,13	0,39	-

Epingles:

Nombre:	Acier	Diamčtre (mm)	A (m)	B (m)	C (m)	Forme
36	HA 400	8,0	0,15	0,00	0,00	00

Armature de bord (Af):

	Nombre:	Acier	Diamčtre (mm)	A (m)	B (m)	C (m)	
Armatures longitudinales - gauche	6		HA 400	10,0	3,55	0,00	0,00
Armatures longitudinales - gauche	4		HA 400	10,0	3,55	0,00	0,00
Armatures longitudinales - gauche	4		HA 400	10,0	3,55	0,00	0,00
Armatures longitudinales - droite	6		HA 400	10,0	3,55	0,00	0,00
Armatures longitudinales - droite	4		HA 400	10,0	3,55	0,00	0,00
Armatures longitudinales - droite	4		HA 400	10,0	3,55	0,00	0,00
Armature transversale - gauche	31		HA 400	8,0	0,13	0,29	0,13
Armature transversale - gauche	31		HA 400	8,0	0,13	0,13	0,13
Armature transversale - gauche	31		HA 400	8,0	0,13	0,13	0,13
Armature transversale - droite	31		HA 400	8,0	0,13	0,29	0,13
Armature transversale - droite	31		HA 400	8,0	0,13	0,13	0,13
Armature transversale - droite	31		HA 400	8,0	0,13	0,13	0,13
Épingles - gauche	31		HA 400	8,0	0,13	0,00	0,00
Épingles - droite	31		HA 400	8,0	0,13	0,00	0,00

Réservations:

H1:

	Nombre:	Acier	Diamčtre (mm)	A (m)	B (m)	C (m)
Horizontale	3	HA 400	10,0	0,00	0,00	0,00
Suspendues	6	HA 400	6,0	0,58	0,14	0,58

H2:

	Nombre:	Acier	Diamčtre (mm)	A (m)	B (m)	C (m)
Horizontale	3	HA 400	10,0	0,00	0,00	0,00
Suspendues	3	HA 400	6,0	0,58	0,14	0,58

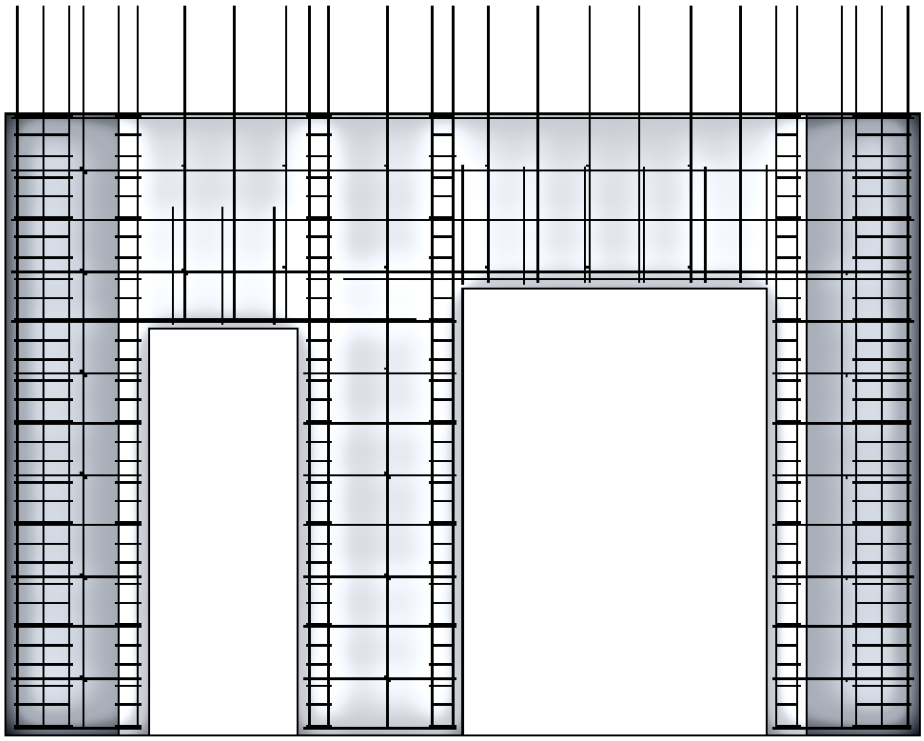


Figure V.26 : **Ferraillage du voile n°: 206-RDC (vue de face)**

V.2. Système (B) : Structure entièrement en voiles :

V.2.1. Calcul des Voiles :

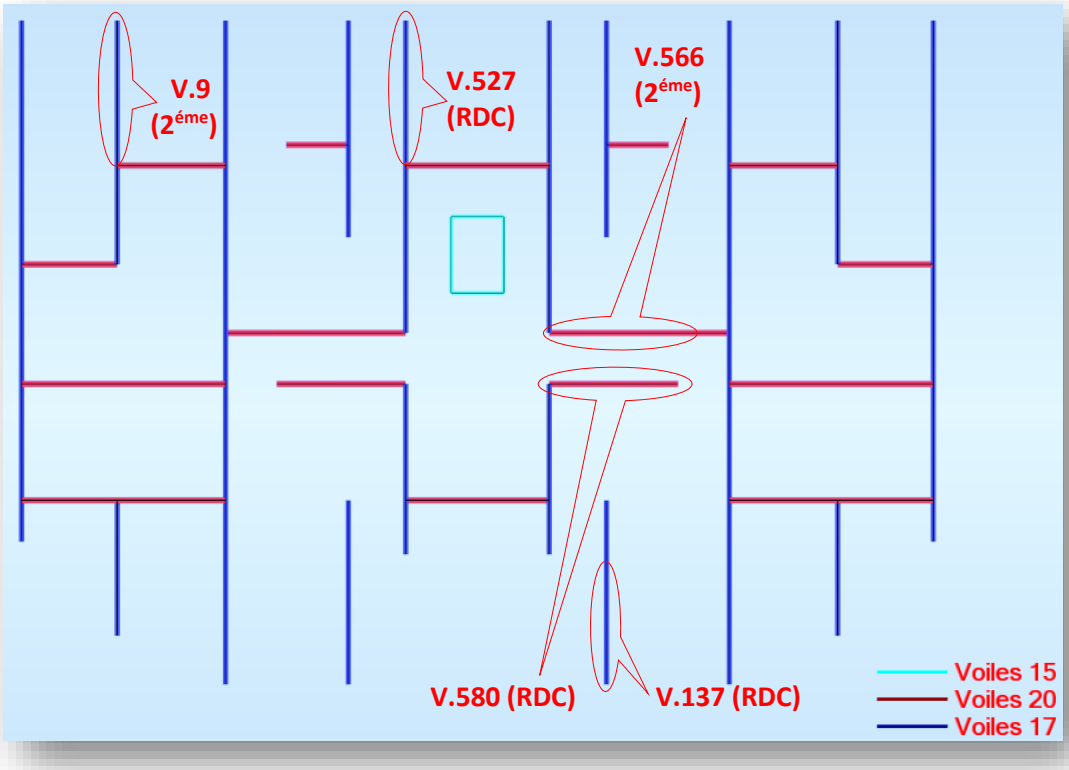


Figure V.27 : **Disposition des voiles dans la Structure « B »**

- **Sollicitations de calcul :**

1- Sens X-X : Voiles longitudinales :

Panneau/Coupe/Cas	NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]	Epaisseur
566/ 395-394/ 8 (C) (CQC)	-2288,84	-1057,37	-429,07	Voiles 20
566/ 395-394/ 9 (C) (CQC)	-192,61	877,76	429,88	Voiles 20
566/ 395-394/ 10 (C) (CQC)	-881,01	2,78	146,41	Voiles 20
566/ 395-394/ 11 (C) (CQC)	-1600,44	-182,39	-145,60	Voiles 20
566/ 395-394/ 12 (C) (CQC)	-1930,47	-1032,05	-428,45	Voiles 20
566/ 395-394/ 13 (C) (CQC)	165,76	903,08	430,50	Voiles 20
566/ 395-394/ 14 (C) (CQC)	-522,64	28,10	147,03	Voiles 20
566/ 395-394/ 15 (C) (CQC)	-1242,07	-157,07	-144,98	Voiles 20
580/ 3451-3450/ 8 (C) (CQC)	-2593,14	-858,32	-273,88	Voiles 20
580/ 3451-3450/ 9 (C) (CQC)	-755,40	832,06	246,87	Voiles 20
580/ 3451-3450/ 10 (C) (CQC)	-2041,73	89,78	-51,59	Voiles 20
580/ 3451-3450/ 11 (C) (CQC)	-1306,81	-116,04	24,59	Voiles 20
580/ 3451-3450/ 12 (C) (CQC)	-2115,77	-855,01	-269,53	Voiles 20
580/ 3451-3450/ 13 (C) (CQC)	-278,04	835,38	251,22	Voiles 20
580/ 3451-3450/ 14 (C) (CQC)	-1564,36	93,09	-47,25	Voiles 20
580/ 3451-3450/ 15 (C) (CQC)	-829,44	-112,72	28,93	Voiles 20

Tableau V.12 ***Efforts dans les voiles les plus sollicités - (Sens X-X)***

2- Sens Y-Y : Voiles transversales :

Panneau/Coupe/Cas	NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]	Epaisseur
9/ 13242-13243/ 8 (C) (CQC)	-708,54	295,80	126,32	Voiles 17
9/ 13242-13243/ 9 (C) (CQC)	-1192,59	460,94	59,31	Voiles 17
9/ 13242-13243/ 10 (C) (CQC)	-1502,06	159,05	5,49	Voiles 17
9/ 13242-13243/ 11 (C) (CQC)	-399,06	597,70	180,14	Voiles 17
9/ 13242-13243/ 12 (C) (CQC)	-445,14	183,95	100,41	Voiles 17
9/ 13242-13243/ 13 (C) (CQC)	-929,19	349,09	33,41	Voiles 17
9/ 13242-13243/ 14 (C) (CQC)	-1238,67	47,19	-20,42	Voiles 17
9/ 13242-13243/ 15 (C) (CQC)	-135,67	485,85	154,24	Voiles 17
137/ 73863-73705/ 8 (C) (CQC)	-1607,74	-14,88	101,45	Voiles 17
137/ 73863-73705/ 9 (C) (CQC)	-1516,41	6,38	94,43	Voiles 17
137/ 73863-73705/ 10 (C) (CQC)	-981,23	-488,18	-34,55	Voiles 17
137/ 73863-73705/ 11 (C) (CQC)	-2142,92	479,68	230,42	Voiles 17
137/ 73863-73705/ 12 (C) (CQC)	-1158,10	-10,82	71,55	Voiles 17
137/ 73863-73705/ 13 (C) (CQC)	-1066,77	10,44	64,53	Voiles 17
137/ 73863-73705/ 14 (C) (CQC)	-531,59	-484,12	-64,44	Voiles 17
137/ 73863-73705/ 15 (C) (CQC)	-1693,28	483,74	200,53	Voiles 17
527/ 11579-11576/ 8 (C) (CQC)	-492,87	-30,77	-48,30	Voiles 17
527/ 11579-11576/ 9 (C) (CQC)	-888,30	613,66	-66,52	Voiles 17
527/ 11579-11576/ 10 (C) (CQC)	-1111,81	726,58	-128,18	Voiles 17
527/ 11579-11576/ 11 (C) (CQC)	-269,37	-143,70	13,36	Voiles 17
527/ 11579-11576/ 12 (C) (CQC)	-269,39	-97,47	-30,41	Voiles 17
527/ 11579-11576/ 13 (C) (CQC)	-664,81	546,96	-48,63	Voiles 17
527/ 11579-11576/ 14 (C) (CQC)	-888,32	659,89	-110,29	Voiles 17
527/ 11579-11576/ 15 (C) (CQC)	-45,88	-210,39	31,25	Voiles 17

Tableau V.13 ***Efforts dans les voiles les plus sollicités - (Sens Y-Y)***

- **Calcul de ferraillage avec Robot analysis structural 2018 :**

- **Note de calcul :**

1 Niveau: Sens X-X

- Nom : Etage 2
- Niveau de l'étage : inférieur 6,12 (m)
- Position de l'étage : intermédiaire
- Milieu : non agressif

2 Voile: Voile_566 (Généralisé sur tous les voiles pleins ép=20 cm pour tous les Etages sens X-X).

2.1 Caractéristiques des matériaux:

- Béton : fc28 = 25,00 (MPa) Densité = 2501,36 (kG/m3)
- Armature longitudinale : type HA 400 fe = 400,00 (MPa)
- Armature transversale : type HA 400 fe = 400,00 (MPa)
- Age du béton au chargement : 28

2.2 Géométrie:

Nom: V.566

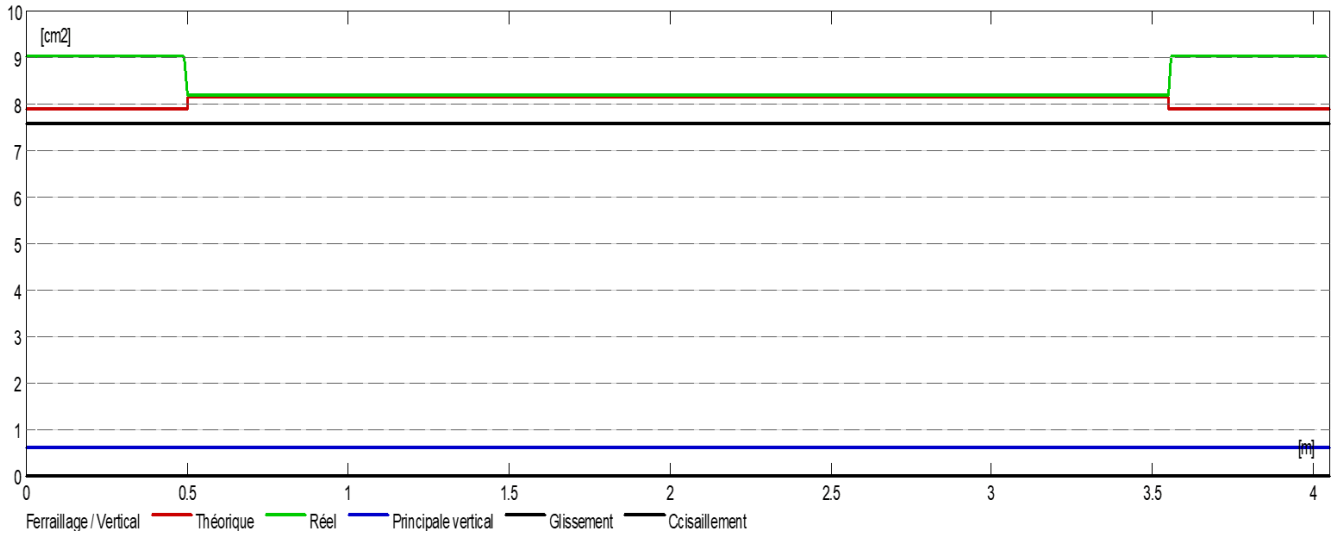
Longueur:	4,05 (m)
Epaisseur:	0,20 (m)
Hauteur:	3,06 (m)
Hauteur de la couronne:	0,00 (m)
Appui vertical:	---------
Conditions aux appuis :	plancher aboutissant de deux côtés

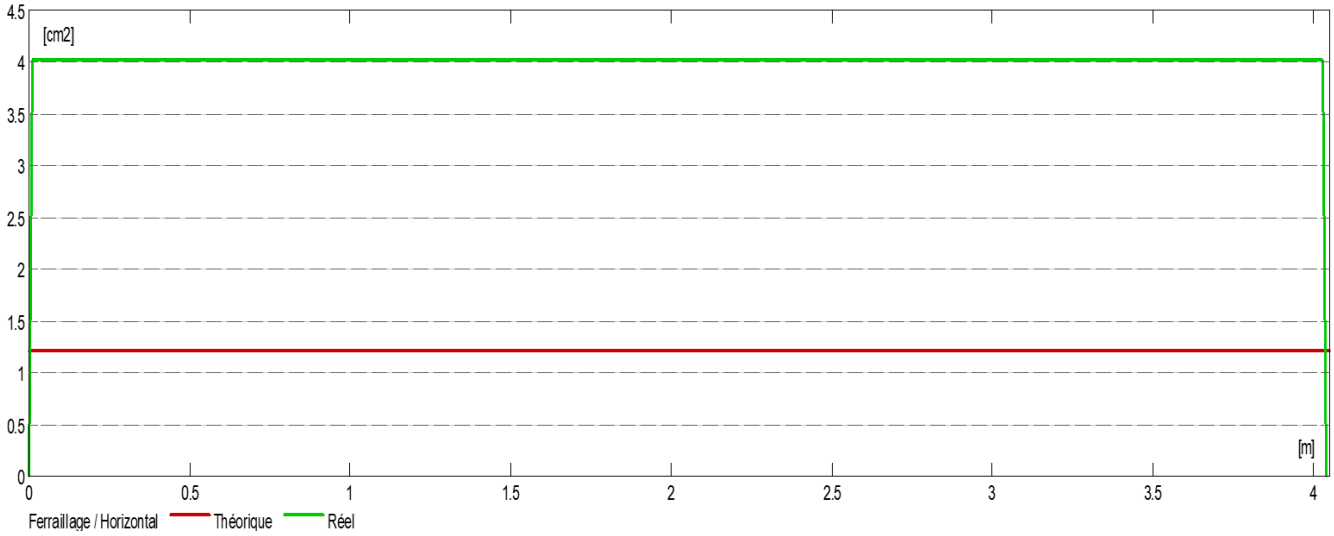
2.3 Hypothèses de calcul:

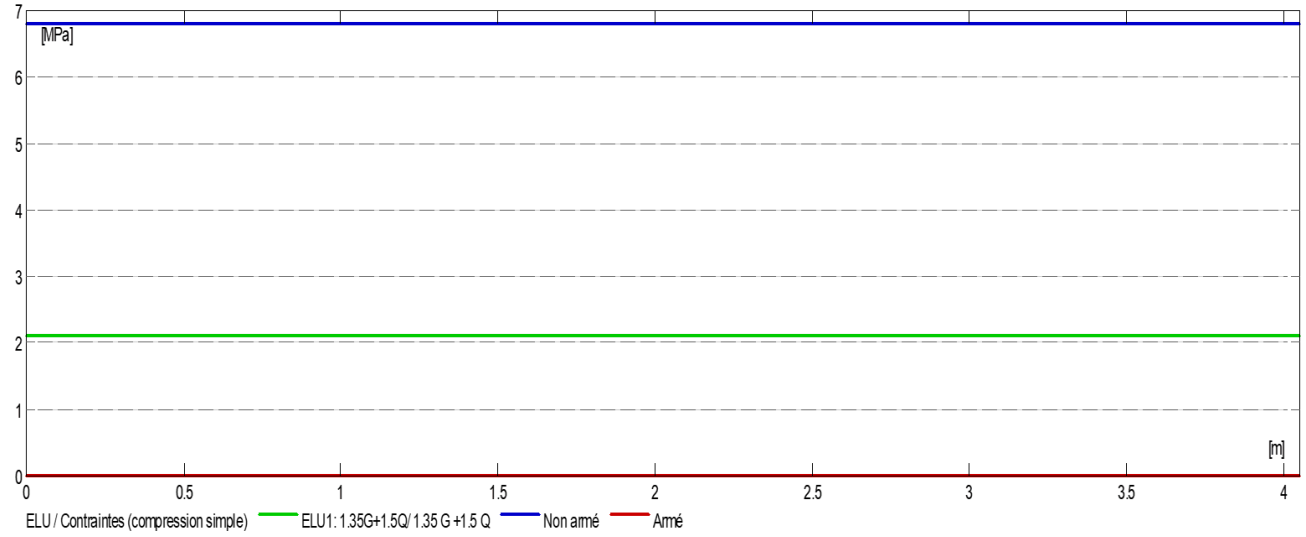
Calculs suivant	:	BAEL 91 mod. 99
Enrobage	:	2,0 (cm)

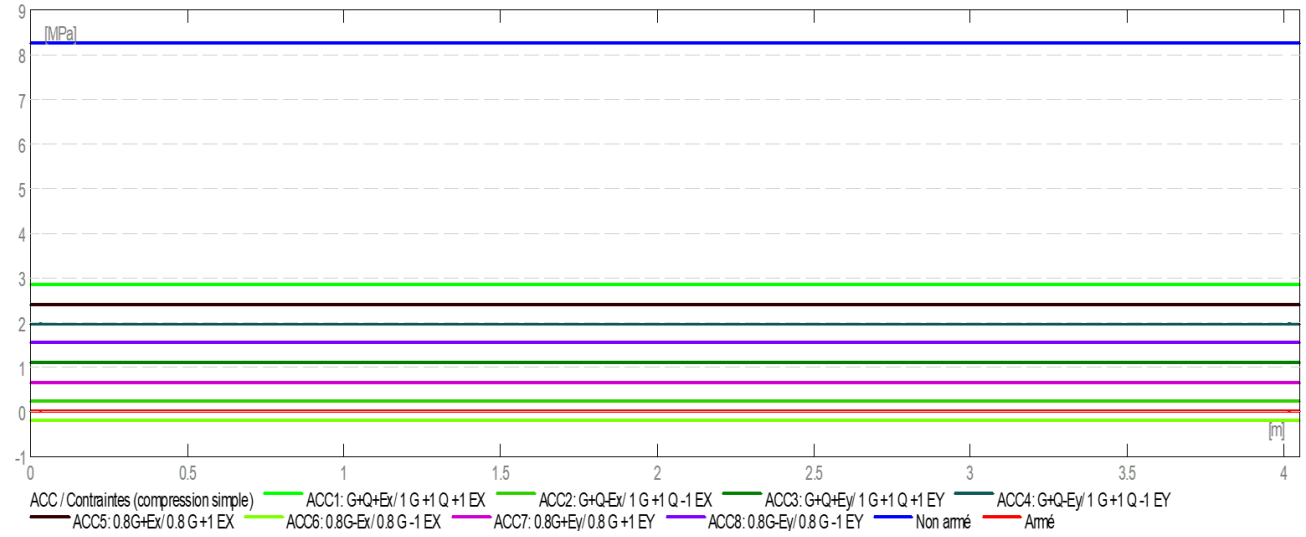
2.4 Résultats théoriques:

2.4.1 Diagrammes









2.4.2 Résultats théoriques - détaillés:

2.4.2.1 Combinaisons

2.4.2.1.1 Sollicitations ELU

ELU.1 - 1.35G+1.5Q/ 1.35 G +1.5 Q

2.4.2.1.2 Interactions en ACC

ACC.1 - G+Q+Ex/ 1 G +1 Q +1 EX
ACC.2 - G+Q-Ex/ 1 G +1 Q -1 EX
ACC.3 - G+Q+Ey/ 1 G +1 Q +1 EY
ACC.4 - G+Q-Ey/ 1 G +1 Q -1 EY
ACC.5 - 0.8G+Ex/ 0.8 G +1 EX
ACC.6 - 0.8G-Ex/ 0.8 G -1 EX
ACC.7 - 0.8G+Ey/ 0.8 G +1 EY
ACC.8 - 0.8G-Ey/ 0.8 G -1 EY

2.4.2.2 Longueur de flambement

Lf' = 2,60 (m)
Lf'_rnf = 2,45 (m)
Lf = 2,60 (m)
Lf_rnf = 2,45 (m)

2.4.2.3 Elancement

λ = 45,05
λ rnf = 42,40
λ seism = 50,06
λ seism_rnf = 47,11

2.4.2.4 Coefficient α

α/α1 = 1,1 (Age du béton au chargement :28)
α = 0,41
α rnf = 0,60
α seism = 0,38
α seism_rnf = 0,57

2.4.2.5 Résistance du voile non armé

σ ulim = 6,79 (MPa)
σ ulim_seism = 8,25 (MPa)

2.4.2.6 Armatures réparties

Combinaison dimensionnante: ELU 1
N umax= 418,68 (kN/m)
σ umax = 2,09 (MPa)
Nulim = 1357,46 (kN/m)
σ ulim = 6,79 (MPa)

Numax<Nulim => Voile non armé
418,68 (kN/m) < 1357,46 (kN/m)

Combinaison dimensionnante: ACC 1
N umax= 564,60 (kN/m)
σ umax = 2,82 (MPa)
Nulim = 1650,28 (kN/m)
σ ulim = 8,25 (MPa)

Numax<Nulim => Voile non armé
564,60 (kN/m) < 1650,28 (kN/m)

2.4.2.7 Armatures de bord

2.4.2.7.1 Bord gauche

2.4.2.7.1.1 Raidisseur en flexion composé
Af L = 7,89 (cm2)
Combinaison dimensionnante: ACC 3

2.4.2.7.1.2 Armatures minimales (PS92 11.821.2)
Combinaison dimensionnante: ACC 3
ρ = 0,001*q*σ i /σ ulim
σ i = 8,25 (MPa)
σ ulim = 8,25 (MPa)
bf = 1,00 (m)
AfL min = 5,00 (cm2)

2.4.2.7.1.3 Potelets minimaux (PS92 11.821.4)
Largeur: d':
Combinaison dimensionnante: ACC 3
σ i = 8,25 (MPa)
σ ulim = 8,25 (MPa)
d' = 0,50 (m)

2.4.2.7.2 Bord droit

2.4.2.7.2.1 Raidisseur en flexion composé

Af R= 7,89 (cm2)
Combinaison dimensionnante: ACC 1

2.4.2.7.2.2 Armatures minimales (PS92 11.821.2)

Combinaison dimensionnante: ACC 1
ρ = 0,001*q*σ i /σ ulim
σ i = 8,25 (MPa)
σ ulim = 8,25 (MPa)
bf = 1,00 (m)
AfRmin = 5,00 (cm2)

2.4.2.7.2.4 Potelets minimaux (PS92 11.821.4)

Largeur: d':
Combinaison dimensionnante: ACC 1
σ i = 8,25 (MPa)
σ ulim = 8,25 (MPa)
d' = 0,50 (m)

2.4.2.8 Cisaillement (BAEL91 A5.1,23) (PS92 11.821.3)

Armatures horizontales
Combinaison dimensionnante-ELU: ELU 1

Vu = 0,41 (kN)
τ = 0,00 (MPa)
Ah = 0,00 (cm2/m)

Combinaison dimensionnante-ACC: ---

Vu = 0,00 (kN)
V* = 0,00 (kN)
τ *= 0,00 (MPa)
τ lim= 0,00 (MPa)
α V = 0,00
Ath = 0,00 (cm2/m)

Armatures verticales
Combinaison dimensionnante: ACC 6

Vu = 428,25 (kN)
V* = 749,44 (kN)
τ *= 0,99 (MPa)
τ lim= 1,05 (MPa)
α V = 0,30
Atv = 0,00 (cm2/m)

2.4.2.9 Glissement (PS92 11.821.3)

Combinaison dimensionnante: ACC 6
Vu =428,25 (kN)
V* = 749,44 (kN)
x = 0,22 (m)
αR = 0,27
Fb = αR*x* σ ulim *a = 99,70 (kN)
ftj = 2,10 (MPa)
At = 7,57 (cm2/m)

2.5 Ferraillage:

Armatures verticales:

Zone X0 (m)	X1 (m)	Nombre:	Acier	Diamètre (mm)	Longueur (m)	Espacement (m)
0,50	3,55	32	HA 400	10,0	3,56	0,19

X0 - Début de la zone
X1 - Fin de la zone

Armatures horizontales:

Type	Nombre:	Acier	Diamètre (mm)	A (m)	B (m)	C (m)	Espacement (m)	Forme
droit	26	HA 400	8,0	4,01	0,00	0,00	0,25	

Epingles:

Nombre:	Acier	Diamètre (mm)	A (m)	B (m)	C (m)	Forme
112	HA 400	6,0	0,16	0,00	0,00	00

Armature de bord (Af):

	Nombre:	Acier	Diamètre (mm)	A (m)	B (m)	C (m)	Forme	
Armatures longitudinales - gauche	8	HA 400	12,0	3,59	0,00	0,00		
Armatures longitudinales - droite	8	HA 400	12,0	3,59	0,00	0,00		
Armature transversale - gauche	31	HA 400	6,0	0,14	0,44	0,14	31	
Armature transversale - droite	31	HA 400	6,0	0,14	0,44	0,14	31	
Épingles - gauche	62	HA 400	6,0	0,14	0,00	0,00	00	
Épingles - droite	62	HA 400	6,0	0,14	0,00	0,00	00	

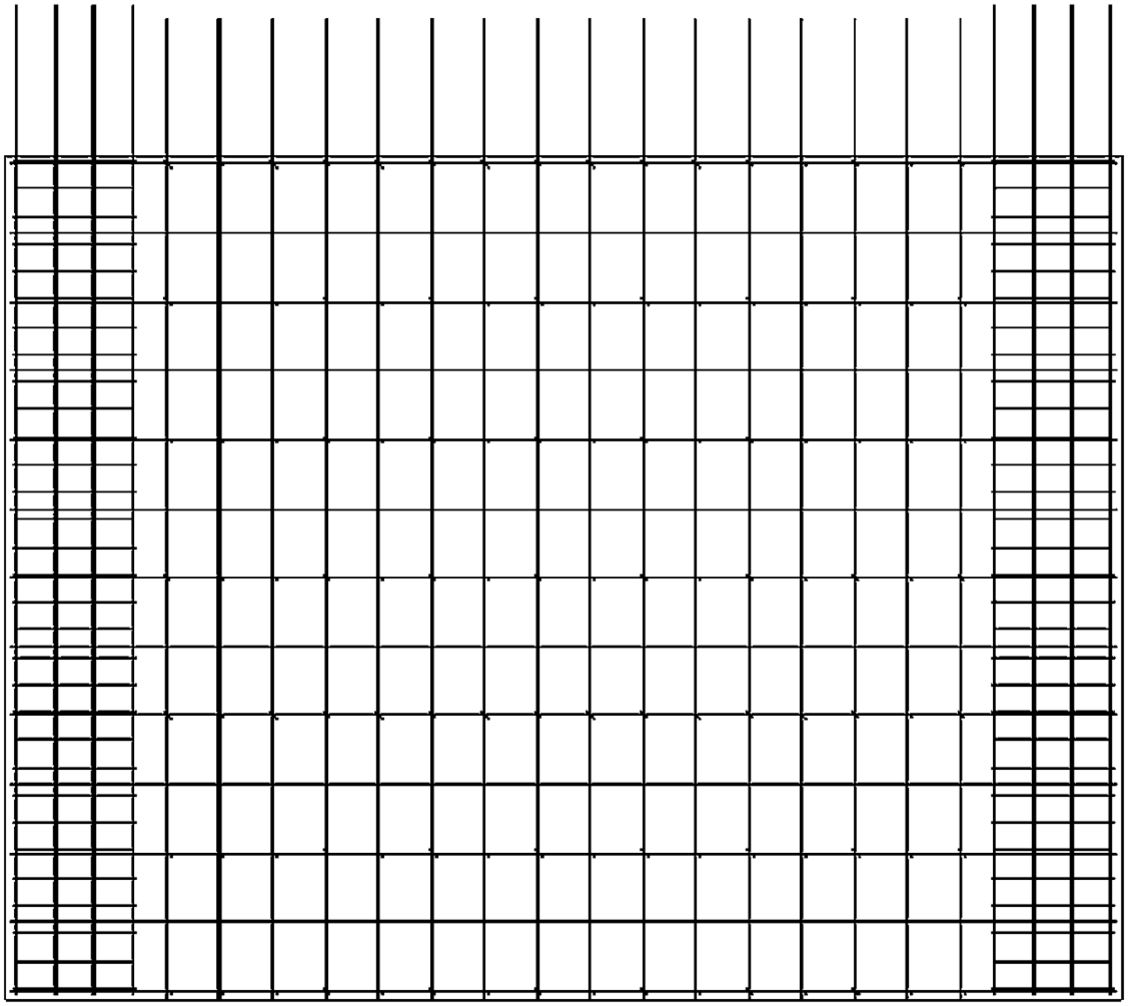


Figure V.28 : **Ferraillage du voile n°: 566-2^{éme} Etage (vue de face)**

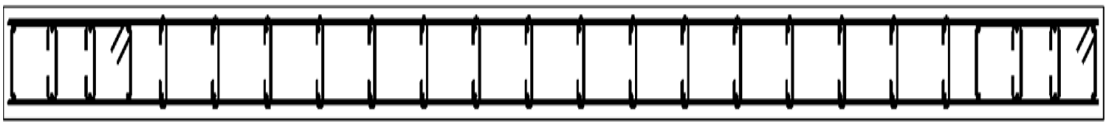


Figure V.29 : **Ferraillage du voile n°: 566-2éme Etage (vue de dessus)**

Général | Détaillé | Nomenclature | Treillis soudés - général | Treillis soudés - détaillé

	N°	Type d'armature	Type d'acier	Diamètre [mm]	Code de la forme	Nombre
1	1	Principale horizontale	HA 400	8		26
2	2	Principale verticale	HA 400	10		32
3	3	de bord longitudinale	HA 400	12		16
4	4	de bord transversale	HA 400	6	31	62
5	5	Epingles	HA 400	6	00	124
6	6	Epingles	HA 400	6	00	112
*						

Tableau V.14 : **Tableau des armatures du voile n°: 566-2éme Etage**

1 Niveau: Sens Y-Y

- Nom : Etage 2
- Niveau de l'étage : inférieur 6,12 (m)
- Position de l'étage : intermédiaire
- Milieu : non agressif

2 Voile: Voile_9 (Généralisé sur tous les voiles pleins ép=17 cm pour tous les Etages sens Y-Y).

2.2 Géométrie:

Nom: V.9

Longueur:	4,55 (m)
Epaisseur:	0,17 (m)
Hauteur:	3,06 (m)
Hauteur de la couronne:	0,00 (m)
Appui vertical:	---------
Conditions aux appuis :	plancher aboutissant de deux côtés

2.3 Ferraillage:

Armatures verticales:

Zone X0 (m)	X1 (m)	Nombre:	Acier	Diamètre (mm)	Longueur (m)	Espacement (m)
0,43	4,12	30	HA 400	10,0	3,56	0,25

X0 - Début de la zone
X1 - Fin de la zone

Armatures horizontales:

Type	Nombre:	Acier	Diamètre	A	B	C	Espacement	Forme

			(mm)				
droit	26	HA 400	8,0	4,51	0,00	0,00	0,25

Epingles:

Nombre:	Acier	Diamètre (mm)	A (m)	B (m)	C (m)	Forme
105	HA 400	6,0	0,13	0,00	0,00	00

Armature de bord (Af):

	Nombre:	Acier	Diamètre (mm)	A (m)	B (m)	C (m)	Forme	
Armatures longitudinales - gauche	8		HA 400	10,0	3,56	0,00	0,00	
Armatures longitudinales - droite	8		HA 400	10,0	3,56	0,00	0,00	
Armature transversale - gauche	31		HA 400	6,0	0,11	0,38	0,11	31
Armature transversale - droite	31		HA 400	6,0	0,11	0,38	0,11	31
Épingles - gauche	62	HA 400	6,0	0,11	0,00	0,00	00	
Épingles - droite	62	HA 400	6,0	0,11	0,00	0,00	00	

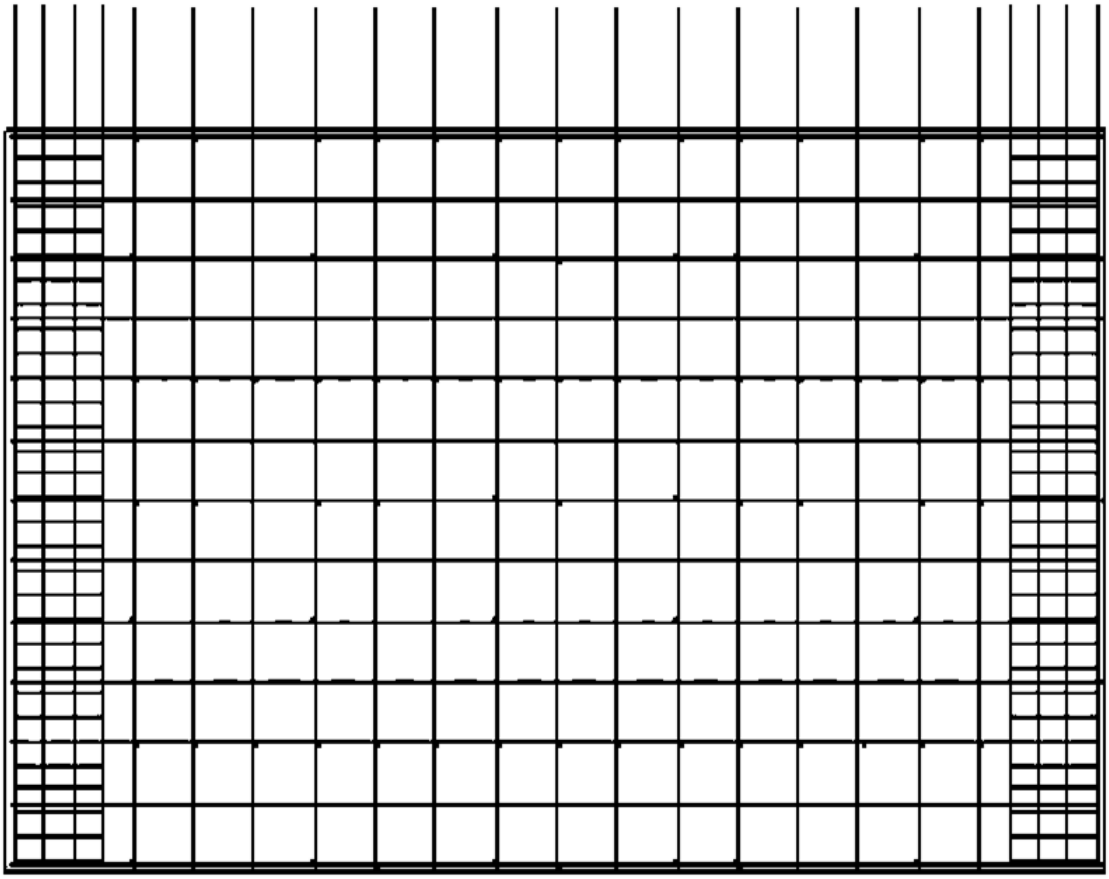


Figure V.30 : **Ferraillage du voile n°: 9-2éme Etage (vue de face)**

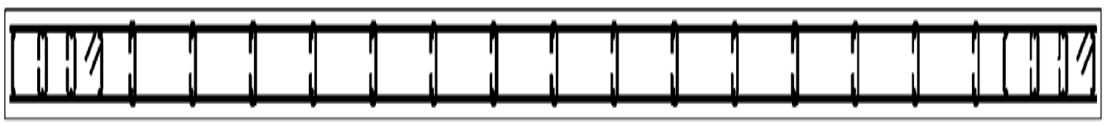


Figure V.31 : **Ferraillage du voile n°: 9-2éme Etage (vue de dessus)**

Général | Détaillé | Nomenclature | Treillis soudés - général | Treillis soudés - détaillé

	N°	Type d'armature	Type d'acier	Diamètre [mm]	Code de la forme	Nombre
1	1	Principale horizontale	HA 400	8		26
2	2	<valeur différente>	HA 400	10		46
3	3	de bord transversale	HA 400	6	31	62
4	4	Epingles	HA 400	6	00	124
5	5	Epingles	HA 400	6	00	105
*						

Tableau V.15 : **Armatures du voile n°: 9-2^{éme} Etage**

1 Niveau: Sens Y-Y

- Nom : RDC
- Niveau de l'étage : inférieur 0,00 (m)
- Position de l'étage : intermédiaire
- Milieu : non agressif

2 Voile: Voile_527 (Généralisé sur les voiles de même type ép=17 cm sens Y-Y).

2.1 Géométrie:

Nom: V.527

Longueur: 4,55 (m)
Epaisseur: 0,17 (m)
Hauteur: 3,06 (m)
Hauteur de la couronne: 0,00 (m)
Appui vertical: ---------
Conditions aux appuis : plancher aboutissant de deux côtés

2.2 Ouvertures:

Nom	X* (m)	Z* (m)	DX (m)	DZ (m)
H1	0,68	0,00	2,60	2,50

2.3 Ferraillage:

Armatures verticales:

Zone X0 (m)	X1 (m)	Nombre:	Acier	Diamètre (mm)	Longueur (m)	Espacement (m)
0,43	4,12	22	HA 400	10,0	1,06	0,25
0,43	4,12	8	HA 400	10,0	3,56	0,25

X0 - Début de la zone
X1 - Fin de la zone

Armatures horizontales:

Type	Nombre:	Acier	Diamètre (mm)	A (m)	B (m)	C (m)	Espacement (m)	Forme
droit	20	HA 400	8,0	1,23	0,00	0,00	0,25	
droit	6	HA 400	8,0	4,51	0,00	0,00	0,25	

boucles U	20	HA 400	8,0	0,39	0,12	0,39	-	21

Epingles:

Nombre:	Acier	Diamètre (mm)	A (m)	B (m)	C (m)	Forme
43	HA 400	6,0	0,13	0,00	0,00	00

Armature de bord (Af):

	Nombre:	Acier	Diamètre (mm)	A (m)	B (m)	C (m)	Forme	
Armatures longitudinales - gauche	8	HA 400	10,0	3,56	0,00	0,00		
Armatures longitudinales - gauche	4	HA 400	10,0	3,56	0,00	0,00		
Armatures longitudinales - droite	8	HA 400	10,0	3,56	0,00	0,00		
Armatures longitudinales - droite	4	HA 400	10,0	3,56	0,00	0,00		
Armature transversale - gauche	31	HA 400	6,0	0,11	0,38	0,11	31	
Armature transversale - gauche	31	HA 400	6,0	0,11	0,11	0,11	31	
Armature transversale - droite	31	HA 400	6,0	0,11	0,38	0,11	31	
Armature transversale - droite	31	HA 400	6,0	0,11	0,11	0,11	31	
Épingles - gauche	62	HA 400	6,0	0,11	0,00	0,00	00	
Épingles - droite	62	HA 400	6,0	0,11	0,00	0,00	00	

Réservations:

H1:

	Nombre:	Acier	Diamètre (mm)	A (m)	B (m)	C (m)	Forme
Horizontale	3	HA 400	10,0	0,00	0,00	0,00	
Suspendues	9	HA 400	6,0	0,58	0,13	0,58	21

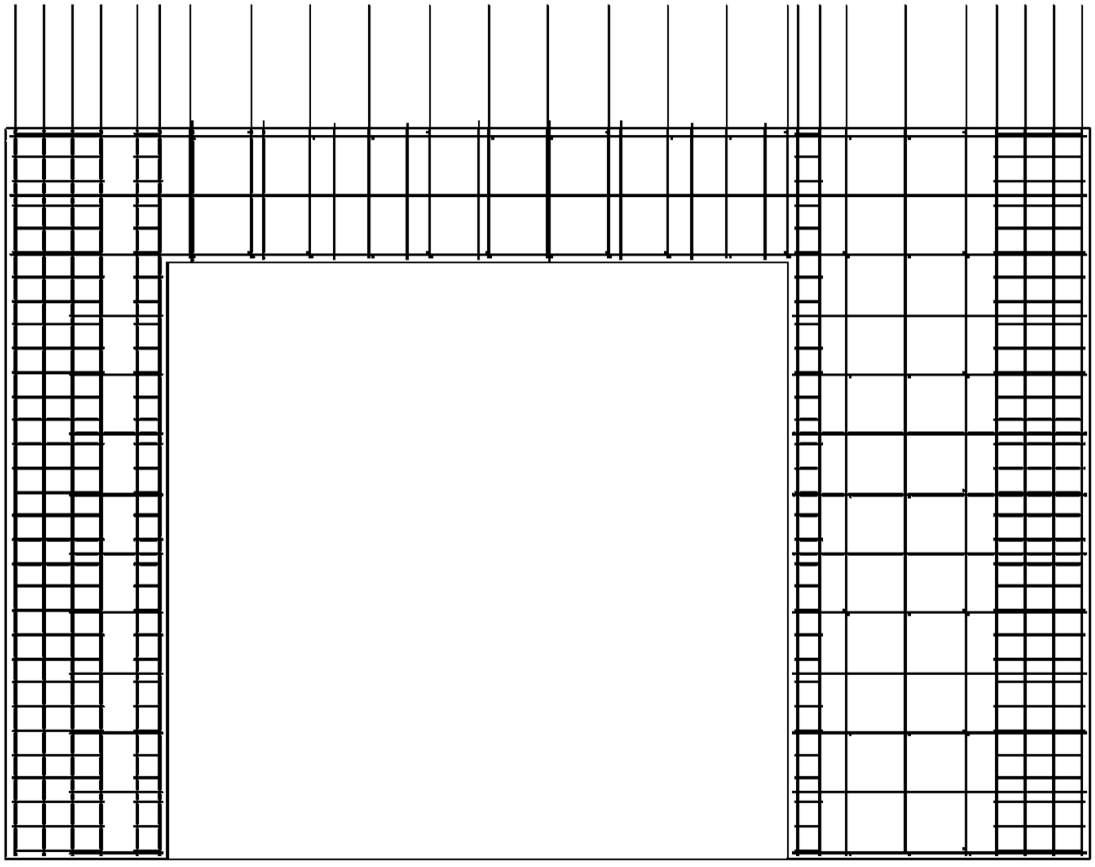


Figure V.32 : **Ferraillage du voile n°: 527-RDC (vue de face)**

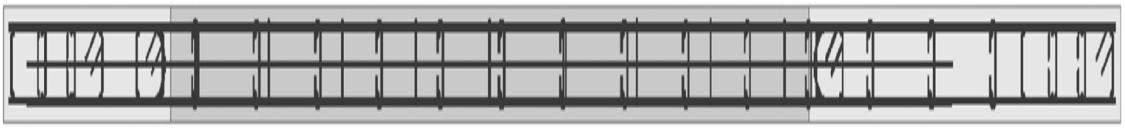


Figure V.33 : **Ferraillage du voile n°: 527- RDC (vue de dessus)**

Général | Détaillé | Nomenclature | Treillis soudés - général | Treillis soudés - détaillé

	N°	Type d'armature	Type d'acier	Diamètre [mm]	Code de la forme	Nombre
1	7	Epingles	HA 400	6	00	124
2	8	de bord transversale	HA 400	6	31	62
3	1	principale - barres en U	HA 400	8	21	20
4	6	de bord transversale	HA 400	6	31	62
5	5	<valeur différente>	HA 400	10		30
6	4	Principale verticale	HA 400	10		22
7	3	Principale horizontale	HA 400	8		6
8	2	Principale horizontale	HA 400	8		20
9	11	Epingles	HA 400	6	00	43
10	10	Suspendue des ouvertures	HA 400	6	21	9
11	9	Horizontale des ouvertures	HA 400	10		3
*						

Tableau V.16 : **Tableau des armatures du voile n°: 527-RDC**

V.2.2. Calcul des Dalles pleines :

- **Introduction :**

Les planchers ainsi que les balcons et séchoirs de la structure « B », sont en dalle pleine ép=20, Comme indiqué dans le chapitre IV de prédimensionnement.

- **Principe de calcul :**

Pour notre structure « B », le plancher est constitué d'une dalle pleine continue, posée sur un Ensemble des voiles longitudinales et transversales. Le calcul de ce type de plancher se fera par la Méthode analytique (Eléments fini), grâce au logiciel Robot structurale analysis 2018.

V.2.2.1. Calcul de ferraillage :

Dans notre cas on a deux types de plancher à savoir :

1- Plancher RDC (Niv : + 3.06 m) : Une partie destinée pour services (Couleur marron).

2- Plancher étage courant.

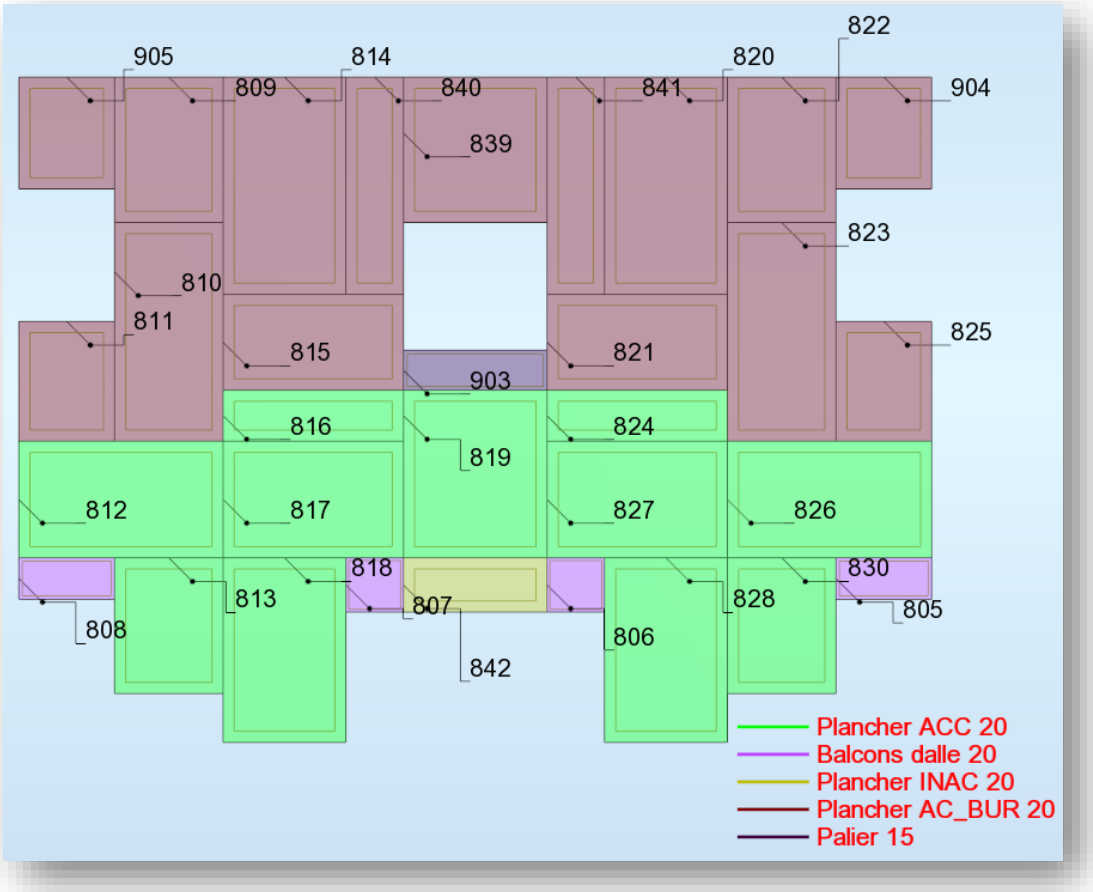


Figure V.34 : **Vue en plan du plancher dalle pleine (RDC - Niv : +3.06 m).**

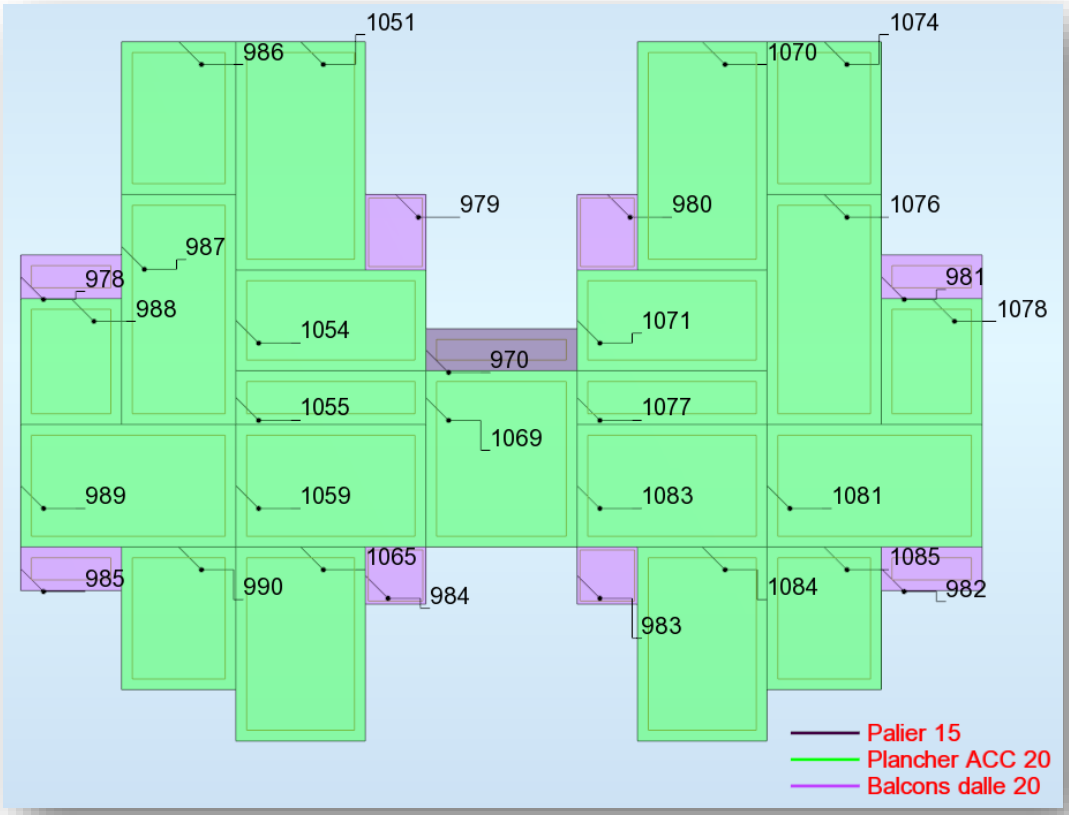


Figure V.35 : **Vue en plan du plancher dalle pleine (Etage courant - 3^{éme}).**

- **Sollicitations de calcul :**

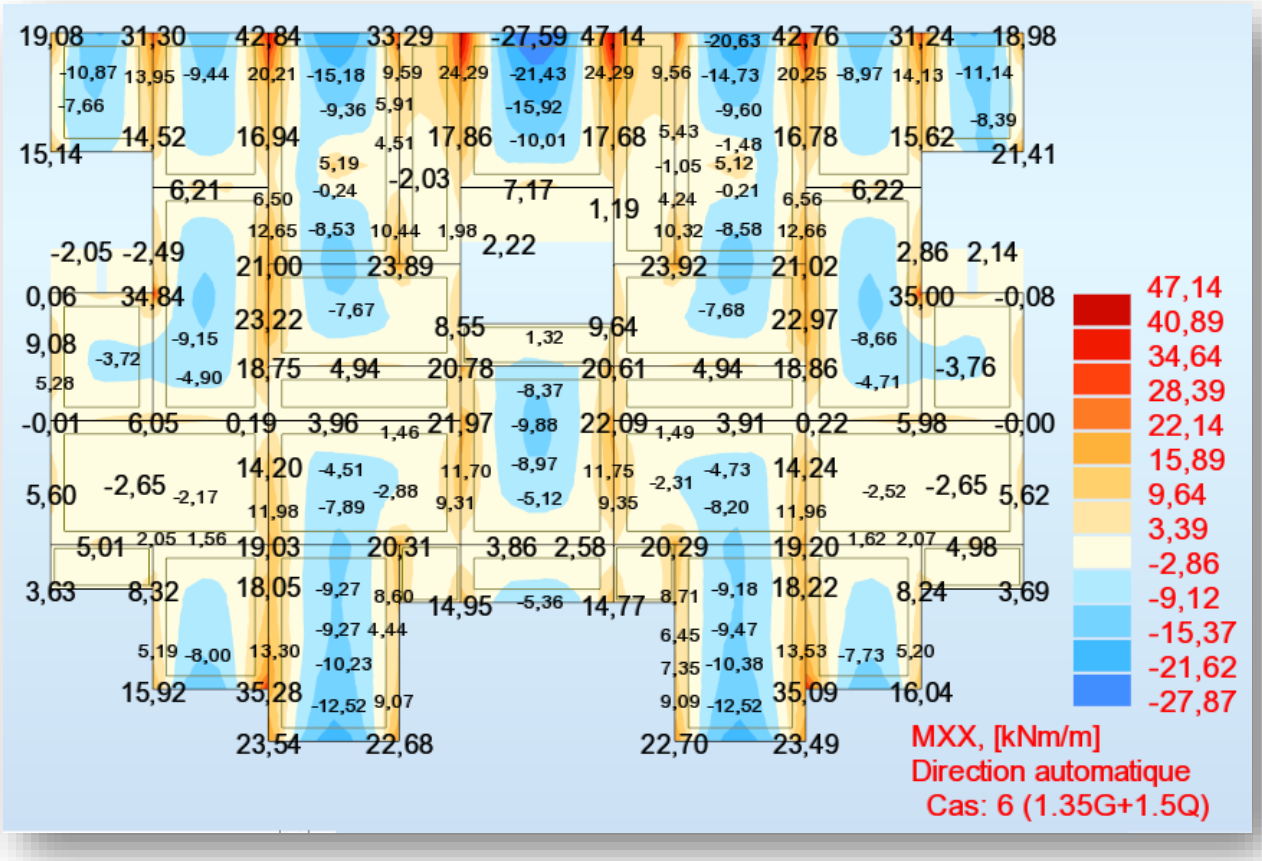


Figure V.36 : **Cartographie des panneaux- Moments Mxx. (RDC - Niv : +3.06m)**

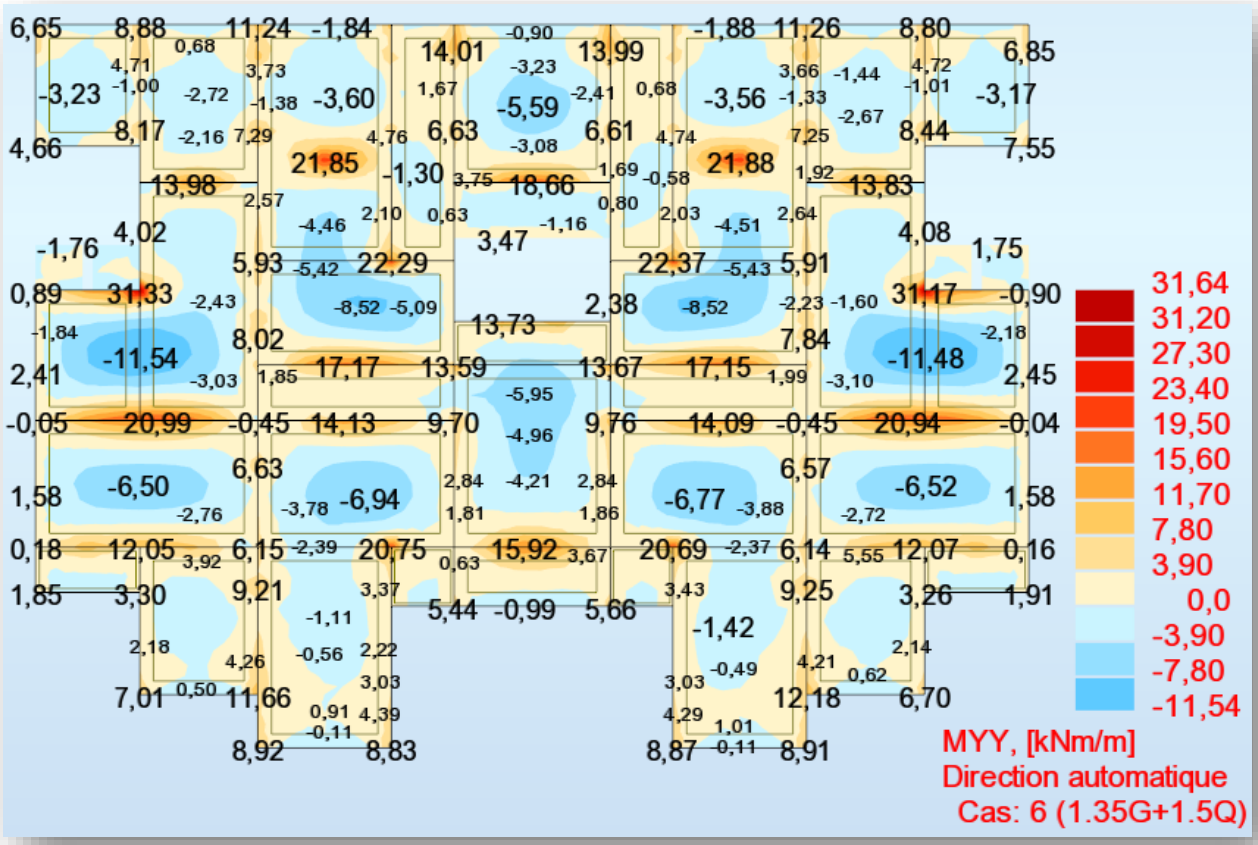


Figure V.37 : **Cartographie des panneaux- Moments Myy. (RDC - Niv : +3.06m)**

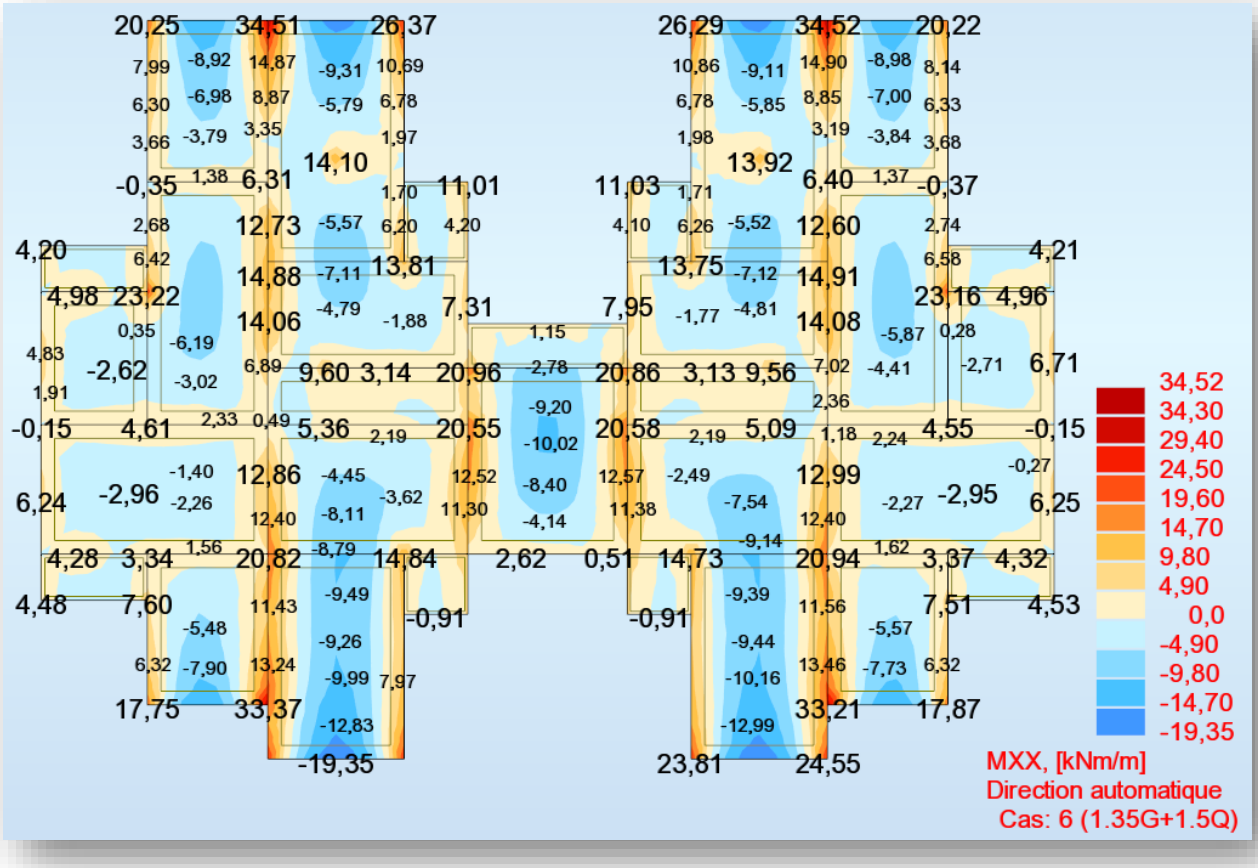


Figure V.38 : **Cartographie des panneaux- Moments Mxx. (Etage courant)**

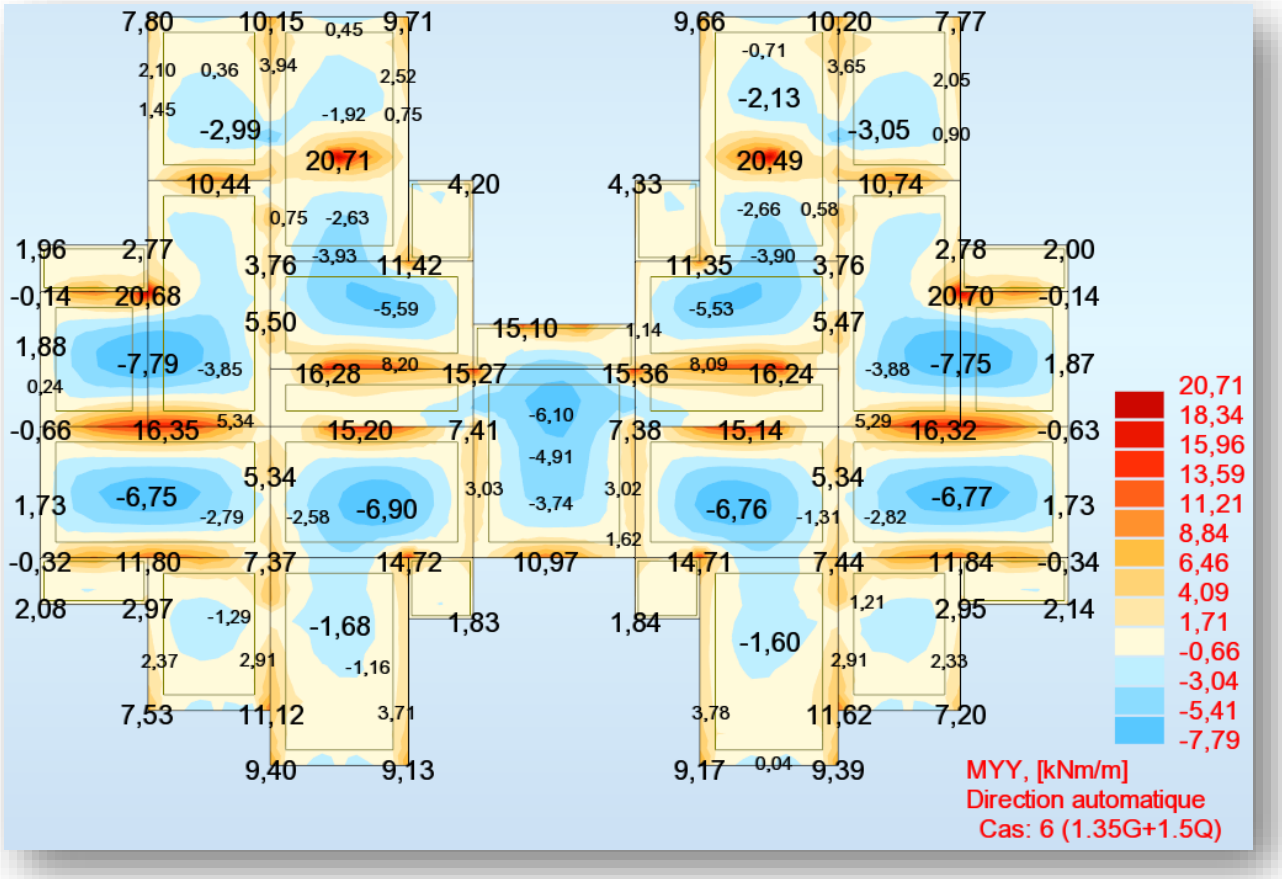


Figure V.39 : **Cartographie des panneaux- Moments Myy. (Etage courant)**

- **Exemple de calcul :**

1. Dalle : Panneau n° 839

1.1. Ferraillage théorique :

- Type : DALLE PLEINE
- Direction armatures principales : 0°
- Classe armatures principales : HA 400 ; résistance caractéristique = 400,00 MPa
- Diamètres des barres (Øt) inférieures d1 = 1,2 (cm) d2 = 1,2 (cm)
  supérieures d1 = 1,2 (cm) d2 = 1,2 (cm)
- Enrobage inférieur c1 = 3,0 (cm)
  supérieur c2 = 3,0 (cm)

1.2. Béton

- Classe : BETON ; résistance caractéristique = 25,00 MPa
- Densité : 2501,36 (kG/m3)

1.3. Hypothèses

- Calculs suivant : BAEL 91 mod. 99
- Méthode de calcul de la section d'acier : Analytique
- Fissuration
  - lit supérieur : peu préjudiciable
  - lit inférieur : peu préjudiciable
- Flèche admissible : 3,0 (cm)
- Vérification du poinçonnement : non
- Tenue au feu : 2 h
- Type de calcul : flexion

1.4. Géométrie de la dalle

Epaisseur 0,20 (m)

Contour:

bord	début		fin		longueur
	x1	y1	x2	y2	(m)
1	0,00	3,50	4,50	3,50	4,50
2	4,50	3,50	4,50	0,00	3,50
3	4,50	0,00	4,50	-1,05	1,05
4	4,50	-1,05	0,00	-1,05	4,50
5	0,00	-1,05	0,00	0,00	1,05
6	0,00	0,00	0,00	3,50	3,50

Appui:

n°	Nom	dimensions (m)	coordonnées x	y
0	linéaire	4,55 / 0,17	0,00	1,23
0	linéaire	1,27 / 0,17	0,00	-0,42
0	linéaire	0,20 / 4,50	2,25	-1,05
0	linéaire	0,20 / 4,50	2,25	-1,05
0	linéaire	4,55 / 0,17	4,50	1,23
0	linéaire	1,27 / 0,17	4,50	-0,42

1.5. Résultats des calculs :

1.5.1. Moments maximaux + ferraillage pour la flexion

	Ax(+)	Ax(-)	Ay(+)	Ay(-)
Ferraillage réelle (cm2/m):				
	10,05	5,95	6,16	2,01
Ferraillage théorique modifié (cm2/m):				
	9,44	5,20	3,77	1,60
Ferraillage théorique primaire (cm2/m):				
	9,44	5,20	3,77	1,37
Coordonnées (m):				
	4,50;3,50	2,00;3,50	2,50;-1,05	1,38;1,55

1.5.2. Moments maximaux + ferraillage pour la flexion

	Ax(+)	Ax(-)	Ay(+)	Ay(-)
Symboles: section théorique/section réelle				
Ax(+) (cm2/m)	**9,44/10,05**	0,00/10,05	1,49/10,05	0,00/10,05
Ax(-) (cm2/m)	0,00/0,00	**5,20/5,95**	0,00/5,95	2,66/5,95
Ay(+) (cm2/m)	2,86/6,16	0,00/6,16	**3,77/6,16**	0,03/6,16
Ay(-) (cm2/m)	0,00/2,01	1,22/2,01	0,00/0,00	**1,60/2,01**
	ELS			
Mxx (kN*m/m)	34,05	-19,84	5,13	-7,69
Myy (kN*m/m)	8,15	-0,86	13,27	-2,79
Mxy (kN*m/m)	-1,57	1,26	-0,88	2,54
Nxx (kN/m)	18,65	17,40	16,54	9,62
Nyy (kN/m)	20,21	0,11	-7,24	0,18
Nxy (kN/m)	8,56	0,05	1,99	0,02

Système B : Structure entièrement en voiles

		ELU		
Mxx (kN*m/m)	47,14	-27,59	7,14	-10,82
Myy (kN*m/m)	11,23	-1,18	18,66	-4,01
Mxy (kN*m/m)	-2,12	1,73	-1,24	3,53
Nxx (kN/m)	25,38	24,09	22,56	13,08
Nyy (kN/m)	27,74	0,15	-10,15	0,13
Nxy (kN/m)	11,56	0,07	2,69	0,07
Coordonnées (m)	4,50;3,50	2,00;3,50	2,50;-1,05	1,38;1,55
Coordonnées* (m)	16,55;20,83;3,06	14,05;20,83;3,06	14,55;16,28;3,06	13,43;18,88;3,06

* - Coordonnées dans le repère global de la structure

1.5.4. Flèche

|f(+)| = 0,0 (cm) <= f_{dop}(+) = 3,0 (cm)

|f(-)| = 0,0 (cm) <= f_{dop}(-) = 3,0 (cm)

1.6. Ferraillage réel :

Liste de solutions :

Ferraillage par barres

Solution n°	**Armatures**	**Poids total**
	Diamètre / Poids	**(kG)**
1	-	388,67

Résultats pour la solution n° 1

Zones de ferraillage

Ferraillage inférieur

Nom	**coordonnées**				**Armatures adoptées**	**At**		**Ar**
	x1	**y1**	**x2**	**y2**	**ϕ [mm] / [cm]**	**[cm2/m]**		**[cm2/m]**
1/1- Ax Principal	0,00	-1,05	4,50	3,50	12,0 / 19,0	5,20	<	5,95
1/2- Ay Perpendiculaire	0,00	-1,05	4,50	3,50	8,0 / 25,0	1,60	<	2,01

Ferraillage supérieur

Nom	**coordonnées**				**Armatures adoptées**	**At**		**Ar**
	x1	**y1**	**x2**	**y2**	**ϕ [mm] / [cm]**	**[cm2/m]**		**[cm2/m]**
1/1+ Ax Principal	0,00	-1,05	4,50	3,50	16,0 / 20,0	9,44	<	10,05
1/2+ Ay Perpendiculaire	0,00	-1,05	4,50	3,50	14,0 / 25,0	3,77	<	6,16

Système B : Structure entièrement en voiles

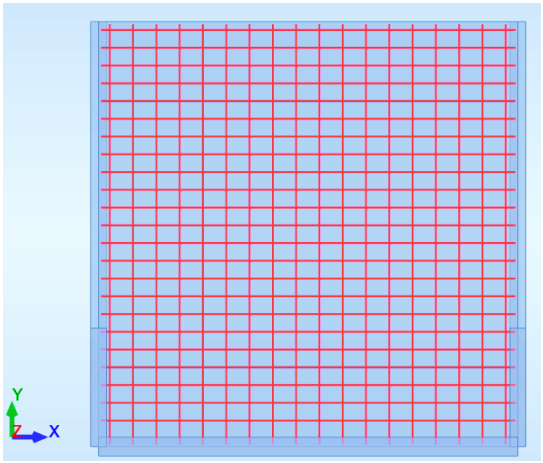


Figure V.40 : **Ferraillage du panneau n° 839**

Général | Détaillé | Nomenclature | Treillis soudés - général | Treillis soudés - détaillé

	N°	Type d'armature	Type d'acier	Diamètre [mm]	Nombre	[m]	[m]
1	1	supérieure dans la direction X	HA 400	16	22	A = 4,44	
2	2	supérieure dans la direction Y	HA 400	14	18	A = 4,49	
3	3	inférieure dans la direction X	HA 400	12	23	A = 4,44	
4	4	inférieure dans la direction Y	HA 400	8	18	A = 4,49	
*							

Tableau V.17 : **Tableau des armatures du panneau n° 839**

V.2.2.2. Récapitulation de Ferraillage des dalles :

N°	Type d'armature	Diamètre [mm]	Espacement [cm]	Panneaux	Observations
01	Supérieure dans la direction X	HA 16	21	809 A 811 ; 814 ; 815 ; 820 A 823 ; 825 ; 839 A 841 ; 904 ; 905	Plancher destiné pour services (RDC - Niv : +3.06m).
02	Supérieure dans la direction Y	HA 14	20		
03	Inférieure dans la direction X	HA 12	20		
04	Inférieure dans la direction Y	HA 8	19		

Tableau V.18 : **Tableau récapitulatif d'armatures des panneaux de la dalle (Niv : +3.06m)**

N°	Type d'armature	Diamètre [mm]	Espacement [cm]	Panneaux	Observations
01	Supérieure dans la direction X	HA 14	22	Tous les panneaux	Généralisé sur tous les planchers des étages courants et plancher terrasse.
02	Supérieure dans la direction Y	HA 14	20		
03	Inférieure dans la direction X	HA 10	18		
04	Inférieure dans la direction Y	HA 8	19		

Tableau V.19 : **Tableau récapitulatif d'armatures des panneaux de l'étage courant.**

V.2.2.3. Vérification de la flèche :

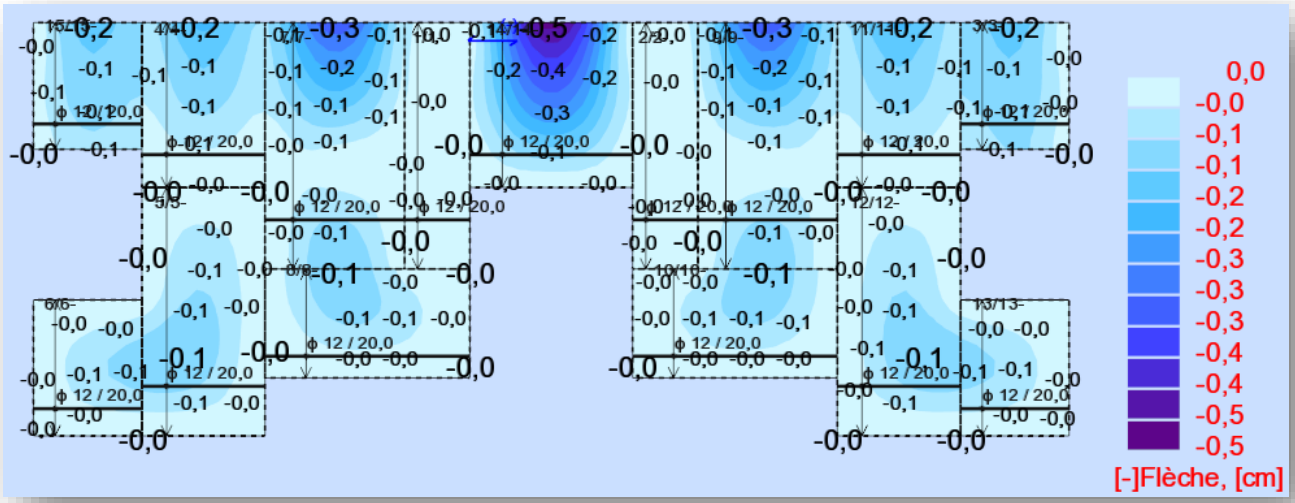


Figure V.41 : **Vérification de la flèche pour la parcelle destinée pour services (Niv : +3.06m)**

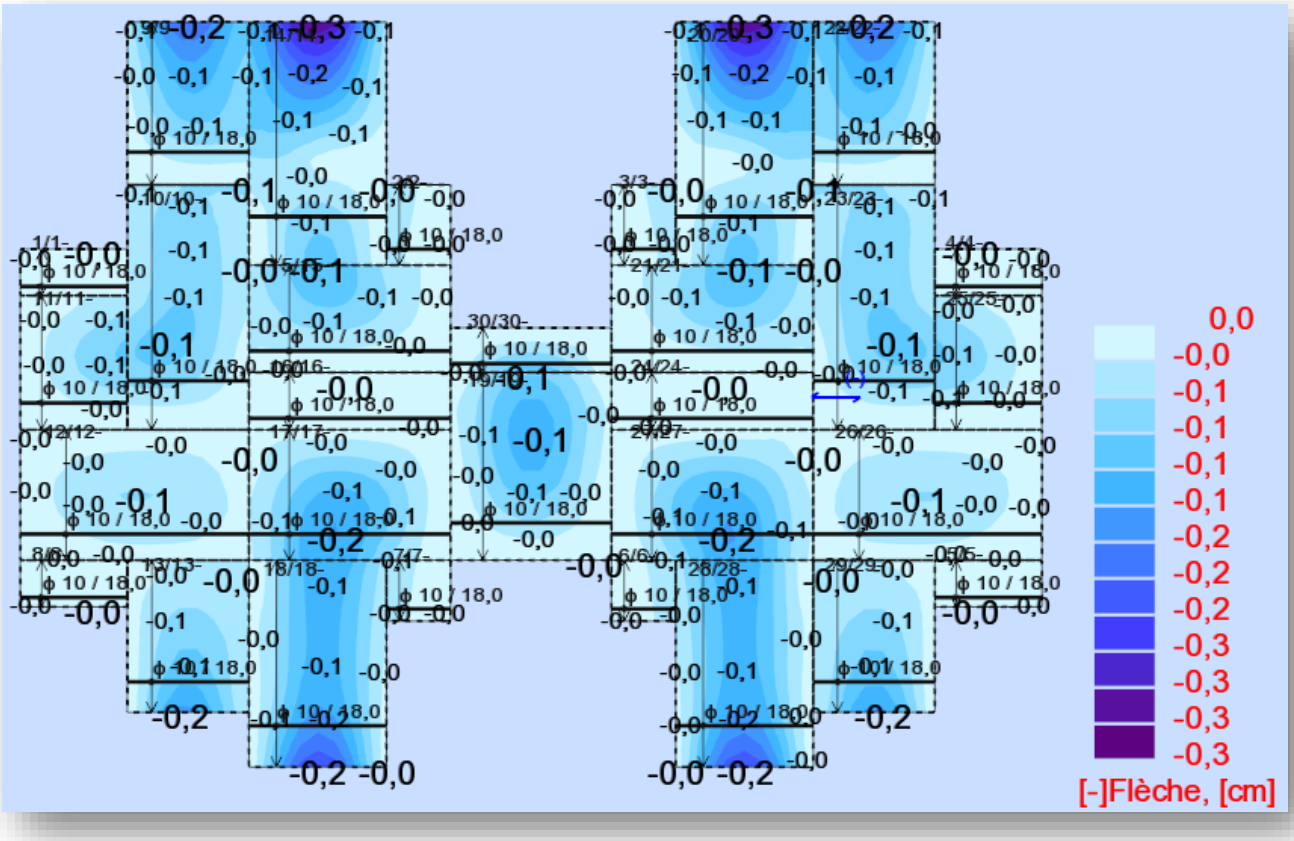


Figure V.42 : **Vérification de la flèche pour l'étage courant.**

✓ **Flèche admissible :**

Pour les éléments supports reposant sur appuis, la flèche limite est égale à : $(L/1000) + 0{,}5$ à condition : $L > 5\text{m}$ et $(L/500)$ à condition : $L \leq 5\text{m}$

✓ **Vérification :**

$$1 - \quad f = 0{,}50\ \text{cm} < f_{ad} = (548/1000) + 0{,}5 = 1{,}048\ \text{cm} \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$2 - \quad f = 0{,}30\ \text{cm} < f_{ad} = (680/1000) + 0{,}5 = 1{,}18\ \text{cm} \rightarrow \text{vérifiée}$$

V.2.2.4. Vérification vis-à-vis l'effort tranchant :

Aucune armature d'effort tranchant n'est requise si :

$$1 - \quad \tau_u = \frac{V_u}{b_0 x d} = \frac{V_u}{1x0{,}9x20} \leq \overline{\tau_u} = 0{,}07\,\frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1{,}167\text{MPa} \Rightarrow \quad V_u \leq 210{,}06\ \text{KN}$$

2 - La pièce bétonnée sans reprise sur toute son épaisseur.

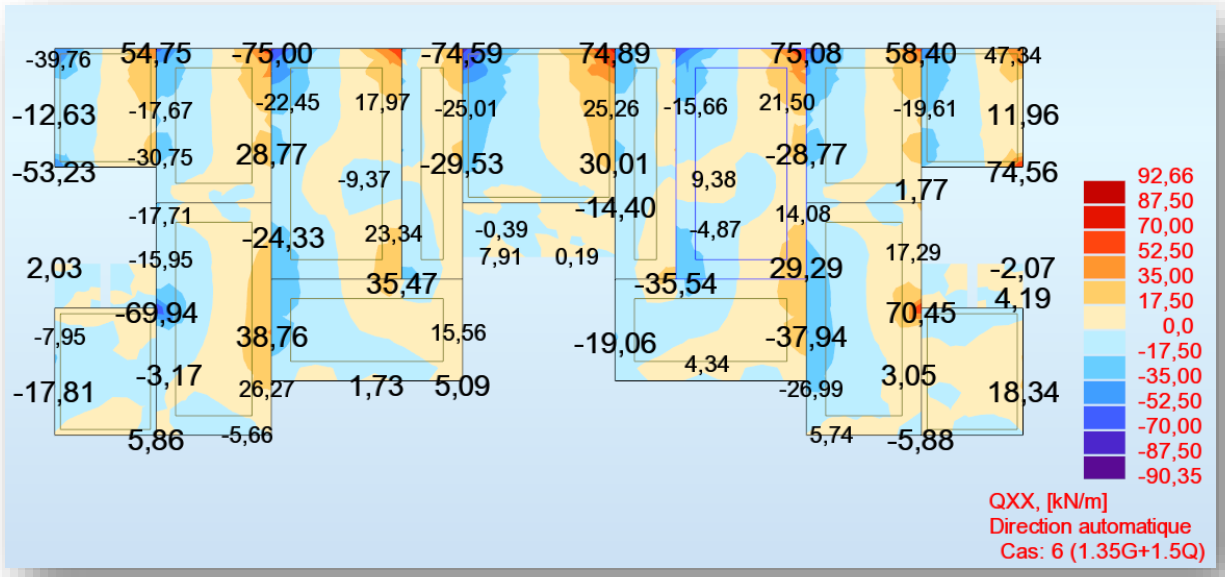


Figure V.43 : **Efforts tranchants pour la parcelle destinée pour services (Sens X-X)**

$$V_u = V_u^{Max} = \left|V_u^{Min}\right| = 92,66\ KN < 210,06\ KN \rightarrow vérifiée$$

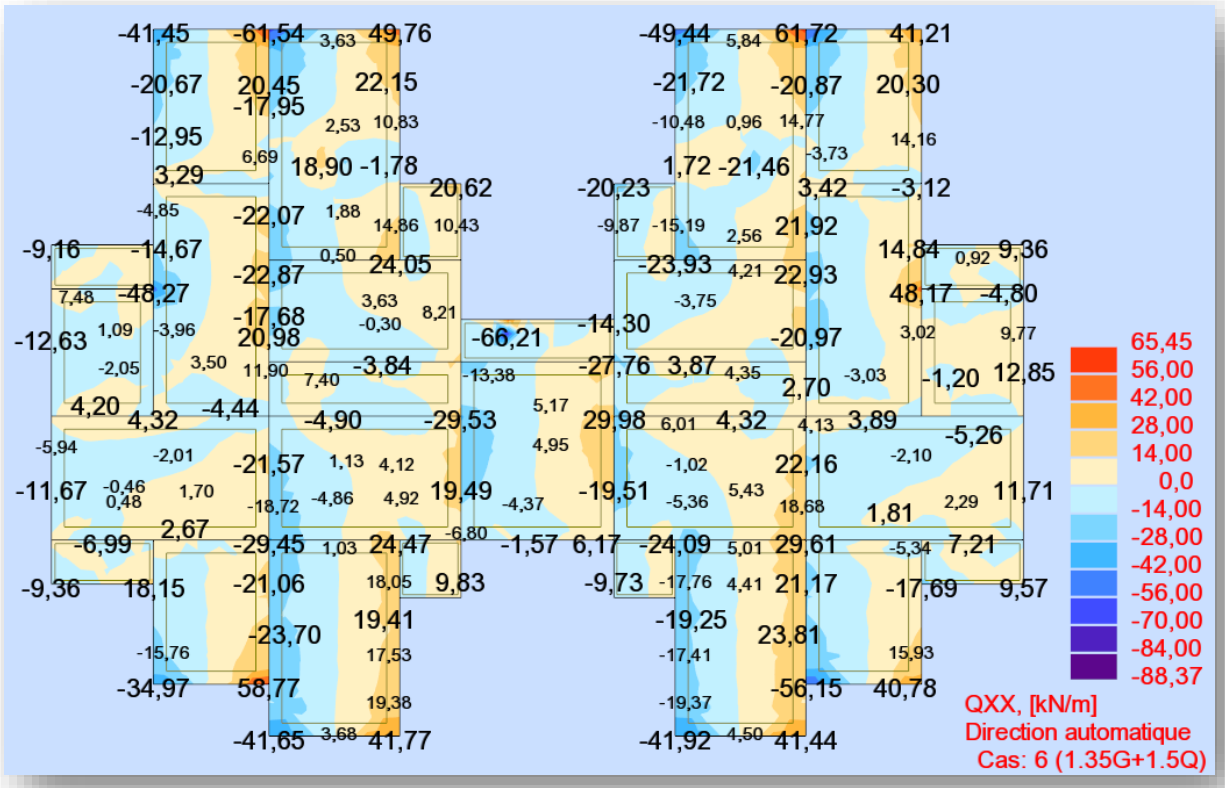


Figure V.44 : **Efforts tranchants pour l'étage courant (Sens X-X)**

$$V_u = V_u^{Max} = \left|V_u^{Min}\right| = 88,37\ KN < 210,06\ KN \rightarrow vérifiée$$

Chapitre VI

Etude de l'Infrastructure

- **Système A : Structure mixte (portique + voiles)**
- **Système B : Structure entièrement voile**

VI.1. Introduction :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par les sous dimensionnements des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

VI.2. Etude de voile périphérique :

VI.2.1. Dimensionnement :

D'après RPA99/version 2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Epaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical)
- Un recouvrement de 40 ϕ pour les renforcements des angles.

On adopte une épaisseur e = 20 cm.

La hauteur de voile périphérique = 1.5m

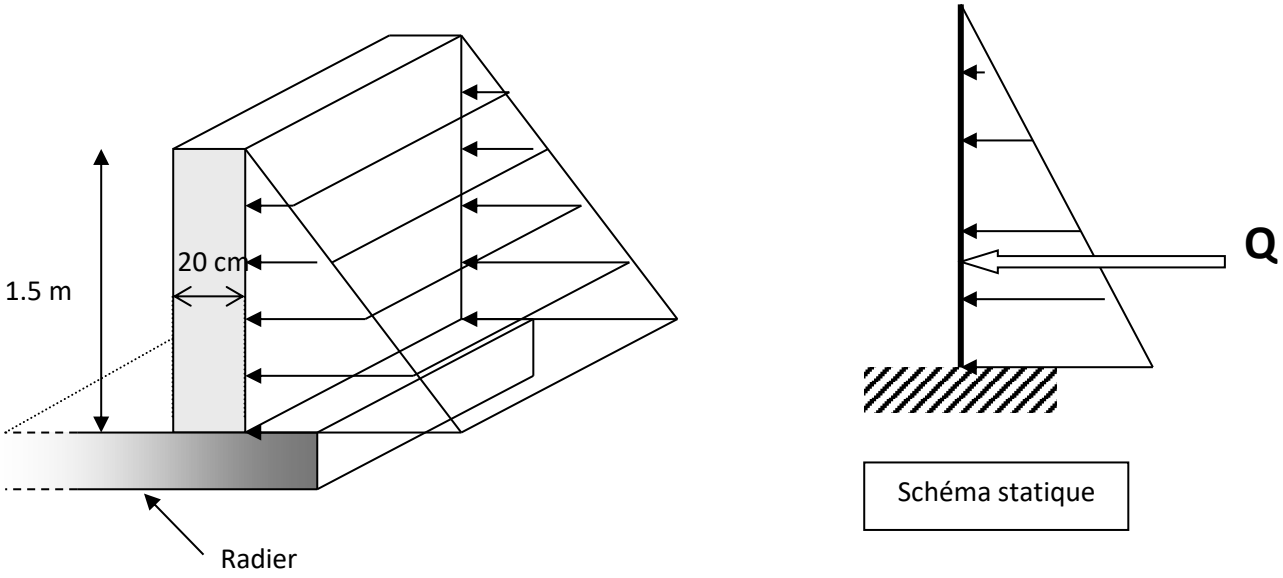


Figure VI -1 : **Détails Voile périphérique**

VI.2.2. Ferraillage :

Les armatures sont constituées de deux nappes avec un pourcentage minimum de 0.1% de la section transversale du voile dans les deux sens.

$$A_s = 0{,}001\ x\ e\ x\ l = 0{,}001x0{,}20x1{,}50 = 3{,}00\ cm^2/ml$$

On prend :

a- Armature horizontale : **5 HA 10/ml** avec **St = 20 cm**

b- Armature transversale : **4 HA 8/ml** avec **St = 25 cm**

VI.3. Etude des fondations :

VI.3.1. Introduction :

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure à savoir :

1. Le poids propre ou charges permanentes.
2. Les surcharges d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques.

VI.3.2. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend de :

1. Type d'ouvrage à construire.
2. Les caractéristiques du sol.
3. La capacité portante du terrain de fondation.
4. La charge totale transmise au sol.
5. La raison économique.
6. La facilité de réalisation.

- Choix du type de fondation pour les deux structures « A » & « B » :

Une capacité portante du terrain égale à 1,8 bars, avec une profondeur d'encrage de 2m on passe directement au choix du radier général pour les deux structures ''A'' et ''B'' pour les raisons suivantes :

a- Structure « A » : vue la présence des trames avec une largeur de 1.80m, dans les deux sens (x ; y), ce qui implique un chevauchement des fondations (avec semelles isolées ou filantes).

b- Structure « B » : composée des voiles longitudinales et transversales, ce qui nécessite un Radier général.

VI.3.3. Etude de sol :

L'étude géologique du site d'implantation de notre ouvrage a donné une contrainte admissible (à l'ELS) égale à σ_{sol} =1,8 bars.

VI.3.4. Méthode de calcul du radier :

Le radier est assimilé à un plancher renversé, et supposé infiniment rigide et soumis à la réaction uniforme du sol. Les calculs sont effectués suivant la méthode aux éléments finis à l'aide du logiciel Robot Analysis.

- **Actions :**

A noter que dans cette analyse du modèle que ce soit pour la structure « A » ou la structure « B » on prend en considération que les charges permanentes (G) et les surcharges d'exploitation (Q) de la superstructure et le poids propre du radier, et on ne tient pas en compte l'effet du poids des terres sur le radier et l'effet du voile périphérique dans le calcul.

- **Modélisation du sol :**

La modélisation du sol, et faite à l'aide des éléments ressorts (sol élastique) caractérisé par un coefficient Kz, leur comportement est équivalent à celui du sol, pour effectuer l'interaction sol_ structure.

VI.3.5. Calcul de fondation pour la structure « B » :

VI.3.5.1. Prédimensionnement du radier :

➢ **Calcul de l'épaisseur du radier hr :**

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

a- Condition forfaitaire :

$\frac{L_{max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{max}}{5}$; avec L_{max} : distance maximale entre deux files successives

$L_{max} = 6{,}40\ m \quad \Rightarrow \quad 0{,}80 \leq h_r \leq 1{,}28m \ldots\ldots\ldots\ldots (1)$

b- Condition de rigidité (de la raideur) :

$$\begin{cases} L_{max} \leq \frac{\pi}{2} x L_e \\ L_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K_z.b}} \end{cases}$$

Avec :

L_e : longueur élastique.

E : module d'élasticité du béton **E = 32 164.2 MPa.**

I : inertie de la section du radier : $(I = \frac{b.h^3}{12})$.

Kz : module de résistance du sol. (Kz = (100 : 120) × σ_{sol}= 120x180,00 = 21600,00 KN/m³).

b : largeur de radier, on prend une bande de **1 m.**

De (b) :

$$\begin{cases} h_r \geq \sqrt[3]{\frac{12.I}{b}} \\ \Rightarrow h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48.L_{max}^4.K_z}{\pi^4.E}} = \sqrt[3]{\frac{48x6{,}4^4x2{,}16x10^{+4}}{\pi^4x32164{,}20x\ 10^{+3}}} = 0{,}82m \ldots\ldots\ldots (2) \end{cases}$$

De (1) et (2) => on adopte une épaisseur du radier **hr = 0,85 m**

➢ **Calcul de la surface minimale du radier :**

$S_{radier} \geq \frac{N_{ELS}}{\sigma_{ELS}}$; avec N_{ELS} : Sommedes réactions au niveau de fondation à ELS.

N_{ELS} = 85841,27 KN (donnée Robot analysis)

$d'ou: \quad S_{radier} \geq \frac{85841{,}27}{180{,}00} = 476{,}90\ m^2$

La surface totale de l'immeuble est de (**S = 526,47 m²)**, est donc par conséquent supérieure à la surface nécessaire au radier. A cet effet, nous avons prévu un débord **(D)** minimum, avec une vérification de la capacité portante du sol.

➢ **Calcul de débordement ''D'' :**

$$D \geq \max\left(\frac{h}{2}\,;30cm\right) = \max(42{,}50;30)\ cm = 42{,}5\ cm$$

VI.3.5.2. Vérification de sécurité :

➢ **Vérification de la capacité portante du sol :**

Nous vérifions que la contrainte normale à tous point du radier transmis au sol, doit être inférieure à la contrainte admissible du sol à l'ELS, ceci pour éviter la rupture du sol.

Donc on doit avoir : $\sigma_{Radir} < \sigma_{sol}$

- 1ére proposition : hr = 0,85m, D= 0,50m et Kz= 21600,00 KN/m^3

=> σ_{Radir} = KN/m² > σ_{sol}= 180,00 KN/m² …. **C.N.V** => donc on augmente le débord ''D''

- Remarque :

Après de nombreuses tentatives, on a adopté un débord : **D = 1m** (par rapport à l'axe du voile), avec une optimisation du radier (voir Figure VI.1).

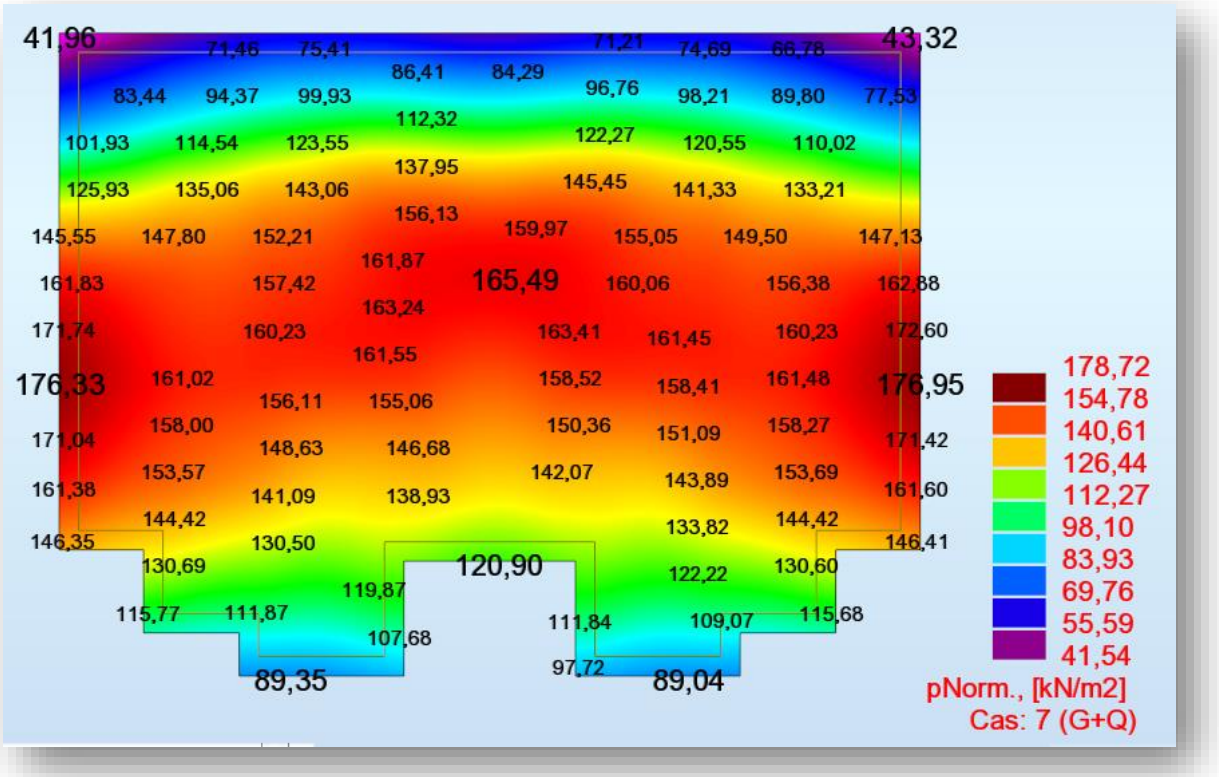


Figure VI.2 : **Cartographie de la réaction du sol vis-à-vis la contrainte normale**

$$\sigma_{Sol}^{Max} = 178{,}72\ KN/m^2 < 180{,}00 KN/m^2 \quad \Rightarrow C.V$$

➢ Vérification du tassement :

Nous devons vérifier que : $W^{max} < W_{adm}$

Avec : $W_{adm} = \sigma_{sol} / Kz \Rightarrow W^{max} \times Kz < \sigma_{sol}$

W^{max} : Tassement total maximal du radier (Calculé par Robot).

W_{adm} : Tassement admissible du radier vis-à-vis la capacité portante du sol.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

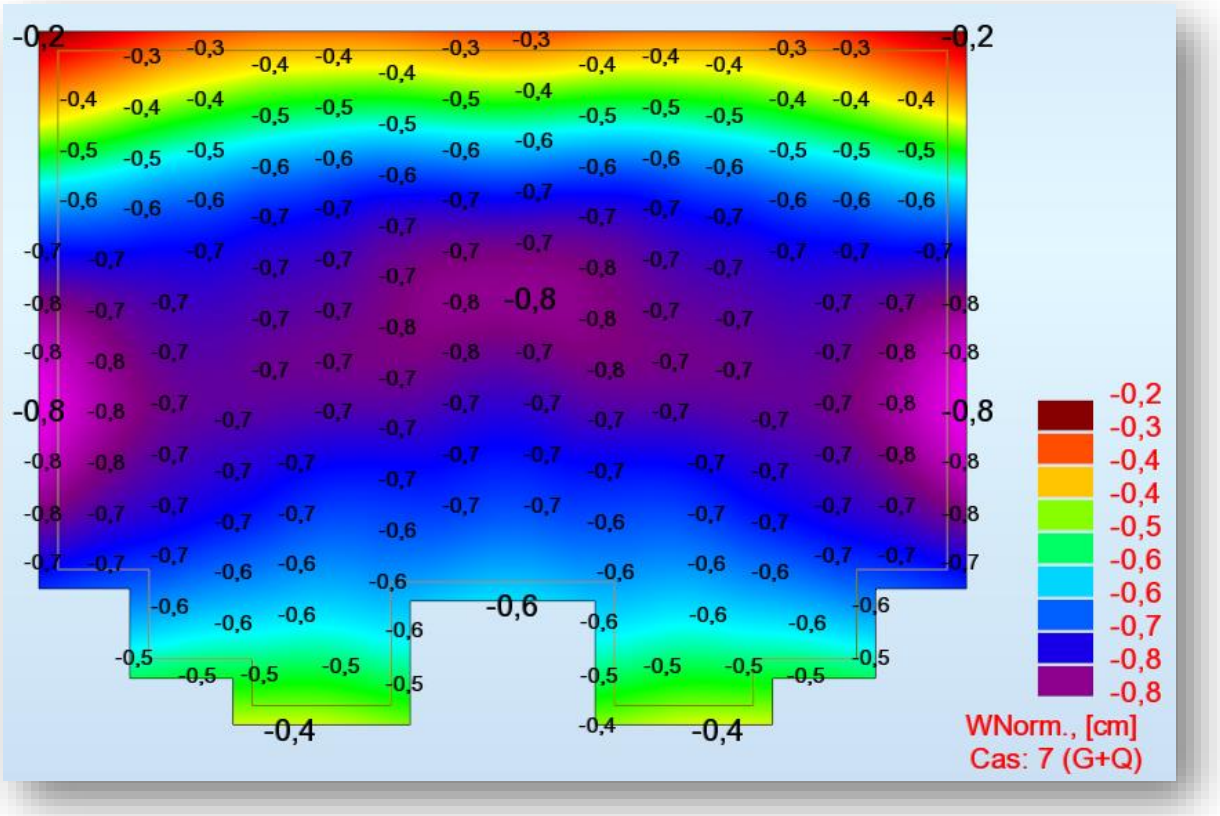


Figure VI.3 : **Cartographie de déplacement total du radier vis-à-vis la contrainte normale**

$$W^{max} = 0,008\ m$$

$$\Rightarrow W^{max} x K_z = 0{,}008 x 21600{,}00 = 172,8\ KN/m^2 < 180,00 KN/m^2 \quad \Rightarrow C.V$$

➢ Vérification au poinçonnement :

D'après les règles BAEL91 ; la vérification au poinçonnement doit se faire sous le voile le plus sollicité.

On doit vérifier :

$$N_u \leq 0,045\ x\ U_x\ x \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ xh$$

Avec :

U_x: Périmètre du contour cisaillé projeté sur le plan moyen.

h : L'épaisseur du radier.

Nu : La charge de calcul obtenue vis-à-vis de l'état ultime. (Nu=2767,83 KN)

U_x =2 x (L+ b +2xh_{radier})

L ; b : Dimensions du voile.

U_x =2 x (5,65 + 0,2 + 2 x 0,85) =15,10 m

$$N_u = 2767,83\ KN \leq 0,045\ x\ 15,10\ x\ \frac{25x10^{+3}}{1,5}\ x0,85 = 9626,25\ KN \Rightarrow C.V$$

➢ **Vérification de la stabilité au renversement** :

Selon le RPA99 (Article 10.1.5), on doit vérifier que :

$$e = \frac{M_R}{N} < \frac{B}{4}$$

Avec :

- e : Excentrement de la résultante des forces gravitaires et des forces sismiques.
- M_R : La résultante des moments des forces sismiques.
- N = 0.8 G : Charges gravitaires permanentes y compris le poids propre du radier (cas : 0.8G+E).
- B : Dimension du radier dans la direction de la force sismique.

1- Direction X :

Etage	Vx (KN)	Fx (KN)	h (m)	0,8 x G (KN)	L/4 (m)	Mr (KN)	e = Mr/0,8G	Vérification : e < L/4
1	5896,89	117,94	5,06	61948,29	7,65	596,7764	2,29	Condition vérifiée
2	5778,95	246,65	8,12			2002,798		
3	5532,3	303,21	11,18			3389,8878		
4	5229,09	380,7	14,24			5421,168		
5	4848,39	465,07	17,3			8045,711		
6	4383,32	555,9	20,36			11318,124		
7	3827,42	656,46	23,42			15374,2932		
8	3170,96	795,13	26,48			21055,0424		
9	2375,83	989,88	29,54			29241,0552		
10	1385,95	1262,69	32,6			41163,694		
11	123,26	123,26	35,34			4356,0084		
				Total :		141964,56		

Tableau VI.1 : **Vérification de la stabilité au renversement du radier – Direction X.**

1- Direction Y :

Etage	Vy (KN)	Fy (KN)	h (m)	0,8 x G (KN)	L/4 (m)	Mr (KN)	e = Mr/0,8G	Vérification : e < L/4
1	5887,43	108,24	5,06	61948,29	5,7	547,6944	2,29	Condition vérifiée
2	5779,19	240,97	8,12			1956,6764		
3	5538,22	307,79	11,18			3441,0922		
4	5230,43	386,61	14,24			5505,3264		
5	4843,82	465,38	17,3			8051,074		
6	4378,44	552,44	20,36			11247,6784		
7	3826	654,2	23,42			15321,364		
8	3171,8	792,33	26,48			20980,8984		
9	2379,47	985,1	29,54			29099,854		
10	1394,37	1284,6	32,6			41877,96		
11	109,77	109,77	35,34			3879,2718		
				Total :		141908,89		

Tableau VI.2 : **Vérification de la stabilité au renversement du radier – Direction Y.**

➢ **Vérification de la poussée hydrostatique :**

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de pression Hydrostatique. On doit vérifier que :

$$\boldsymbol{W \geq \alpha\, x\, h\, x\, \gamma\, x\, S_R}$$

Avec :

W : Poids propre total de la structure à la base du radier (G).

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1{,}5$).

h : la hauteur d'ancrage du bâtiment (h= 2,00 m).

S_R : Surface du radier (S_R = 636,43m²).

γ : Poids volumique de l'eau (γ=10kN/m^3).

$$\boldsymbol{d'ou:\quad W = 77435,36\ KN \geq 1,5\ x\ 2,00\ x\ 10\ x\ 636,43 = 19092,90\ KN \quad \Rightarrow C.V}$$

➢ **Vérification vis-à-vis l'effort tranchant :**

Aucune armature d'effort tranchant n'est requise si :

1 − $\tau_u = \dfrac{V_u}{b_0 x d} = \dfrac{V_u}{1x0{,}9x0{,}85} \leq \overline{\tau_u} = \text{Min}\left\{\dfrac{0{,}15.\ f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 4\ MPa\right\}$ ..... Fissuration préjudiciable.

$$\Rightarrow \quad \tau_u = \frac{V_u}{1x0{,}9x0{,}85} \leq \overline{\tau_u} = \text{Min}\left\{\frac{0{,}15x25}{1{,}5}\ ;\ 4\ MPa\right\} = 2{,}5\ \text{MPa} \quad \Rightarrow \quad \boldsymbol{V_u \leq 1912{,}5\ KN}$$

2 - La pièce bétonnée sans reprise sur toute son épaisseur.

VI.3.5.3. Analyse des résultats :

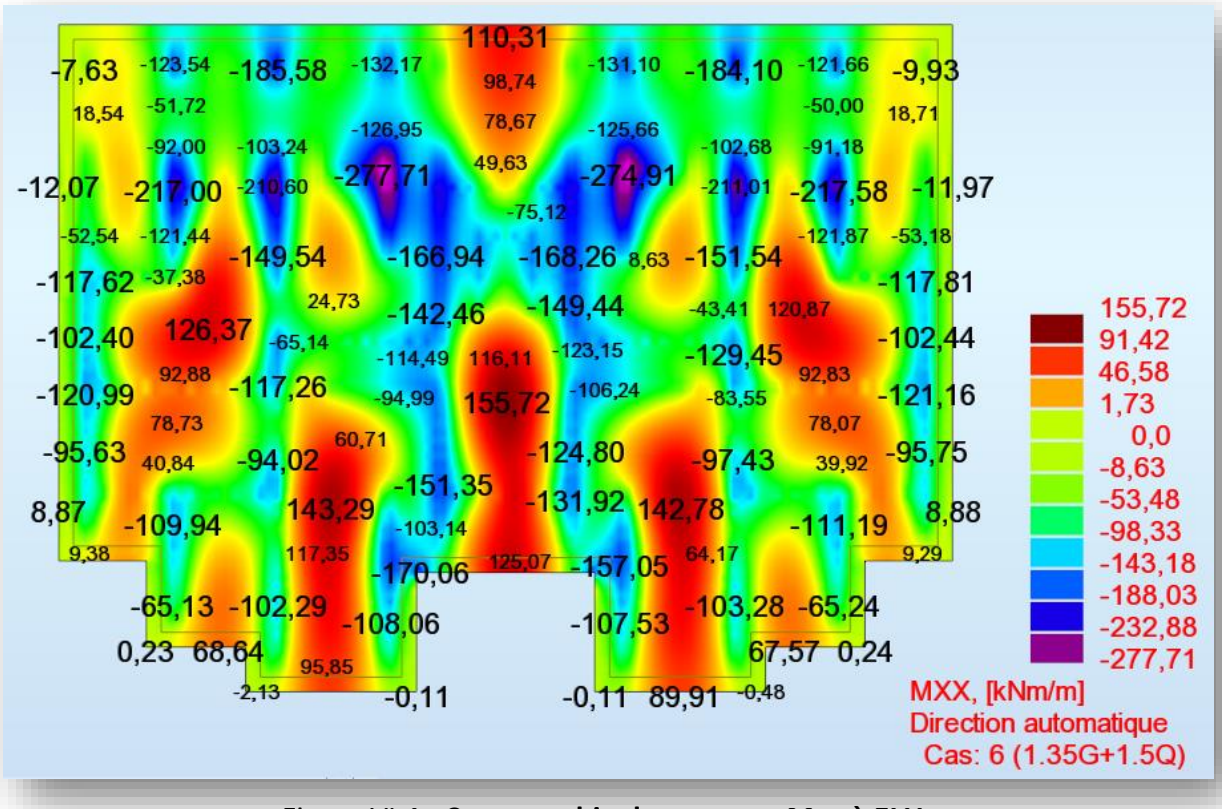


Figure VI.4 : **Cartographie du moment Mxx à ELU**

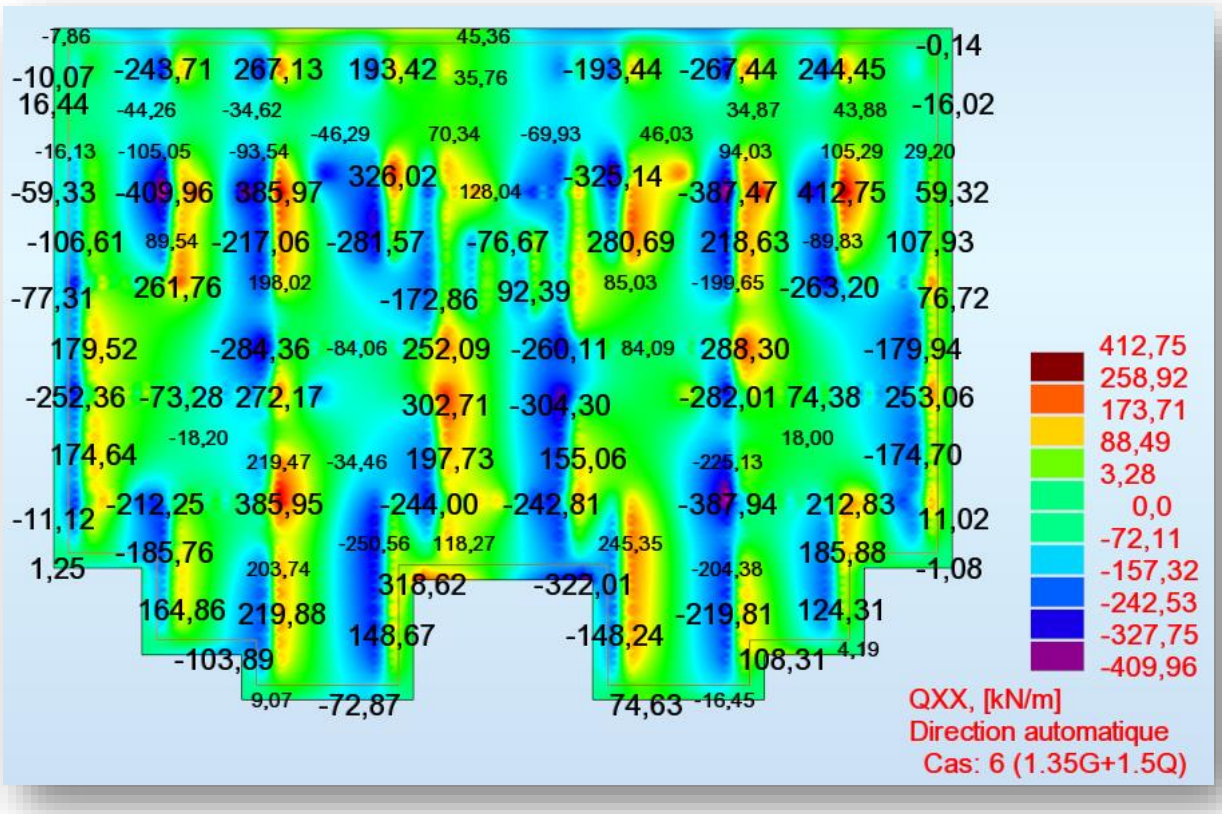


Figure VI.5 : **Cartographie de l'efforts tranchants QXX à ELU**

$$V_u = V_u^{Max} = \left|V_u^{Min}\right| = 412,75\ KN < 1912,50\ KN \rightarrow C.V$$

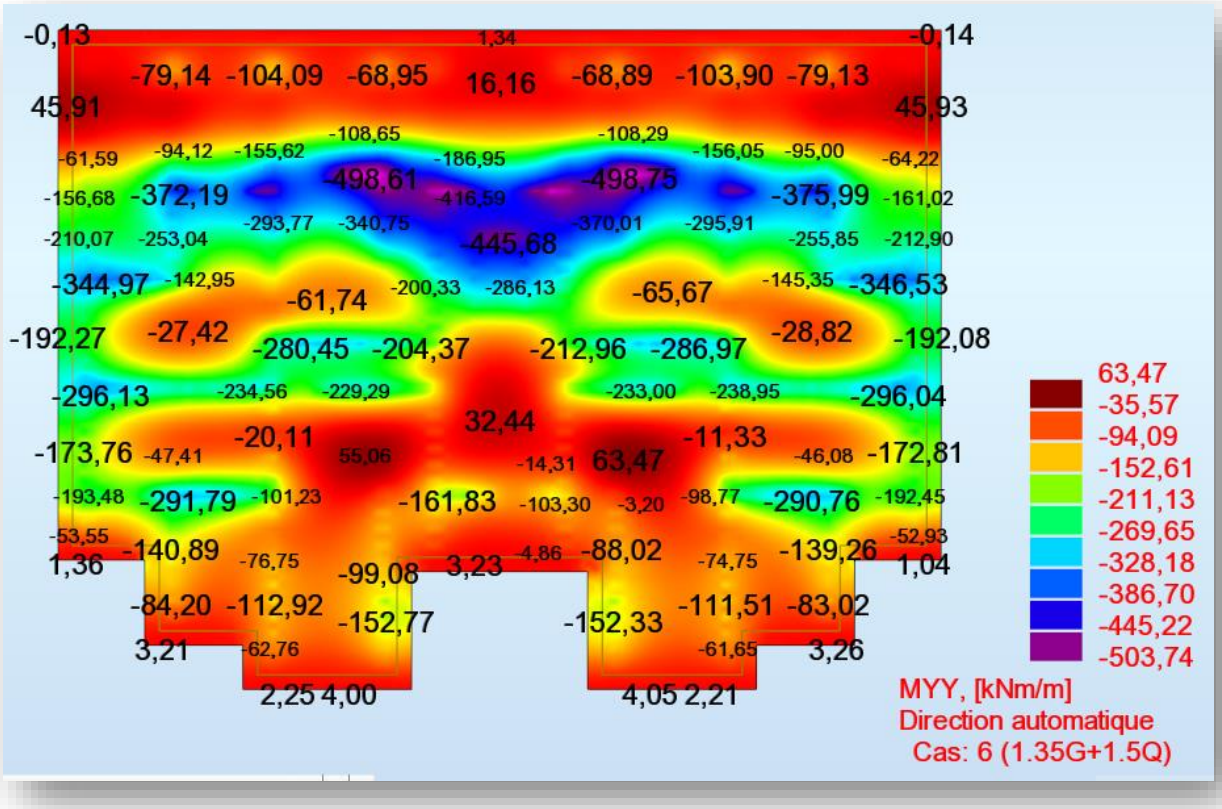


Figure VI.6 : **Cartographie du moment Myy à ELU**

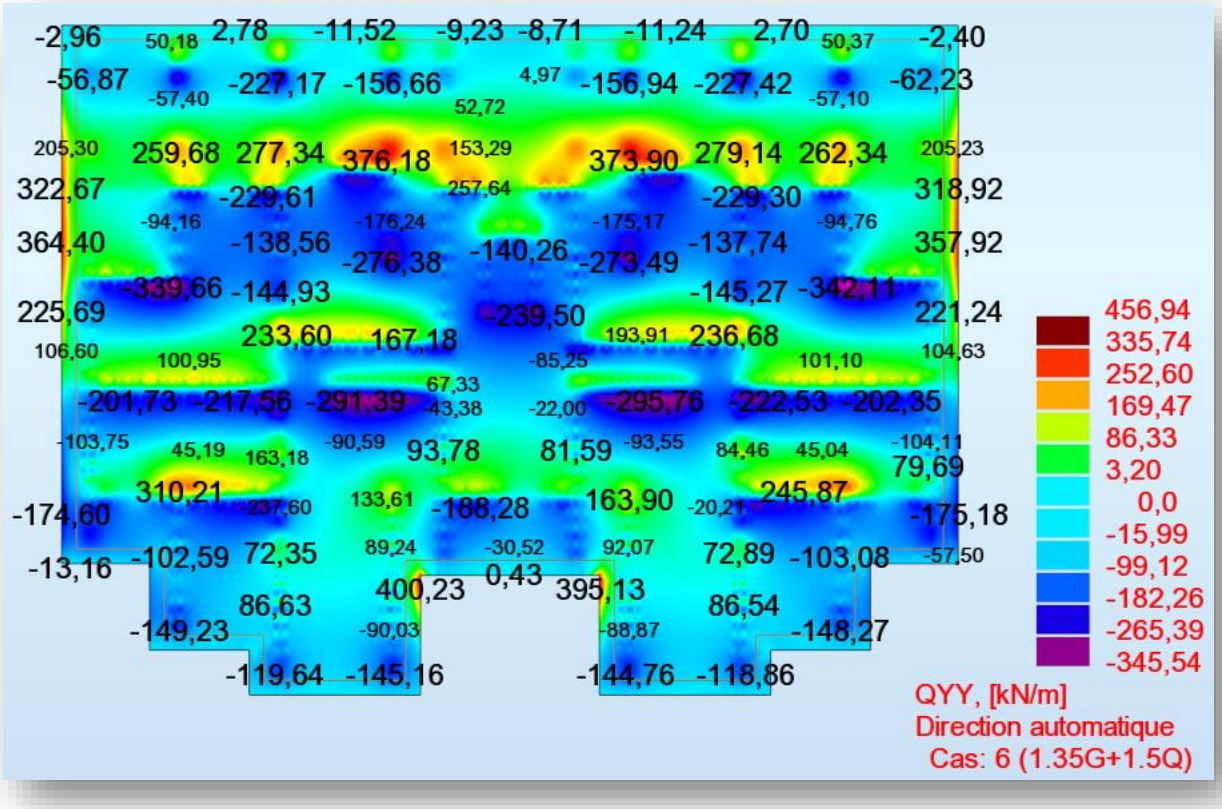


Figure VI.7 : **Cartographie de l'efforts tranchants QYY à ELU**

$$V_u = V_u^{Max} = \left|V_u^{Min}\right| = 456,94\ KN < 1912,50\ KN \rightarrow C.V$$

VI.3.5.4. Calcul de ferraillage du radier :

VI.3.5.4.1. Note de calcul :

1. Dalle : Radier général - n° 1252

1.1. Ferraillage théorique :

- Type : Radier BA
- Direction armatures principales : 0°
- Classe armatures principales : HA 400; résistance caractéristique = 400,00 MPa
- Diamètres des barres inférieures d1 = 1,6 (cm) d2 = 1,6 (cm)
  supérieures d1 = 1,2 (cm) d2 = 1,2 (cm)
- Enrobage inférieur c1 = 5,0 (cm)
  supérieur c2 = 5,0 (cm)

1.2. Béton

- Classe : BETON; résistance caractéristique = 25,00 MPa
- Densité : 2501,36 (kG/m3)

1.3. Hypothèses

- Calculs suivant : BAEL 91 mod. 99
- Méthode de calcul de la section d'acier : Analytique
- Fissuration
  - lit supérieur : préjudiciable
  - lit inférieur : préjudiciable
- Flèche admissible : 3,0 (cm)
- Vérification du poinçonnement : non
- Tenue au feu : 0 h
- Type de calcul : flexion

1.4. Géométrie de la dalle

Epaisseur 0,85 (m)

Contour:

bord	début		fin		longueur
	x1	y1	x2	y2	(m)
1	0,00	18,35	30,60	18,35	30,60
2	30,60	18,35	30,60	0,00	18,35
3	30,60	0,00	27,60	0,00	3,00
4	27,60	0,00	27,60	-2,95	2,95
5	27,60	-2,95	24,20	-2,95	3,40
6	24,20	-2,95	24,20	-4,48	1,53
7	24,20	-4,48	18,35	-4,48	5,85
8	18,35	-4,48	18,35	-0,40	4,08
9	18,35	-0,40	12,25	-0,40	6,10
10	12,25	-0,40	12,25	-4,48	4,08
11	12,25	-4,48	6,40	-4,48	5,85
12	6,40	-4,48	6,40	-2,95	1,53
13	6,40	-2,95	3,00	-2,95	3,40
14	3,00	-2,95	3,00	0,00	2,95
15	3,00	0,00	0,00	0,00	3,00
16	0,00	0,00	0,00	18,35	18,35

1.5. Résultats des calculs :

1.5.1. Moments maximaux + ferraillage pour la flexion

	Ax(+)	Ax(-)	Ay(+)	Ay(-)
Ferraillage réelle (cm2/m):	10,26	17,45	6,28	28,87
Ferraillage théorique modifié (cm2/m):				

Système B : Structure entièrement en voiles

	8,76	17,00	6,26	28,51
Ferraillage théorique primaire (cm2/m):				
	8,76	17,00	6,26	28,51
Coordonnées (m):				
	9,30;1,64	11,10;13,34	15,60;18,07	11,10;13,34

1.5.2. Moments maximaux + ferraillage pour la flexion

	Ax(+)	**Ax(-)**	**Ay(+)**	**Ay(-)**
Symboles : section théorique/section réelle				
Ax(+) (cm2/m)	**8,76/10,26**	0,00/10,26	6,35/10,26	0,00/10,26
Ax(-) (cm2/m)	0,00/17,45	**17,00/17,45**	0,00/17,45	17,00/17,45
Ay(+) (cm2/m)	0,89/6,28	0,00/6,28	**6,26/6,28**	0,00/6,28
Ay(-) (cm2/m)	6,21/28,87	28,51/28,87	0,00/28,87	**28,51/28,87**
	ELS			
Mxx (kN*m/m)	105,16	-205,71	80,01	-205,71
Myy (kN*m/m)	-14,84	-367,88	1,81	-367,88
Mxy (kN*m/m)	-25,57	-42,79	0,99	-42,79
Nxx (kN/m)	0,00	-0,05	-0,09	-0,05
Nyy (kN/m)	-0,01	0,06	-0,14	0,06
Nxy (kN/m)	-0,02	0,06	-0,12	0,06
	ELU			
Mxx (kN*m/m)	141,97	-277,71	108,01	-277,71
Myy (kN*m/m)	-20,04	-496,64	2,45	-496,64
Mxy (kN*m/m)	-34,52	-57,76	1,34	-57,76
Nxx (kN/m)	0,01	-0,06	-0,12	-0,06
Nyy (kN/m)	-0,01	0,08	-0,19	0,08
Nxy (kN/m)	-0,03	0,09	-0,16	0,09
Coordonnées (m)	9,30;1,64	11,10;13,34	15,60;18,07	11,10;13,34
Coordonnées* (m)	8,30;5,12;0,00	10,10;16,82;0,00	14,60;21,55;0,00	10,10;16,82;0,00

* - Coordonnées dans le repère global de la structure

1.5.4. Flèche
|f(+)| = 0,0 (cm) <= f_{dop}(+) = 3,0 (cm)
|f(-)| = 0,0 (cm) <= f_{dop}(-) = 3,0 (cm)

Combinaison / Composante	**Définition**
ELU/6	1*1.35+2*1.50
ELS/7	(1+2)*1.00

3. Résultats théoriques - disposition des armatures

Liste de solutions :
Ferraillage par barres

Solution n°	**Armatures Diamètre / Poids**	**Poids total (kG)**
1	-	31422,20

Système B : Structure entièrement en voiles

Résultats pour la solution n° 1
Zones de ferraillage

Ferraillage inférieur

Nom	coordonnées x1	y1	x2	y2	Armatures adoptées ϕ [mm] / [cm]	At [cm2/m]		Ar [cm2/m]
1/1- Ax Principal	0,00	-4,48	30,60	18,35	20,0 / 18,0	17,00	<	17,45
1/2- Ay Perpendiculaire	0,00	-4,48	30,60	18,35	25,0 / 17,0	28,51	<	28,87

Ferraillage supérieur

Nom	coordonnées x1	y1	x2	y2	Armatures adoptées ϕ [mm] / [cm]	At [cm2/m]		Ar [cm2/m]
1/27+ Ax Principal	0,00	-4,48	30,60	18,35	14,0 / 15,0	8,76	<	10,26
1/4+ Ay Perpendiculaire		0,00	-4,48	30,60	18,35 12,0 / 18,0	6,26	<	6,28

VI.3.5.4.2. Récapitulation de Ferraillage du radier général :

N°	Type d'armature	Diamètre [mm]	Espacement [cm]	Section calculée [cm²/m]	Section adoptée	
					A_S cm²/m	N^{bre} des barres/ml
01	Supérieure dans la direction X	HA 14	15	10,26	10,78	07
02	Supérieure dans la direction Y	HA 12	18	6,28	6,79	06
03	Inférieure dans la direction X	HA 20	18	17,45	18,85	06
04	Inférieure dans la direction Y	HA 25	17	28,87	29,45	06

Tableau VI.3 : **Récapitulatif d'armatures du radier général – Structure « B ».**

VI.3.6. Calcul de fondation pour la structure « A » :

Les mêmes procédures de calcul que la structure « B », les résultats sont comme suit :

VI.3.6.1 Prédimensionnement du radier :

- **Calcul de l'épaisseur du radier hr :**

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

a- Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{max}}{5}$$

$$L_{max} = 5{,}00\ m \quad \Rightarrow \quad 0{,}625 \leq h_r \leq 1{,}00m \ldots\ldots\ldots\ldots (1)$$

b- Condition de rigidité (de la raideur) :

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48.L_{max}^4.K_z}{\pi^4.E}} = \sqrt[3]{\frac{48x5^4x2{,}16x10^{+4}}{\pi^4x32164{,}20x\ 10^{+3}}} = 0{,}59\ m \ldots\ldots\ldots (2)$$

De (1) et (2) => on adopte une épaisseur du radier **hr = 0,85 m**

- **Calcul de la surface minimale du radier :**

N_{ELS} = 82566,22 KN (donnée Robot analysis)

$$d'ou: \quad S_{radier} \geq \frac{82566{,}22}{180{,}00} = 458{,}70\ m^2$$

La surface totale de l'immeuble est de (**S = 535,95 m²)**, est donc par conséquent supérieure à la surface nécessaire au radier. A cet effet, nous avons prévu un débord **(D)** minimum, avec une vérification de la capacité portante du sol.

- **Calcul de débordement "D" :**

$$D \geq \max\left(\frac{h}{2}\ ; 30cm\right) = \max(\ 42{,}50; 30)\ cm = \ 42{,}5\ cm$$

VI.3.6.2. Vérification de sécurité :

- **Vérification de la capacité portante du sol :**

Après de nombreuses tentatives, on a adopté un débord : **D = 1,15m** (par rapport à l'axe du voile), avec une optimisation du radier : (S_{RAD} = 606,47 m²). (Voir Figure VI.8)

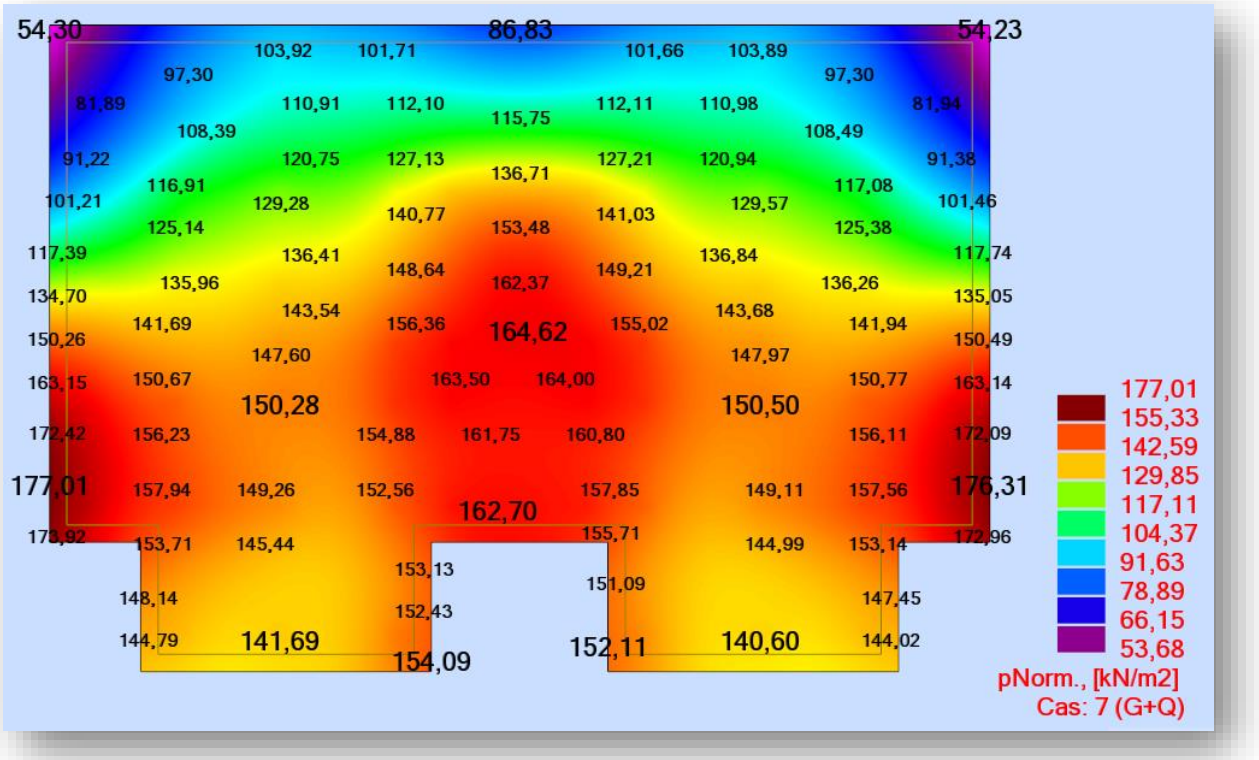


Figure VI.8 : **Cartographie de la réaction du sol vis-à-vis la contrainte normale**

$$\sigma_{Sol}^{Max} = 177,01\ KN/m^2 < 180,00 KN/m^2 \quad \Rightarrow C.V$$

➢ **Vérification du tassement :**

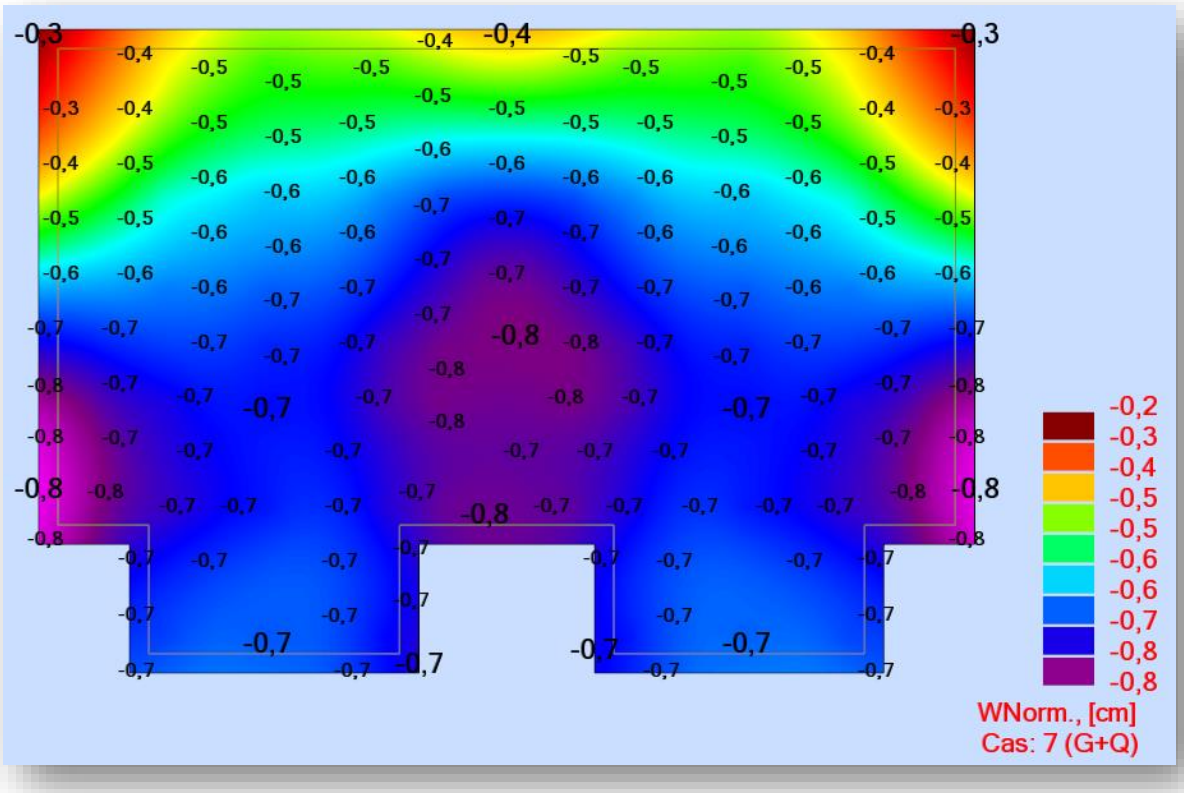


Figure VI.9 : **Cartographie de déplacement total du radier vis-à-vis la contrainte normale**

$$W^{max} x K_z = 0,008 x 21600,00 = 172,8\ KN/m^2 < 180,00 KN/m^2 \quad \Rightarrow C.V$$

➢ **Vérification au poinçonnement :**

D'après les règles BAEL91 ; la vérification au poinçonnement doit se faire sous le voile le plus Sollicité on doit vérifier :

$$N_u \leq 0,045\ x\ U_x\ x \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ xh \quad ; \quad a = b = 0,55m$$

$$N_u = 1871,88\ KN \leq 0,045\ x\ 5,60\ x\ \frac{25x10^{+3}}{1,5}\ x0,85 = 3570,00\ KN \Rightarrow C.V$$

➢ **Vérification de la stabilité au renversement** :

Selon le RPA99 (Article 10.1.5), on doit vérifier que :

$$e = \frac{M_R}{N} < \frac{B}{4}$$

1- Direction X :

Etage	Vx (KN)	Fx (KN)	h (m)	0,8 x G (KN)	L/4 (m)	Mr (KN)	e = Mr/0,8G	Vérification : e < L/4
1	3772,55	81,49	5,06	59226,50	7,65	412,3394	1,52	Condition vérifiée
2	3691,06	163,62	8,12			1328,5944		
3	3527,44	188,35	11,18			2105,753		
4	3339,09	238,75	14,24			3399,8		
5	3100,34	311,37	17,3			5386,701		
6	2788,97	391,31	20,36			7967,0716		
7	2397,66	448,5	23,42			10503,87		
8	1949,16	514,23	26,48			13616,8104		
9	1434,93	649,53	29,54			19187,1162		
10	785,4	696,66	32,6			22711,116		
11	88,74	88,74	35,34			3136,0716		
				Total :		**89755,24**		

Tableau VI.4 : **Vérification de la stabilité au renversement du radier – Direction X.**

2- Direction Y :

Etage	Vy (KN)	Fy (KN)	h (m)	0,8 x G (KN)	L/4 (m)	Mr (KN)	e = Mr/0,8G	Vérification : e < L/4
1	3851,83	77,39	5,06	59226,50	5,7	391,5934	1,56	Condition vérifiée
2	3774,44	162,03	8,12			1315,6836		
3	3612,41	189,41	11,18			2117,6038		
4	3423	237,72	14,24			3385,1328		
5	3185,28	311,01	17,3			5380,473		
6	2874,27	394,4	20,36			8029,984		
7	2479,87	456,71	23,42			10696,1482		
8	2023,16	532,1	26,48			14090,008		
9	1491,06	680,55	29,54			20103,447		
10	810,51	724,77	32,6			23627,502		
11	85,74	85,74	35,34			3030,0516		
				Total :		**92167,63**		

Tableau VI.5 : **Vérification de la stabilité au renversement du radier – Direction Y.**

➢ **Vérification de la poussée hydrostatique :**

$$\boldsymbol{W \geq \alpha\ x\ h\ x\ \gamma\ x\ S_R}$$

$$\boldsymbol{d'ou:\quad W = 74033,12\ KN \geq 1,5\ x\ 2,00\ x\ 10\ x\ 606,47 = 18194,10\ KN \quad \Rightarrow C.V}$$

➢ **Vérification vis-à-vis l'effort tranchant :**

Aucune armature d'effort tranchant n'est requise si :

$$1-\quad \tau_u = \frac{V_u}{b_0 x d} = \frac{V_u}{1x0,9x0,85} \leq \overline{\tau_u} = \text{Min}\left\{\frac{0,15.f_{c28}}{\gamma_b}\ ;4\ MPa\right\} \ldots\ldots\ldots \text{Fissuration préjudiciable.}$$

$$\Rightarrow \quad \tau_u = \frac{V_u}{1x0,9x0,85} \leq \overline{\tau_u} = \text{Min}\left\{\frac{0,15x25}{1,5}\ ;4\ MPa\right\} = 2,5\ \text{MPa} \quad \Rightarrow \quad \boldsymbol{V_u \leq 1912,5\ KN}$$

2 - La pièce bétonnée sans reprise sur toute son épaisseur.

VI.3.6.3. Analyse des résultats :

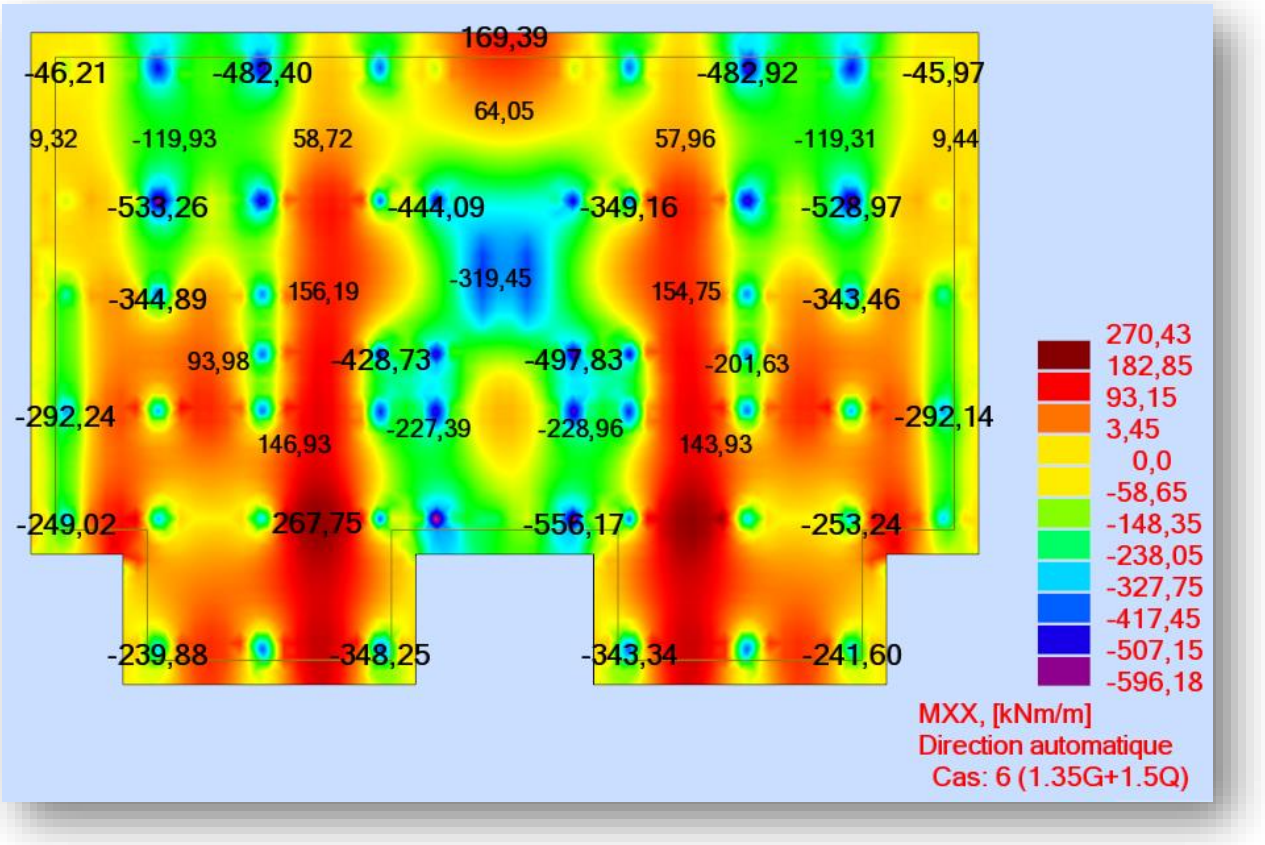


Figure VI.10 : **Cartographie du moment Mxx à ELU**

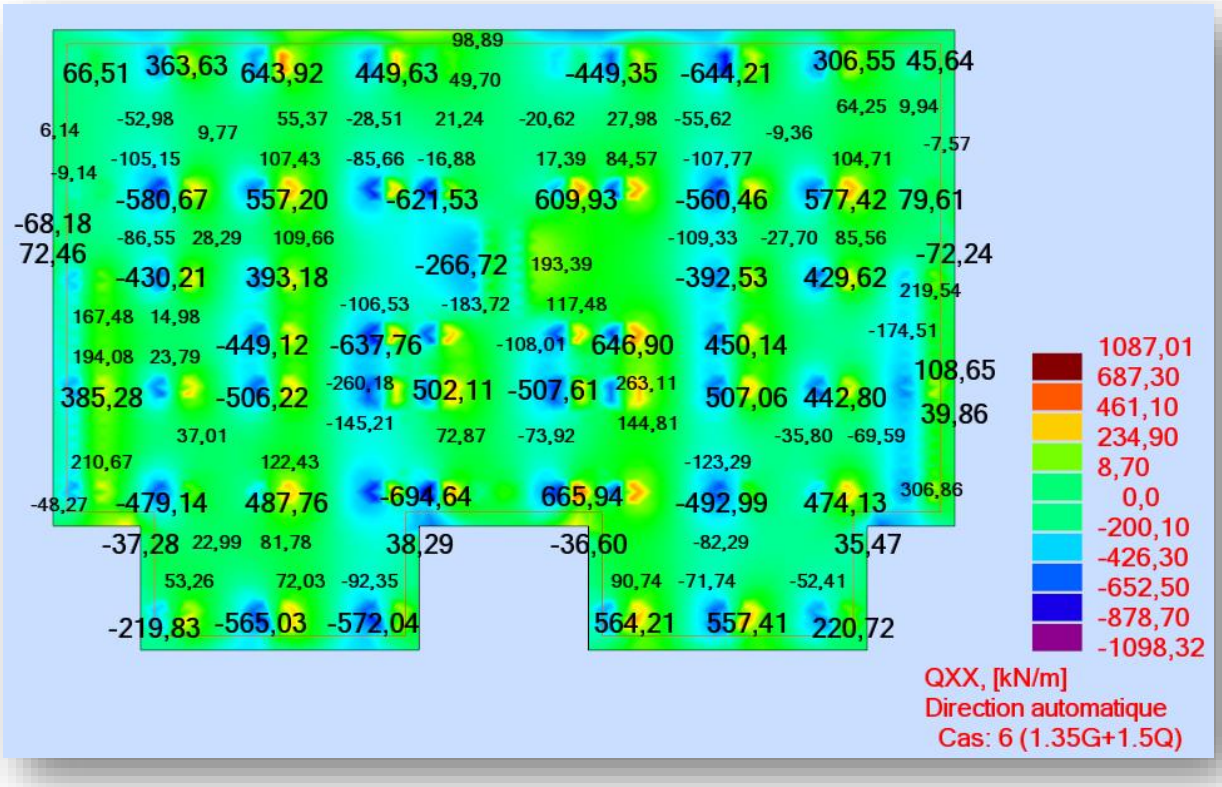


Figure VI.11 : **Cartographie de l'efforts tranchants QXX à ELU**

$$V_u = V_u^{Max} = \left|V_u^{Min}\right| = 1098,32\ KN < 1912,50\ KN \rightarrow C.V$$

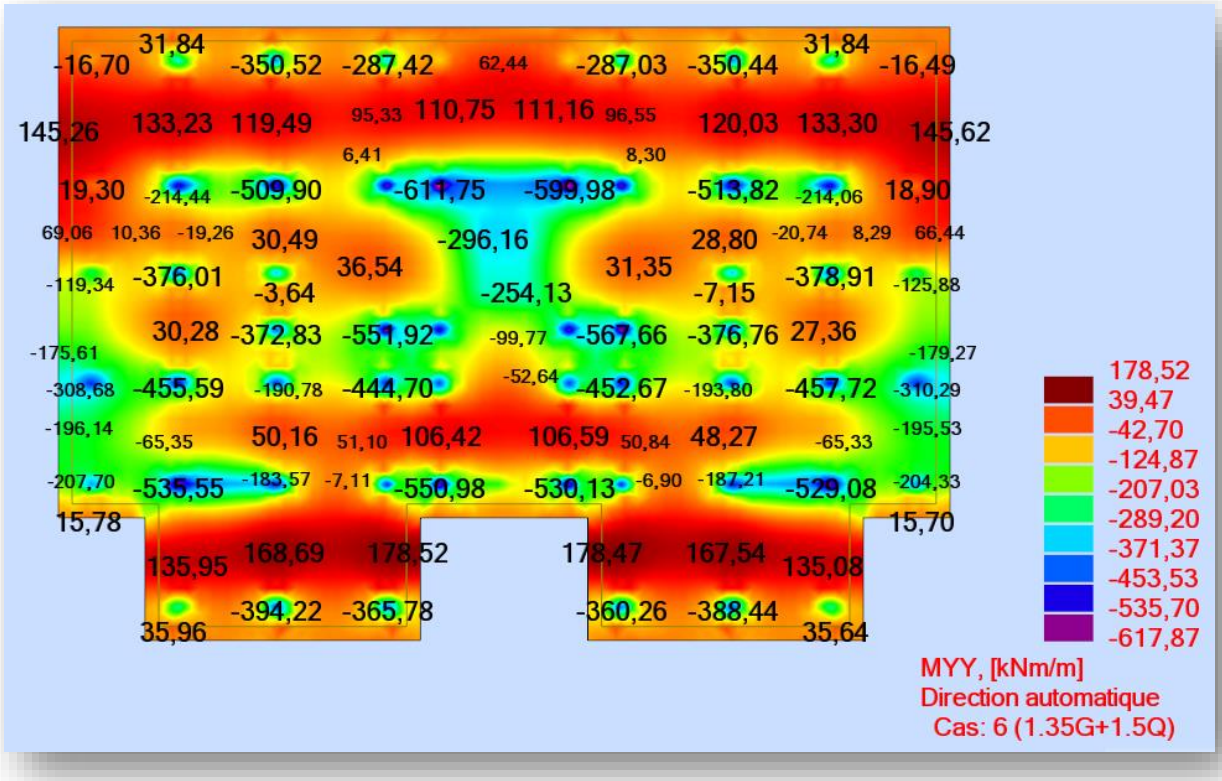


Figure VI.12 : **Cartographie du moment Myy à ELU**

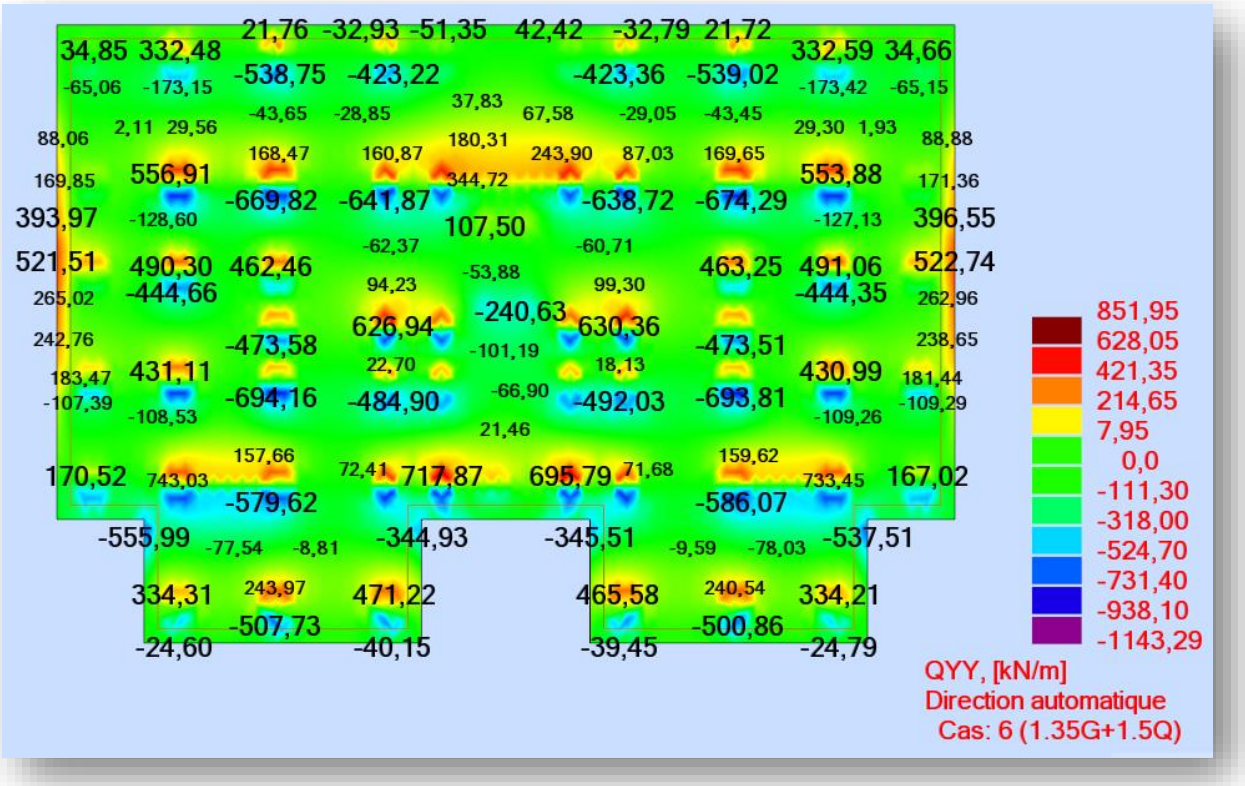


Figure VI.13 : **Cartographie de l'efforts tranchants QYY à ELU**

$$V_u = V_u^{Max} = \left|V_u^{Min}\right| = 1143,29\ KN < 1912,50\ KN \rightarrow C.V$$

VI.3.6.4. Calcul de ferraillage du radier :

VI.3.6.4.1. Note de calcul :

1. Dalle : Radier général - n° 2157

1.1. Ferraillage théorique :

- Type : Radier BA
- Direction armatures principales : 0°
- Classe armatures principales : HA 400; résistance caractéristique = 400,00 MPa
- Diamètres des barres inférieures d1 = 1,6 (cm) d2 = 1,6 (cm)
  supérieures d1 = 1,2 (cm) d2 = 1,2 (cm)
- Enrobage inférieur c1 = 5,0 (cm)
  supérieur c2 = 5,0 (cm)

1.2. Béton

- Classe : BETON; résistance caractéristique = 25,00 MPa
- Densité : 2501,36 (kG/m3)

1.3. Hypothèses

- Calculs suivant : BAEL 91 mod. 99
- Méthode de calcul de la section d'acier : Analytique
- Fissuration
  - lit supérieur : préjudiciable
  - lit inférieur : préjudiciable
- Flèche admissible : 3,0 (cm)
- Vérification du poinçonnement : non
- Tenue au feu : 0 h
- Type de calcul : flexion

1.4. Géométrie de la dalle

Epaisseur 0,85 (m)

Contour:

bord	début		fin		longueur
	x1	y1	x2	y2	(m)
1	0,00	0,00	30,90	0,00	30,90
2	30,90	0,00	30,90	-17,00	17,00
3	30,90	-17,00	27,90	-17,00	3,00
4	27,90	-17,00	27,90	-21,25	4,25
5	27,90	-21,25	18,35	-21,25	9,55
6	18,35	-21,25	18,35	-17,00	4,25
7	18,35	-17,00	12,55	-17,00	5,80
8	12,55	-17,00	12,55	-21,25	4,25
9	12,55	-21,25	3,00	-21,25	9,55
10	3,00	-21,25	3,00	-17,00	4,25
11	3,00	-17,00	0,00	-17,00	3,00
12	0,00	-17,00	0,00	0,00	17,00

1.5. Résultats des calculs :

1.5.1. Moments maximaux + ferraillage pour la flexion

	Ax(+)	Ax(-)	Ay(+)	Ay(-)
Ferraillage réelle (cm2/m):	13,40	35,06	11,00	36,56
Ferraillage théorique modifié (cm2/m):	13,29	33,86	10,70	36,21
Ferraillage théorique primaire (cm2/m):	13,29	33,86	10,70	36,21
Coordonnées (m):	8,83;-15,38	13,20;-15,85	7,30;-18,09	13,20;-5,50

1.5.2. Moments maximaux + ferraillage pour la flexion

	Ax(+)	Ax(-)	Ay(+)	Ay(-)
Symboles: section théorique/section réelle				
Ax(+) (cm2/m)	**13,29/13,40**	0,00/13,40	8,33/13,40	0,00/13,40
Ax(-) (cm2/m)	0,00/35,06	**33,86/35,06**	0,00/35,06	27,39/35,06
Ay(+) (cm2/m)	6,26/11,00	0,00/11,00	**10,70/11,00**	0,00/11,00
Ay(-) (cm2/m)	6,21/36,56	31,65/36,56	0,00/36,56	**36,21/36,56**
	ELS			
Mxx (kN*m/m)	176,98	-437,25	73,76	-328,96
Myy (kN*m/m)	-13,44	-408,13	124,10	-453,15
Mxy (kN*m/m)	20,61	-44,30	-38,54	-63,12
Nxx (kN/m)	0,00	0,00	0,00	0,00
Nyy (kN/m)	0,00	0,00	0,00	0,00
Nxy (kN/m)	0,00	0,00	0,00	0,00
	ELU			
Mxx (kN*m/m)	238,92	-590,28	99,58	-444,09
Myy (kN*m/m)	-18,15	-550,98	167,53	-611,75
Mxy (kN*m/m)	27,83	-59,81	-52,03	-85,21
Nxx (kN/m)	0,00	0,00	0,00	0,00

Nyy (kN/m)	0,00	0,00	0,00	0,00
Nxy (kN/m)	0,00	0,00	0,00	0,00
Coordonnées (m)	8,83;-15,38	13,20;-15,85	7,30;-18,09	13,20;-5,50
Coordonnées* (m)	7,68;6,22;0,00	12,05;5,75;0,00	6,15;3,51;0,00	12,05;16,10;0,00

* - Coordonnées dans le repère global de la structure

1.5.4. Flèche
|f(+)| = 0,0 (cm) <= $f_{dop}(+)$ = 3,0 (cm)
|f(-)| = 1,8 (cm) <= $f_{dop}(-)$ = 3,0 (cm)

Combinaison / Composante	**Définition**
ELU/6	1*1.35+2*1.50
ELS/7	(1+2)*1.00

3. Résultats théoriques - disposition des armatures

Liste de solutions :
Ferraillage par barres

Solution n°	**Armatures Diamètre / Poids**	**Poids total (kG)**
1	-	45728,54

Résultats pour la solution n° 1
Zones de ferraillage

Ferraillage inférieur

Nom	**coordonnées**				**Armatures adoptées**	**At**		**Ar**
	x1	**y1**	**x2**	**y2**	**ϕ [mm] / [cm]**	**[cm2/m]**		**[cm2/m]**
1/1- Ax Principal	0,00	-21,25	30,90	0,00	25,0 / 14,0	33,86	<	35,06
1/2- Ay Perpendiculaire	0,00	-21,25	30,90	0,00	32,0 / 22,0	36,21	<	36,56

Ferraillage supérieur

Nom	**coordonnées**				**Armatures adoptées**	**At**		**Ar**
	x1	**y1**	**x2**	**y2**	**ϕ [mm] / [cm]**	**[cm2/m]**		**[cm2/m]**
1/19+* Ax Principal	0,00	-21,25	30,90	0,00	16,0 / 15,0	13,29	<	13,40
1/4+ Ay Perpendiculaire		0,00	-21,25	30,90	0,00 14,0 / 14,0	10,70	<	11,00

VI.3.6.4.2. Récapitulation de Ferraillage du radier général :

N°	Type d'armature	Diamètre [mm]	Espacement [cm]	Section calculée [cm²/m]	Section adoptée	
					A_S cm²/m	N^bre des barres/ml
01	Supérieure dans la direction X	HA 16	15	13,40	14,07	07
02	Supérieure dans la direction Y	HA 14	14	11,00	12,32	08
03	Inférieure dans la direction X	HA 25	14	35,06	39,27	08
04	Inférieure dans la direction Y	HA 32	22	36,56	40,21	05

Tableau VI.6 : **Récapitulatif d'armatures du radier général – Structure « A ».**

Chapitre VII

Etude Technicoéconomique

Entre :

- **Système A : Structure mixte (portique + voiles)**
- **Système B : Structure entièrement voile**

VII.1. Introduction :

Le présent chapitre consiste à faire une étude comparative technique (Stabilité, résistance), et économique (Coût) entre les deux systèmes « A » et « B ».

Afin de donner une crédibilité à cette étude comparative, nous avons basée au début sur deux principes fondamentaux, à savoir :

1- Minimiser le plus possible l'écart dans la masse entre les deux modèles « A » et « B », en tenant compte la résistance et la stabilité du modèle.

2- Optimisation lors de dimensionnement et calcul des sections de éléments en béton armé, pour les deux systèmes « A » et « B ».

VII.2. Etude comparative technique :

Cette étude comporte :

- ✓ Les caractéristiques structurelles :

  Dans cette partie nous allons citer les différents éléments constituant chaque modèle, et faire la comparaison en termes de type de structure et aspect architectural.

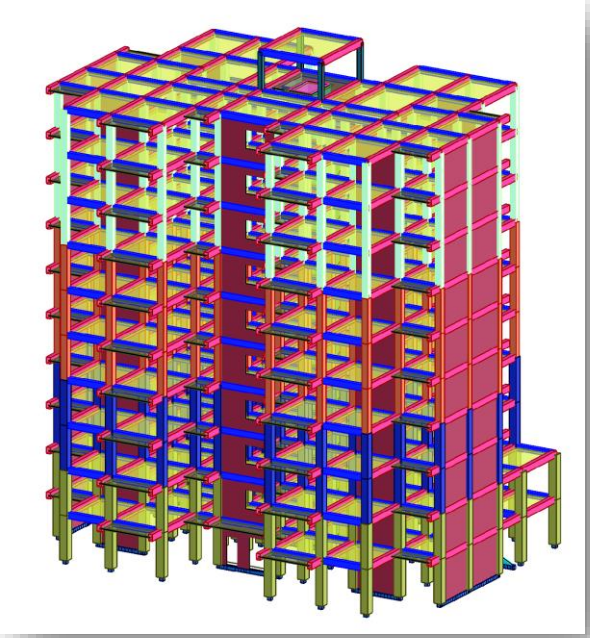
- ✓ Comportement sismique :

  Nous allons comparer les deux systèmes à travers :

  - Les paramètres utilisés pour l'étude sismique.
  - Le spectre de réponse sismique.
  - Les modes de vibration considérés.
  - Périodes de vibration, participation massique et le poids sismique.
  - Excentricité.
  - Déplacements inter étages.
  - Moments et efforts tranchants.
  - Stabilité au renversement.
  - Effet P-Δ.

VII.2.1. Aspect structurelle et architecturale :

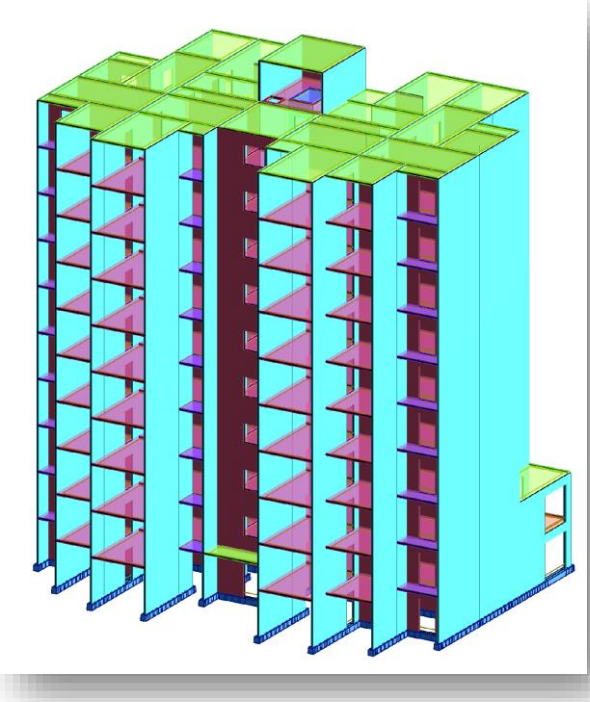
1- Structure type « A »



Vue en 3D

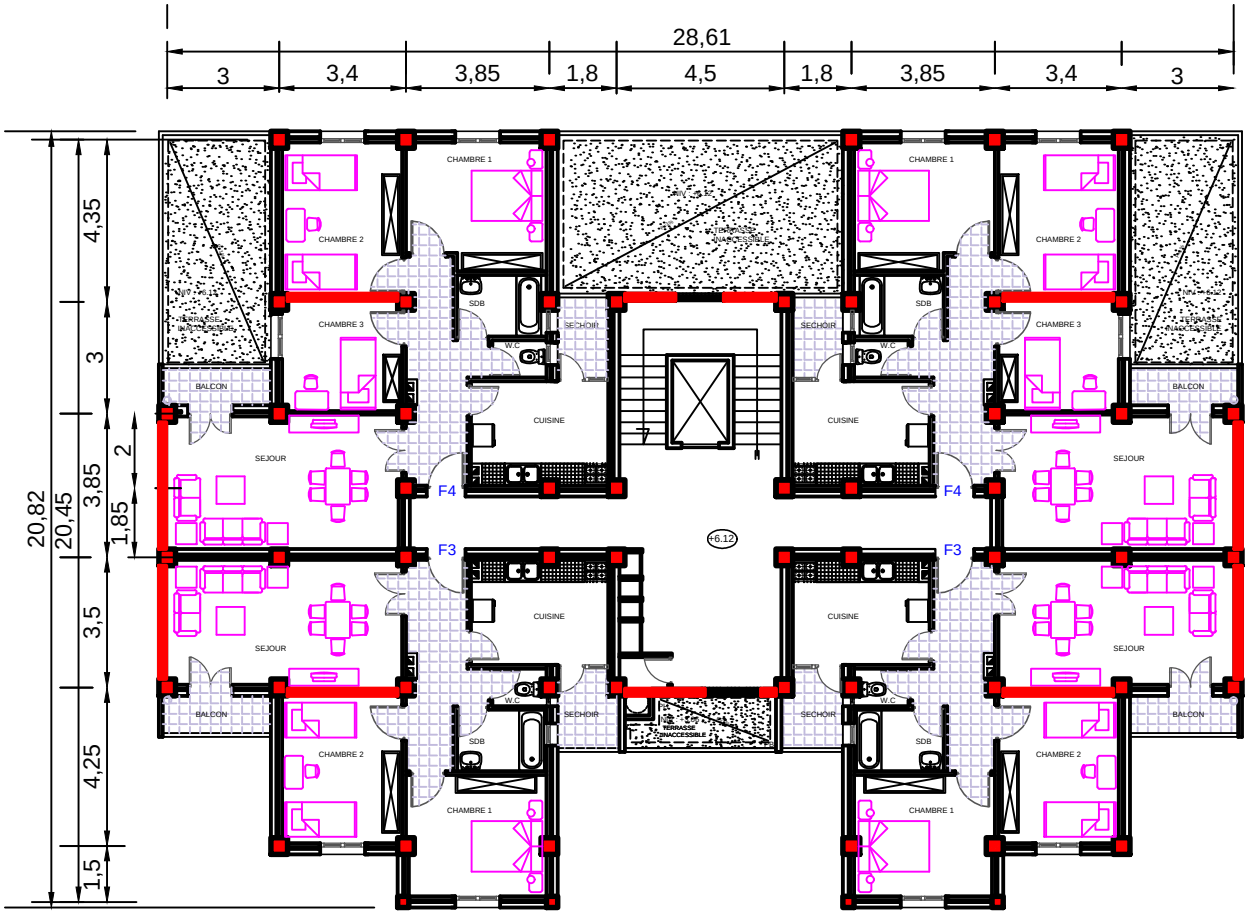
Structure :		Mixte (Portiques & voiles)
Système porteur :		Portiques : 69% ; Voiles : 31%
Contreventement :		Voiles & Portiques
Éléments linéaires :		
Poutres :		Principales (30x45) cm
		Secondaires (30x40) cm
Poteaux :		RDC et 1er étage : (55x55) cm
		2 et 3^{éme} étage : (50x50) cm
		4, 5 et 6ème étage : (45x45) cm
		7, 8 et 9ème étage : (40x40) cm
		Terrasse : (30x30) cm
Éléments surfaciques :		
Voiles :		Ep : 20 cm
Planchers :		Corps creux (16+4) cm
Charges :	1/Terrasse :	G = 647 kg/m² ; Q = 100 kg/m²
	2/Etage courant :	G = 551 kg/m² Habitations : Q = 150 kg/m² Commerces : Q = 350 Kg/m² Bureaux : Q = 500 kg/m²

2- Structure type « B »

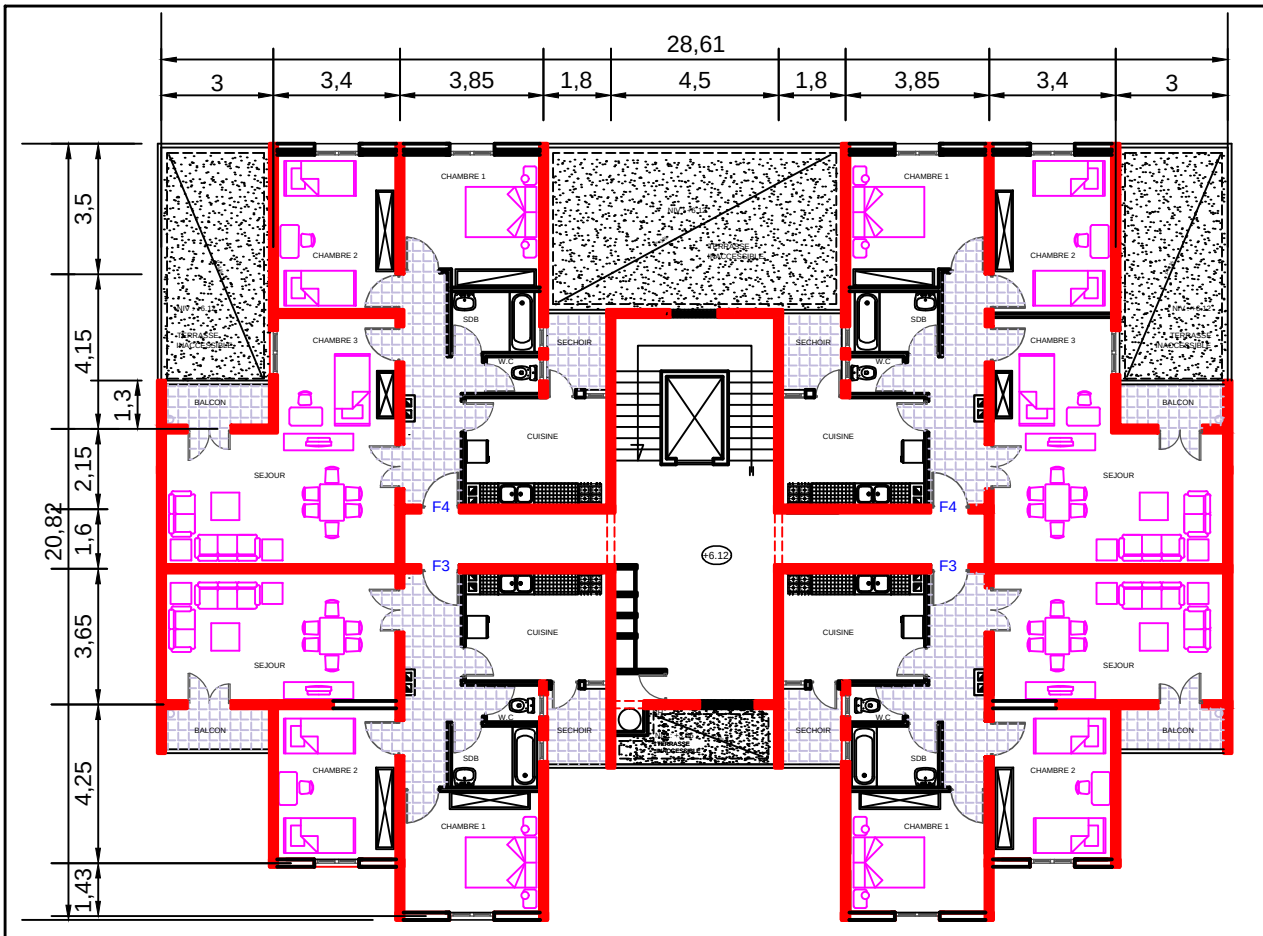


Vue en 3D

Structure :		Entièrement en voiles
Système porteur :		Voiles : 100%
Contreventement :		Voiles : 100%
Éléments linéaires :		
Poutres : CH Chaînages noyés dans les voiles		Chaînage périphérique continu, Et chaînage au croisement (voiles-planchers)
Poteaux : CV Chaînages noyés dans les voiles		Chaînage vertical aux extrémités des voiles (aux abouts), et chaînage au croisement des voiles
Éléments surfaciques :		
Voiles :		Vx : Ep = 20 cm ; Vy : Ep = 17 cm
Planchers :		Dalle pleine : Ep = 16 cm
Charges :	1/Terrasse :	G = 762 kg/m² ; Q = 100 kg/m²
	2/Etage courant :	G = 666 kg/m² Habitations : Q = 150 kg/m² Commerces : Q = 350 Kg/m² Bureaux : Q = 500 kg/m²



PLAN D'ETAGE COURANT-STRUCTURE "A"

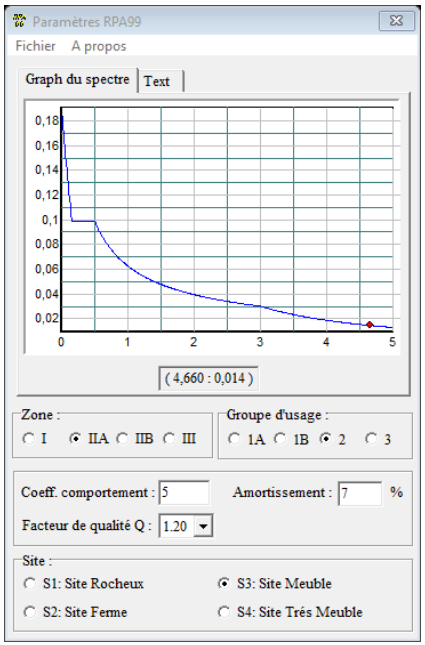


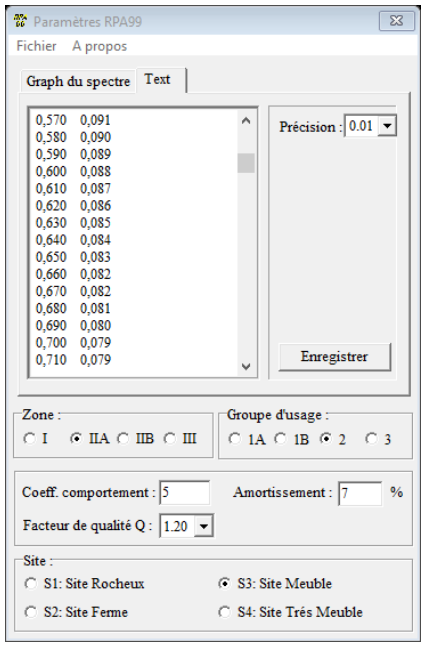
PLAN D'ETAGE COURANT-STRUCTURE "B"

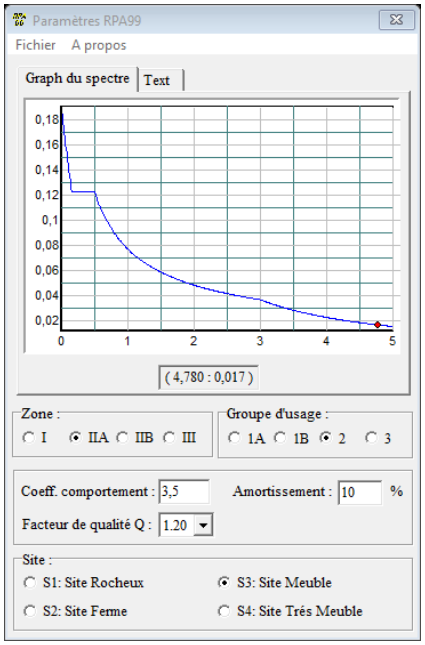
Aspect	Structure type « A »	Structure type « B »
	Avantages	Avantages
Structural	- Les planchers sont en corps creux (16+4) : 👍 Les charges permanentes sont faibles. 👍 Mise en œuvre facile, pas de coffrage. 👍 Nécessite moins de matériels et main d'œuvres qualifiés. 👍 Consommation peu d'acier et du béton. 👍 Isolation thermique amélioré. - Système en portique contreventé par des voiles : 👍 Mise en œuvre facile et peu de coffrage. 👍 Consommation peu de temps pour réaliser les poteaux. 👍 Une large souplesse lors de création des voiles de contreventement.	- Les planchers sont en dalle pleine (20cm) : 👍 Grande résistance. 👍 Il permet une grande souplesse dans la portée et la forme. 👍 Offre la possibilité de noyer les réseaux (fourreaux, tubes, canalisations d'électricité...). 👍 Une bonne isolation acoustique. 👍 Une bonne isolation thermique. 👍 Une bonne résistance au feu. 👍 Une qualité soignée du parement intérieure. - Système entièrement en voiles : 👍 Une épaisseur uniforme pour les voiles suivant leur direction, du RDC jusqu'au dernier étage. 👍 Mise en œuvre facile et un seul type de coffrage. 👍 Une qualité soignée du parement intérieure et extérieure.
Architectural	- Esthétique : 👍 Les murs intérieurs sont en maçonnerie, donc il ya une possibilité au futur de faire un réaménagement dans les pièces (chambres, SDB et cuisines), et créer des ouvertures sur les murs.	- Esthétique : 👍 Pas de décrochements dans les pièces (chambres, séjour, cuisine…) entre les différents éléments (poteaux, poutres et murs), ce qui donne une jolie conception, et facilite l'ameublement de la pièce.
	Inconvénients	Inconvénients
Structural	- Les planchers sont en corps creux (16+4) : 👎 Le plancher n'étant pas assez solide pour supporter plus de charges pour autre affectation. 👎 Mauvaise isolation acoustique. 👎 Mauvaise isolation thermique. 👎 Moins résistance au feu. - Système en portique contreventé par des voiles : 👎 Le coffrage ainsi que le coulage des voiles de contreventement avec les poteaux qui y en contact, sont un peu difficile notamment pour les poteaux de grandes dimensions dans les étages inférieurs.	- Les planchers sont en dalle pleine (20cm) : 👎 Les charges permanentes sont importantes. 👎 Ferraillage très dense. 👎 Beaucoup de coffrage. 👎 Nécessite une main d'œuvre qualifiée. 👎 Consomme beaucoup de temps. - Système entièrement en voiles : 👎 Consommation d'une grande quantité de béton. 👎 Nécessite beaucoup de coffrage type panneau.
Architectural	- Esthétique : 👎 Présence beaucoup des décrochements dans les pièces, à cause de différence de dimensions des éléments (entres poteaux-poutres, poteaux-murs et poutres-murs), notamment dans les niveaux inférieurs.	- Esthétique : 👎 Impossibilité de modifier ou de faire un réaménagement dans les pièces, et de créer des ouvertures sur les murs.

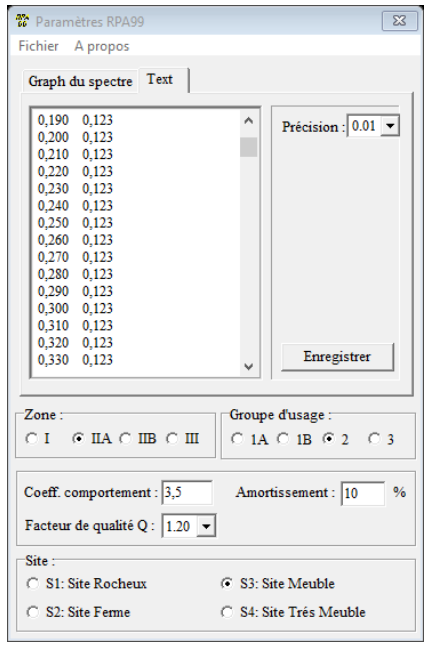
VII.2.2.1. Paramètres d'analyse sismique :

Structure type « A » : Mixte (portiques & voiles)		**Structure type « B » : Entièrement en voiles**	
Zone sismique :	**Zone IIa**	Zone sismique :	**Zone IIa**
Importance de l'ouvrage :	**Groupe 2 (moyenne)**	Importance de l'ouvrage :	**Groupe 2 (moyenne)**
Site	**S3 (sol meuble)**	Site	**S3 (sol meuble)**
Système de contreventement :	**Portique & voiles**	Système de contreventement :	**Voiles porteurs**
Méthode d'analyse sismique :	**Dynamique modale spectrale**	Méthode d'analyse sismique :	**Dynamique modale spectrale**
Paramètres de l'étude sismique		Paramètres de l'étude sismique	
Coefficient d'accélération de zone « A » :	**0,15**	Coefficient d'accélération de zone « A » :	**0,15**
Facteur de qualité « Q » :	**1,20**	Facteur de qualité « Q » :	**1,20**
Coefficient de comportement « R » :	**5,00**	Coefficient de comportement « R » :	**3,50**
Coefficient de pondération « β » :	**0,20**	Coefficient de pondération « β » :	**0,20**
L'amortissement critique « ξ »	**7%**	L'amortissement critique « ξ »	**10%**
Spectre de calcul		Spectre de calcul	

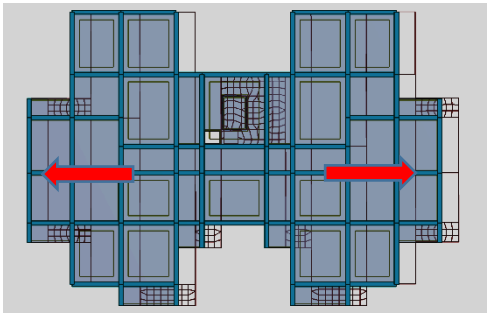




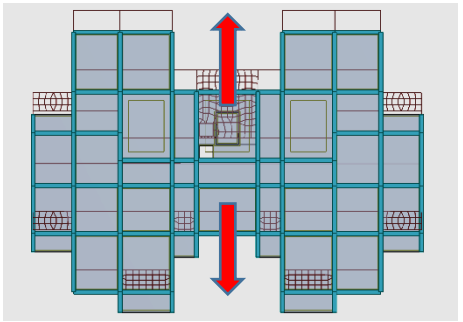




VII.2.2.2. Comportement sismique :



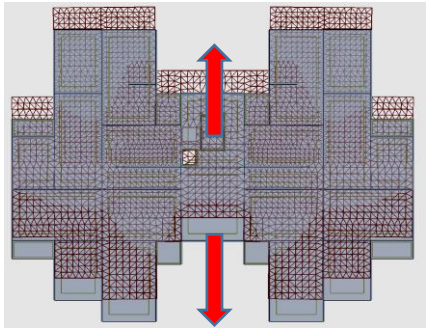
Mode 1 : Translation suivant X-X



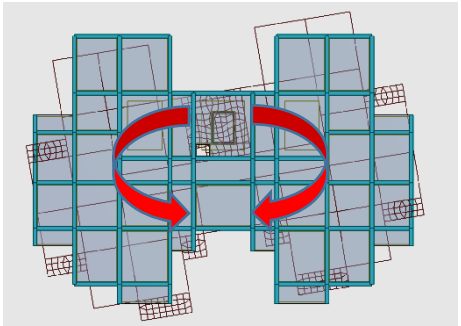
Mode 2 : Translation suivant Y-Y



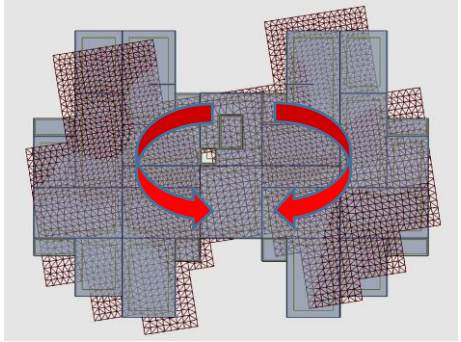
Mode 1 : Translation suivant X-X



Mode 2 : Translation suivant Y-Y



Mode 3 : Rotation autour Z



Mode 3 : Rotation autour Z

Périodes de vibration - Fréquences / Masses participantes et nombre de mode à considérer

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.U X [kg]	Tot.mas.U Y [kg]
3/ 1	1,57	0,64	66,75	0,00	66,75	0,00	6429052,04	6429052,04
3/ 2	1,67	0,60	66,75	65,25	0,00	65,25	6429052,04	6429052,04
3/ 3	2,17	0,46	66,75	65,25	0,01	0,00	6429052,04	6429052,04
3/ 4	5,43	0,18	79,80	65,25	13,04	0,00	6429052,04	6429052,04
3/ 5	5,82	0,17	79,80	71,75	0,00	6,49	6429052,04	6429052,04
3/ 6	6,24	0,16	85,36	71,75	5,56	0,00	6429052,04	6429052,04
3/ 7	6,61	0,15	85,36	84,98	0,00	13,23	6429052,04	6429052,04
3/ 8	7,66	0,13	85,36	84,98	0,00	0,00	6429052,04	6429052,04
3/ 9	8,66	0,12	85,44	84,98	0,08	0,00	6429052,04	6429052,04
3/ 10	11,77	0,08	92,59	84,98	7,15	0,00	6429052,04	6429052,04
3/ 11	11,93	0,08	92,59	85,03	0,00	0,04	6429052,04	6429052,04
3/ 12	12,02	0,08	92,59	85,03	0,00	0,00	6429052,04	6429052,04
3/ 13	13,19	0,08	92,59	88,30	0,00	3,27	6429052,04	6429052,04
3/ 14	13,27	0,08	92,59	89,33	0,00	1,03	6429052,04	6429052,04
3/ 15	13,37	0,07	92,59	91,97	0,00	2,63	6429052,04	6429052,04

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.U X [kg]	Tot.mas.U Y [kg]
3/ 1	3,34	0,30	68,25	0,00	68,25	0,00	6714498,10	6714498,10
3/ 2	3,80	0,26	68,26	68,31	0,00	68,31	6714498,10	6714498,10
3/ 3	4,50	0,22	68,28	68,31	0,02	0,00	6714498,10	6714498,10
3/ 4	11,28	0,09	86,56	68,31	18,28	0,00	6714498,10	6714498,10
3/ 5	13,71	0,07	86,56	85,25	0,00	16,94	6714498,10	6714498,10
3/ 6	14,04	0,07	86,56	85,59	0,00	0,33	6714498,10	6714498,10
3/ 7	14,89	0,07	86,56	85,59	0,00	0,00	6714498,10	6714498,10
3/ 8	19,21	0,05	86,58	86,72	0,01	1,14	6714498,10	6714498,10
3/ 9	19,84	0,05	90,75	86,73	4,18	0,00	6714498,10	6714498,10
3/ 10	22,93	0,04	93,10	86,73	2,35	0,00	6714498,10	6714498,10
3/ 11	25,25	0,04	93,10	89,07	0,00	2,34	6714498,10	6714498,10
3/ 12	25,60	0,04	93,10	89,07	0,00	0,00	6714498,10	6714498,10
3/ 13	26,83	0,04	93,12	89,07	0,01	0,00	6714498,10	6714498,10
3/ 14	27,13	0,04	93,12	89,90	0,00	0,83	6714498,10	6714498,10
3/ 15	28,70	0,03	93,12	92,09	0,00	2,19	6714498,10	6714498,10

VII.2.2.3. Nombre des modes retenus :

Le nombre des modes retenus pour les deux structures (A) et (B), est le même, donc quinze (15) modes pour chaque modèle pour atteindre un taux de masse modale participante de 90%, dans les deux directions orthogonales.

VII.2.2.4. Masse modale (Poids sismique) :

On voit clairement soit, sur les deux tableaux de résultats dynamiques, ou dans la figure qui présente le poids sismique pour chaque étage dans les deux structures (A) et (B), que les masses modales (poids sismiques) des deux structures sont proches (W_A = 63047,46 KN ; W_B = 65846,73 KN donc un rapport de 1,044 entre les deux modèles), et pour cette raison, comme on a mentionné ça précédemment, avant de commencer le calcul dynamique on a minimisé le maximum l'écart de masse entre les deux modèles, afin de donner à cette étude comparative plus de crédibilité.

VII.2.2.5. Masses participantes :

Pour les deux structures (A) et (B) :

- Modes 1 : Translation pure suivant la direction (X-X), avec une masse participante plus de 65%.
- Mode 2 : Translation pure suivant la direction (Y-Y), avec une masse participante plus de 65%.
- Mode 3 : Rotation autour de l'axe (Z) (due à l'excentricité des charges), avec une masse participante nulle dans les deux directions (X et Y).

VII.2.2.6. Période propre :

D'après les tableaux de résultats dynamiques :

- La structure (A) a une longue période (T=0,64 s), qui signifié que cette structure est souple.
- La structure (B) a une courte période (T=0,30 s), qui signifié que cette structure est rigide.

VII.2.2.7. Excentricité :

D'après la figure qui présente les excentricités des différents niveaux dans chaque structure on constate :

- Selon la direction (X-X) :

  Les excentricités (ex) dans tous les niveaux des deux structures (A) et (B), sont presque nulles à l'exception du niveau RDC (ex=0,08m), ce qui signifié que chaque structure (A) ou (B), dans l'ensemble est symétrique dans la direction (X-X).

- Selon la direction (Y-Y) :

  ✓ Structure (A) : Des excentricités (ey) de l'ordre de 1,12 m dans l'ensemble des niveaux et de 2,65 m dans le RDC (ayant une conception différente par rapport aux étages), donc pour cette direction la structure (A) n'est pas symétrique.

- ✓ Par contre dans la structure (B), les excentricités (ey) sont petites, sont de l'ordre de 0,32 m dans l'ensemble des niveaux et de 0,91 m dans le RDC, grâce aux voiles porteurs, donc pour cette direction la structure (B) est symétrique.

VII.2.2.8. Efforts tranchants, moments et forces sismiques :

D'après les figures qui présentent l'effort tranchant et le moment et force sismique par niveau dans les deux structures (A) et (B), on constate que les efforts tranchants et les moments et les forces sismiques dans la structure (B) sont plus grands par rapport à la structure (A), ce qui justifier l'influence de la rigidité de la structure (B).

Donc, dans tous les étages : $V_B >>> V_A$ et $V_B \approx (1,5 \text{ à } 1,75)\ V_A$ (dans les deux directions).

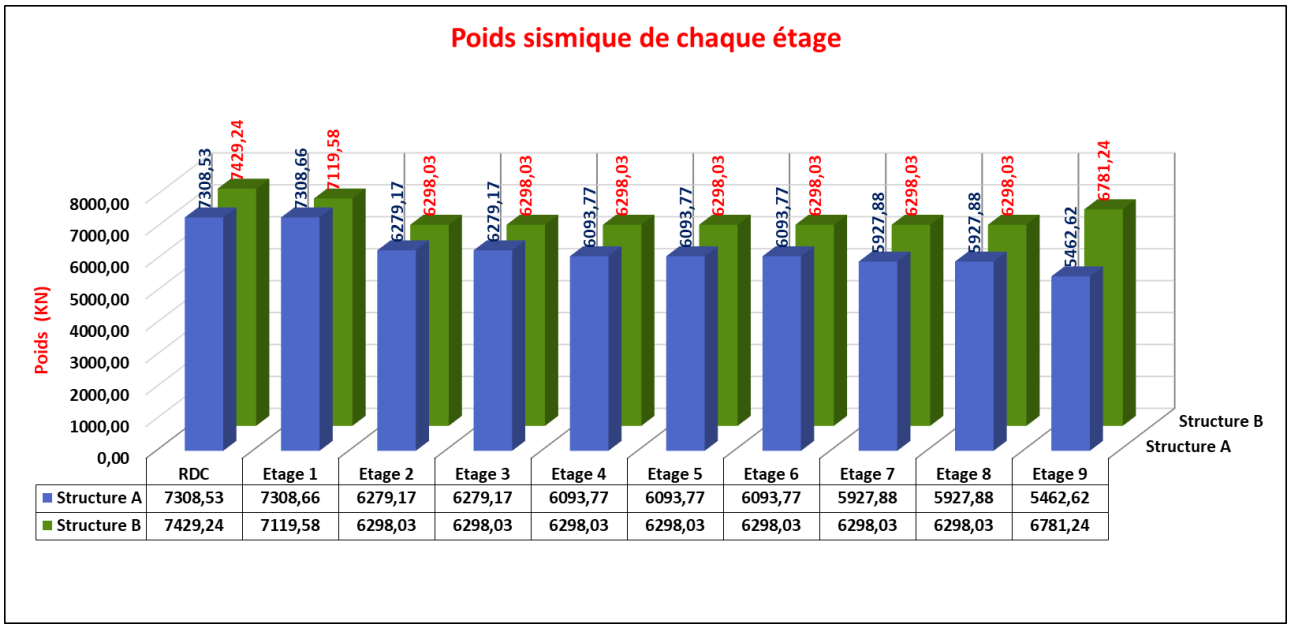
VII.2.2.9. Déplacement inter-étages :

D'après la figure qui présente les déplacements des étages dans les deux structures (A) et (B), dans les deux directions orthogonales, on constate que les déplacements des niveaux dans la structure (A) sont plus grands par rapport aux déplacements dans la structure (B) environ cinq (05) fois, ce qui justifié par la souplesse de la structure (A).

VII.2.2.10. L'effet de P-Δ :

D'après la figure qui présente l'effet du 2° ordre (P-Δ) pour les deux structures (A) et (B), dans les deux directions orthogonales, on constate que :

Pour la structure (A) on a une valeur de Θ^{max}= 0,015 ($9^{éme}$ étage-sens YY), et pour la structure (B) Θ^{max}= 0,0015 ($9^{éme}$ étage-sens YY), donc un rapport de **10 fois** entre les deux structures , ce qui signifié que la structure (B) est loin de dix fois de la structure (A) lorsque celle-ci n'a pas justifiée vis-à-vis l'effet du 2° ordre.



	RDC	Etage 1	Etage 2	Etage 3	Etage 4	Etage 5	Etage 6	Etage 7	Etage 8	Etage 9
Structure A	7308,53	7308,66	6279,17	6279,17	6093,77	6093,77	6093,77	5927,88	5927,88	5462,62
Structure B	7429,24	7119,58	6298,03	6298,03	6298,03	6298,03	6298,03	6298,03	6298,03	6781,24

Figure VII.1 : Poids sismique de chaque étage dans les deux structures (A) et (B)

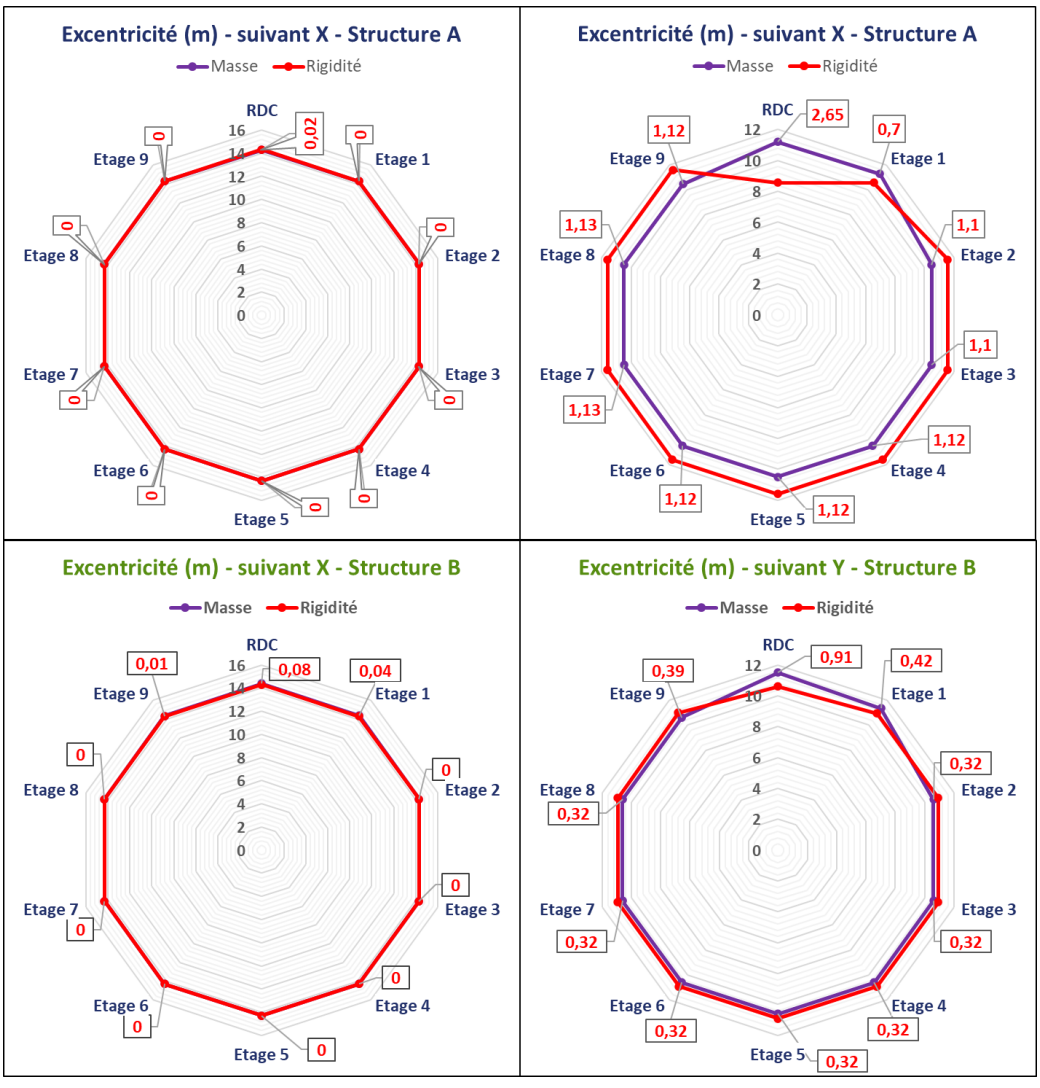
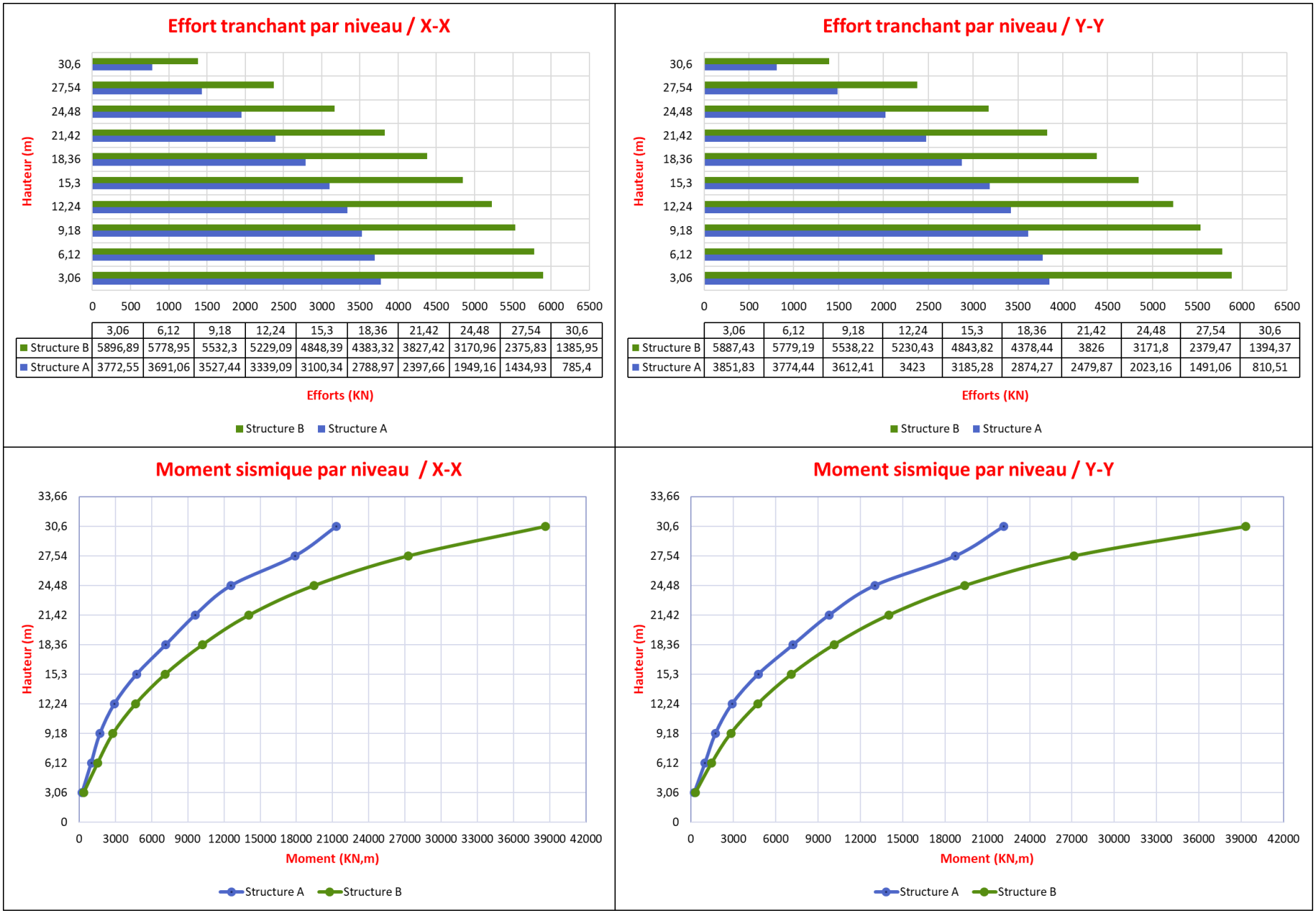


Figure VII.2 : Excentricité dans les étages pour la structure (A) et (B) / sens (X, Y)

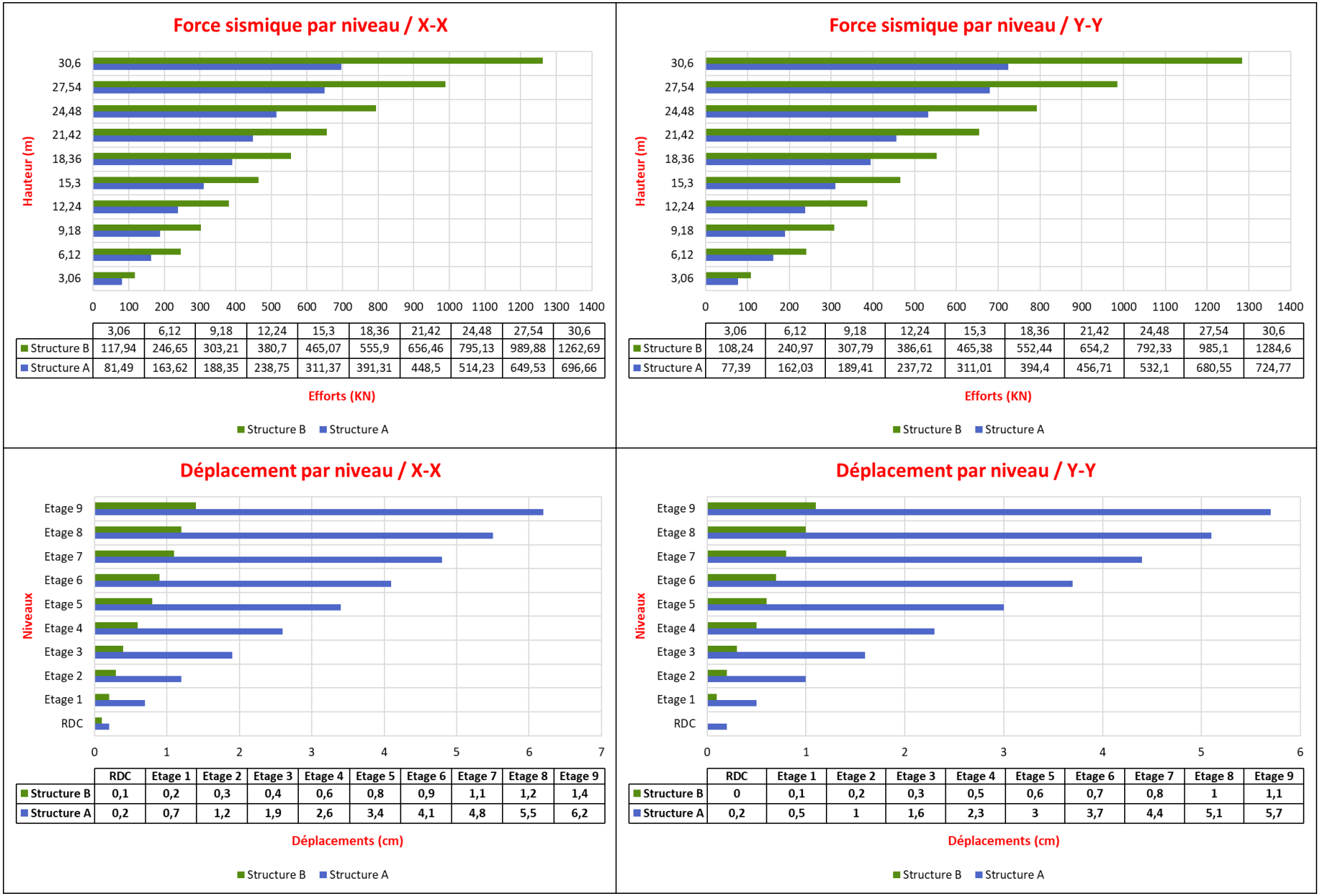
Figure VII.3 : Effort tranchant et moment sismique par niveau dans les deux structures (A) et (B) / sens (X,Y)



	3,06	6,12	9,18	12,24	15,3	18,36	21,42	24,48	27,54	30,6
Structure B	5896,89	5778,95	5532,3	5229,09	4848,39	4383,32	3827,42	3170,96	2375,83	1385,95
Structure A	3772,55	3691,06	3527,44	3339,09	3100,34	2788,97	2397,66	1949,16	1434,93	785,4

	3,06	6,12	9,18	12,24	15,3	18,36	21,42	24,48	27,54	30,6
Structure B	5887,43	5779,19	5538,22	5230,43	4843,82	4378,44	3826	3171,8	2379,47	1394,37
Structure A	3851,83	3774,44	3612,41	3423	3185,28	2874,27	2479,87	2023,16	1491,06	810,51

Figure VII.4 : Force sismique et déplacement par niveau dans les deux structures (A) et (B) / sens (X, Y)



	3,06	6,12	9,18	12,24	15,3	18,36	21,42	24,48	27,54	30,6
Structure B	117,94	246,65	303,21	380,7	465,07	555,9	656,46	795,13	989,88	1262,69
Structure A	81,49	163,62	188,35	238,75	311,37	391,31	448,5	514,23	649,53	696,66

	3,06	6,12	9,18	12,24	15,3	18,36	21,42	24,48	27,54	30,6
Structure B	108,24	240,97	307,79	386,61	465,38	552,44	654,2	792,33	985,1	1284,6
Structure A	77,39	162,03	189,41	237,72	311,01	394,4	456,71	532,1	680,55	724,77

	RDC	Etage 1	Etage 2	Etage 3	Etage 4	Etage 5	Etage 6	Etage 7	Etage 8	Etage 9
Structure B	**0,1**	**0,2**	**0,3**	**0,4**	**0,6**	**0,8**	**0,9**	**1,1**	**1,2**	**1,4**
Structure A	**0,2**	**0,7**	**1,2**	**1,9**	**2,6**	**3,4**	**4,1**	**4,8**	**5,5**	**6,2**

	RDC	Etage 1	Etage 2	Etage 3	Etage 4	Etage 5	Etage 6	Etage 7	Etage 8	Etage 9
Structure B	**0**	**0,1**	**0,2**	**0,3**	**0,5**	**0,6**	**0,7**	**0,8**	**1**	**1,1**
Structure A	**0,2**	**0,5**	**1**	**1,6**	**2,3**	**3**	**3,7**	**4,4**	**5,1**	**5,7**

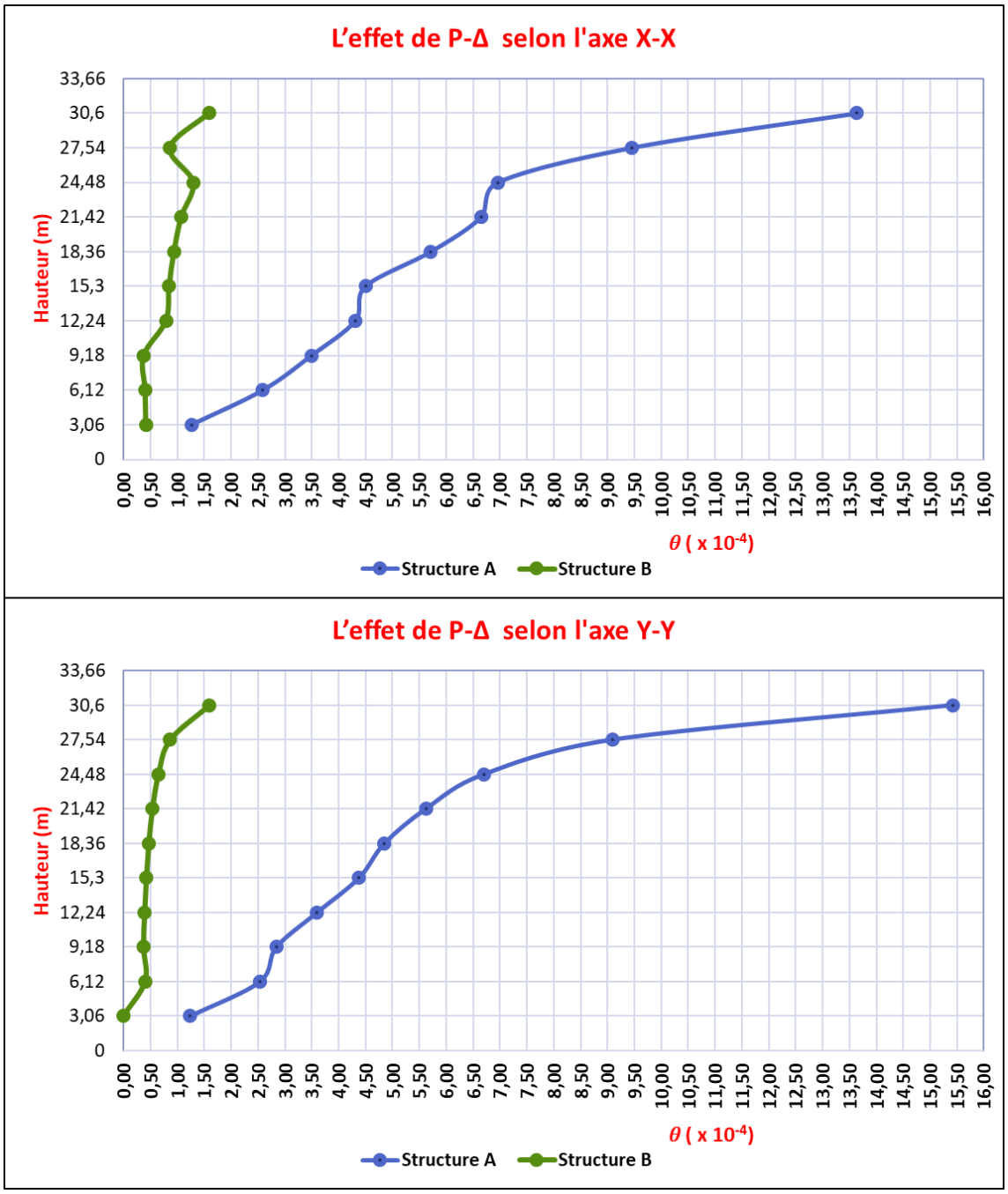


Figure VII.5 : Justification de l'effet (P-Δ) par niveau dans les deux structures (A) et (B) /sens(X,Y)

VII.3. Etude comparative économique :

Dans cette partie on va établir un devis quantitatif du béton et de l'acier pour les deux structures (A) et (B), ensuite on fera une estimation approximative, et on terminera par une comparaison économique entre les deux structures.

Nota : Le calcul du métré a été établi grâce au logiciel Robot Structural Analysis 2018, dans cette partie les éléments communs entre les deux structure (les cages des escaliers, la dalle machines, les radiers de fondation, …), ne sont pas prisent en compte dans la comparaison entre les deux systèmes.

VII.3.1. Devis quantitatif :

Tableau VII.1 : Quantification de béton pour les structures (A) et (B)

	Structure (A) : Volume de béton (m^3)					Structure (B) : Volume de béton (m^3)	
	Poteaux	Poutres	Voiles	Dalle pleine	Plancher (16+4)	Voiles	Dalle pleine
	307,89	409,00	247,45	54,00	395,08	1545,13	869,88
Total	1413,42					2415,01	

Tableau VII.2 : Quantification de l'acier pour les structures (A) et (B)

	Structure (A) : Poids d'Acier (quintal)					Structure (B) : Poids d'Acier (quintal)	
Barre (mm)	Poteaux	Poutres	Voiles	Dalle pleine	Plancher (16+4)	Voiles	Dalle pleine
6	-	-	57,272	-	-	329,55	-
8	203,55	201,77	25,08	20,04	-	140,07	96,47
10	-	-	45,65	4,26	-	370,57	144,22
12	5,08	-	31,64	4,04	-	20,10	51,11
14	14,48	202,95	-	-	-	12,69	434,60
16	70,29	157,92	23,77	10,77	-	-	37,06
20	190,45	-	-	-	-	-	-
25	150,24	-	-	-	-	-	-
T.S	-	-	-	-	42 Rouleaux	-	-
Total	1419,25					1636,44	

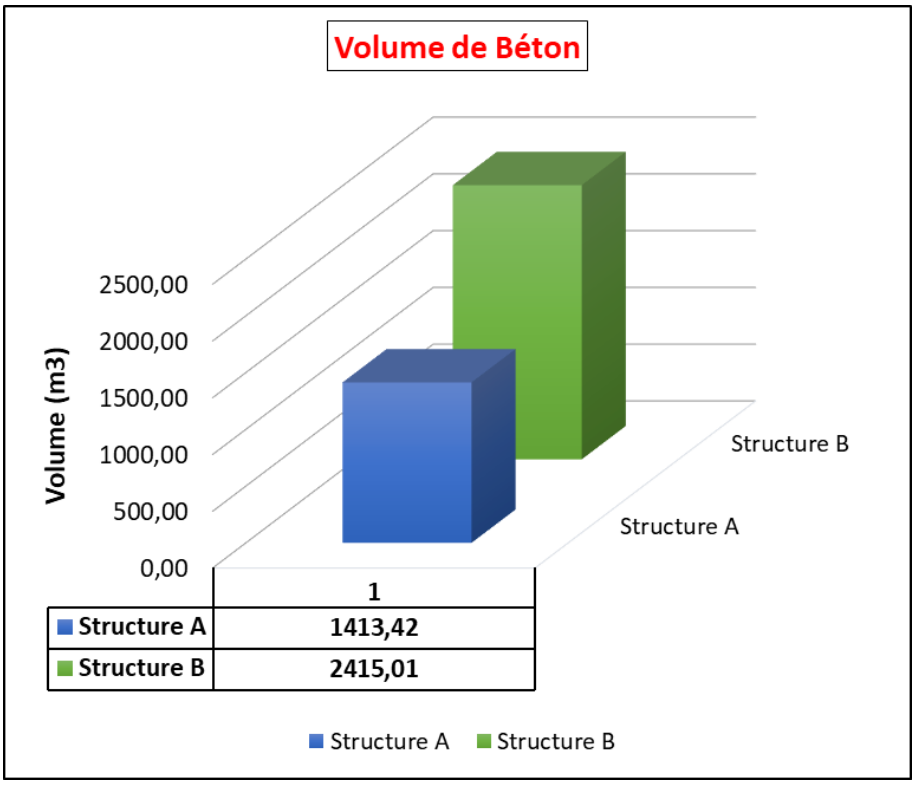


Figure VII.6 : Volume de béton pour les structures (A) et (B)

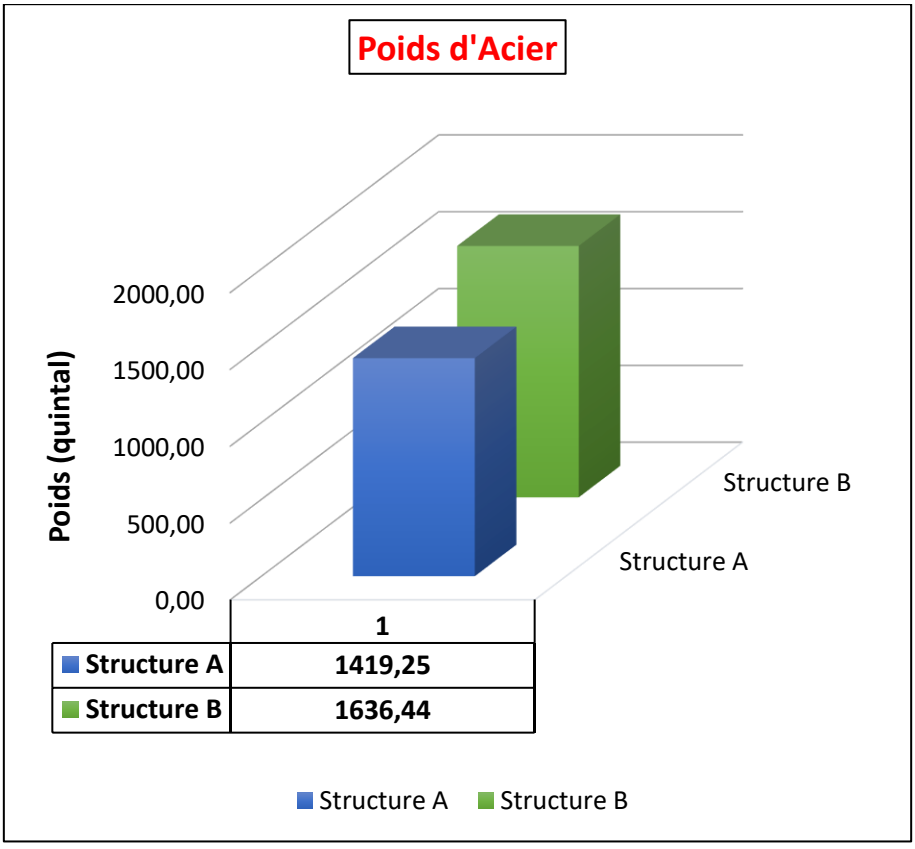


Figure VII.7 : Poids d'acier pour les structures (A) et (B)

VII.3.2. Devis estimatif :

Tableau VII.3 : Devis estimatif pour les structures (A) et (B)

			Structure (A)		Structure (B)		Taux : B/A
Désignation	**Unité**	**Prix unitaire**	**Quantité**	**Montant (DA)**	**Quantité**	**Montant (DA)**	
Béton dosé à 350 kg/m³	**m³**	**6 500,00**	**1413,42**	**9 187 230,00**	**2415,01**	**15 697 565,00**	**171%**
Acier HA 400	**Q**	**7 500,00**	**1502,00**	**11 265 000,00**	**1637,00**	**12 277 500,00**	**109%**

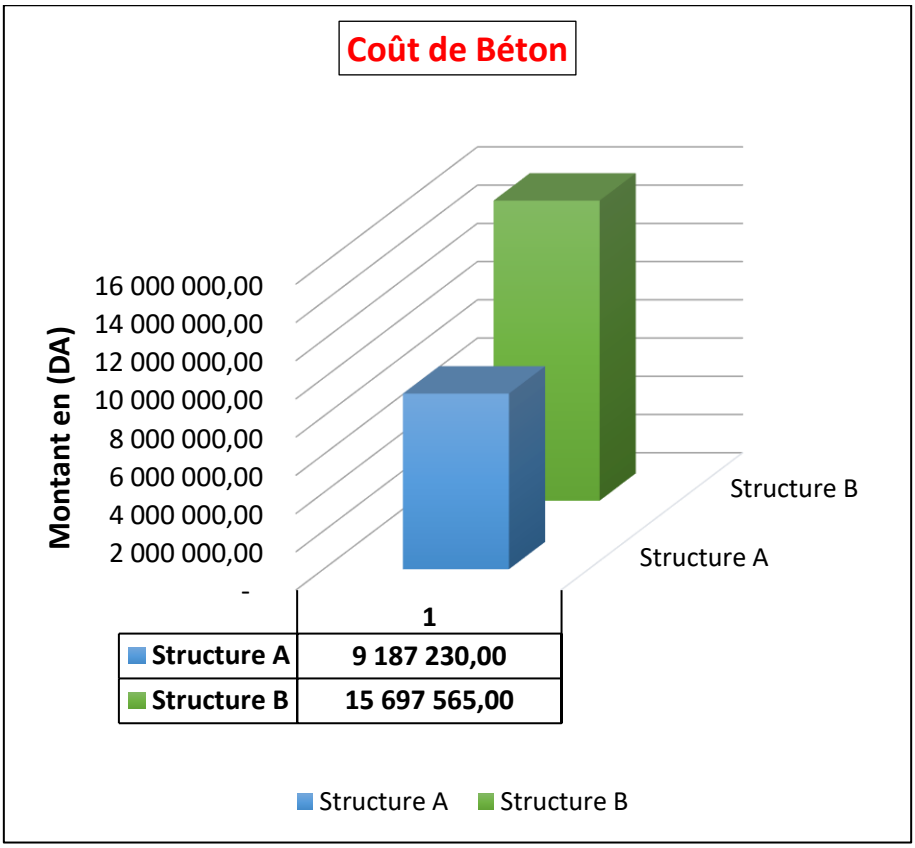


Figure VII.8 : Coût de béton pour les structures (A) et (B)

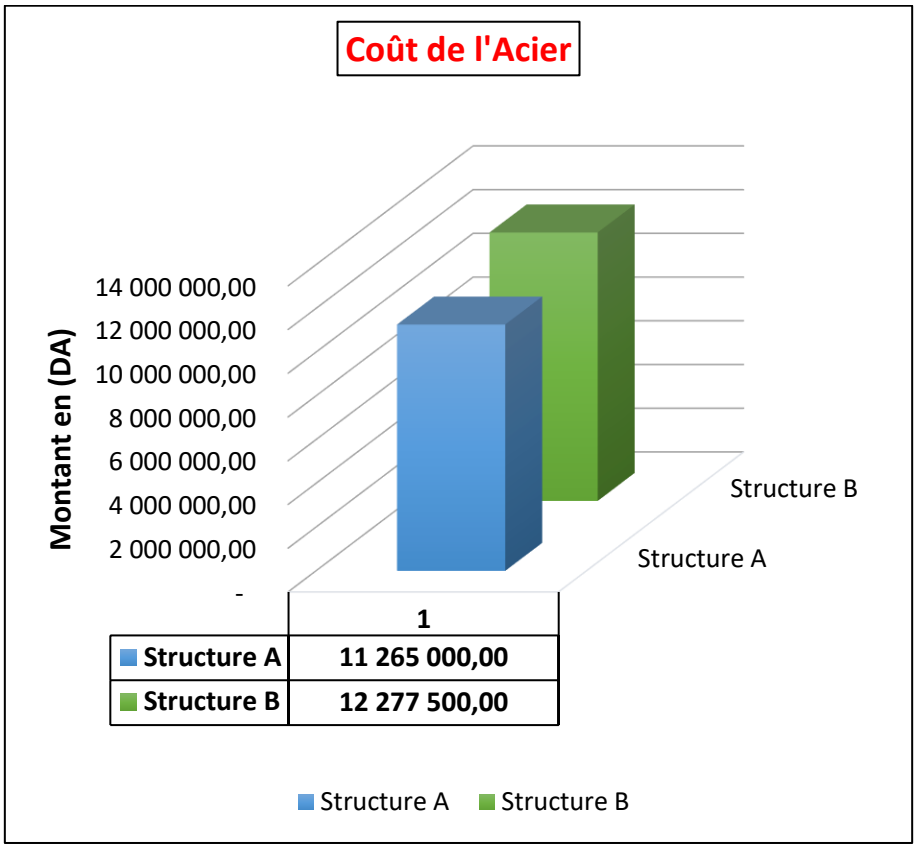


Figure VII.9 : Coût de l'acier pour les structures (A) et (B)

VII.3.3. Comparaison :

D'après les figures et les tableaux quantitatifs et estimatifs, présentés en haut, on constate que :

1- Le volume en béton de la structure (B) est presque le double du volume de béton de la structure (A) environ deux fois (1,71≈ 2 fois), donc pour ce point la structure A et plus économique que la structure B.

2- La consommation en acier pour les deux structures (A) et (B) est presque égale, donc on peut dire que la quantité d'acier dans la structure (B) est optimisée.

Conclusion générale

Le but de ce mémoire est de faire une étude comparative technico-économique entre deux systèmes : le premier système (A) est mixte composé de portiques et voiles de contreventement, qui présente une structure ductile, économique, mais devienne instable pour les grandes hauteurs, et son calcul dynamique sera difficile, et influe sur le concept architectural et structural (ajout ou/et augmentation de section des voiles de contreventement).

Le deuxième système (B) est composé d'une structure entièrement en voiles, ayant deux rôles principaux, des murs porteurs et de contreventement, cette structure est rigide et a une bonne résistante aux actions horizontales (sismiques), mais malheureusement son rôle pour supporter les charges verticales, nous coûte un surplus en poids.

Au cours de l'étude comparative on a essayé de partir loin, et ce pour découvrir les côtés positive et négative dans chaque système, en fin de compte on a trouvé que le système (B) offre la possibilité d'ajouter des nouveaux étage (jusqu' à (05) cinq niveaux), avec même modèle sans changer les dimensions, avec justification vis-à-vis le règlement, tandis que pour la structure (A), il est impossible d'ajouter un seul niveau avec la même présentation du son modèle, même si on augmente sa rigidité.

Finalement, on peut résumer que pour des immeubles de moyen hauteur (N≤ 12 étages), le système (A) est convenable de côté technique et économique.

Et pour des immeubles de grande hauteur, le système (B), devient la meilleure solution, puisqu'en grande hauteur ce système combine entre deux choses importantes la résistance et la ductilité, en plus il devient plus économique en matière de temps d'exécution si on utilise la nouvelle technique de coffrage (coffrage Tunnel).

Références bibliographiques

- [BAEL, 91] Révisé 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en Béton armé suivant la méthode des états limites.

- [DTR B.C 2.2] : Charges permanentes et Charges d'Exploitation.

- [DTR B.C 241] : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93

- [DTR B.C 242] : Règles de conception et de calcul des parois et murs en béton banché (Version révisée 1997).

- [RPA99version 2003] : Règles parasismiques algériennes RPA99 Version 2003.

-R. Taleb, Calcul des structures selon les RPA99 Version 2003, Centre national de recherche appliquée en génie parasismique.

- Livre Henry Thonier (tome 3).

- Livre Béton armé guide de calcul (Henri Renaud).

Logiciel utilisé :

- ❖ AUTOCAD 2013
- ❖ Robot Analysis Structural 2018
- ❖ Expert 2010
- ❖ CBS 2014
- ❖ Microsoft Word 2016
- ❖ Microsoft Excel 2016