



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Centre Universitaire Belhadj Bouchaib - Ain Témouchent

Institut de Technologie
Département de génie civil

Mémoire pour l'obtention du Diplôme
Du master II en Génie civil
Option : Structure

Thème

**ÉTUDE D'UN BÂTIMENT A USAGE D'HABITATION
ET COMMERCIAUX COMPOSÉ DE « SOUS-SOL+RDC+11 ÉTAGES »
SIDI BEL ABBES**

Présenté le 29 juin 2019 par :

BOUGUENAYA Habib

HASNI Bouziane

Devant le jury composé de :

Mme TAHAR BERABAH Amina

Présidente

Mr SAID Abderrahmane

Examineur

Mr BENNACEUR.A

Examineur

Mme ABDELBARI Salima

Encadreuse

ANNEE UNIVERSITAIRE 2018 -2019

REMERCIEMENT

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

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre encadreur **Mme ABDELBARI** Salima pour leurs soutiens, leurs conseils judicieux et leurs grandes bienveillances durant l'élaboration de ce projet.*

*On saisit également cette opportunité pour remercier les membres de l'entreprise de CTC Ouest et particulièrement **Mr MEDJAHAD.A.***

Ainsi Nous exprimons nos reconnaissances à tous les membres de jury d'avoir accepté de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage.

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

DÉDICACE

Je dédie ce travail à :

- ✓ Mes chers parent , qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à atteindre ce stade de formation.*
- ✓ Mon épouse, Mes Enfants.*
- ✓ A toute la Promotion 2019.*
- ✓ Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.*

BOUGUENAYA.H

DÉDICACE

Je dédie ce travail à :

- ✓ *Mes chers parents , qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à atteindre ce stade de formation.*
- ✓ *Mon épouse et Mes Enfants “ Abdallah Youcef et Mohamed El Amine ”.*
- ✓ *A mes très chers frères et sœurs.*
- ✓ *A tous les travailleurs de CTC-Agence Ain Temouchent.*
- ✓ *Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.*
- ✓ *A toute la Promotion 2019.*
- ✓ *Ainsi que mes amis sans exception.*

HASNI.B

DÉDICACE

Je dédie ce travail à :

- ✓ Mes chers parent , qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à atteindre ce stade de formation.*
- ✓ Mon épouse, Mes Enfants.*
- ✓ A toute la Promotion 2019.*
- ✓ Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.*

BOUGUENAYA.H

DÉDICACE

Je dédie ce travail à :

- ✓ Mes chers parents , qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à atteindre ce stade de formation.*
- ✓ Mon épouse et Mes Enfants “ Abdallah Youcef et Mohamed El Amine ”.*
- ✓ A mes très chers frères et sœurs.*
- ✓ A tous les travailleurs de CTC-Agence Ain Temouchent.*
- ✓ Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.*
- ✓ A toute la Promotion 2019.*
- ✓ Ainsi que mes amis sans exception.*

HASNLB

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment de forme régulière à usage multiple constitué d'un Sous-Sol, un Rez de Chaussée + 11 étages, implanté dans la wilaya de Sidi Bel-Abbés.

Cette étude se compose de Trois (03) grandes parties:

- ✓ La première partie c'est la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment, ensuite le prédimensionnement des éléments structuraux et les éléments secondaires de ce bâtiment et enfin la descente des charges.*
- ✓ La deuxième partie a été consacrée à l'étude dynamique de la structure par le logiciel Etabs 2013 et Autodesk Robot Structural Analysis 2016 afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitations et charges sismiques).*
- ✓ La dernière partie comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (Planchers -dalle, voiles, fondations, poutres).*

Et ceci, en tenant compte des recommandations du CBA93, Eurocode 2 et 8 et BAEL 91 modifiée 99 et des règlements Parasismiques Algériens RPA 99/2003.

Mots clés : bâtiment, béton, Etabs 2013, Autodesk Robot Structural Analysis 2016, Socotec, BAEL91, Excel, RPA 99/2003, Eurocode 2 et Eurocode 8.

Abstract

This project presents a detailed study of an irregularly shaped building multi-use consists of one basement story, a ground floor + 11 storys implanted in the the city of Sidi Bel-Abbés.

This study consists of three large parts.

✓ *The first part is the general description of the project with a presentation of the architectural aspects of building elements, then the dimensioning structural and finally the descent of the load.*

✓ *The second part was devoted to the dynamic study of the structure was begun in the third part determined by Etabs 2013 et Autodesk Robot Structural Analysis 2016 to various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading).*

✓ *The last part includes the reinforcement of the various resistance elements of the structure (floor slab, walls, foundation).*

And taking into account the recommendations of CBA93, Eurocodes 2 and 8, BAEL91 modified 99, Algerian Seismic Regulations RPA 99/2003.

Keywords: *Building, Concrete, Etabs 2013, Autodesk Robot Structural Analysis 2016, Socotec, Excel, RPA 99/2003, BAEL91.*

SOMMAIRE

CHAPITRE I - PRESENTATION DU PROJET	1
I.1. INTRODUCTION	1
I.2. DESCRIPTION DU PROJET	1
I.3. L'IMPLANTATION DE L'OUVRAGE	1
I.4. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU BATIMENT	2
I.5. CONCEPTION STRUCTURELLE	3
I.5.1. Ossature de l'ouvrage	3
I.5.2. Planchers Dalles	3
I.5.3. Voiles de contreventement	3
I.5.4. Poutres	3
I.5.5. Noyaux	3
I.5.6. Escalier	3
I.5.7. Maçonnerie	3
I.5.8. Revêtements	4
I.5.9. L'ascenseur	4
I.6. DONNEES GEOTECHNIQUES	4
I.7. CARACTERISTIQUES MECANIKES DES MATERIAUX	4
I.7.1. Béton	4
I.7.1.1. La résistance à la compression	4
I.7.1.2. La résistance à la traction	4
I.7.1.3. Contraintes limites du béton	4
I.7.1.4. Déformations longitudinales du béton	5
I.7.1.5. Coefficients de poisson	6
I.7.2. Acier	6
I.7.2.1. Contraintes limites de l'acier	6
CHAPITRE II - PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE	8
II.1. PLANCHERS-DALLE	8
II.1.1. Introduction	8
II.1.2. L'épaisseur minimale	8
II.2. VOILES DE CONTREVENTEMENT	8
II.3. NOYAUX	9
II.4. POUTRES	9
II.5. DEFINITION DES ACTIONS	10
II.5.1. Charges permanentes	10
II.5.1.1. Poids propre	10
II.5.1.2. Autres charges permanentes	10

II.5.1.3. Raccourcissement et Fluage (Article A.2.1.2.2. Du CBA93)	10
II.5.2. Charges variables	11
II.5.2.1. Température climatique (Article A.3.1.3.3. du CBA93)	11
II.5.2.2. Charges d'Exploitation	11
II.6. COMBINAISON D' ACTIONS	11
II.6.1 Combinaisons Fondamentales, d'après CBA93	11
II.6.2 Combinaisons de Service, d'après CBA93	12
II.6.3 Combinaisons Accidentelles, d'après RPA99/Version 2003	12
II.7. METHODOLOGIE DE CALCUL	12
II.7.1 La modélisation du bâtiment	12
II.7.2 Interface Sol-Structure	13
II.8. ENCADREMENT REGLEMENTAIRE	13
II.9. PROCESSUS CONSTRUCTIF	13
CHAPITRE III - ETUDE DES ELEMENT SECONDAIRES	14
III. 1. ETUDE DE L'ACROTERE	14
III.1.1. Introduction	14
III.1.2. Schéma de calcul	14
III.1.3. Méthode de calcul	14
III.1.4. L'évaluation des charges	14
III.1.5. A l'état limite ultime (E.L.U)	15
III.1.6. A l'état limite de service (E.L.S)	16
III.1.7. Calcul des armatures	16
III. 2. LES ESCALIERS	19
III.2.1. Introduction	19
III.2.2. Conception	19
III.2.3 Les types d'escaliers	19
III.2.4. Exemple de calcul d'escalier	20
III.2.4.1. Prédimensionnement	20
III.2.4.2. Descente des charges	20
III.2.4.3. Combinaison d'action	21
III.2.4.4. Calcul des sollicitations	21
III.2.4.5. Le ferrailage	23
CHAPITRE IV - ETUDE SISMIQUE	26
IV.1. Introduction	26
IV.1.1. Méthode statique équivalente	26
IV.1.2. Méthode dynamique modale spectrale	26
IV.1.3. Méthode dynamique par accélérogrammes	26
IV.2. Choix de la méthode	26
IV.3. Application de la méthode d'analyse modale spectrale	27
IV.3.1. Hypothèse de calcul	27
IV.3.2. Définition du spectre de réponse de calcul	27
IV.3.3. Paramètres pour l'étude Sismique	27
IV.3.3.1. Classification du site	27

IV.3.3.2. Périodes caractéristique T1, T2	27
IV.3.3.3. Coefficient d'accélération de zone A	28
IV.3.3.4. Coefficient de correction d'amortissement η	28
IV.3.3.5. Coefficient de comportement global de la structure R	28
IV.3.3.6. Facteur de qualité Q	28
IV.4. Nombre de mode à considérer	29
IV.5. Poids totale de la structure W	33
IV.6. Détermination de la force sismique totale par la méthode statique équivalente	33
IV.6.1. Estimation de la période fondamentale de la structure T	34
IV.6.2. Spectre de réponse	36
IV.6.3. Vérification des forces sismiques de base	37
IV.7. Vérification de l'équilibre d'ensemble	37
IV.7.1. Stabilité au glissement	37
IV.7.2. Stabilité au renversement	39
IV.8. Déplacements entre étages	40
IV.9. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	43
IV.10. Calcul de la Largeur des Joints Sismiques	44
CHAPITRE V - ETUDE DES PLANCHERS-DALLE.	45
V.1. Méthode de calcul	45
V.1.1. Méthode générale de calcul des sollicitations	45
V.1.2. Condition d'application	45
V.1.3. Vérification de la résistance de la dalle aux moments fléchissant	46
V.1.3.1 Division des panneaux de la dalle en bandes	46
V.1.4. Vérification aux efforts tranchants	46
V.1.4.1 Vérification des conditions de résistance aux efforts tranchants	47
V.2. Vérification des dalles aux états limites de service	47
V.2.1. État Limite de déformation	47
V.2.2 État limite d'ouverture des fissures	51
V.3. Le calcul des dalles aux états limites ultime	52
V.3.1. État Limite de Flexion	52
V.3.2. Moments fléchissant –direction x (enveloppe)	53
V.3.3. Moments fléchissant –direction y (enveloppe)	55
V.3.4. Ferrailage des planchers-dalle	57
V.3.4.1. Résultats du ferrailage	62
V.3.5. Vérification des efforts tranchants (article E.4.8.3 BAEL)	70
V.3.6. Vérification du poinçonnement des dalles	71
V.3.6.1. Exemple de calcul du poinçonnement	72
V.3.6.2. Exemple de calcul des armatures transversales de poinçonnement	73
V.3.6.3. Etat limite de poinçonnement	75
V.4. CALCUL DES POUTRES	79
V.4.1. Introduction	79
V.4.2. Recommandation du RPA version 2003	79
V.4.3. Exemple de calcul	80
V.4.3.1. Tableaux du ferrailage des poutres	84

CHAPITRE VI - CALCUL DE ELEMENTS STRUCTUREAUX	86
VI.1. VOILES	86
VI.1.1. Introduction	86
VI.1.2. Le ferrailage	86
VI.1.2.1. Numération des éléments	88
VI.1.2.2. Sollicitation de calcul des voiles	89
VI.1.2.3. Le Ferrailage des voiles	94
VI.1.3. Justification des voiles sous l'effet de l'effort tranchant	99
VI.1.4. Vérification de l'état limite de compression du béton	104
VI.1.5. Vérification de la condition de non-fragilité du béton	105
VI.2. NOYAUX	106
VI.2.1. Numération des éléments	106
VI.2.2. Le Ferrailage du noyau central	107
VI.2.3. Vérification de l'état limite de compression du béton	111
VI.3. CALCUL DES LINTEAUX	112
VI.3.1. Introduction	112
VI.3.2. Contrainte limites de cisaillement dans les linteaux	112
VI.3.3. Le ferrailage	112
CHAPITRE VII - ETUDE DES FONDATION	114
VII.1. Introduction	114
VII.2. Choix du type de fondations	114
VII.3. Justification pour le choix des fondations	114
VII.4. Etude du radier général	115
VII.4.1. Modélisation	115
VII.4.2. Vérifications des contraintes transmises au sol	115
VII.4.3. Sollicitations à l'ELU	117
VII.4.4. Ferrailage du radier	118
VII.5. Etude du voile périphérique	122
VII.5.1. Calcul du voile périphérique	122
VII.5.2. Détermination des sollicitations	122
VII.5.3. Calcul du ferrailage	122
CONCLUSION	123

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Plan de situation et de masse.....	01
Figure I.2 : Vue en plan du RDC.....	02
Figure I.3 : Vue en plan d'Etage Courant.....	02
Figure I.4 : Coupes de voile en élévation et en plan.....	03
Figure I.5 : Diagramme Contrainte – déformation du béton.....	05
Figure I.6 : Diagramme Contrainte –déformation de l'acier.....	06
Figure III.1 : Schéma de l'acrotère	14
Figure III.2 : Terminologie des escaliers.....	19
Figure III.3 : Types des escaliers.....	19
Figure III.4 : Schéma statique d'escalier.....	21
Figure III.5 : Diagrammes des moments fléchissant	22
Figure. IV.1 : 1° Mode-vue déformée.....	30
Figure. IV.2 : 2° Mode-vue déformée.....	31
Figure IV.3 : 3° Mode-vue déformée.....	32
Figure IV.4 : Capture Etabs -Cx.....	35
Figure IV.5 : Capture Etabs -Cy.....	36
Figure IV.6 : Spectre de réponse de calcul	36
Figure IV.7 : Point labels.....	41

Figure V.1	: Décomposition du plancher-dalle en portique -solllicitations-.....	45
Figure V.2	: Largeur des demi-bandes sur appuis-Justification de résistance-.....	46
Figure V.3	: Calcul des efforts tranchants.....	47
Figure V.4	: Dalle du RDC-Déformation-.....	48
Figure V.5	: Dalle du 1° Etage-Déformation-.....	48
Figure V.6	: Dalle du 2° Etage-Déformation-.....	49
Figure V.7	: Dalle du 11° Etage-Déformation-.....	49
Figure V.8	: Dalle de la Toiture-Déformation-.....	50
Figure V.9	: Moment fléchissant -Direction X-RDC.....	53
Figure V.10	: Moment fléchissant -Direction X-1° Etage.....	53
Figure V.11	: Moment fléchissant -Direction X-2° et 7° Etage.....	54
Figure V.12	: Moment fléchissant -Direction X-Toiture.....	54
Figure V.13	: Moment fléchissant -Direction Y-RDC.....	55
Figure V.14	: Moment fléchissant -Direction Y-1° Etage.....	55
Figure V.15	: Moment fléchissant -Direction Y-2° et 7° Etage.....	56
Figure V.16	: Moment fléchissant -Direction Y-Toiture.....	56
Figure V.17	: Ferrailage de la nappe inférieure direction X-RDC.....	62
Figure V.18	: Ferrailage de la nappe inférieure direction X-1° Etage.....	62
Figure V.19	: Ferrailage de la nappe inférieure direction X-2° et 7° Etage.....	63
Figure V.20	: Ferrailage de la nappe inférieure direction X-Toiture.....	63
Figure V.21	: Ferrailage de la nappe supérieure direction X-RDC.....	64
Figure V.22	: Ferrailage de la nappe supérieure direction X-1° Etage.....	64
Figure V.23	: Ferrailage de la nappe supérieure direction X-2° et 7° Etage.....	65
Figure V.24	: Ferrailage de la nappe supérieure direction X-Toiture.....	65
Figure V.25	: Ferrailage de la nappe inférieure direction Y-RDC.....	66
Figure V.26	: Ferrailage de la nappe inférieure direction Y-1° Etage.....	66
Figure V.27	: Ferrailage de la nappe inférieure direction Y-2° et 7° Etage.....	67
Figure V.28	: Ferrailage de la nappe inférieure direction Y-Toiture.....	67
Figure V.29	: Ferrailage de la nappe supérieure direction Y-RDC... ..	68
Figure V.30	: Ferrailage de la nappe supérieure direction Y-1° Etage.....	68
Figure V.31	: Ferrailage de la nappe supérieure direction Y-2° et 7° Etage.....	69

Figure V.32 : Ferrailage de la nappe supérieure direction Y-Toiture.....	69
Figure V.33 : Cartographique des efforts tranchants sens X-2° Etage.....	70
Figure V.34 : Cartographique des efforts tranchants sens Y-2° Etage.....	70
Figure V.35 : Plan de repérage des voiles.....	78
Figure VI.1 : Disposition des armatures verticales des voiles.....	86
Figure VI.2 : Numérotation des voiles vue 3D.....	88
Figure VI.3 : Effort axial, N (enveloppe).....	89
Figure VI.4 : Moment fléchissant, M33.....	90
Figure VI.5 : Moment fléchissant, M22.....	91
Figure VI.6 : Efforts tranchants, V22.....	92
Figure VI.7 : Efforts tranchants, V33.....	93
Figure VI.8 : Numérotation des panneaux vue 3D.....	106
Figure VII.1 : Radier en plancher champignon ou plancher dalle renversé.....	115
Figure VII.2 : Moments dans le sens X.....	117
Figure VII.3 : Moments dans le sens Y.....	118
Figure VII.4 : Schéma du voile périphérique.....	122

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1 : Epaisseur minimal des planchers -dalle.....	8
Tableau II.2 : Dimensions des voiles.....	9
Tableau II.3 : Dimensions des voiles du noyau.....	9
Tableau II.4 : Combinaisons fondamentales.....	11
Tableau II.5 : Combinaisons de service.....	12
Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités P_q	28
Tableau IV.2 : Analyse modale (Etabs).....	29
Tableau IV.3 : Masses et poids de chaque plancher	33
Tableau IV.4 : Coefficients de calcul.....	36
Tableau IV.5 : Efforts tranchants à la base (Dynamique).....	37
Tableau IV.6 : Efforts tranchants à la base (MSE).....	37
Tableau IV.7 : Stabilité au glissement.....	38
Tableau IV.8 : Stabilité de renversement dans le sens X.....	39
Tableau IV.9 : Stabilité de renversement dans le sens Y.....	40
Tableau IV.10 : Déplacement entre Etage sens X.....	41
Tableau IV.11 : Déplacement entre Etage sens Y.....	42
Tableau IV.12 : Effet $P-\Delta$ sens X.....	43
Tableau IV.13 : Effet $P-\Delta$ sens Y.....	44
Tableau IV.14 : Largeur des joints.....	44
Tableau V.1 : Moment résistant des dalles de 20cm et 23cm.....	52
Tableau V.2 : Ferrailage de poinçonnement de la dalle de 20cm -RDC.....	75
Tableau V.3 : Ferrailage de poinçonnement de la dalle de 20cm -1° Etage-Toiture.....	76
Tableau V.4 : Ferrailage de poinçonnement de la dalle de 23cm -RDC.....	77
Tableau V.5 : Ferrailage de poinçonnement de la dalle de 23cm et 23cm-1° Etage-Toiture	77
Tableau V.6 : Ferrailage des poutres.....	85
Tableaux VI.1 : Ferrailage longitudinale des voiles.....	94→98

Tableau VI.2: Ferrailage horizontale des voiles.....101→103
Tableau VI.3: Ferrailage longitudinale des voiles du noyau central.....107-108
Tableau VI.4: Ferrailage horizontale des voiles du noyau central.....109-110
Tableau VI.5: Ferrailage longitudinales et transversales des linteaux.....113

NOMENCLATURE ROMAINE

Notations en majuscule

A, A_s : Aire d'une section d'acier.

A_t : Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales.

B : Aire d'une section béton.

Br : Section réduite.

E : Module d'élasticité longitudinale du béton.

F : Force ou action.

G : Surcharge d'exploitation.

H : Hauteur.

I : Moment d'inertie.

L : Longueur ou portée.

M : Moment de flexion le plus souvent.

M_u : Moment à l'état limité ultime.

M_{ser} : Moment de calcul à l'état limité de service.

N : Effort normal.

N_u : Effort normal ultime.

N_{ser} : Effort normal service.

P : force ou action.

Q : Surcharge d'exploitation.

R : réaction.

S : Section.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T : Effort tranchant.

V : Effort tranchant.

W : poids.

Notations en minuscule

a : Dimension transversale.

b : Dimension longitudinal.

b₀ : Epaisseur brute de l'âme d'une section.

d : Hauteur utile.

e : Excentricité, épaisseur.

f : Flèche.

f_e : la limite d'élasticité de l'acier.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours.

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton âgé de j jours.

f_{t28} et **f_{c28}** : Grandeurs précédemment calculé à 28 jours.

h : Hauteur d'une section de béton.

i : Rayon de giration.

j : Nombre de jours.

k : Coefficient.

l : Longueur.

l_f : Longueur de flambement

r : Rayon de courbure.

t : Période.

Z_b : Bras de levier.

NOMENCLATURES GRECQUES

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

ε_{bc} : Raccourcissement relatif du béton.

ε_s : Déformation de l'acier.

η : Coefficient de fissuration relative à une armature.

θ : Coefficient sans dimension.

λ : Elancement.

μ : Coefficient de frottement.

ν : Coefficient de poisson

α : Rapport de deux dimensions en particulier rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.

σ : Contrainte normale générale.

σ_{bc} : Contrainte de compression dans le béton.

σ_s : Contrainte de traction dans l'acier.

τ_u : Contrainte tangentielle admissible.

T_s : Contrainte d'adhérence.

I. PRÉSENTATION DU PROJET

I.1. INTRODUCTION :

Les bâtiments tendent de plus en plus à être le recueil de réseaux (cloisonnement fonctionnels et réseaux techniques) qui évoluent de plus en plus rapidement et deviennent de plus en plus complexes et divers.

Aussi les techniques de construction de planchers et de structure qui minimisent les difficultés de synthèse et de passage de réseaux présentent un intérêt accru, dont la technique du plancher-dalle.

Ce type de structure se compose d'une dalle-pleine reposant directement sur des voiles sans poutres ni nervures.

Elle présente de nombreux avantages de construction tel que :

- ✓ -Absence de poutres intérieur et donc moins de retombées ;
- ✓ -Facilité de mis en œuvre (facilité de coffrage) ;
- ✓ -Une grande hauteur de marge sous – plafonds ;
- ✓ -Facilité de passage des réseaux (ventilation, chauffage, plomberie, ...ect) ;

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

✓ -Une structure durable pouvant évoluer dans le temps en fonction de son utilisation.

Le but de ce projet a donc été d'étudier la viabilité des planchers –dalles dans le bâtiment, c'est-à-dire connaître ce que cette technique peut apporter et quelles sont ces limites vis-à-vis la sécurité.

I.2. DESCRIPTION DU PROJET :

Le projet faisant l'objet de la présente étude est une Tour en béton armé en (R+11+S/Sol), ce bâtiment est composé de locaux commerciaux au Rez de Chaussée, les autres Etages sont à usage d'habitation, le Sous –Sol sera exploité autant que parking sous-terrain.

La terrasse sera accessible avec un local technique, le bâtiment sera équipé d'un ascenseur pour faciliter l'accessibilité lors de l'exploitation.

Ce bâtiment fait partie d'un ensemble de logements et d'un centre commercial nommé « **Résidence El Medina** » implantée au Sud - Ouest de la ville de Sidi Bel-Abbés-Algérie.

I.3. L'IMPLANTATION DE L'OUVRAGE :

Le terrain retenu pour recevoir le projet de 180 Logements Promotionnels se situe au niveau de la rocade sud –Ouest de la wilaya de Sidi Bel-Abbés à côté du Bouvard d'Excellence (1500 AADL).

La conception architecturale est prévue pour la réalisation de six (06) blocs en (R+11+S/Sol) à usage d'habitation et Un immeuble en (R+3) à usage commercial.



Figure I.1 : PLAN DE MASSE

I.4. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU BATIMENT

I.4.1 Dimension en élévation:

Hauteur total du bâtiment Ht= 42.20m

Hauteur du Sous-Sol h=3.35m

Hauteur du RDC h=4.20m

I.4.

Les



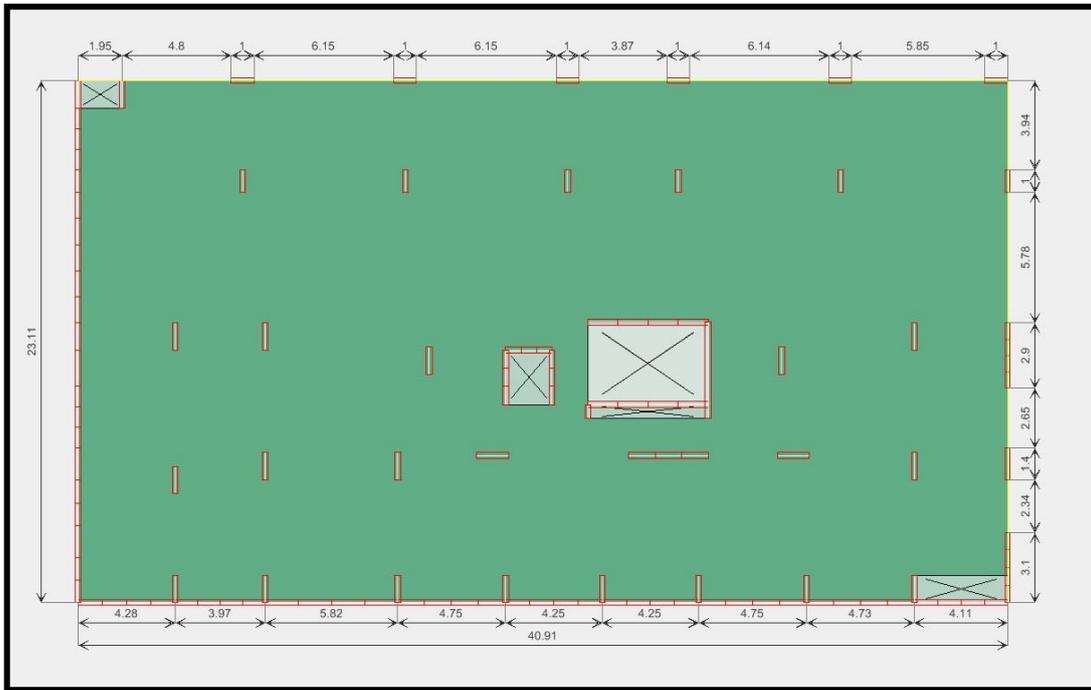


Figure I.2 : VUE EN PLAN DU RDC

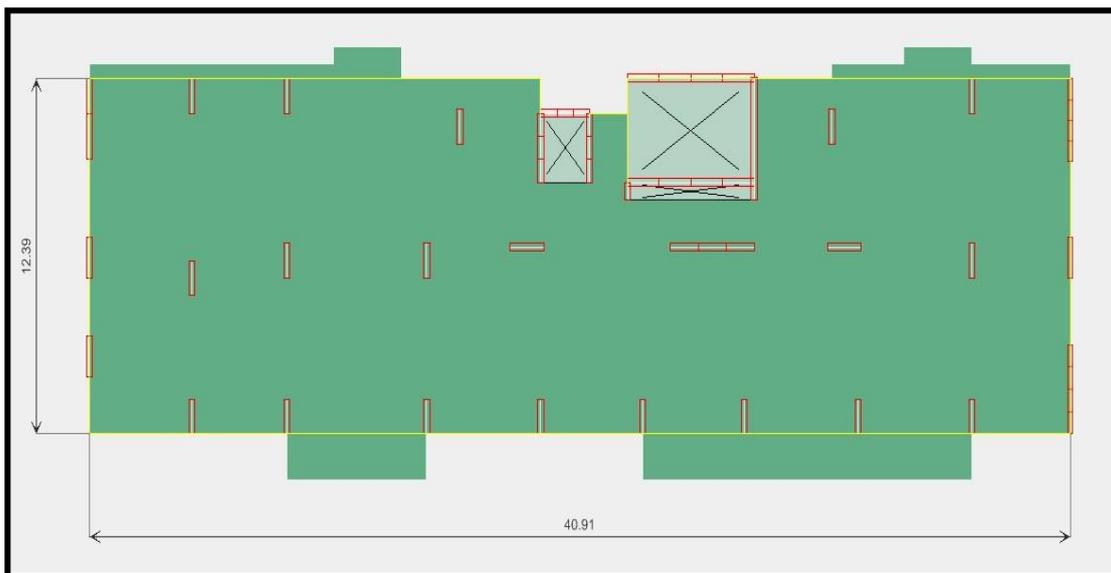


Figure I.3 : VUE EN PLAN « ETAGE COURANT »

I.5 .CONCEPTION STRUCTURELLE :

I.5.1.Ossature de l'ouvrage :

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles porteurs, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

I.5.2. Planchers Dalles :

On désigne sous ces dénominations des planchers constitués par des dalles continues sans nervures, supportés directement par des voiles en béton armé.

I.5.3. Voiles de contreventement :

D'après le **Chap. 7.7 du RPA99/Version 2003**, sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition : $l \geq 4a$.

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

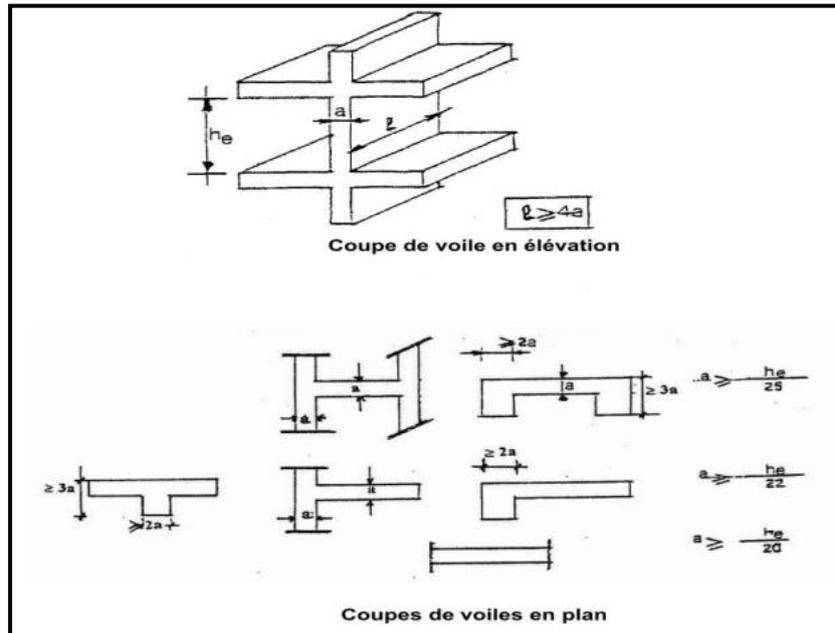


Figure I.4 : Coupes de Voile en Élévation et en plan

I.5.4. Poutres :

D'après le chap. 7.5 du RPA99/Version 2003, les poutres doivent respecter les dimensions ci-après ;

- $b \geq 20$ cm
- $h \geq 30$ cm
- $h/b \leq 4.0$
- $b_{max} \leq 1.5h + b_1$

I.5.5. Noyaux :

Les noyaux en béton armé doivent respecter les conditions définies pour les voiles.

I.5.6. Escalier :

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec quatre volées et paliers inter étage.

I.5.7. Maçonnerie :

On distingue :

- Mur extérieur (double paroi) en briques creuses pour les façades et entre les logements.
- Mur intérieur en plaques de plâtre BA13. (Épaisseur 13mm).

I.5.8. Revêtements :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Dalle de sol pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- Marbre bleu pour les cuisines, les halls et les façades extérieurs
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

I.5.9. L'ascenseur :

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

I.6. DONNEES GEOTECHNIQUES :

La lecture du rapport géotechnique établi par le laboratoire LNHC de Sidi Bel-Abbés nous a permis de relever ce qui suit :

- La lithologie des sondages réalisés au niveau de l’assiette du site étudié indique que les sols en place sont des formations argilo-limoneuse de couleur rougeâtre à brunâtre ;
- les essais au laboratoire ont montrés que les sols sont moyennement compressibles à gonflement négligeable ;
- Le rapport du sol confirme aussi que l’étude des échantillons de sol, selon la norme (NF P 18-011) n’a révélé aucune agressivité vis-à-vis des bétons et des armatures ;
- Les fondations préconisées sont de type superficiel, des **radiers** ;
- L’ancrage dans le bon sol à une profondeur moyenne de **4.35m** avec un taux de travail du sol de l’ordre de **$\sigma_{sol}=1.60bars$** ;
- Vu la présence d’eau signalée a 5.30m/TN, il est préconisé d’avoir un système de protection adéquat pour le drainage, si une remontée d’eau aura lieu au niveau des fondations à réaliser ;
- Selon DTR B.C.2.48, le site étudié est Classé “**Site meuble de catégorie S3**”.

I.7. CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le Règlement Parasismique Algérien RPA 99/2003.

I.7.1. Béton

I.7.1.1 La résistance à la compression :

- * Fondations, B30; $f_{c28} = 30$ MPa
- * Voiles, poutres, et dalles..... B30; $f_{c28} = 30$ MPa
- * Dallage B20; $f_{c28} = 20$ MPa
- * Béton de propreté..... 150 kg ciment/ m^3 de béton
- * Remplissages -Non structurelle (Béton de granulats légers -argile expansé)300 kg ciment/ m^3

I.7.1.2 La résistance à la traction :

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f.cj \quad \text{si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa}$$

$$f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa}$$

Donc pour un béton de classe C30/37 on a : **$f_{t,28} = 2.4$ Mpa**

I.7.1.3 Contraintes limites du béton :

- Etat limite ultime

Pour le calcul à L’ELU, on adopte le diagramme parabole-rectangle suivant :

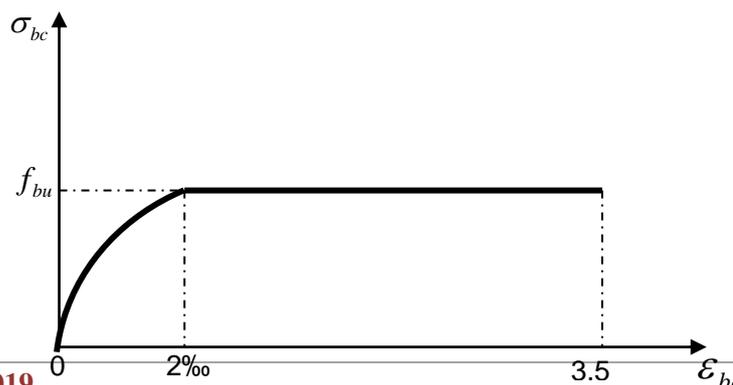


Figure I.5: Diagramme Contrainte – déformation du béton

La résistance de calcul du béton en compression à L'ELU

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

Avec : γ_b : Le coefficient partiel de sécurité pour le béton

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 & \text{Combinaison accidentelle} \\ 1.5 & \text{Autres cas} \end{cases}$$

θ : Coefficient prenant en compte la durée (t) d'application des charges

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{pour } t > 24 \text{ heures} \\ 0.9 & \text{pour } 1 \text{ heures} \leq t \leq 24 \text{ heures} \\ 0.85 & \text{Pour } t \leq 1 \text{ heure} \end{cases}$$

Pour notre cas : $f_{bu} = \frac{0.85 \cdot 30}{1.15} = 17 \text{ MPa}$

σ_{bc} : La contrainte de compression du béton :

• Etat limite de service

La contrainte limite a L'ELS vis avis de la durabilité du béton comprimé est par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot F_{c28}$$

Pour Notre cas : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$

• Coefficient ultime de cisaillement du béton

➤ Fissuration peu préjudiciable

$$\tau_u = \min (0.2 F_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = \min (3.3 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u = 3.3 \text{ MPa}$$

➤ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

$$\tau_u = \min (0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = \min (2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u = 2.5 \text{ MPa}$$

I.7.1.4 Déformations longitudinales du béton :

• Le module de déformation longitudinale instantanée du béton E.i j est égal à :

$$E_{ij} = 11.000 (f_{c,j})^{1/3}$$

• Le module de déformation longitudinale différée est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 (f_{c,j})^{1/3}$$

I.7.1.5 Coefficients de poisson : Article A.2.1.3 du CBA.93

Le coefficient de poisson sera pris égal à :

- $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations .
- $\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations.

I.7.2. Acier :

Armatures HA (Haute Adhérence) Fe E50 ; fy=500 MPa

I.7.2.1. Contraintes limites de l'acier :

• **État limite ultime**

Pour le calcul, on utilise le diagramme contrainte-déformation suivant :

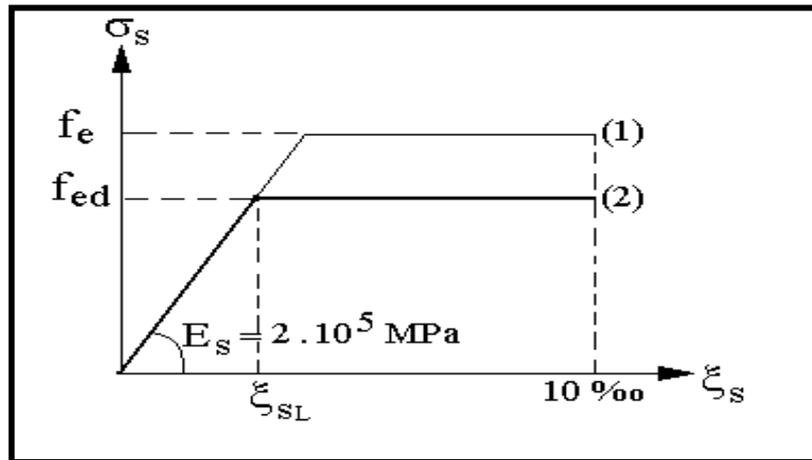


Figure I.6: Diagramme Contrainte –déformation de l'acier

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

F_{ed} : résistance de calcul des aciers a l'ELU

F_e : limite d'élasticité de l'acier

γ_s : Coefficient partiel de sécurité pour les aciers

$$\gamma_s = \begin{cases} 1 & \rightarrow \text{combinaisons accidentelles.} \\ 1.15 & \rightarrow \text{autres cas.} \end{cases}$$

Pour notre cas : $F_{ed} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa}$

• **L'allongement ($\epsilon_{s l}$)**

$$\epsilon_s = \frac{F_{ed}}{E_s}$$

Avec :

ϵ_{sl} : allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint la résistance de Calcul

$$\frac{f_e}{\gamma_s}$$

σ_s : Contrainte de traction de l'acier

E_s : module d'élasticité de l'acier ; $E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$

$$\epsilon_s = \frac{435}{2.10^5} = 2.175 \text{ ‰}$$

– L'allongement et le raccourcissement sont limités à **10‰**

• **Etat limite ultime de service**

On limite la contrainte dans l'acier uniquement à l'état limite d'ouverture de fissures :

– Fissuration peu préjudiciable : pas de limitation

– Fissuration préjudiciable : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\left\{ \begin{array}{l} (2/3) \times f_e \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \quad 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \quad (\text{MPa})$$

-Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \begin{array}{l} (1/2) \times f_e \\ 90\sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \end{array} \right. \quad (\text{MPa})$$

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte limite des aciers tendus à l'ELS

Avec :

η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1$ Pour les ronds lisses

$\eta = 1,6$ Pour les armatures à haute adhérence

• Coefficient d'équivalence :

$n = E_s / E_b = 15$ (valeur conventionnelle)

II. PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE

II.1. PLANCHERS-DALLE :

II.1.1. Introduction :

On désigne sous ces dénominations des planchers constitués par des dalles continues sans nervures, supportés directement par des voiles en béton armé, sauf éventuellement sur leurs rives le long desquelles peuvent exister des murs porteurs ou des poutres en saillie au-dessous des dalles.

II.1.2. L'épaisseur minimale :

➤ L'Annexe E4 du B.A.E.L 99 précise qu'il n'est pas nécessaire de justifier les planchers-dalles des bâtiments d'habitation ou similaires à l'état-limite de déformation, si les conditions suivantes sont respectées :

- Planchers supportant des revêtements ou des cloisons fragiles : $l \leq 22h$
- Autres planchers : $l \leq 30h$

l : désignant la plus grande portée l_x ou l_y des panneaux et h étant l'épaisseur totale de la dalle.

➤ Le Code Américain ACI 318-14 précise aussi qu'il n'est pas nécessaire de justifier la flèche du plancher dalle si son épaisseur totale est supérieure ou égale à l'un des valeurs suivantes :

Tableau 8.3.1.1 -ACI318-14

L'épaisseur minimale des planchers-dalle continues en deux directions sans nervures

fy	planchers -dalles			planchers champignons		
	panneaux de rive		panneaux intérieurs	panneaux de rive		panneaux intérieurs
	Sans poutres noyées	Avec poutres noyées		Sans poutres noyées	Avec poutres noyées	
40,000	ln/33	ln/36	ln/36	ln/36	ln/40	ln/40
60,000	ln/30	ln/33	ln/33	ln/33	ln/36	ln/36
75,000	ln/28	ln/31	ln/31	ln/31	ln/34	ln/34

Fy: contrainte des aciers à haut adhérence.

ln : longueur entre nu des voiles.

Tableau II.1 : Epaisseur minimal des planchers-dalles

Dans notre étude on a pris une épaisseur de $e=20\text{cm}$ avec les vérifications des déformations à l'état limite.

II.2. VOILES DE CONTREVENTEMENT :

En complément au chapitre I on a dans notre cas le type 03 pour l'ensemble des voiles (figure I.4)

$$a \geq \frac{h_e}{20}$$

- $h_e = 3.35m$ (Sous-Sol) ; $a \geq \frac{335-20}{20} = 15.75cm$
- $h_e = 4.20m$ (RDC) ; $a \geq \frac{420-20}{20} = 20cm$
- $h_e = 3.15m$ (Etage-courant) ; $a \geq \frac{315-20}{20} = 14.75cm$

Niveaux	a (cm)
Sous-Sol Jusqu'au 11^{eme} Etage	25

Tableau II.2 : Dimensions des voiles

II.3. NOYAUX :

Selon l'article 7.7.1 du RPA99V2003, on a dans notre cas le type 02 pour les voiles du noyau central (Voir la Figure I.4)

$$a \geq \frac{h_e}{22}$$

- $h_e = 3.35m$ (Sous-Sol) ; $a \geq \frac{335-20}{22} = 14.35cm$
- $h_e = 4.20m$ (RDC) ; $a \geq \frac{420-20}{22} = 18.18cm$
- $h_e = 3.15m$ (Etage-courant) ; $a \geq \frac{315-20}{22} = 13.41cm$

Niveaux	a (cm)
Sous-Sol Jusqu'au 11^{eme} Etage	25

Tableau II.3 : Dimensions des voiles du Noyau

II.4. POUTRES :

D'après l'article 7.5.1 du RPA99/Version 2003, les poutres doivent respecter les dimensions ci-après ;

- $b \geq 20$ cm (1)
- $h \geq 30$ cm (2)
- $h/b \leq 4.0$ (3)
- $b_{max} \leq 1.5h + b_1$ (4)

Poutre 20x60 ----- $b=20cm$; $h=60$ cm Conditions (1 et 2) Vérifiées
 Poutre 25x60 ----- $b=25cm$; $h=60$ cm Conditions (1 et 2) Vérifiées
 Poutre 25x80 ----- $b=25cm$; $h=80$ cm Conditions (1 et 2) Vérifiées.

II.5. DEFINITION DES ACTIONS :

Ensuite, on présente les charges considérées pour le dimensionnement structurel, ayant en compte la localisation géographique de l'ouvrage et le type d'utilisation.

II.5.1. Charges permanentes :

II.5.1.1. Poids propre :

Cette charge est considérée automatiquement par le logiciel de calcul. Il admet pour le béton, un poids volumique de $\gamma=25$ KN/m³ et pour l'acier un poids volumique de $\gamma=78.50$ KN/m³. (DTR BC 2.2, Annexe B).

II.5.1.2. Autres charges permanentes :

Les autres charges permanentes considérées, suivant le DTR BC 2.2, Annexe C, ont été :

- Revêtements de garage1.0 kN/m²
- Revêtements de commerce2.5 kN/m²
- Revêtements de terrasse (zone courant)2.5 kN/m²
- Revêtements de terrasse (avec jardin $\gamma=19,0$ kN/m³) 20 kN/m²
- Revêtements des logements.....1.6 kN/m²
- Revêtements de toiture2.0 kN/m²
- Cloison de séparation.....1.0 kN/m²
- Parois Extérieures 7.5 kN/ml
- Équipements du Poste de Transformation localisés au RDC12 kN/m²

II.5.1.3. Raccourcissement et Fluage (Article A.2.1.2.2. Du CBA93) :

Selon le C.B.A 93 l'article A.2.1.2.2 et Annexe G, le raccourcissement unitaire dû au retrait atteint la valeur suivante :

$$\varepsilon = -3 \times 10^{-4}$$

Climat tempéré, Zone B de la carte de zonage climatique provisoire de l'Algérie. Selon le C.B.A 93 Article A.3.1.3.3, le coefficient de dilatation du béton armé est donné par la valeur suivant :

$$\alpha = 1 \times 10^{-5}$$

La température équivalente à l'effet du retrait est estimée par l'équation suivante :

$$\Delta T_{eq} = \frac{\varepsilon}{\alpha} = \frac{-3 \times 10^{-4}}{1 \times 10^{-5}} = -30^{\circ}\text{C}.$$

Selon le C.B.A 93 Article A.2.1.2.1, les modules de déformation longitudinales instantané et différée du béton E_{ij} et E_{vj} sont égale à :

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3} \text{ avec } f_{cj} \text{ exprimé en MPa.}$$

$$E_{vj} = 3700 f_{cj}^{1/3} \text{ avec } f_{cj} \text{ exprimé en MPa.}$$

Pourtant, $E_{ij}/E_{vj} = 2.97$.

Ainsi et afin de prendre en compte les effets différés du béton, on adopte sur le modèle de calcul la valeur :

$$\Delta T = \frac{-30}{2.97} = -10.1^{\circ}\text{C}$$

II.5.2. Charges variables :

II.5.2.1. Température climatique (Article A.3.1.3.3. du CBA93) :

Selon le C.B.A. 93, Article A.3.1.3.3, on adopte, pour les constructions situées à l'air libre une variation uniforme de température suivante ;

- Algérie du Nord (climat tempéré) : + 35°C et -15°C

Rapportons-nous au B.A.E.L.91, Article A.3.1.33 - Actions de la température climatique. Les effets dus à la température comportent :

- Une partie rapidement variable correspondant à des variations de ± 10 °C qui est donc introduite avec le module de déformation longitudinale instantané, Ei ;
- Une partie lentement variable (égale au reste) qui est donc introduite avec le module de déformation longitudinale différée, Ev.

Ainsi, les valeurs considérées dans les modèles de calcul pour l'action de la température climatique sont obtenues à partir des expressions suivantes :

$$\Delta T^+ = +10 + \frac{35 - 10}{2.97} = 18.4^\circ\text{C}$$

$$\Delta T^- = -10 - \frac{15 - 10}{2.97} = -11.7^\circ\text{C}$$

II.5.2.2. Charges d'Exploitation :

Les charges d'exploitation ont été considérées d'après le DTR B.C. 2.2 - 7.1:

- Garage 2.5 kN/m²
- Commerce..... 5.0 kN/m²
- Terrasse 5.0 / 1.50 kN/m²
- Logements..... 1.5 kN/m²
- Balcons..... 3.5 kN/m²
- Toiture 1.5 kN/m²

II.6. COMBINAISON D' ACTIONS :

Ensuite, on présente les combinaisons d'actions considérées pour la vérification des états limites ultimes de résistance et des états limites de service;

II.6.1 Combinaisons Fondamentales, d'après CBA93 :

Actions permanentes	ACTIONS VARIABLES		
	de base γ_{Q1}^{Q1}	D'accompagnement $1,3 \Psi_{Q2}^{Q2(1)}$	D'accompagnement $1,3 \Psi_{Q3}^{Q3(2)}$
1,35 G _{max} + G _{min}			
1,35G ou G	1,5 Q _B	O ou W ou S _n Ou W + S _n	O ou 0,8 T
	1,5 W	O ou 1,3 Ψ_0 Q _B ou S _n Ou 1,3 Ψ_0 Q _B + S _n	O ou 0,8T
	1,5 S _n	O ou 1,3 Ψ_0 Q _B ou w ou 1,3 Ψ_0 Q _B +w	O ou 0,8 T

Tableau II.4 : Combinaison fondamentale

II.6.2 Combinaisons de Service, d'après CBA93 :

Actions permanentes	ACTIONS VARIABLES	
	de base $Q_1(1)$	D'accompagnement $1,3 \Psi_{Q2} Q_2(2)$
$G_{max} + G_{min}$		
G	Q_B	0 ou 0,77 W ou S_n
	W	0 ou $\Psi_0 Q_B$
	S_n	0 ou $\Psi_0 Q_B$ ou w ou $1,3 \Psi_0 Q_B$

Tableau II.5 : Combinaison de service

II.6.3 Combinaisons Accidentelles, d'après RPA99/Version 2003 :

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux Etats Limites. Les combinaisons d'actions considérées pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

$$G + Q + E \text{ et } 0.8 G \pm E$$

II.7. METHODOLOGIE DE CALCUL :

II.7.1 La modélisation du bâtiment :

Les modèles de calcul ont été réalisés sur deux logiciels de calcul aux éléments finis (Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016 et Etabs V 2013) pour évaluer les effets de l'action sismique sur le bâtiment.

Le calcul statique est réalisé selon la résolution d'un système d'équations linéaires du type :

$$K \cdot U = R$$

Où :

- U - matrice de rigidités ;
- R - vecteur des déplacements ;
- K - vecteur des charges.

L'analyse dynamique est faite selon un système d'équation d'équilibre dynamique, avec lesquels est possible l'obtention de la réponse de la structure aux déplacements du sol, dus à l'action sismique.

$$M \cdot \ddot{u} + C \cdot \dot{u} + K \cdot u = M \cdot \ddot{u}_g$$

Où :

- M - matrice de masses ;
- C - matrice d'amortissement ;
- K - matrice de rigidités ;
- \ddot{u}_g - accélération du sol;
- \ddot{u} ; \dot{u} ; u - accélération, vitesse et déplacements de la structure.

Le logiciel de calcul automatique résout le système d'équations en utilisant la méthode de la superposition des modes par un spectre de réponse approximatif.

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE

La courbe d'accélération du sol est introduite sous la forme d'un cadre qui fait la relation entre l'accélération et la période de la structure. L'excitation du sol se produit dans les trois directions : deux horizontales et perpendiculaire entre elles, et une verticale

La détermination des efforts et des déplacements maximaux est faite avec les réponses modales associées aux directions principales d'excitation. La réponse totale ou finale, n'est autre que la somme des réponses des trois directions par une combinaison quadratique.

II.7.2 Interface Sol-Structure :

Les fondations, constituées par un radier, ont été modélisés avec la méthode des éléments finis à l'aide du logiciel SAFE version 2012.

II.8. ENCADREMENT REGLEMENTAIRE :

Toutes les vérifications de sécurité ont été effectuées selon la réglementation Algérienne, à savoir :

- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé, CBA93 ;
- Règles Parasismiques Algériennes, RPA99/Version 2003 ;
- Charges Permanentes et Charges d'Exploitations, DMR B.C. 2.2.

Les Règles françaises BAEL 91 et les Eurocodes européens, Eurocode 1 : Actions on structures ; Eurocode2 : Design of concrete structures et Eurocode 8 : Design of structures for earthquake resistance, ont aussi été consultés comme un complément et comparaisons de résultats.

II.9. PROCESSUS CONSTRUCTIF :

La construction de la structure du bâtiment devra suivre les normes du bon art de construire. Étant donné que ces structures sont traditionnelles en béton armé, coulé sur place, on propose que la construction soit effectuée avec les moyens normaux et spécifiques à ce type d'ouvrage. Il n'est pas prévu la nécessité d'avoir un certain type de technologie spéciale de construction, demeurant ainsi, la de la structure simple, rapide et économique

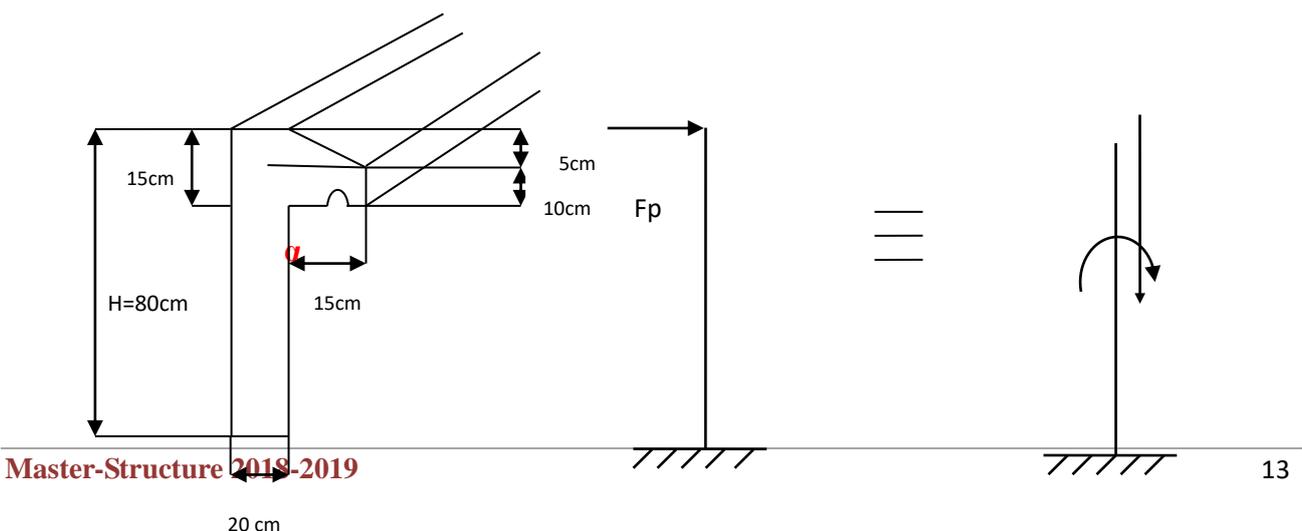
III. ETUDE DES ELEMENT SECONDAIRES

III. 1. ETUDE DE L'ACROTÈRE :

III.1.1. Introduction :

L'acrotère est un élément en console encastré dans le plancher terrasse, il est soumis à son poids propre, et à une charge horizontale dite « **la main courante** », cette dernière est estimée à **1KN/ml**

III.1.2. Schéma de calcul :



« Schéma réel »
statique »

« Schéma

Figure. III.1. Schéma de l'acrotère

III.1.3. Méthode de calcul :

L'acrotère sera calculé en flexion composée sous l'effet d'un effort normal W_p dû à son propre poids et un moment de flexion dû à une force horizontal F_p .

Le calcul se fait pour une bande de 1m linéaire et une épaisseur de 20 cm.

Le ferrailage obtenu sera généralisé sur toute la longueur de l'élément.

III.1.4. L'évaluation des charges :

❖ Poids propre de l'acrotère :

$$G_1 = G \times \text{surface}_{\text{acrotère}}$$

$$S : \text{surface latérale de l'acrotère} = (0.80 \times 0.20) + (0.15 \times 0.10) + \frac{0.05 \times 0.15}{2} = 0.17875m^2$$

$$G_1 = 30 \times 0.17875 = 5.3625 \text{ KN/ml}$$

❖ Enduit en ciment (e = 2 cm) :

$$G_2 = 20 \times e \times U, \text{ avec } U : \text{périmètre de l'acrotère.}$$

✓ La détermination de l'angle α :

$$\alpha = \frac{5}{10} = 0.5 \longrightarrow \alpha = 26.57^\circ$$

✓ Le calcul du périmètre :

$$\text{Périmètre} = 80 + 20 + 65 + 15 + 20 + 10 + \frac{5}{\sin \alpha} = 2.21m$$

$$G_2 = 20 \times 0.02 \times 2.21 = 0.884 \text{ KN/ml}$$

❖ Calcul de la force horizontale

✓ Exigences des règles RPA99 v2003 :

Le règlement impose l'application de la force horizontale F_p pour le calcul des éléments de structure secondaire et les équipements ancrés à la structure suivant la formule :

A : coefficient d'accélération de zone A = 0.15 « zone II a; groupe d'usage 2 ».
 Cp : facteur de force horizontale Cp = 0.8 (élément en console). Tableau 6.1
 Wp = poids des éléments considéré Wp = G₁+ G₂ = 5.3625 + 0.884 =
 6.2465KN/ml

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 6.2465 = 3.00 \text{ KN/ml}$$

III.1.5. A l'état limite ultime (E.L.U) :

❖ Calcul des sollicitations :

- Effort normal : $N_u = 1.35 \times W_p = 1.35 \times 6.2465 = 8.43 \text{ KN}$
- Moment fléchissant : $M_u = 1.5 \cdot F_p \cdot H = 1.5 \times 3.00 \times 0.80 = 3.6 \text{ KN.m}$

❖ Calcul des excentricités :

▪ Excentricité du 1^{er} ordre e_1

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a$$

Avec : e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales après exécution.

$$e_a = \max \left\{ \begin{array}{l} 2 \text{ cm.} \\ H/250 = 80/250 = 0.32 \text{ cm.} \end{array} \right. \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm.}$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a \Rightarrow e_1 = \frac{3.6}{8.43} + 0.02 = 0.505 \text{ m.}$$

▪ Élancement géométrique

l_f : la longueur de flambement. $l_f = 2 \times H = 2 \times 0.80 = 1.6 \text{ m}$

$h = 20 \text{ cm}$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{1.6}{0.2} = 8 < \max \left(15; \frac{20e_1}{h} \right)$$

$$= 8 < \max \left(15; \frac{20 \times 0.505}{0.20} \right) = 50.5$$

Donc, le calcul sera mené à la flexion composée en tenant compte de l'excentricité du second ordre.

▪ **Excentricité du 2^{ème} ordre e_2**

$$e_2 = \frac{3.I_f^2}{10^4.h} [2 + (\alpha.\varphi)]$$

e_2 : L'excentricité due aux effets de second ordre lié à la déformation de la structure.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{W_p}{W_p + F_p} = \frac{6.2465}{6.2465 + 3.00} = 0.67$$

φ : Le rapport de déformation finale dû au fluage de la déformation instantanée

(φ Généralement égale à : 2).

h : La hauteur totale de la section dans la direction du flambement ($h=20$ cm)

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times (1.6)^2}{10^4 \times 0.2} \times (2 + 0.67 \times 2) = 0.013m.$$

❖ **Sollicitations ultimes corrigées pour le calcul en flexion composée :**

$$N_u = 8.43 \text{ KN}$$

$$M_u = N_u (e_1 + e_2) = 8.43 (0,505 + 0,013) = 4.37 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = e_1 + e_2 = 0,505 + 0,013 = 0,518m.$$

❖ **Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendues :**

$$e_A = e_0 + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.518 + \left(0,18 - \frac{0,2}{2} \right) = 0.60m$$

$$M_{uA} = N_u \cdot e_A \Rightarrow M_{uA} = 8.43 \times 0.6 = 5.06 \text{ KN.m.}$$

III.1.6. A l'état limite de service (E.L.S) :

- Effort normal : $N_{ser} = W_p = 6.2465 \text{ KN.}$

- Moment fléchissant : $M_{ser} = F_p \times H = 3 \times 0.8 = 2.4 \text{ KN.m}$

$$e_{0ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{2.4}{6.2465} = 0.38 \text{ m}$$

❖ **Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendues :**

$$e_A = e_{0,ser} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0,38 + \left(0,18 - \frac{0,2}{2} \right) = 0,46 \text{ m}$$

$$M_{serA} = N_{ser} \cdot e_A \Rightarrow M_{serA} = 6.2465 \times 0,46 = 2.87 \text{ KN.m.}$$

III.1.7. Calcul des armatures :

❖ **Moment réduit de référence à l'état limite ultime :**

$$\mu_{bc} = 0,8 \frac{h}{d} \left(1 - 0,4 \frac{h}{d} \right) = 0,8 \frac{0,20}{0,18} \left(1 - 0,4 \frac{0,20}{0,18} \right) = 0,49$$

❖ **Moment réduit agissant :**

$$\mu_{bu} = \frac{Mu_A}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5.06 \times 10^{-3}}{1 \times (0.18)^2 \times 17} = 0,0092$$

$$\mu_{bu} = 0,0092 < \mu_{bc} = 0,49 \Rightarrow \text{section partiellement tendue.}$$

Donc le calcul se fait en flexion simple.

❖ **Calcul des aciers en flexion simple :**

$$\gamma = \frac{Mu_A}{M_{serA}} = \frac{5.06}{2.87} = 1.76$$

$$10^4 \mu_{lu} = \left[3440 \cdot \theta \cdot \gamma + 49 \cdot f_{c28} \frac{1}{\theta} - 3050 \right]$$

$$\mu_{lu} = \left[3440 \times 1 \times 1.76 + 49 \times 30 \times 1 - 3050 \right] \times 10^{-4} = 0.45$$

$$\mu_{bu} = 0,0092 < \mu_{lu} = 0,45 \Rightarrow A' = 0$$

Le béton résiste seul à la compression (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\mu_{bu} = 0,0092 < 0,275 \Rightarrow \text{La méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d \cdot (1 - 0,6 \mu_{bu}) = 0.18 \cdot (1 - 0,6 \cdot 0,0092) = 0.179 \text{ m}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa.}$$

$$\text{Section d'acier : } A_{st} = \frac{Mu_A}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{5.06 \times 10^{-3}}{0.179 \times 435} \times 10^4 = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ **Armatures en flexion composée :**

$$A' = 0 \quad A = A_{st} - \frac{N_u}{f_{ed}} = 0.65 - \frac{8.43 \times 10}{435} = 0.46 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ **Section minimale :**

$$A_{\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{4cm^2}{\text{périmètre}(m)} \\ \frac{0,2B}{100} \end{array} \right\} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{4cm^2}{2.21} = 1.81cm^2 \\ \frac{0,2 \cdot (20 \cdot 100)}{100} = 4cm^2 \end{array} \right\} \Rightarrow A_{\min} = 4 cm^2$$

$A_{\min} = 4 cm^2$

On a donc :

$A \leq A_{\min} \Rightarrow$ On adopte un ferrailage constructif HA8 espacé de 10cm soit $A = 3.02 cm^2/ml$

Les armatures de répartitions A_r :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.02}{4} = 0.75 cm^2. \quad \longrightarrow \quad \text{On prévoit des barres 6T8 espacé de 15cm ;}$$

Soit $A = 5.03 cm^2/ml$

❖ **Vérification des contraintes : Fissuration préjudiciable**

Il faut que : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28}$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \geq \alpha$$

Avec $\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0092}) = 0.012$

$$\gamma = \frac{M_{uA}}{M_{serA}} = \frac{5.06}{2.87} = 1,76$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,76-1}{2} + \frac{30}{100} = 0,68$$

On a donc : $\alpha = 0,012 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,65$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \longrightarrow CV$$

$$\sigma_s < \overline{\sigma_s} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \cdot f_e = 333.33 MPa. \\ \max \left\{ \begin{array}{l} 200 MPa. \\ 110 \cdot \sqrt{1,6 \cdot f_{t28}} \end{array} \right\} \end{array} \right\} \Rightarrow \overline{\sigma_s} = 200 MPa.$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_1).$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{2.87 \times 10^{-3}}{\frac{100.20^3}{12} \times 10^{-8}} = 4.305 MN.m^3$$

$$Y_1 = -E + \sqrt{E^2 + F}$$

$$E = \frac{15.A}{b} = \frac{15 \times 5.03}{100} = 0,755$$

$$F = \frac{30.A.d}{b} = \frac{30 \times 5.03 \times 18}{100} = 27.16$$

$$Y_1 = -0,755 + \sqrt{0,755^2 + 27.16} = 4.51 cm$$

$$\sigma_s = 15. K. (d - y_1) = 15 \times 4.305 \times (0,18 - 0,0451)$$

$$= 8.71 MPa. \sigma_s = 8.71 MPa < \bar{\sigma}_s = 200 MPa \longrightarrow CV.$$

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

$$V_{max} = F_p = 3 KN.$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b.d} = \frac{3 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,017 MPa.$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \\ 5 MPa. \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,2 \times \frac{30}{1,5} = 4 MPa. \\ 5 MPa. \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = 4 MPa.$$

On a donc : $\tau_u = 0,017 MPa < \bar{\tau}_u = 4 MPa \longrightarrow$

C.V

Donc, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III. 2. LES ESCALIERS :

III.2.1. Introduction :

Un escalier est constitué d'une succession de marches, il sert à relier deux niveaux différents de construction. On appelle « emmarchement » la longueur de ses marches ; et le « giron » sa largeur.

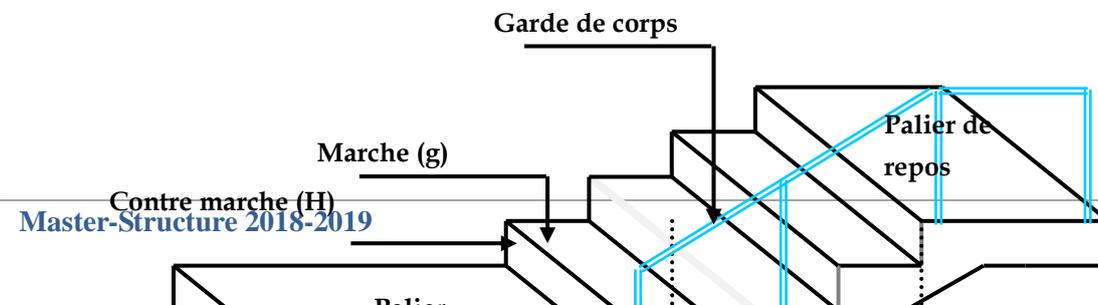


Figure III.2: Terminologie des escaliers

III.2.2. Conception :

Dans notre cas les escaliers sont à marches droites et surtout pour leurs facilités d'exécution, ils seront constitués de deux volées parallèles liées par un palier intermédiaire.

La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et l'escalier adopté est du type coulé sur place dont la paillasse viendra s'appuyer sur les paliers.

III.2.3 Les types d'escaliers :

Dans notre construction, on a un seul type d'escalier :

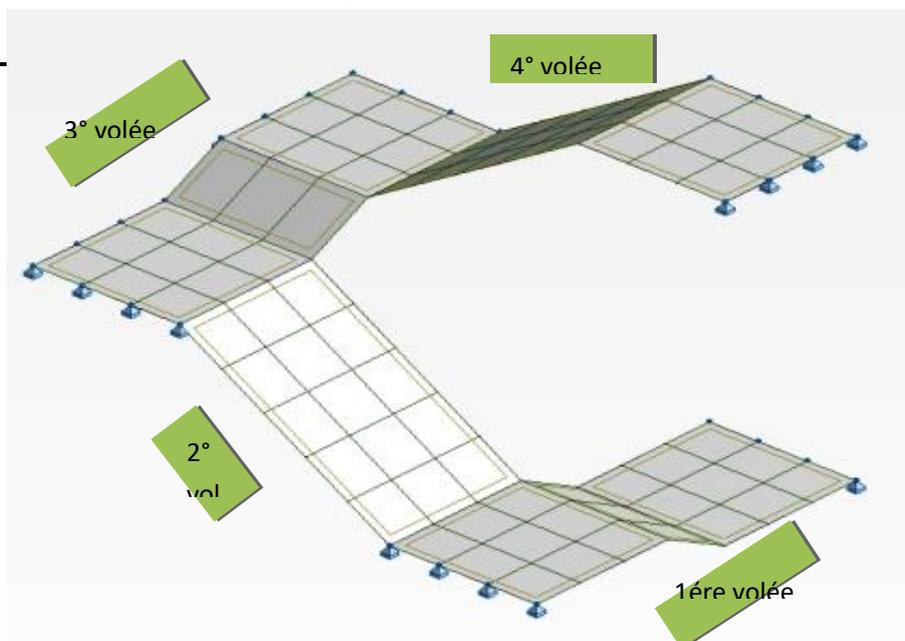


Figure III.3: Type d'escalier de notre étude.

III.2.4. Exemple de calcul d'escalier :

III.2.4.1. Prédimensionnement :

Les dimensions des marches et contre marches seront déterminées par la formule de BLONDEL : $0,60m \leq 2h + g \leq 0,66m$ ou h est hauteur de contre marche, elle varie entre 16 et 18 cm, on prend $h = 16$ cm.

- La hauteur d'étage $h_e = 3.20m$

- Le nombre de contres marches $n = \frac{h_e}{h} = \frac{320}{16} = 20$
- Le giron $g = \frac{L_H}{n-1}$; avec L_H : la largeur de la projection horizontale de la 2^o volée.

$$\Rightarrow g = \frac{1.5}{6-1} = 30 \text{ cm.}$$

On a donc : $0,60 \leq (2 \times 0,16) + 0,30 = 0,62 \leq 0,66 \text{ m.} \rightarrow \text{C.V}$

- L'épaisseur de la paillasse : $e_{volée} = 16 \text{ cm}$
- L'épaisseur du palier : $e_{palier} = 16 \text{ cm.}$
- L'emmarchement = 1.40 m.

III.2.4.2. Descente des charges :

❖ La volée :

Charge permanente G_v

Poids spécifique réel

1- Marche

$$30 \times \frac{0,16}{2} = 2.40 \text{ KN/m}^2$$

2- Paillasse, $ep = 16 \text{ cm}$

$$30 \times \frac{0,16}{\cos(\alpha)} = 5.45 \text{ KN/m}^2$$

3- Carrelage + Mortier (horizontal), $ep = 2 \text{ cm}$ $(20 \times 0.02) + (20 \times 0.02) = 0.8 \text{ KN/m}^2$

4- Carrelage + Mortier de pose (vertical), $e = 2 \text{ cm}$ $[(20 \times 0.02) + (20 \times 0.02)] \times \frac{16}{30} = 0.34 \text{ KN/m}^2$

5- Enduit en ciment, $ep = 1.5 \text{ cm}$

$$18 \times \frac{0,015}{\cos(\alpha)} = 0,31 \text{ KN/m}^2$$

Charge permanente G_v

$$G_v = 8.70 \text{ KN/m}^2$$

Surcharge d'exploitation Q_v

$$2.50 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_v =$$

❖ Palier :

Charge permanente G_p

Poids spécifique réel

1- Carrelage, ep = 2cm

$$20 \times 0.02 = 0.40 \text{ KN/m}^2$$

2- Mortier de pose, ep = 2cm

$$20 \times 0.02 = 0.40 \text{ KN/m}^2$$

3- Palier, ep = 16cm

$$25 \times 0.16 = 4.00 \text{ KN/m}^2$$

4- Enduit en ciment, ep = 1.5cm

$$18 \times 0.015 = 0.27 \text{ KN/m}^2$$

Charge permanente G_p

$$G_p = 5.07 \text{ KN/m}^2$$

Surcharge d'exploitation Q_p
KN/m²

$$Q_p = 2.50$$

III.2.4.3. Combinaison d'action :

❖ **Palier :**

▪ **E.L.U :** $q_{pu} = (1,35 \times 5.07 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 10,60 \text{ KN/ml.}$

▪ **E.L.S :** $q_{pser} = (5.07 + 2,5) \times 1 = 7.57 \text{ KN/ml.}$

❖ **La volée :**

▪ **E.L.U :** $q_{vu} = (1,35 \times 8.70 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 15,50 \text{ KN/ml.}$

▪ **E.L.S :** $q_{vser} = (8.70 + 2,5) \times 1 = 11.20 \text{ KN/ml.}$

$$\frac{qvu - qpu}{qvu} = \frac{15.50 - 10,60}{15.50} = 0,32 > 10\% \quad \longrightarrow = 0.10$$

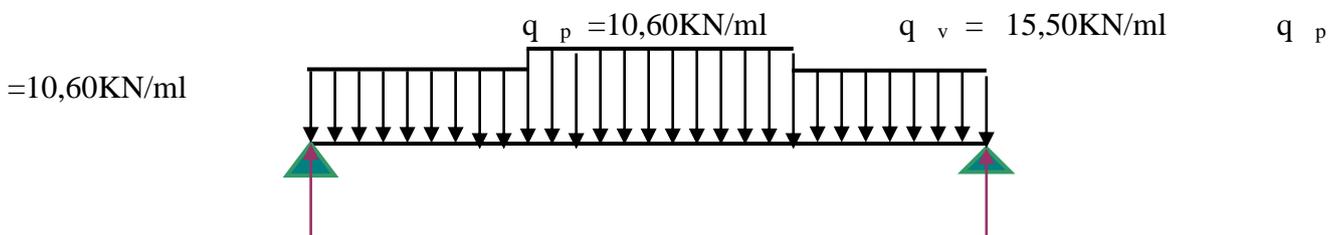
ok

Donc le chargement est composé de la charge appliquée sur la volée et celle sur le palier.

III.2.4.4. Calcul des sollicitations :

▪ **E.L.U :**

❖ **Détermination des réactions :**



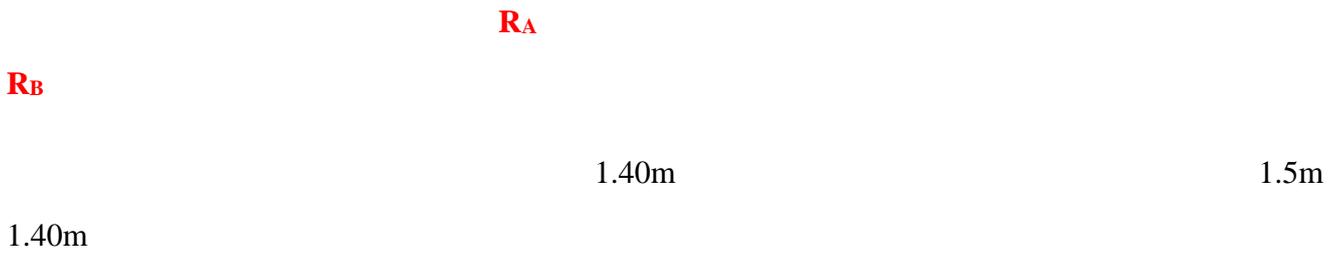


Figure III.4 : Schéma statique d'escalier

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B - q_p \cdot (1,4 + 1,4) - q_v \cdot 1,5 = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = (10,60 \times 2,8) + (15,50 \times 1,5) = 52,93 \text{KN.}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times 4,3 - q_v \times (1,5) \times \left[\frac{1,5}{2} + 1,40 \right] - q_p \times (1,40) \times \left[\frac{1,40}{2} + 1,5 + 1,40 \right] - q_p \times \frac{(1,40)^2}{2} = 0$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times 4,3 - 3,225 \times q_v - 6,02 \times q_p = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 26,465 \text{KN. et } R_A = 26,465 \text{KN.}$$

❖ Calcul des moments isostatiques et efforts tranchants :

$$0 \leq x \leq 1,40$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_p \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 26,465 \times x - 10,60 \times \frac{x^2}{2}$$



$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(1,40) = 26,67 \text{ KN.m}$$

$$V(x) = R_A - q_p \cdot x$$

$$26,465 \text{ KN}$$



$$V(0) =$$

$$V(x) = 26,465 - 10,60 \times x$$

$$\text{KN}$$

$$V(1,40) = 11,625$$

$$1,4 \leq x \leq 2,9$$

$$M(x) = R_A \times x - q_p \times 1,40 \times \left(x - \frac{1,40}{2} \right) - q_v \times \frac{(x-1,40)^2}{2}$$

$$26,67 \text{ KN.m}$$



$$M(1,40) =$$

$$M(x) = 26,465 \times x - 10,60 \times 1,40 \times \left(x - \frac{1,40}{2}\right) - 15,50 \times \frac{(x-1,40)^2}{2} \quad M(2,90) = 26,67$$

KN.m

$$V(x) = R_A - q_p \times 1,40 - q_v \times (x-1,40)$$

$$V(1,40) = 11,625 \text{ KN}$$

$$V(x) = 26,465 - 10,60 \times 1,40 - 15,50 \times (x-1,40)$$

$$V(2,90) = -11,625 \text{ KN}$$

$$2.9 \leq x \leq 4.3$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_p \times 1,40 \times \left(x - \frac{1,40}{2}\right) - q_v \times 1,5 \left(x - 1,40 - \frac{1,5}{2}\right) - q_p \times \frac{(x-4,3)^2}{2}$$

$$M(x) = 26,465 \times x - 10,60 \times 1,40 \times \left(x - \frac{1,40}{2}\right) - 15,50 \times 1,5 \left(x - 1,40 - \frac{1,5}{2}\right) - 10,60 \times \frac{(x-4,3)^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(2,9) = 16,275 \text{ KN.m} \\ M(4,3) = 10,40 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$V(x) = R_A - \left(q_p \times 1,40\right) - \left(q_v \times 1,5\right) - q_p \times (x-2,9)$$

$$-11,625 \text{ KN}$$

$$V(x) = 26,465 - (10,60 \times 1,40) - (15,50 \times 1,5) - 10,60(x-2,9)$$

$$V(4,3) = -26,465 \text{ KN}$$

Le point du moment maximal coïncide avec le point d'effort tranchant nul.

$$1.4 \leq x \leq 2.9$$

$$M(x) = R_A \times x - q_p \times 1,40 \times \left(x - \frac{1,40}{2}\right) - q_v \times \frac{(x-1,40)^2}{2}$$

$$M'(x) = \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow V(x) = 0 \Rightarrow V(x) = R_A - q_p \times 1,40 - q_v \times (x-1,40) = 0$$

$$\Rightarrow V(x) = 26,465 - (10,60 \times 1,4) - 15,50 \times (x-1,4) = 0$$

$$\Rightarrow x = 2.15 \text{ m}$$

$$D'o\grave{u} \quad M_{\max} = M(2,15) = (26,465 \times 2,15) - 10,60 \times 1,40 \times \left(2,15 - \frac{1,4}{2}\right) - 15,50 \times \frac{(2,15 - 1,40)^2}{2}$$

$$\Rightarrow M_{\max} = 31,02 \text{ KN.m}$$

On doit considérer un encastrement partiel au niveau des appuis

▪ **Moment en travée :** $M_t = 0,8 M_{\max} = 0,8 \times 31,02 = 24,82 \text{ KN.m}$

▪ **Moment en appui :** $M_a = 0,3 M_{\max} = 0,3 \times 31,02 = 9,31 \text{ KN.m}$

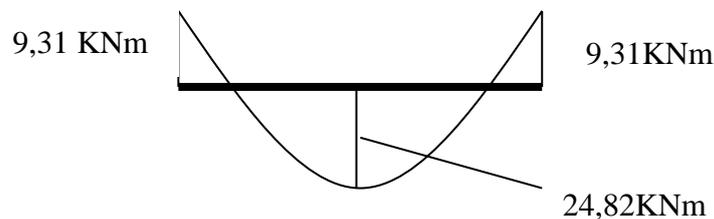


Figure III.5 : Diagramme des moments

III.2.4.5. Le ferrailage :

En travée : $M_t = 24,82 \text{ KN.m}$

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur, section rectangulaire (100x16) cm² en fissuration peu nuisible.

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{24,82 \times 10^3}{100 \times 14,4^2 \times 17} = 0,07$$

$$\mu_{bu} = 0,07 < \mu_{lu} = 0,275 \Rightarrow A' = 0$$

Le béton résiste seul à la compression (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\mu_{bu} = 0,07 < 0,275 \Rightarrow \text{La méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d \cdot (1 - 0,6 \mu_{bu}) = 14,4 \times (1 - 0,6 \times 0,07) = 13,80 \text{ cm}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa.}$$

$$\text{Section d'acier : } A_t = \frac{M_t}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{24,82 \times 10^3}{13,80 \times 435} = 4,14 \text{ cm}^2/\text{m}$$

❖ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times \frac{2,4}{500} \times 100 \times 14,4 = 1,59 \text{ cm}^2$$

$$A = 4,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,59 \text{ cm}^2$$

On adoptera $A = 4,14 \text{ cm}^2$

Choix des barres : **6T10 (A = 4,71 cm²/ml)**

St = 15 cm

❖ **Les armatures de répartitions** A_r

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,70 \text{ cm}^2 / \text{ml.} \longleftrightarrow$$

Soit : **6T10 e = 15cm (A_r =**

4,71 cm²/ml)

En appuis :

M_a = 9,31 KN.m

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur, section rectangulaire (100x16) cm² en fissuration peu nuisible.

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9,31 \times 10^3}{100 \times 14,4^2 \times 17} = 0,026$$

$$\mu_{bu} = 0,026 < \mu_{lu} = 0,275 \Rightarrow A' = 0$$

Le béton résiste seul à la compression (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\mu_{bu} = 0,026 < 0,275 \Rightarrow \text{La méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d \cdot (1 - 0,6 \mu_{bu}) = 14,4 \times (1 - 0,6 \times 0,026) = 14,17 \text{ cm}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa.}$$

$$\text{Section d'acier : } A_a = \frac{M_a}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{9,31 \times 10^3}{14,17 \times 435} = 1,51 \text{ cm}^2/\text{m}$$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times \frac{2,4}{500} \times 100 \times 14,4 = 1,59 \text{ cm}^2$$

$$A = 1,51 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 1,59 \text{ cm}^2$$

On adoptera $A_{\min} = 1,59 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Choix des barres : **6T10 e = 15cm (A = 4,71cm²/ml)**

❖ **Les armatures de répartitions** A_r :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,71}{4} = 1,18 \text{ cm}^2/\text{ml.} \quad \longleftrightarrow$$

Soit : **6T10 e = 15cm (A**

= 4,71 cm²/ml)

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

$$V_{\max} = R_B = 26,465 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b.d} = \frac{26,465 \times 10^{-3}}{1 \times 0,144} \Rightarrow \tau_u = 0,184 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,06 \cdot f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0,06 \times 30}{1,5} = 1,2 \text{ MPa} \\ 1,5 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\tau}_u = 1,2 \text{ MPa.}$$

On a donc : $\tau_u = 0,184 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,2 \text{ MPa}$ \longrightarrow

C.V

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ **Vérification des contraintes :**

Il faut vérifier : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \geq \alpha$$

En travée :

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu bu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,07}) = 0,091$$

$$\gamma = 1,38$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,38-1}{2} + \frac{30}{100} = 0,49.$$

On a donc : $\alpha = 0,091 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,49$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \longrightarrow CV$$

En appui :

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu bu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,026}) = 0,033$$

$$\gamma = 1,38$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{30}{100} = 0,49.$$

On a donc :

$$\alpha = 0,033 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,49$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \longrightarrow CV$$

IV. ETUDE SISMIQUE

IV.1. Introduction :

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

Le calcul sismique a pour but l'évaluation de forces horizontales extérieures engendrées par un effort sismique pour chaque niveau de la structure et l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique.

Plusieurs conceptions parasismiques et diverses méthodes de calcul des forces sismiques ont été proposées parmi lesquelles on distingue trois méthodes :

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

IV.1.1. Méthode statique équivalente :

Cette méthode est basée sur le remplacement des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Pour l'application de cette méthode on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant le règlement parasismique algérien (RPA99 V2003).

IV.1.2. Méthode dynamique modale spectrale :

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

Le principe est de rechercher 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 ensuite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.1.3. Méthode dynamique par accélérogramme :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix de 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.2. Choix de la méthode :

Dans notre cas l'application de la méthode statique équivalente n'est pas admise car, les conditions de son application (article 4.1.2.RPA) ne sont pas totalement réunies.

Il faut donc utiliser **la méthode dynamique modale spectrale** en utilisant le spectre de réponse définis dans le RPA99 V 2003.

Remarque :

Pour des raisons de contrôle et de vérification de l'ordre de grandeur de la force sismique, un calcul par la méthode statique équivalente sera effectué.

Dans le cadre de notre étude et vue la spécification de l'ouvrage, la détermination des efforts se fera par les logiciels « ETABS v2013 » (Extended three dimensional analysis of building Systems) et Autodesk Robot Structural Analysis Professional v2016.

IV.3. Application de la méthode d'analyse modale spectrale :

IV.3.1. Hypothèse de calcul :

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des planchers (approche par concentration de masse).
- Les planchers sont infiniment rigides comparativement aux éléments porteurs (les voiles).

IV.3.2. Définition du spectre de réponse de calcul :

Selon le RPA99 V2003 (article 4.3.3) l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

Avec :

- A** : Coefficient d'accélération de zone.
- η** : Facteur de correction d'amortissement
- R** : Coefficient de comportement de la structure.
- T1, T2** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
- T** : Périodes fondamentale de la structure.
- Q** : Facteur de qualité.

$\frac{S_a}{g}$: Accélération spectrale

IV.3.3. Paramètres pour l'étude Sismique :

IV.3.3.1. Classification du site :

Selon le RPA99V2003 (tableau 3.2) les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Selon le rapport d'étude géotechnique N° 41.003.18 LNHC SBA le site est Ferme-
Site de catégorie S3.

IV.3.3.2. Périodes caractéristique T1, T2 :

Selon le RPA99V2003 (tableau 4.7) Pour un site type **S3** :

T₁ = 0.15 (sec)

T₂ = 0.50 (sec)

Coefficient Ct, en fonction du système de contreventement et de type de remplissage :

Ct=0.05 (Tableau 4.6 du RPA99/Version2003)

IV.3.3.3. Coefficient d'accélération de zone A :

Selon le RPA99V2003 (tableau 4.1) Le coefficient d'accélération **A** est choisi suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas le bâtiment situé à SBA :

{	Zone sismique : I	A= 0.10
	Groupe d'usage : 2 ouvrages courants ou d'importance moyenne	

IV.3.3.4. Coefficient de correction d'amortissement η :

Selon le RPA99V2003 (formule 4.3) Le facteur d'amortissement est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7 \quad (\mathbf{0.7} : \text{C'est la valeur minimum de } \eta)$$

Avec :

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages (Tableau 4.2.RPA).

$\xi = 10\%$ \longrightarrow présence des voiles en béton armé et des murs en maçonnerie.

Donc : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0.764 \geq 0.7$

IV.3.3.5. Coefficient de comportement global de la structure **R :**

- Coefficient de comportement **R=3.5** (Béton armé – Voiles porteurs) (Tableau 4.3 du RPA99/Version 2003).

IV.3.3.6. Facteur de qualité **Q :**

La valeur de Q est déterminée par la formule (4.4 RPA) :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad \text{Avec :}$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** est satisfait ou non.sa valeur est donnée au tableau (4 .4 RPA)

<i>Critère</i>	<i>P_q</i>	
	<i>Sens-X</i>	<i>Sens-Y</i>
1. Condition minimale sur les files de contreventement	0	0
2. Redondance en plan	0,05	0,05
3. Régularité en plan	0,05	0,05
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité d'exécution	0,1	0,1
$\sum_1^6 P_q$	0,25	0,25

Tableau IV. 1 : Valeurs des pénalités P_q

$$\begin{cases} Q_x = 1 + \sum_1^6 P_{qx} = 1 + 0.25 = \mathbf{1.25} \\ Q_y = 1 + \sum_1^6 P_{qy} = 1 + 0.25 = \mathbf{1.25} \end{cases}$$

IV.4. Nombre de mode à considérer :

D’après le RPA 99 V 2003 (l’article 4.3.4 - a) : Pour les structures représentées par des modèles 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 égale 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 de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

On constate qui à partir du mode 11 la participation de masse est supérieure à 90%.

Ci-joint, on présente les résultats obtenus avec le logiciel Etabsv2013 pour l’analyse modale de la structure.

Modal Participating Mass Ratios									
Case	Mode	Période	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RX	RY	RZ
Modal	1	1.135	0.4784	0.047	0.4784	0.047	0.0415	0.378	0.0868
Modal	2	1.029	0.0745	0.4529	0.5529	0.5	0.3687	0.0591	0.0202
Modal	3	0.776	0.0181	0.0815	0.571	0.5814	0.0305	0.0109	0.4312
Modal	4	0.298	0.0607	0.06	0.6317	0.6414	0.0619	0.0694	0.0345
Modal	5	0.266	0.076	0.0898	0.7077	0.7312	0.1049	0.0776	0.00002303
Modal	6	0.215	0.037	0.0346	0.7447	0.7658	0.0526	0.0411	0.1429
Modal	7	0.144	0.0106	0.0411	0.7553	0.8069	0.0415	0.0109	0.022
Modal	8	0.126	0.0584	0.0392	0.8137	0.8461	0.0458	0.0628	0.0002
Modal	9	0.116	0.0528	0.0176	0.8665	0.8637	0.0297	0.0703	0.0925
Modal	10	0.093	0.0000107	0.0298	0.8665	0.8936	0.041	0.00001054	0.0385
Modal	11	0.081	0.0361	0.0187	0.9026	0.9123	0.0286	0.0529	0.0002

Tableau IV. 2 : Analyse Modale (Etabs)

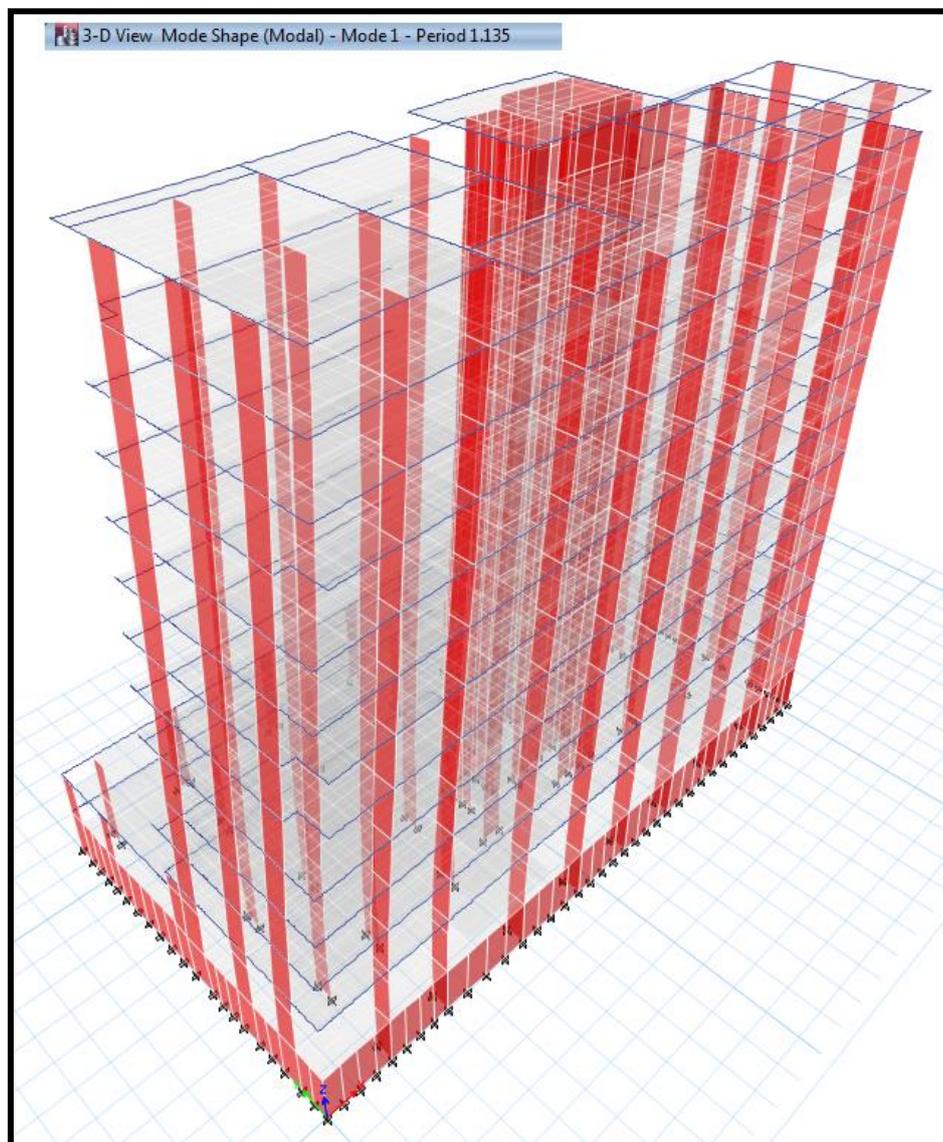


Figure IV.1 : 1^{er} mode-vue déformée

« Translation X-X »

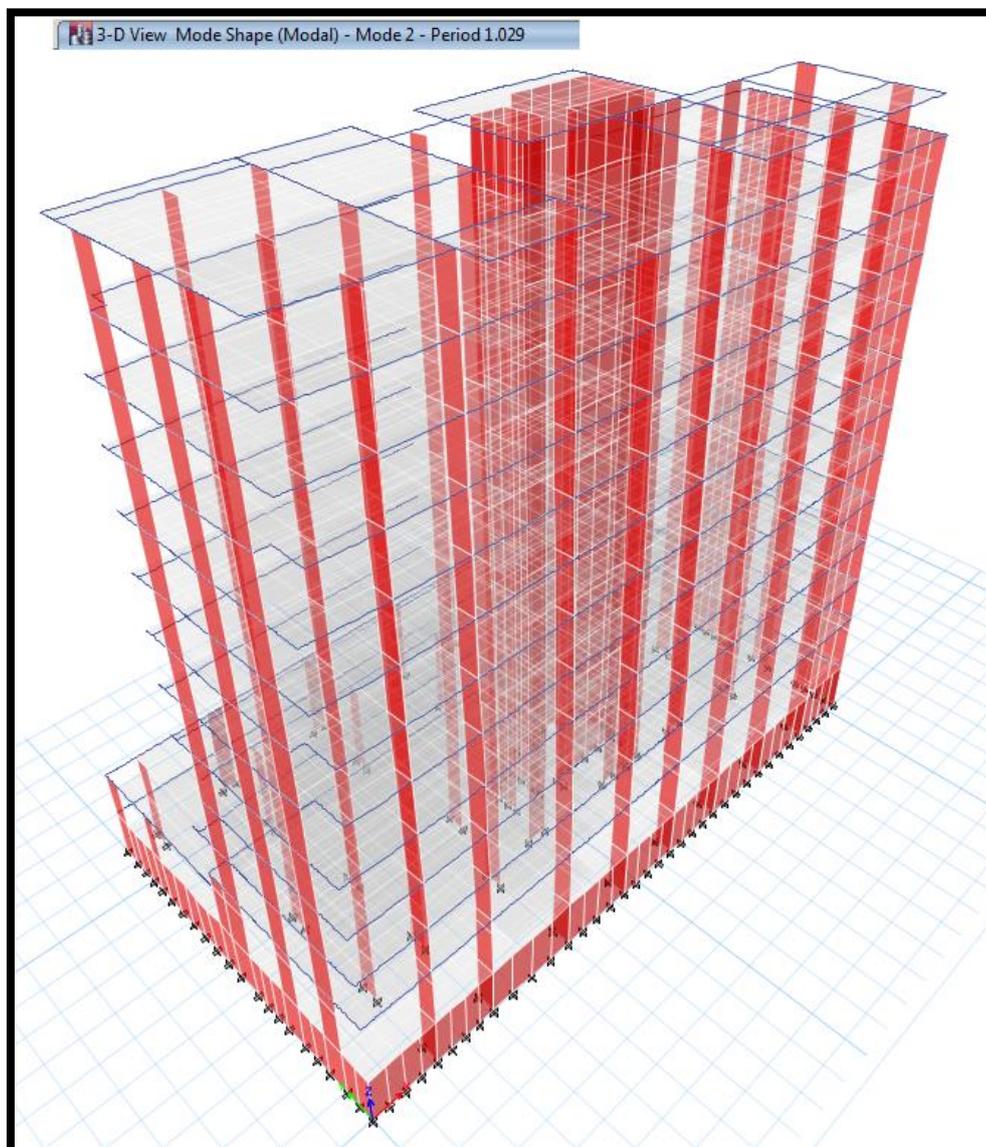


Figure IV.2 : 2° mode-vue déformée

« Translation Y-Y »

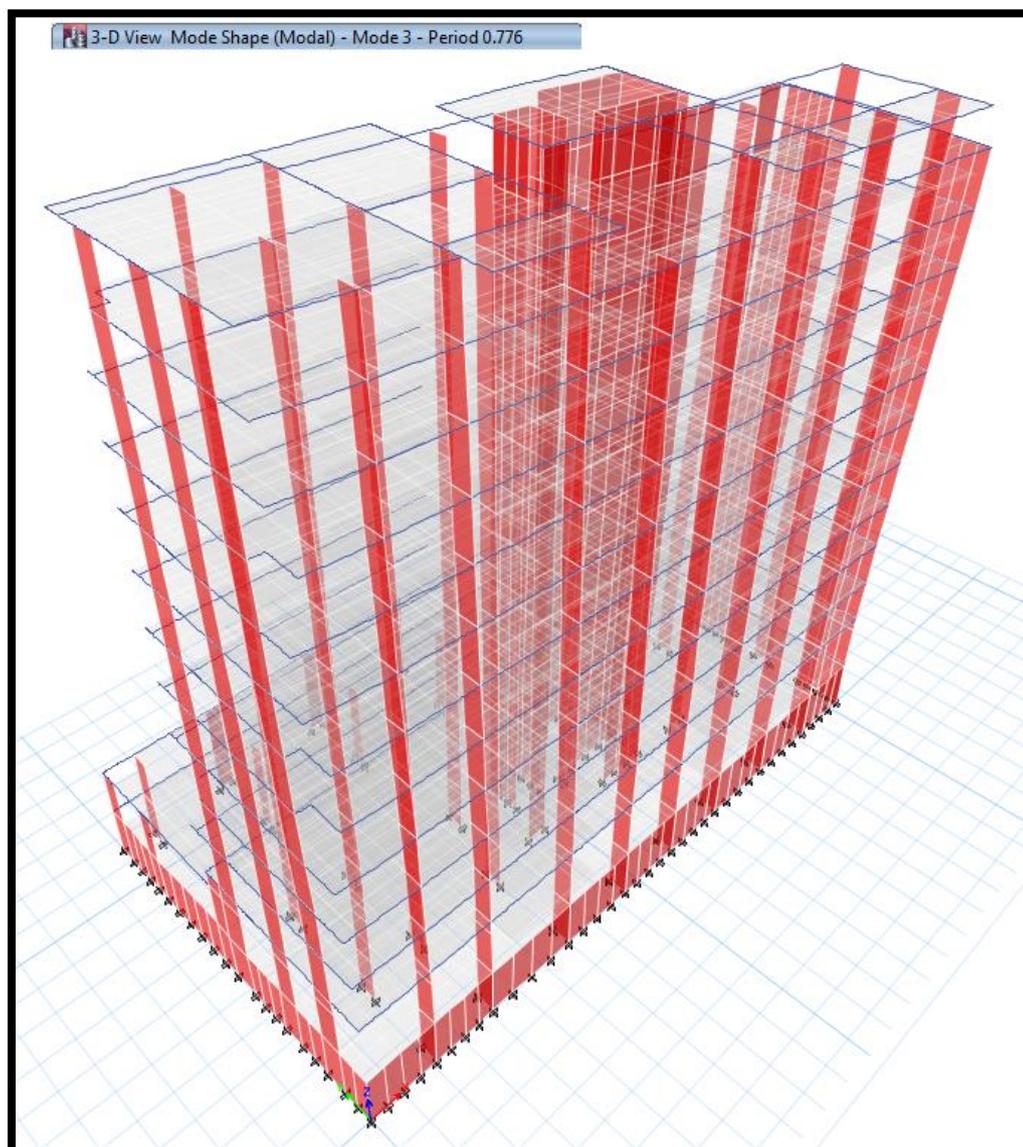


Figure IV.3 : 3^e mode-vue déformée
« Torsion »

IV.5. Poids totale de la structure W :

Égal à la somme des poids, calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad (\text{Formule 4.5 RPA}).$$

Avec :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- **W_{Gi}** : Poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels de la structure.
- **W_{Qi}** : poids dû aux charges d’exploitations.
- **β**: Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d’exploitation est donné par le (tableau 4.5 RPA).

Dans notre cas on a un bâtiment d’habitation et commerces donc **β = 0.2**

- **W** : le poids total de la structure, il est tiré d’une manière automatique du logiciel ETABS Ou Robot.

Story	Diaphragme	Masse T	Poids KN
STORY1	D1	1194.43	11717.3583
STORY1-1	D2	1325.42	13002.3702
STORY2	D3	627.85	6159.2085
STORY3	D4	637.91	6257.8971
STORY4	D5	628.99	6170.3919
STORY5	D6	637.99	6258.6819
STORY6	D7	633.41	6213.7521
STORY7	D8	633.41	6213.7521
STORY8	D9	635.25	6231.8025
STORY9	D10	635.34	6232.6854
STORY10	D11	633.41	6213.7521
STORY11	D12	635.34	6232.6854
STORY12	D13	658	6454.98
STORY13	D14	408.6	4008.366
Total		9925.35	97367.6835

Tableau IV. 3 : Masses et poids de chaque plancher (Etabs)

IV.6. Détermination de la force sismique totale par la méthode statique équivalente :

Dans cette méthode, l’intensité effective de la force sismique totale V, appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales sous forme d’effort tranchant maximum selon la formule :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone, **A = 0.10**

Q : Facteur de qualité, **Q = (1.25 ; 1.25)**.
déterminés ci-dessus

R : Coefficient de comportement de la structure, **R = 3.5**

Ces paramètres déjà

W : Poids total de la structure.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Ce facteur Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (**T**) (formule 4.2 RPA).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \cdot (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \cdot (T_2/3,0)^{2/3} \cdot (3,0/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec :

η : Facteur d'amortissement, $\eta = 0.764$

T₂ : période caractéristique, associée à la catégorie du site, **T₂ = 0.5**

T : période fondamentale de la structure

IV.6.1. Estimation de la période fondamentale de la structure T :

D'après (l'article 4.2.4 du RPA99V2003) La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formule empirique (formule 4.6 et 4.7)

$$\begin{cases} T = C_T \cdot h_N^{3/4} \\ T = 0,09 \cdot h_N / \sqrt{L} \end{cases}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N (hauteur totale de la structure).

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le (tableau 4.6 RPA).

Dans cas on a une structure contreventée totalement par des voiles on béton armé, donc **C_T = 0.05**

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

➤ Sens x :

$$\begin{cases} T = 0,05 \cdot (42,20)^{3/4} = 0,828s \\ T = 0,09 \cdot 42,20 / \sqrt{40,91} = 0,594s \end{cases}$$

$$T = \min (0,828; 0,594) = 0,594 \text{ s} \Rightarrow T_2 \leq T \leq 3 \text{ s}$$

$$D_x = 2,5\eta \cdot (T_2/T)^{2/3} = 2,5 \cdot 0,764 \cdot (0,5/0,594)^{2/3} = 1,352$$

• Base Shear Coefficient C_x :

$$C_x = \frac{0,10 \times 1.352 \times 1,25}{3.5}$$

$$C_x = 0.0483$$

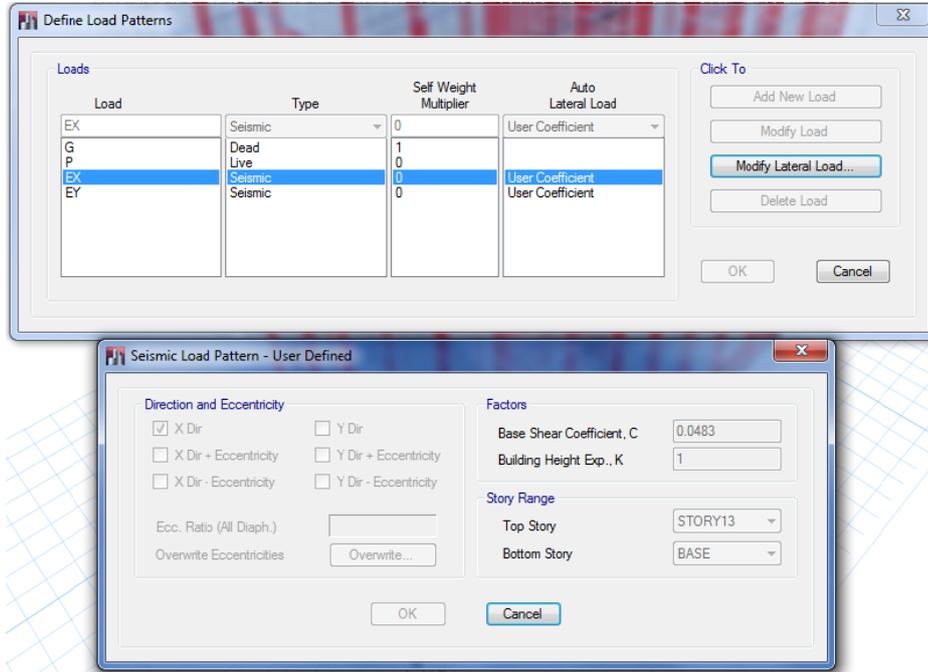


Figure IV.4 : Capture ETABS 2013-Cx

➤ Sens-y :

$$\begin{cases} T = 0,05 \cdot (42,20)^{3/4} = 0,828s \\ T = 0,09 \cdot 42,20 / \sqrt{23,10} = 0,790s \end{cases}$$

$$T = \min (0,828 ; 0,790) = 0,790 \text{ s} \Rightarrow T_2 \leq T \leq 3 \text{ s}$$

$$D_y = 2,5\eta \cdot (T_2 / T)^{2/3} = 2,5 \cdot 0,764 \cdot (0,5 / 0,790)^{2/3} = 1,408$$

• Base Shear Coefficient C_y :

$$C_y = \frac{0,10 \times 1.408 \times 1,25}{3.5}$$

$$C_y = 0.0503$$

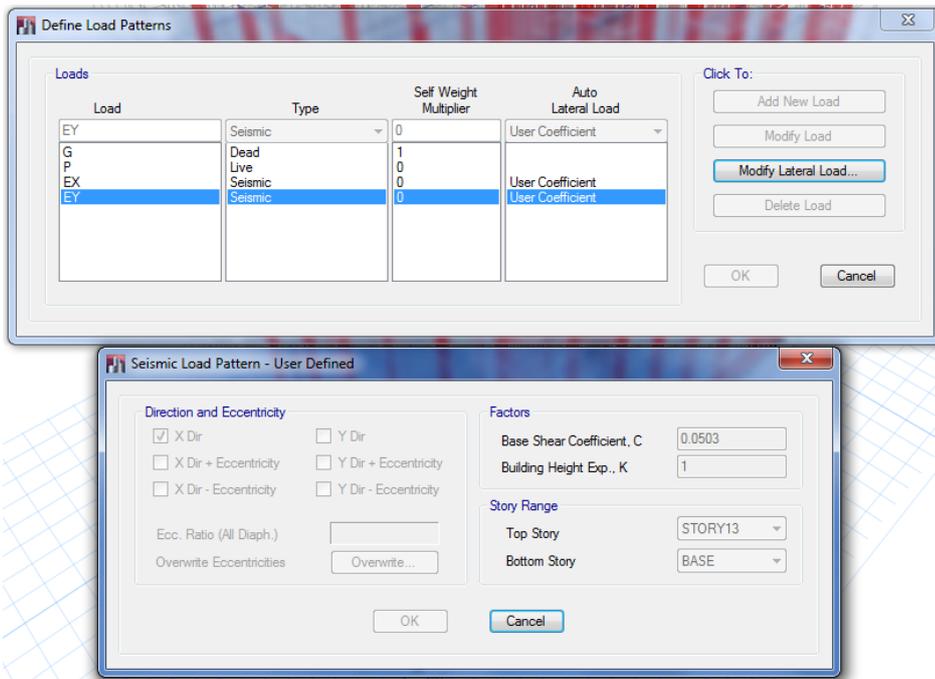


Figure IV.5 : Capture ETABS 2013-Cy

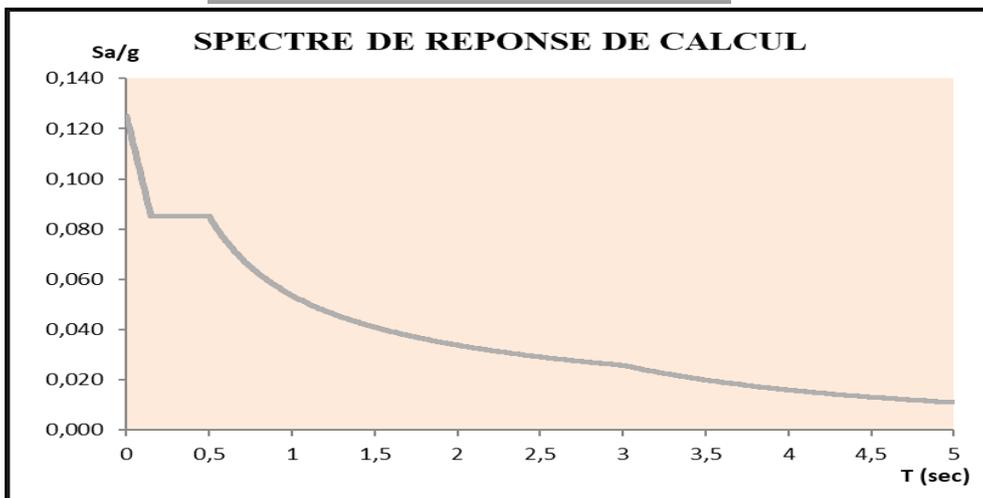
IV.6.2. Spectre de réponse :

Pour obtenir le spectre de réponse on a suivi les recommandations des Règles Parasismiques Algériennes, RPA99/Version 2003, chap. 4.3.3.

Ci-après, on présente le calcul du spectre de réponse considérée dans le calcul.

A=	0.1	Coefficient d'accélération de zone
T1=	0.15	Périodes caractéristiques du site
T2=	0.5	
ξ = (%)	10	Pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau
Qx=Qy	1.25	Facteur de qualité Q
R=	3.5	Facteur de comportement de la structure

Tableau IV.4 : coefficients de calcul



IV.6.3. Vérification des forces sismiques de base :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente

V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Ci-oïnt, on présente la valeur de la somme des réactions obtenues avec le spectre de réponse considérée pour l'action sismique.

EX Max	3212.0428	739.193
EY Max	738.904	3276.6433

Tableau IV.5 : Efforts Tranchants à la base (dynamique)

La valeur de la somme des réactions obtenues avec l'analyse statique est :

EX Max	4728.5	0	80% EX	3782.8	0
EY Max	0	4924.3	80% EY	0	3939.44

Tableau IV.6: Efforts Tranchants à la base (MSE)

D'après l'article 4.3.6. du RPA99/Version 2003, on constate qu'on a besoin de multiplier les valeurs de l'analyse spectrale par **1.18** dans la direction **X** et par **1.21** pour la direction **Y**.

IV.7. Vérification de l'équilibre d'ensemble :

Selon l'article 5.5 du RPA99 V

2003 on doit vérifier la stabilité d'ensemble du bâtiment, soumis à des effets

de renversement et/ou de glissement dus aux sollicitations résultant des combinaisons sismiques.

IV.7.1. Stabilité au glissement :

Pour assurer la stabilité de la structure au glissement il faut :

$$\text{La force stabilisante } F_{\text{stab}} = \sum F_v \times \delta \geq F_{\text{instab}} = \sqrt{F_{h,x}^2 + F_{h,y}^2}$$

Où δ est le coefficient de frottement.

VÉRIFICATION DE LA STABILITE AU GLISSEMENT						
COMB.	F _{h,x}	F _{h,y}	F _v	δ	F _{stab}	F _{instab}
	[kN]	[kN]	[kN]		[kN]	[kN]
ELU_1SisX1+	3 235	1 957	115 674	0.50	57 837	> 3 780
ELU_1SisX1-	3 235	1 957	115 674	0.50	57 837	> 3 780
ELU_2SisX1+	3 235	1 957	81 274	0.50	40 637	> 3 780
ELU_2SisX1-	3 235	1 957	81 274	0.50	40 637	> 3 780
ELU_1SisX2+	3 179	1 619	115 674	0.50	57 837	> 3 567
ELU_1SisX2-	3 179	1 619	115 674	0.50	57 837	> 3 567
ELU_2SisX2+	3 179	1 619	81 274	0.50	40 637	> 3 567
ELU_2SisX2-	3 179	1 619	81 274	0.50	40 637	> 3 567
ELU_1SisY1+	1 918	3 306	115 674	0.50	57 837	> 3 822
ELU_1SisY1-	1 918	3 306	115 674	0.50	57 837	> 3 822
ELU_2SisY1+	1 918	3 306	81 274	0.50	40 637	> 3 822
ELU_2SisY1-	1 918	3 306	81 274	0.50	40 637	> 3 822
ELU_1SisY2+	1 578	3 251	115 674	0.50	57 837	> 3 614
ELU_1SisY2-	1 578	3 251	115 674	0.50	57 837	> 3 614
ELU_2SisY2+	1 578	3 251	81 274	0.50	40 637	> 3 614
ELU_2SisY2-	1 578	3 251	81 274	0.50	40 637	> 3 614
ELU_1SisX1+_Pous	1 896	376	115 674	0.50	57 837	> 1 933
ELU_1SisX1-_Pous	4 573	4 290	115 674	0.50	57 837	> 6 270
ELU_2SisX1+_Pous	1 896	376	81 274	0.50	40 637	> 1 933
ELU_2SisX1-_Pous	4 573	4 290	81 274	0.50	40 637	> 6 270
ELU_1SisX2+_Pous	1 840	3 951	115 674	0.50	57 837	> 4 359
ELU_1SisX2-_Pous	4 518	714	115 674	0.50	57 837	> 4 574
ELU_2SisX2+_Pous	1 840	3 951	81 274	0.50	40 637	> 4 359
ELU_2SisX2-_Pous	4 518	714	81 274	0.50	40 637	> 4 574
ELU_1SisY1+_Pous	580	974	115 674	0.50	57 837	> 1 133
ELU_1SisY1-_Pous	3 257	5 639	115 674	0.50	57 837	> 6 512
ELU_2SisY1+_Pous	580	974	81 274	0.50	40 637	> 1 133
ELU_2SisY1-_Pous	3 257	5 639	81 274	0.50	40 637	> 6 512
ELU_1SisY2+_Pous	2 917	918	115 674	0.50	57 837	> 3 058
ELU_1SisY2-_Pous	240	5 584	115 674	0.50	57 837	> 5 589
ELU_2SisY2+_Pous	2 917	918	81 274	0.50	40 637	> 3 058
ELU_2SisY2-_Pous	240	5 584	81 274	0.50	40 637	> 5 589

Tableau IV.7 : Stabilité au glissement

IV.7.2. Stabilité au renversement :

Pour assurer la stabilité de la structure au renversement il faut :

$$\text{L'excentricité } e = \frac{M_{\text{renversement}}}{W} < B/4$$

Où B est la dimension du bâtiment dans sens de calcul.

B_x= 40.91 m pour le séisme x

B_y= 23.10 m pour le séisme y

NIVEAU	hei (m)	hi (m)	mi (t)	Wi (KN)	Wi x hi (KNxm)	Vx	Vx-Ft	Fxi (KN)	Mrenv(KNxm)
1	3.35m	3.35m	1194.43t	11717.3583	39253.15031	3790.2	3489.06861	72.177	241.7925945
2	3.20m	6.55m	1325.42t	13002.3702	85165.52481	3790.2	3489.06861	156.598	1025.71994
3	1.00m	7.55m	627.85t	6159.2085	46502.02418	3790.2	3489.06861	85.506	645.5687217
4	3.15m	10.70m	637.91t	6257.8971	66959.49897	3790.2	3489.06861	123.122	1317.406021
5	3.15m	13.85m	628.99t	6170.3919	85459.92782	3790.2	3489.06861	157.140	2176.386213
6	3.15m	17.00m	637.99t	6258.6819	106397.5923	3790.2	3489.06861	195.639	3325.863284
7	3.15m	20.15m	633.41t	6213.7521	125207.1048	3790.2	3489.06861	230.225	4639.03549
8	3.15m	23.30m	633.41t	6213.7521	144780.4239	3790.2	3489.06861	266.216	6202.823678
9	3.15m	26.45m	635.25t	6231.8025	164831.1761	3790.2	3489.06861	303.084	8016.572138
10	3.15m	29.60m	635.34t	6232.6854	184487.4878	3790.2	3489.06861	339.227	10041.12328
11	3.15m	32.75m	633.41t	6213.7521	203500.3813	3790.2	3489.06861	374.187	12254.62998
12	3.15m	35.90m	635.34t	6232.6854	223753.4059	3790.2	3489.06861	411.428	14770.24756
13	3.15m	39.05m	658.00t	6454.98	252066.969	3790.2	3489.06861	463.489	18099.2529
14	3.15m	42.20m	408.60t	4008.366	169153.0452	3790.2	3489.06861	311.031	13125.50261
		Total	9925.35t		1897517.712				95881.92442

MReinv./Wi	B/4	
(m)	(m)	
0.984740737	10.23	Vérifie

Tableau IV.8 : Calcul de la stabilité de renversement dans sens x

NIVEAU	hei (m)	hi (m)	mi (t)	Wi (KN)	Wi x hi (KNxm)	Vy	Vy-Ft	Fyi (KN)	Mrenv(KNxm)
1	3.35m	3.35m	1194.43t	11717.3583	39253.15031	3965	3679.1235	76.108	254.963406
2	3.20m	6.55m	1325.42t	13002.3702	85165.52481	3965	3679.1235	165.129	1081.592469
3	1.00m	7.55m	627.85t	6159.2085	46502.02418	3965	3679.1235	90.163	680.7338348
4	3.15m	10.70m	637.91t	6257.8971	66959.49897	3965	3679.1235	129.829	1389.167137
5	3.15m	13.85m	628.99t	6170.3919	85459.92782	3965	3679.1235	165.699	2294.937291
6	3.15m	17.00m	637.99t	6258.6819	106397.5923	3965	3679.1235	206.296	3507.028131
7	3.15m	20.15m	633.41t	6213.7521	125207.1048	3965	3679.1235	242.766	4891.73083
8	3.15m	23.30m	633.41t	6213.7521	144780.4239	3965	3679.1235	280.717	6540.700947
9	3.15m	26.45m	635.25t	6231.8025	164831.1761	3965	3679.1235	319.593	8453.247052
10	3.15m	29.60m	635.34t	6232.6854	184487.4878	3965	3679.1235	357.705	10588.07859
11	3.15m	32.75m	633.41t	6213.7521	203500.3813	3965	3679.1235	394.570	12922.15837
12	3.15m	35.90m	635.34t	6232.6854	223753.4059	3965	3679.1235	433.839	15574.80547
13	3.15m	39.05m	658.00t	6454.98	252066.969	3965	3679.1235	488.736	19085.14682
14	3.15m	42.20m	408.60t	4008.366	169153.0452	3965	3679.1235	327.973	13840.46876

Total	9925.35t		1897517.712		101104.7591
-------	----------	--	-------------	--	-------------

MReinv./Wi	B/4	
(m)	(m)	
1.038381067	5.78	Vérifie

Tableau IV.9 : Calcul de la stabilité de renversement dans sens y

IV.8. Déplacements entre étages :

Selon l'article 5.10 du RPA99/v2003, les déplacements relatifs d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement maximal du bâtiment apparaît au voisinage des extrémités du bâtiment.

Les nœuds correspondants aux différents étages sont les suivantes :



VERIFICATION DES DEPLACEMENTS ENTRE ETAGES - SEISME DIRECTION X							
Étage	Noeud	Cas	Max R * δy [mm]	Δy [mm]	hi [m]	hi/100 [mm]	Vérification $\Delta y < hi/100$
RDC	480	32	3.5	3.5	3.35	33.5	Ok!
1 ^{er} étage	28	32	10.5	7.0	4.20	42.0	Ok!
2 ^e étage	1092	32	17.5	7.0	3.15	31.5	Ok!
3 ^e étage	1409	32	31.5	14.0	3.15	31.5	Ok!
4 ^e étage	1665	32	42.0	10.5	3.15	31.5	Ok!
5 ^e étage	1958	32	52.5	10.5	3.15	31.5	Ok!
6 ^e étage	507	32	66.5	14.0	3.15	31.5	Ok!
7 ^e étage	2477	32	77.0	10.5	3.15	31.5	Ok!
8 ^e étage	7493	32	91.0	14.0	3.15	31.5	Ok!
9 ^e étage	9104	32	101.5	10.5	3.15	31.5	Ok!
10 ^e étage	10908	32	112.0	10.5	3.15	31.5	Ok!
11 ^e étage	28872	32	122.5	10.5	3.15	31.5	Ok!
Toiture	33120	32	133.0	10.5	3.15	31.5	Ok!

Tableau IV.10 : Déplacement entre Étage sens x

VERIFICATION DES DEPLACEMENTS ENTRE ETAGES - SEISME DIRECTION Y							
Étage	Noeud	Cas	Max R * δy	Δy	hi	hi/100	Vérification
			[mm]	[mm]	[m]	[mm]	$\Delta y < hi/100$
RDC	480	32	3.5	3.5	3.35	33.5	Ok!
1 ^{er} étage	28	32	10.5	7.0	4.20	42.0	Ok!
2 ^e étage	1092	32	17.5	7.0	3.15	31.5	Ok!
3 ^e étage	1409	32	31.5	14.0	3.15	31.5	Ok!
4 ^e étage	1665	32	42.0	10.5	3.15	31.5	Ok!
5 ^e étage	1958	32	52.5	10.5	3.15	31.5	Ok!
6 ^e étage	507	32	66.5	14.0	3.15	31.5	Ok!
7 ^e étage	2477	32	77.0	10.5	3.15	31.5	Ok!
8 ^e étage	7493	32	91.0	14.0	3.15	31.5	Ok!
9 ^e étage	9104	32	101.5	10.5	3.15	31.5	Ok!
10 ^e étage	10908	32	112.0	10.5	3.15	31.5	Ok!
11 ^e étage	28872	32	122.5	10.5	3.15	31.5	Ok!
Toiture	33120	32	133.0	10.5	3.15	31.5	Ok!

Tableau IV.11 : Déplacement entre Etage sens Y

IV.9. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Selon l'article 5.9 du RPA99/v2003, les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

Où,

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation au-dessus du niveau k

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k.

Δ_k : déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 (Calculées selon l'article 4.43 - δ_k = R δE_k)

h_k : hauteur de l'étage k

• **Calcul de l'effet P - Δ dans sens X**

NIVEAU	hi (m)	Wi (KN)	Wi x hi (KNxm)	Vx	Vx-Ft	Fxi (KN)	Vk (KN)	Pk (KN)	Δkx(mm)	hk(m)	θ
1	3.35m	11717.36	39253.15	3790.2	3489.07	72.177	3790.21	97367.68	0	3.35	0.00
2	6.55m	13002.37	85165.52	3790.2	3489.07	156.598	3698.39	85650.33	14	3.2	0.10
3	7.55m	6159.21	46502.02	3790.2	3489.07	85.506	3369.99	72647.96	7	1	0.10
4	10.70m	6257.90	66959.50	3790.2	3489.07	123.122	3268.11	66488.75	10.5	3.15	0.07
5	13.85m	6170.39	85459.93	3790.2	3489.07	157.140	3133.24	60230.85	10.5	3.15	0.06
6	17.00m	6258.68	106397.59	3790.2	3489.07	195.639	2973.69	54060.46	10.5	3.15	0.06
7	20.15m	6213.75	125207.10	3790.2	3489.07	230.225	2783.69	47801.78	10.5	3.15	0.06
8	23.30m	6213.75	144780.42	3790.2	3489.07	266.216	2573.82	41588.02	10.5	3.15	0.05
9	26.45m	6231.80	164831.18	3790.2	3489.07	303.084	2345.83	35374.27	10.5	3.15	0.05
10	29.60m	6232.69	184487.49	3790.2	3489.07	339.227	2089.97	29142.47	10.5	3.15	0.05
11	32.75m	6213.75	203500.38	3790.2	3489.07	374.187	1801.25	22909.78	10.5	3.15	0.04
12	35.90m	6232.69	223753.41	3790.2	3489.07	411.428	1475.31	16696.03	7	3.15	0.03
13	39.05m	6454.98	252066.97	3790.2	3489.07	463.489	1068.70	10463.35	7	3.15	0.02
14	42.20m	4008.37	169153.05	3790.2	3489.07	311.031	488.75	4008.37	7	3.15	0.02

Tableau IV.12 : Effet P-Δ sens X

• **Calcul de l'effet P - Δ dans sens Y**

NIVEAU	hi (m)	Wi (KN)	Wi x hi (KNxm)	Vx	Vx-Ft	Fxi (KN)	Vk (KN)	Pk (KN)	Δkx(mm)	hk(m)	θ
1	3.35m	11717.36	39253.15	3790.2	3489.07	72.177	3790.21	97367.68	3.5	3.35	0.03
2	6.55m	13002.37	85165.52	3790.2	3489.07	156.598	3698.39	85650.33	7	3.2	0.05
3	7.55m	6159.21	46502.02	3790.2	3489.07	85.506	3369.99	72647.96	7	1	0.05

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

4	10.70m	6257.90	66959.50	3790.2	3489.07	123.122	3268.11	66488.75	14	3.15	0.09
5	13.85m	6170.39	85459.93	3790.2	3489.07	157.140	3133.24	60230.85	10.5	3.15	0.06
6	17.00m	6258.68	106397.59	3790.2	3489.07	195.639	2973.69	54060.46	10.5	3.15	0.06
7	20.15m	6213.75	125207.10	3790.2	3489.07	230.225	2783.69	47801.78	14	3.15	0.08
8	23.30m	6213.75	144780.42	3790.2	3489.07	266.216	2573.82	41588.02	10.5	3.15	0.05
9	26.45m	6231.80	164831.18	3790.2	3489.07	303.084	2345.83	35374.27	14	3.15	0.07
10	29.60m	6232.69	184487.49	3790.2	3489.07	339.227	2089.97	29142.47	10.5	3.15	0.05
11	32.75m	6213.75	203500.38	3790.2	3489.07	374.187	1801.25	22909.78	10.5	3.15	0.04
12	35.90m	6232.69	223753.41	3790.2	3489.07	411.428	1475.31	16696.03	10.5	3.15	0.04
13	39.05m	6454.98	252066.97	3790.2	3489.07	463.489	1068.70	10463.35	10.5	3.15	0.03
14	42.20m	4008.37	169153.05	3790.2	3489.07	311.031	488.75	4008.37	10.5	3.15	0.03
Total		97367.6835	1897517.712								

Tableau IV.12 : Effet P-Δ sens Y

NB : La condition $\theta \leq 0.1$ est vérifiée dans les deux directions.

IV.10. Calcul de la Largeur des Joints Sismiques :

Selon l'article 5.8 du RPA99/v2003, deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{min} satisfait la condition suivante :

$$d_{min} = 15 \text{ mm} + (\delta_1 + \delta_2) \text{ mm} \geq 40 \text{ mm}$$

δ_1 et δ_2 : déplacement maximaux des deux blocs au niveau du sommet du bloc le moins élevés.

Les cadres suivantes résument le calcul des joints sismiques.

Les valeurs présentées sont résultat des combinaisons de calcul reporté dans le chapitre II de cette mémoire. La valeur des déplacements dus aux forces sismiques a été calculée selon l'article 4.43. du RPA99 / Version 2003 :

$$\delta_k = R \times \delta E_k$$

	Joint Bloc 6 - Bloc 5	Joint Bloc 6 - CC
	A17 - A18: 11 ^e Étage	D10 - D11: 1 ^{er} Étage
11	δx (mm)	δy (mm)
Bloc 6	112	17.5
Bloc 5	112	-
Centre Commerc.	-	28
Joint Necessaire	239	60.5
$\delta_1 + \delta_2 + 15 \text{ mm}$		

Tableau IV.14 : Largeur des Joints

V. ETUDE DES PLANCHERS-DALLE.

V.1. Méthode de calcul :

On peut utiliser toute méthode de calcul notamment les méthodes de calcul aux éléments finis - scientifiquement justifiée et correspondant au fonctionnement réel du plancher, tenant compte en particulier des liaisons existantes entre les voiles et la dalle. On peut également utiliser, dans les limites d'application qui leur sont propres et compte tenu des conditions géométriques définies en article E.4.0 du BAEL.

V.1.1. Méthode générale de calcul des sollicitations :

On étudie indépendamment l'une de l'autre les flexions dans les sens X et Y des panneaux constituant le plancher et cela, en prenant en compte chaque fois la totalité des charges permanentes et des charges d'exploitation correspondant au cas de charge considéré.

A cet effet, le bâtiment ou chacun des éléments en lesquels il est éventuellement découpé par des joints de dilatation, est décomposé en deux séries de portiques X et Y supposés indépendants les uns des autres, dont les plans moyens sont les plans verticaux contenant les droites (X) et (Y) ci-avant définies, conformément à ce qu'indique la figure 1. On a donc ainsi à considérer, dans chaque série, un certain nombre de portiques intermédiaires et deux portiques de rive. Chaque portique est étudié comme un système à deux dimensions composées de montants verticaux constitués par les voiles et de traverses horizontales définies de la façon suivante :

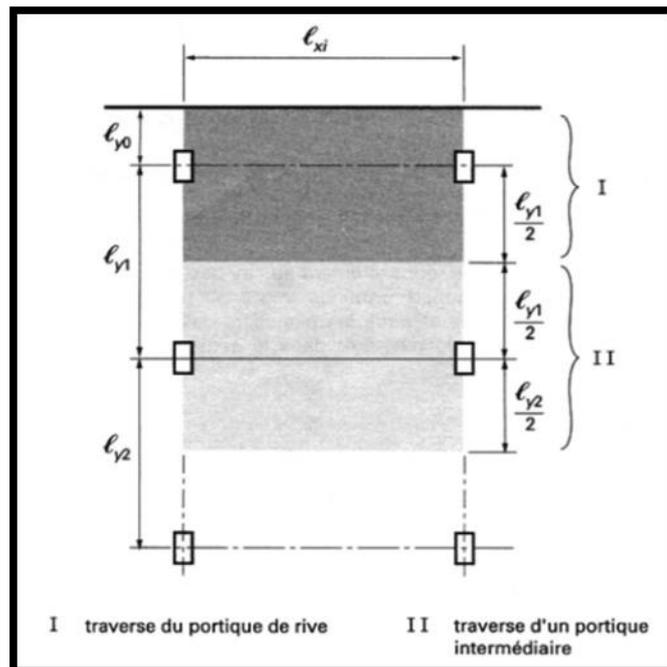


Figure V.1 : Décomposition du plancher-dalle en Portique pour le calcul des sollicitations.

V.1.2. Condition d'application :

Certaines conditions de régularité de la structure sont exigées pour pouvoir faire cette transposition :

- La somme des charges d'exploitation appliquées à chaque élément est au plus égale aux deux tiers de la somme des charges permanentes : $Q \leq (2/3) G$, ce qui est généralement le cas dans les bâtiments d'habitation ;
- Le nombre des travées dans chaque sens (X et Y) est au moins égal à 2 ;

- Le rapport des portées de deux panneaux voisins, mesurées dans la même direction, est compris entre 0.5 et 2 ;
- Les dimensions « a » et « b » de la section droite des voiles vérifient les inégalités :

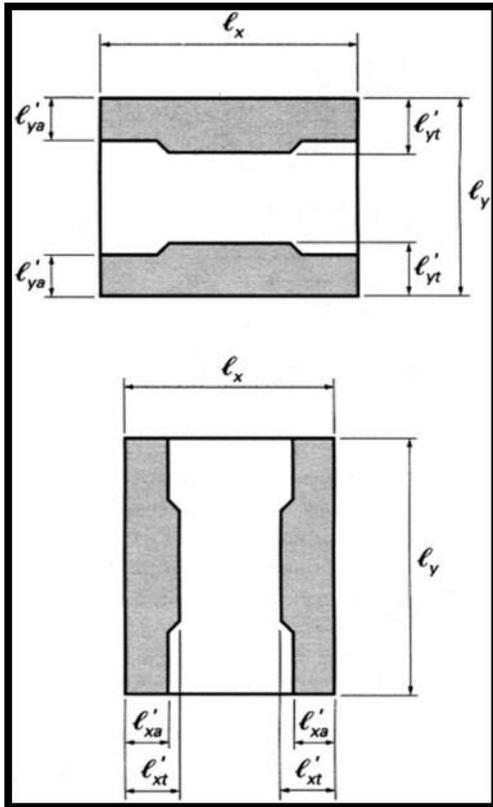
$$a \leq l_x/4 \quad \text{et} \quad b \leq l_y/4$$

l_x et l_y étant les plus petites portées des panneaux entourant le voile considéré ;

V.1.3. Vérification de la résistance de la dalle aux moments fléchissant :

V.1.3.1 Division des panneaux de la dalle en bandes :

Pour l'étude de la flexion dans le sens des portées x , chaque panneau est décomposé en une bande centrale et deux demi-bandes sur appuis, comme indiqué par la figure suivante :



Avec :

$$l'_{ya} = \max \left[\left(\frac{b'}{2} + h \right); 1.5 \left(\frac{b}{2} + h \right) \right]$$

$$l'_{yt} = \max \left[\left(\frac{b'}{2} + h \right); 1.5 \left(\frac{b}{2} + h \right) + \frac{l_x}{10} \right]$$

Figure V.2 : Largeurs des demi-bandes sur appuis à prendre en compte dans les justifications de résistance

Dans le sens de la portée l_y , les largeurs l'_{xa} et l'_{xt} sont définies de la même manière en substituant x à y et a à b dans les expressions précédentes.

V.1.4. Vérification aux efforts tranchants :

On procède à une vérification de l'effort tranchant au droit des voiles et dans les deux directions. On admet de prendre la moitié de l'effort tranchant dans chaque direction. Ainsi, au nu du voile suivant la coupe II (figure IV.3), l'effort tranchant, pour une charge répartie, vauX :

$$V_{ou}^{II} = V_u^{II} \frac{\frac{l_{y1} + l_{y2}}{2} + b}{l_{y1} + l_{y2}}$$

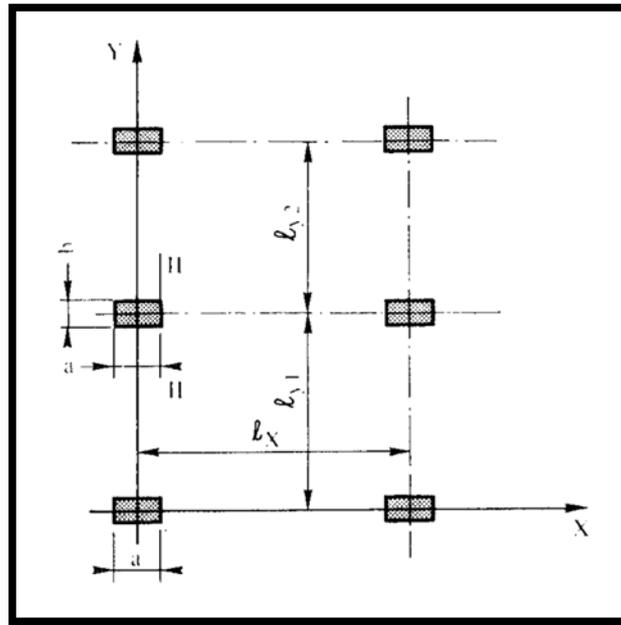


Figure V.3 : Calcul de l'effort tranchant

V.1.4.1 Vérification des conditions de résistance aux efforts tranchants :

Il n'y a pas lieu de prévoir d'armatures transversales, si :

$$V_{ou}^{II} \leq \frac{0,05}{\gamma_b} f_{c28} (b + h) d \quad (\text{dans le sens X})$$

V.2. Vérification des dalles aux états limites de service :

V.2.1. État Limite de déformation :

Le calcul des déformations est notamment effectué pour évaluer les flèches des dalles dans le but de fixer des contre flèches à la construction, ou de limiter les déformations en service.

Selon les règles C.B.A 93, à défaut de données plus précises, on peut admettre que la part de

flèche qui est susceptible de mettre en cause le bon comportement des cloisons et des revêtements de sols ou de plafonds ne doit pas dépasser:

✓ Pour les éléments supports reposant sur deux appuis, les valeurs suivantes :

$$\frac{L}{500} \text{ Si la portée } L \text{ est au plus égale à } 5\text{m.}$$

$$5\text{mm} + \frac{L}{1000} \text{ Si la portée } L \text{ est supérieure à } 5\text{m.} \quad (\text{Article B.6.5.3 du$$

CBA93)

✓ Pour les éléments supports en console, la valeur :

$$\frac{L}{250} \text{ Si la portée de la console est au plus égale à } 2\text{m.}$$

Ensuite on présente les déformations à long terme des dalles pour la combinaison de service ELS (Combinaison rare).

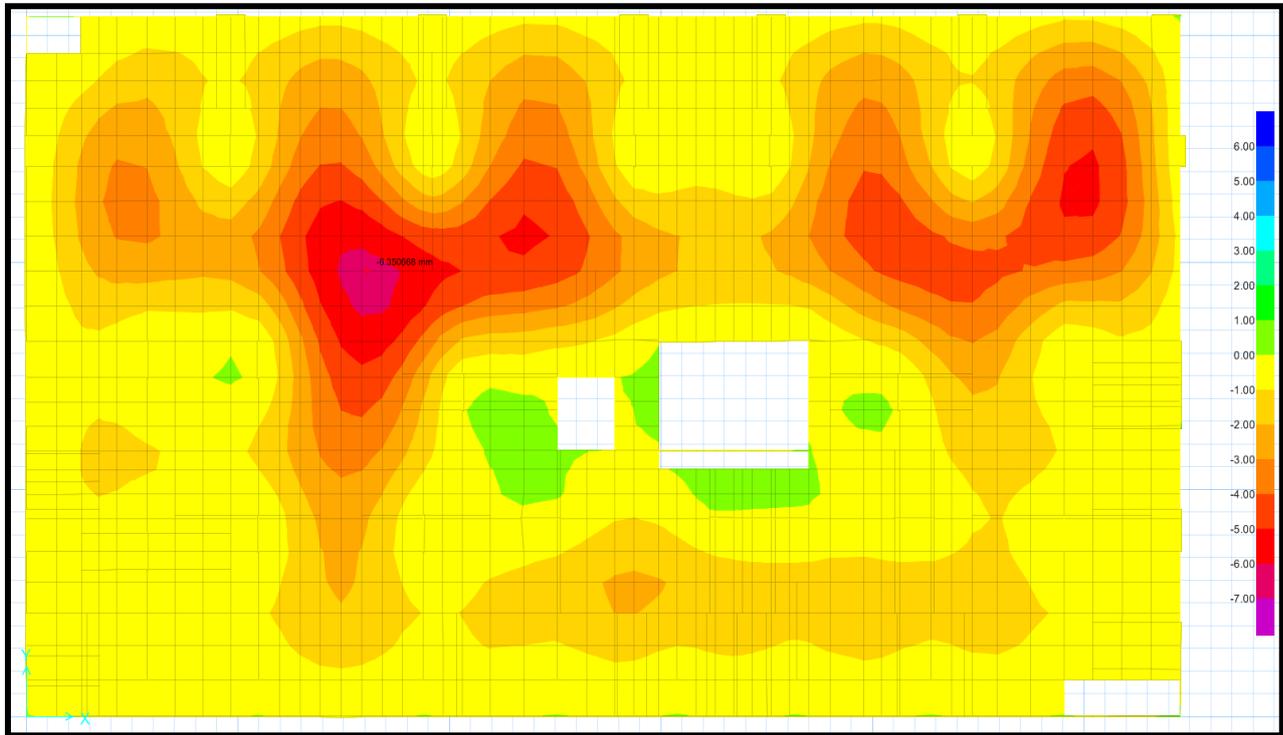


Figure V.4 : Dalle du Rez-de-Chaussée – Déformation (mm)

Pour la portée avec $L=7.20\text{m}$:

$$5\text{mm} + \frac{L}{1000} = \frac{7200}{1000} = 12\text{mm}$$

Déformation de la dalle entre ligne d'appuis : $\delta_{\text{max}} = 7 \text{ mm} \leq \delta_{\text{adm}} = 12 \text{ mm}$

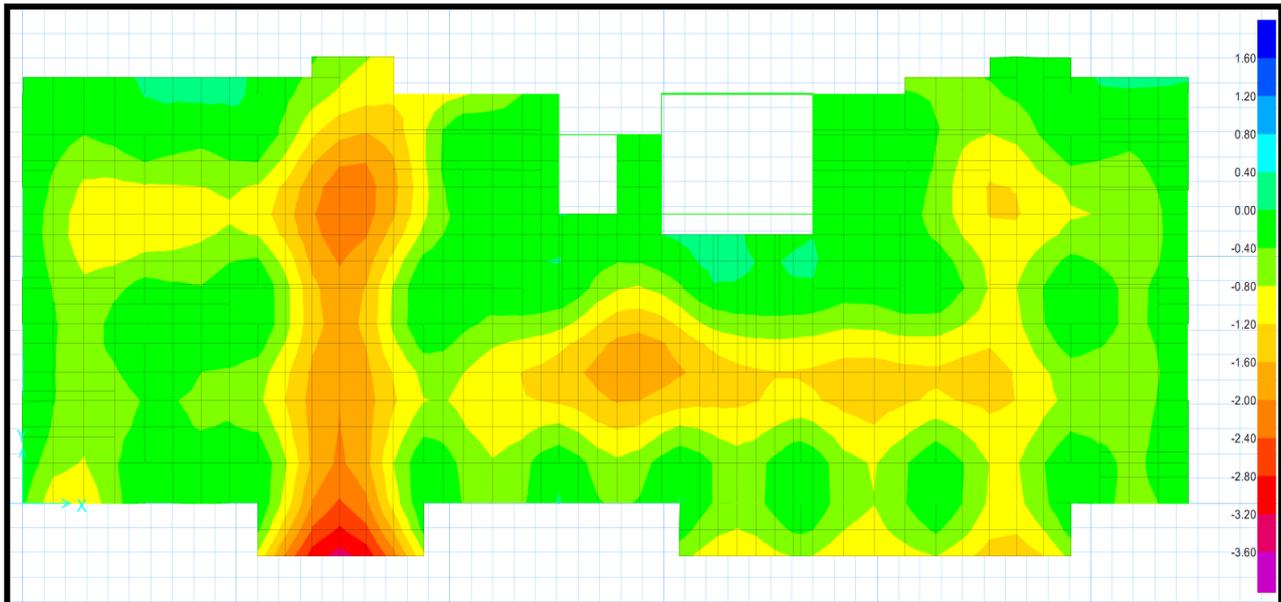


Figure V.5 : Dalle du 1^{er} Étage – Déformation (mm)

Pour la portée avec $L=6.10\text{m}$:

$$5\text{mm} + \frac{L}{1000} = \frac{6100}{1000} = 11\text{mm}$$

Déformation de la dalle entre ligne d'appuis : $\delta_{\max}=3.6 \text{ mm} \leq \delta_{\text{adm}} = 11 \text{ mm}$

Dalle du 1^{er} Étage – Déformation (mm)

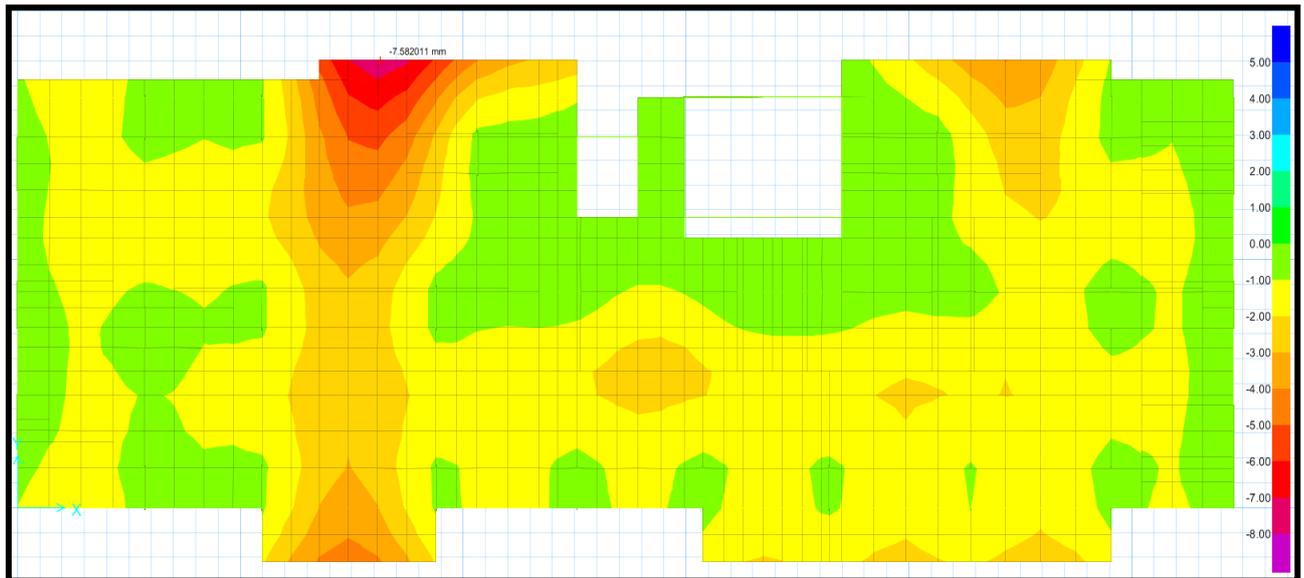


Figure V.6 : Dalle du 2^e Étage – Déformation (mm)

Pour la portée avec L=7.20m :

$$5\text{mm} + \frac{L}{1000} = \frac{7200}{1000} = 12\text{mm}$$

Déformation de la dalle entre ligne d'appuis : $\delta_{\text{max}}=8 \text{ mm} \leq \delta_{\text{adm}} = 12 \text{ mm}$

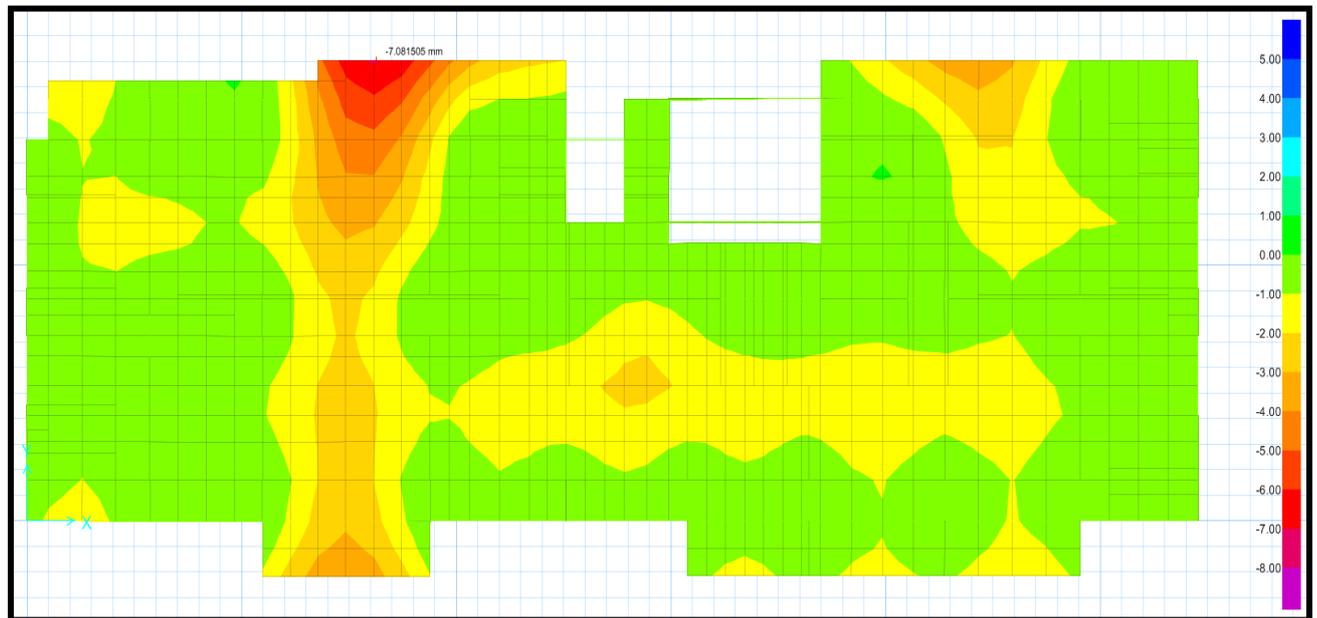


Figure V.7 Dalle du 11^e Étage – Déformation (mm)

Pour la portée avec L=7.20m :

$$5\text{mm} + \frac{L}{1000} = \frac{7200}{1000} = 12\text{mm}$$

Déformation de la dalle entre ligne d'appuis : $\delta_{\text{max}}=8 \text{ mm} \leq \delta_{\text{adm}} = 12 \text{ mm}$

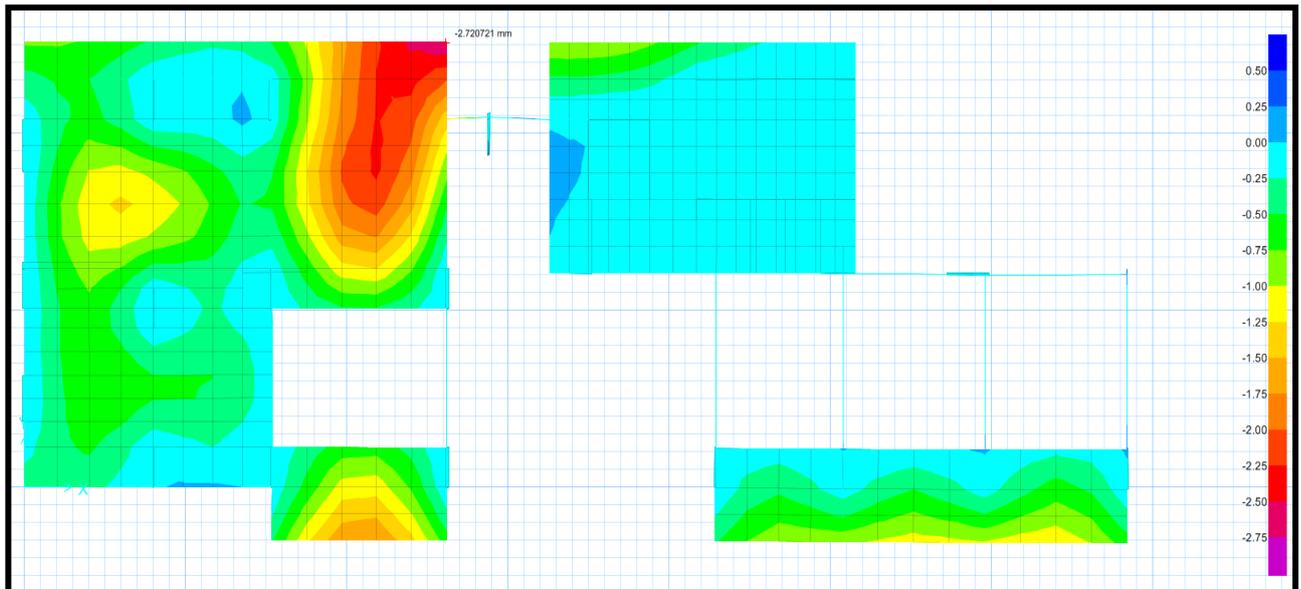


Figure V.8 Dalle de la Toiture – Déformation (mm)

Pour la portée avec $L=4.85\text{m}$: $\frac{L}{500} = \frac{4850}{500} = 9.7\text{mm}$

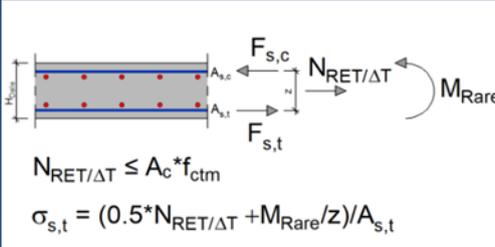
Déformation de la dalle entre ligne d'appuis : $\delta_{\text{max}}=2.75 \text{ mm} \leq \delta_{\text{adm}} = 9.7 \text{ mm}$.

Donc, la déformation admissible est vérifiée.

V.2.2 État limite d'ouverture des fissures :

L'état limite d'ouverture des fissures des dalles en considérant les effets des déformations imposées, retrait et variation de température, est vérifié selon l'article 7.2 (5) du **Eurocode 2** (EN1992-1-1), qui recommande limiter la contrainte de traction de l'acier à la valeur de la contrainte caractéristique de l'acier **fyk**.

7.2 Limitation des contraintes



(1)P La contrainte de compression dans le béton ne doit pas excéder la valeur caractéristique de la résistance à la compression f_{ctk} pour le fonctionnement de la structure.

(2) Des fissures longitudinales ne doivent pas se former lorsque la contrainte de traction dans les armatures excède une valeur limite $\sigma_{s,t}$ en l'absence d'autres dispositifs de confinement au moyen d'armatures transversales.

$$N_{RET/\Delta T} \leq A_c \cdot f_{ctm}$$

$$\sigma_{s,t} = (0.5 \cdot N_{RET/\Delta T} + M_{Rare}/z) / A_{s,t}$$

NOTE La valeur de k_1 à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $k_1 = 0,6$.

(3) Si, sous charges quasi-permanentes, la contrainte dans le béton est inférieure à $k_2 f_{ck}$, on peut admettre que le fluage est linéaire. Si la contrainte dans le béton excède $k_2 f_{ck}$, il convient de considérer un fluage non-linéaire (voir 3.1.4).

NOTE La valeur de k_2 à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $k_2 = 0,45$.

(4)P Les contraintes de traction dans les armatures doivent être limitées afin d'éviter les déformations inélastiques ainsi qu'un niveau de fissuration ou de déformation inacceptable.

(5) On peut considérer qu'un niveau de fissuration ou de déformation inacceptable est évité si, sous la combinaison caractéristique de charges, la contrainte de traction dans les armatures n'excède pas $k_3 f_{yk}$. Lorsque la contrainte est provoquée par une déformation imposée, il convient de limiter la contrainte de traction à $k_4 f_{yk}$. Enfin, il convient de limiter la valeur probable de la contrainte des armatures de précontrainte à $k_5 f_{pk}$.

NOTE Les valeurs de k_3 , k_4 et k_5 à utiliser dans un pays donné peuvent être fournies par son Annexe Nationale. Les valeurs recommandées sont $k_3 = 0,8$, $k_4 = 1$ et $k_5 = 0,75$.

V.3. Le calcul des dalles aux états limites ultime :

V.3.1. État Limite de Flexion :

Les dalles seront massives, coulés sur place. Elles ont été modélisées avec des éléments finis de coques.

La vérification a été effectuée en flexion simple à l'aide d'une table de calcul pour les efforts provenant du modèle tridimensionnel.

Dans le cadre suivant on présente les efforts résistants pour des dalles d'épaisseur de 20cm et 23cm.

TABLE DES MOMENTS RESISTANTES					
f_{cd}	20 000 [kPa]	E_p dalle	0.20 [m]		
f_{syd}	435 000 [kPa]	A_s/s_{min}	1.77 [cm ² /m]		
FERRAILLAGE	A_s/s [cm ² /m]	d [m]	ω	μ	M_{Rd} [kN.m/m]
8//0.20	2.51	0.16	0.034	0.033	17.1
8//0.15	3.35	0.16	0.046	0.044	22.7
8//0.10	5.03	0.16	0.068	0.066	33.5
10//0.20	3.93	0.16	0.053	0.052	26.4
10//0.15	5.24	0.16	0.071	0.068	34.9
10//0.10	7.85	0.16	0.107	0.100	51.1
12//0.20	5.65	0.16	0.077	0.073	37.5
12//0.15	7.54	0.16	0.102	0.096	49.2
12//0.10	11.31	0.16	0.154	0.139	71.4
14//0.20	7.70	0.16	0.105	0.098	50.2
14//0.15	10.26	0.16	0.140	0.128	65.4
14//0.10	15.39	0.16	0.209	0.183	93.6
16//0.20	10.05	0.16	0.137	0.125	64.2
16//0.15	13.40	0.16	0.182	0.162	83.0
16//0.10	20.11	0.16	0.273	0.228	116.8
20//0.20	15.71	0.16	0.214	0.186	95.2
20//0.15	20.94	0.16	0.285	0.236	120.7
20//0.10	31.42	0.16	0.427	0.317	162.2
10//0.20+12//0.20	9.58	0.16	0.130	0.120	61.4
10//0.20+14//0.20	11.63	0.16	0.158	0.143	73.2
10//0.20+16//0.20	13.98	0.16	0.190	0.168	86.1
10//0.20+20//0.20	19.64	0.16	0.267	0.224	114.6
10//0.20+14//0.10	19.32	0.16	0.263	0.221	113.1
10//0.20+16//0.10	24.03	0.16	0.327	0.262	134.2
10//0.20+20//0.10	35.33	0.16	0.480	0.341	174.4

TABLE DES MOMENTS RESISTANTES					
f_{cd}	20 000 [kPa]	E_p dalle	0.23 [m]		
f_{syd}	435 000 [kPa]	A_s/s_{min}	2.10 [cm ² /m]		
FERRAILLAGE	A_s/s [cm ² /m]	d [m]	ω	μ	M_{Rd} [kN.m/m]
8//0.20	2.51	0.19	0.029	0.028	20.4
8//0.15	3.35	0.19	0.038	0.037	27.1
8//0.10	5.03	0.19	0.058	0.056	40.1
10//0.20	3.93	0.19	0.045	0.044	31.6
10//0.15	5.24	0.19	0.060	0.058	41.7
10//0.10	7.85	0.19	0.090	0.085	61.4
12//0.20	5.65	0.19	0.065	0.062	44.9
12//0.15	7.54	0.19	0.086	0.082	59.1
12//0.10	11.31	0.19	0.129	0.119	86.2
14//0.20	7.70	0.19	0.088	0.083	60.2
14//0.15	10.26	0.19	0.117	0.109	78.8
14//0.10	15.39	0.19	0.176	0.157	113.7
16//0.20	10.05	0.19	0.115	0.107	77.3
16//0.15	13.40	0.19	0.153	0.139	100.5
16//0.10	20.11	0.19	0.230	0.198	143.0
20//0.20	15.71	0.19	0.180	0.160	115.7
20//0.15	20.94	0.19	0.240	0.205	148.0
20//0.10	31.42	0.19	0.360	0.281	203.2
10//0.20+12//0.20	9.58	0.19	0.110	0.102	73.9
10//0.20+14//0.20	11.63	0.19	0.133	0.122	88.4
10//0.20+16//0.20	13.98	0.19	0.160	0.145	104.4
10//0.20+20//0.20	19.64	0.19	0.225	0.194	140.2
10//0.20+14//0.10	19.32	0.19	0.221	0.192	138.3
10//0.20+16//0.10	24.03	0.19	0.275	0.229	165.6
10//0.20+20//0.10	35.33	0.19	0.404	0.305	220.6

Moments résistantes - épaisseur = 0.20 m

Moments résistantes - épaisseur = 0.23 m

Tableau V.1.Moment résistant des dalles de 20cm et 23 cm

V.3.2. Moments fléchissant –direction x (enveloppes) :

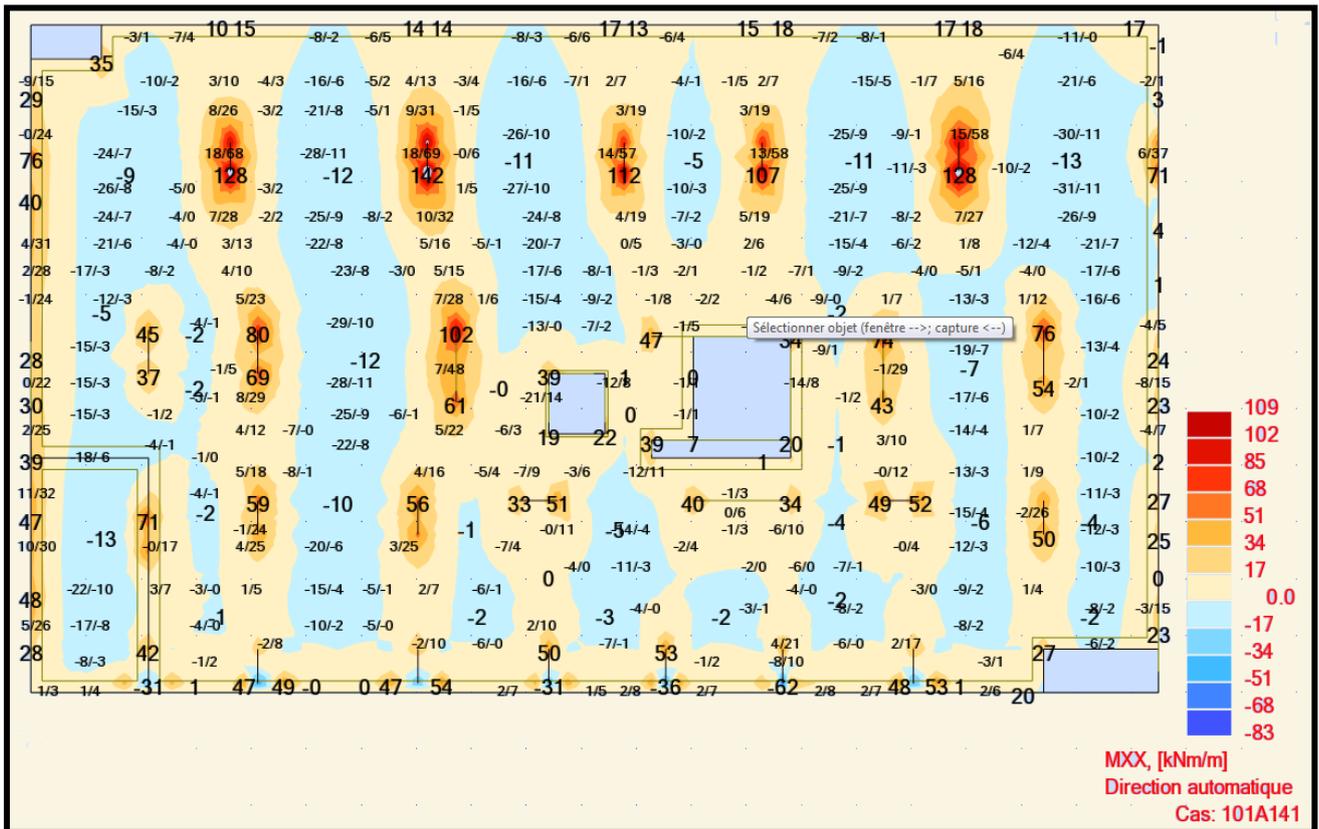


Figure V.9 : Cartographie des moments -RDC

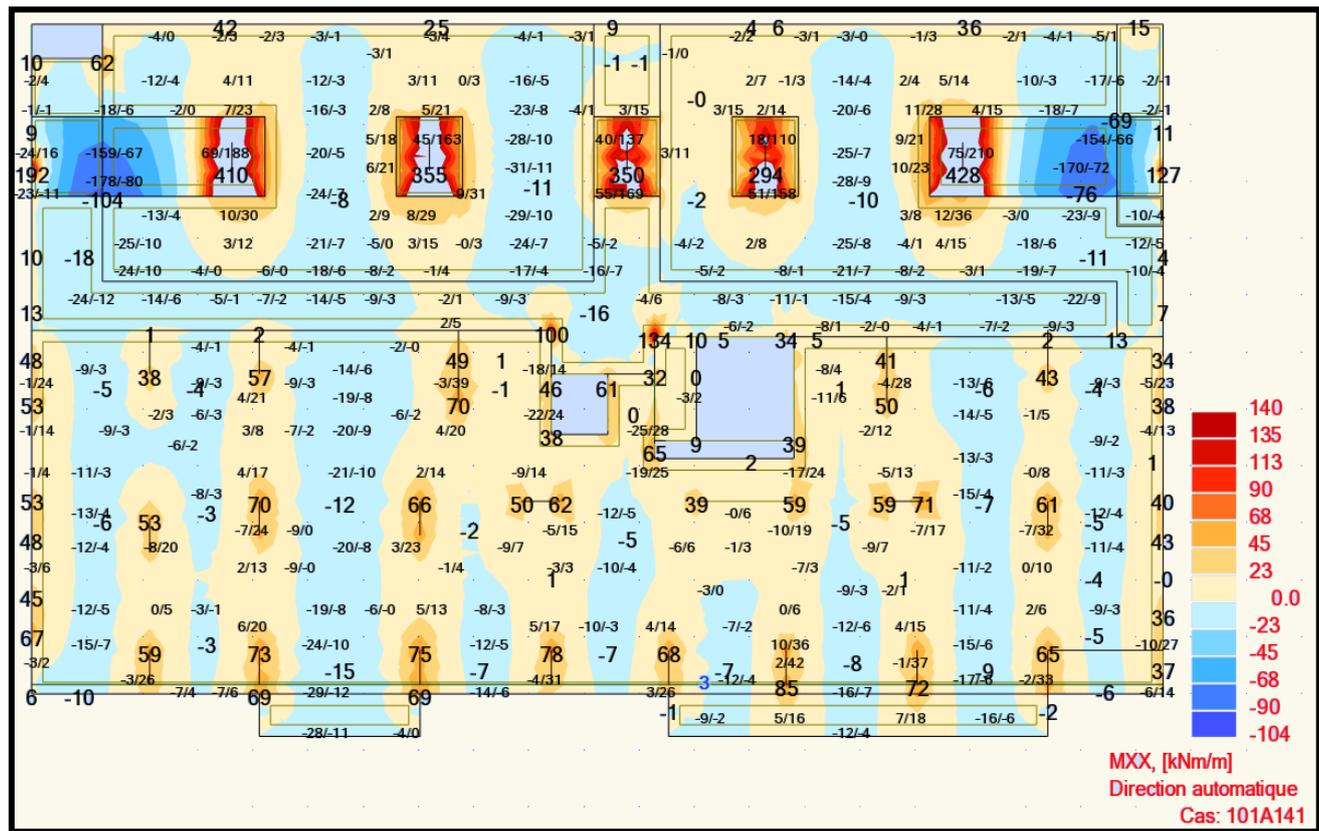


Figure V.10 : Cartographie des moments - 1er Etage

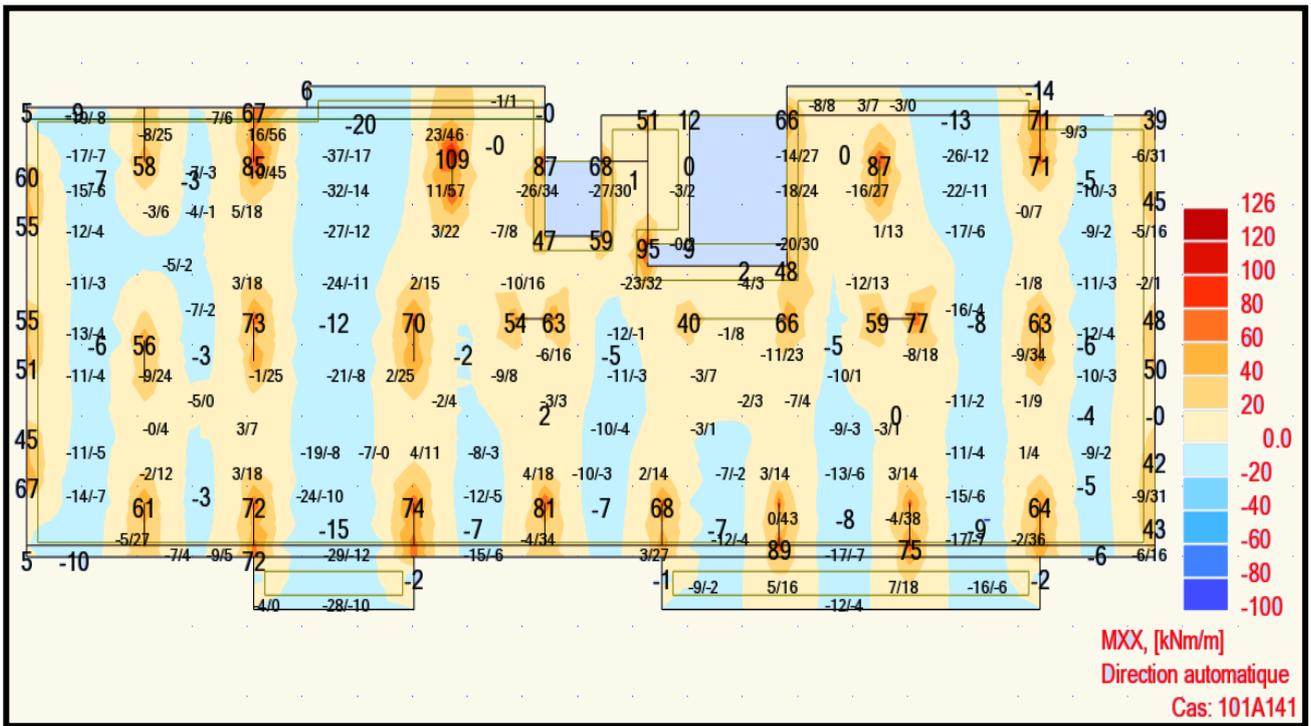


Figure V.11 : Cartographie des moments - 2^e Etage et 7^e Etage

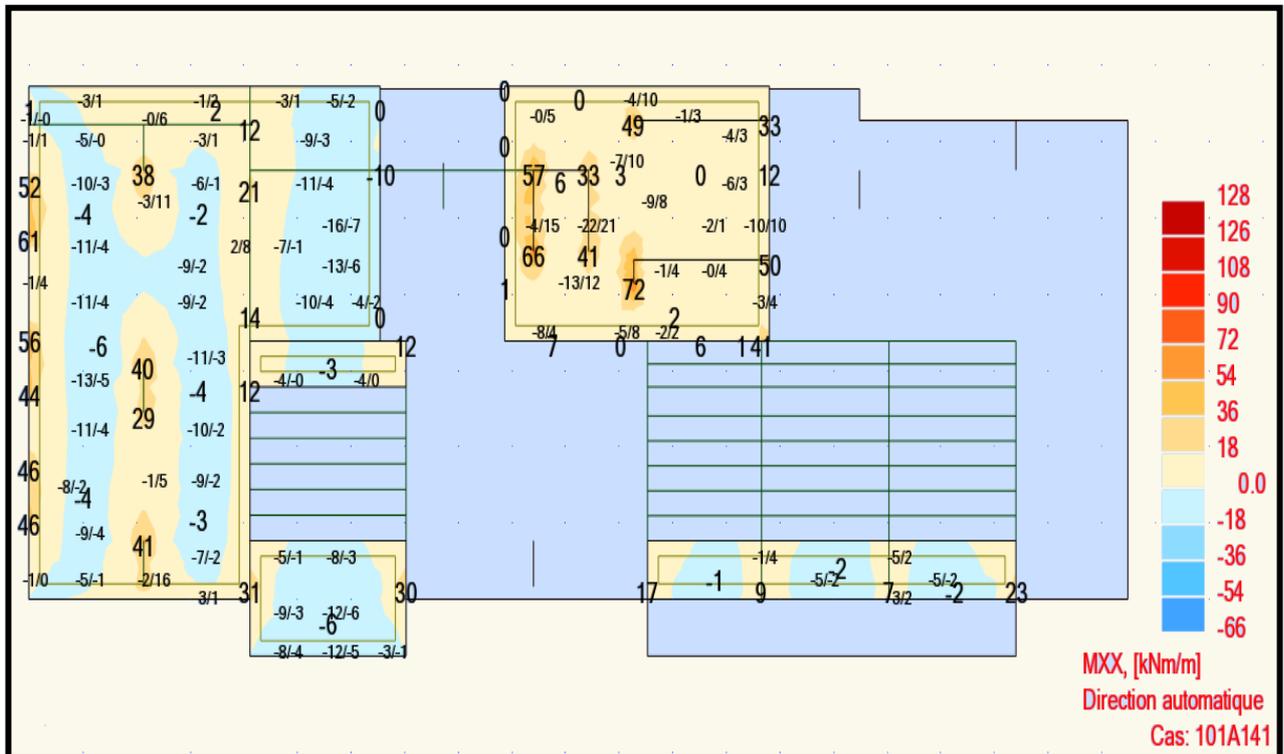


Figure V.12 : Cartographie des moments - Toiture

V.3.3. Moments fléchissant –direction y (enveloppe) :

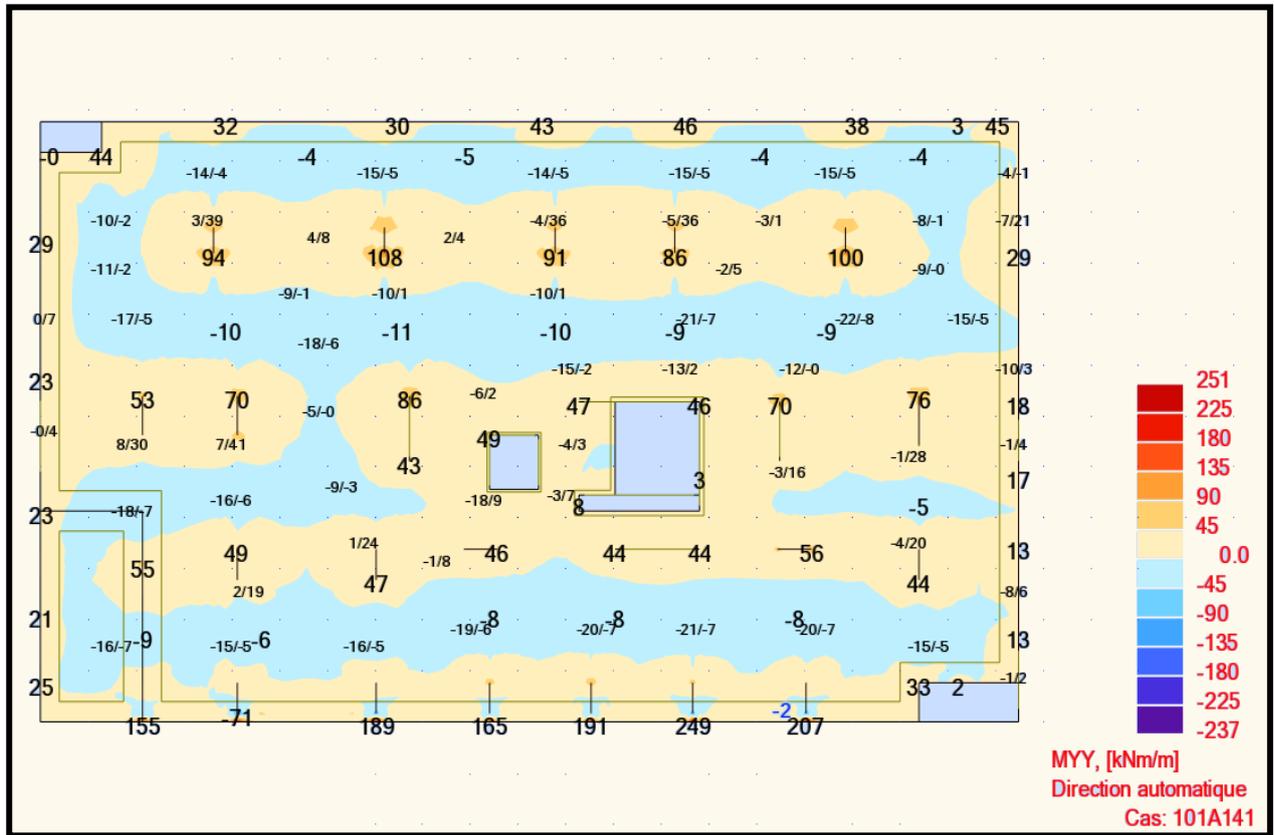


Figure V.13 : Cartographie des moments -RDC

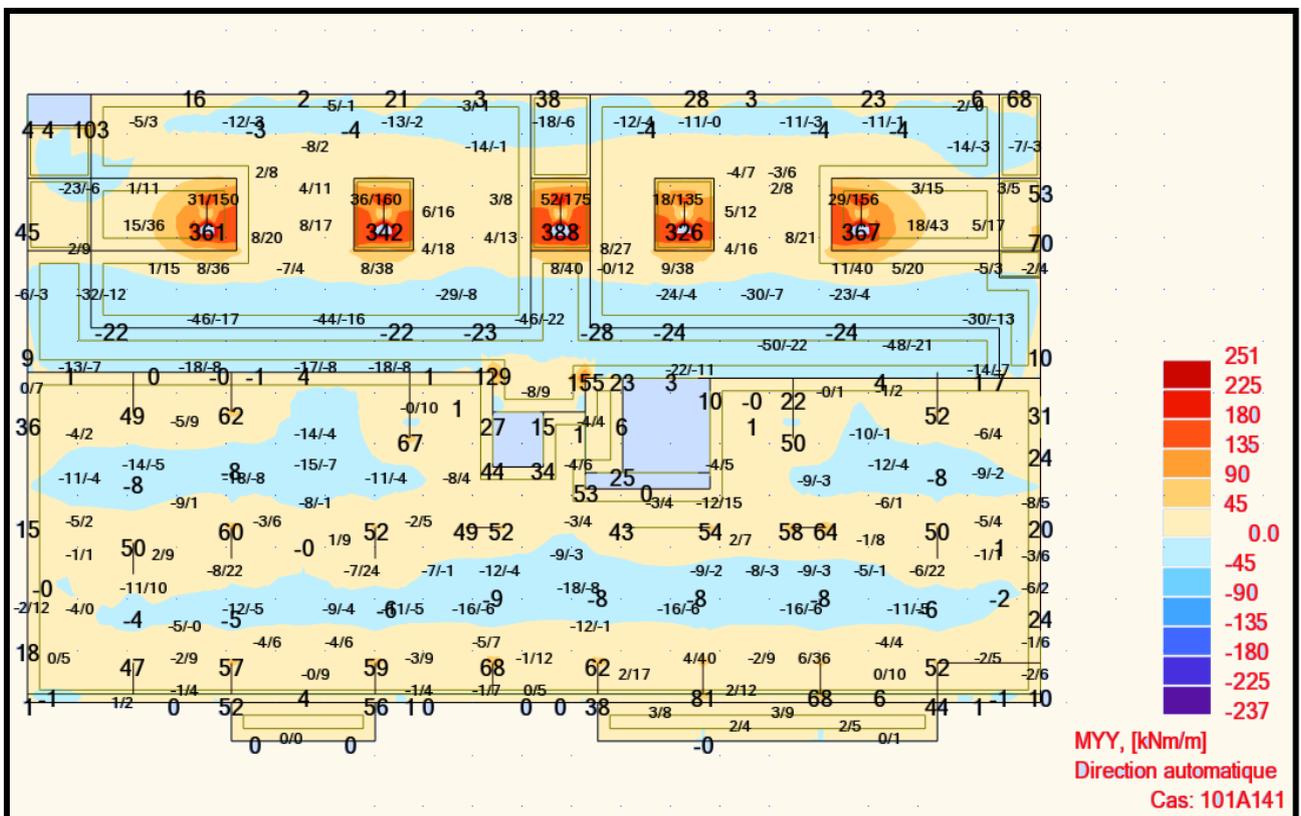


Figure V.14 : Cartographie des moments -1^{er} Etage

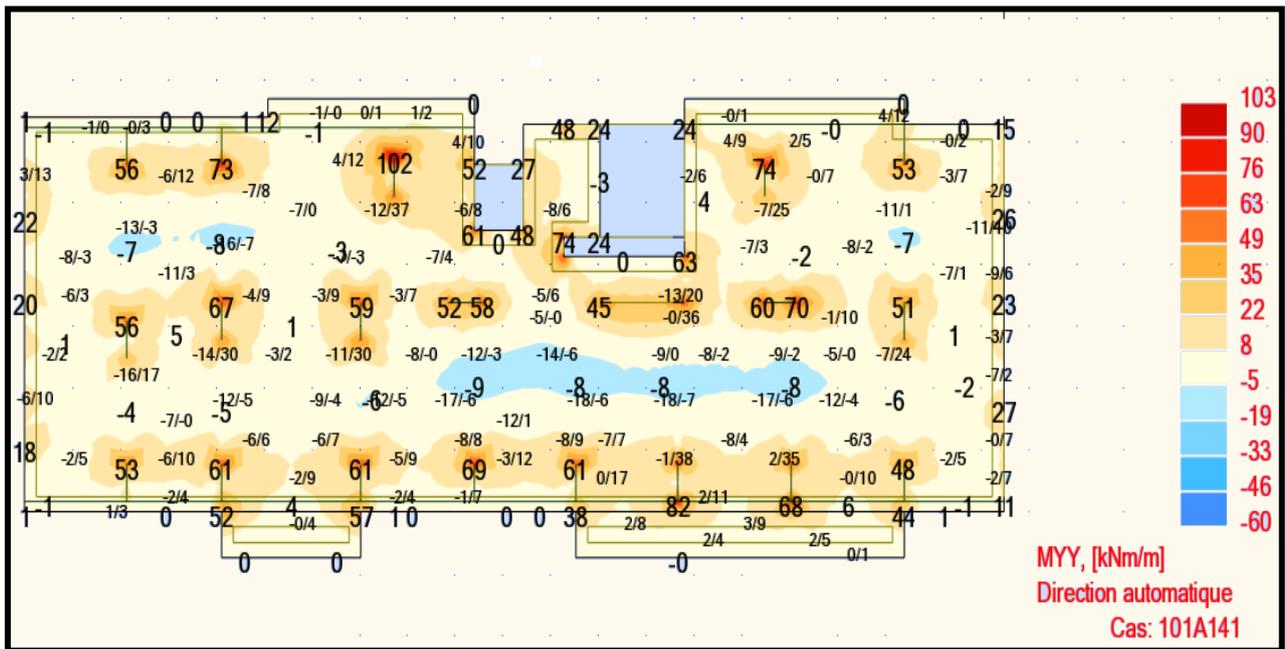
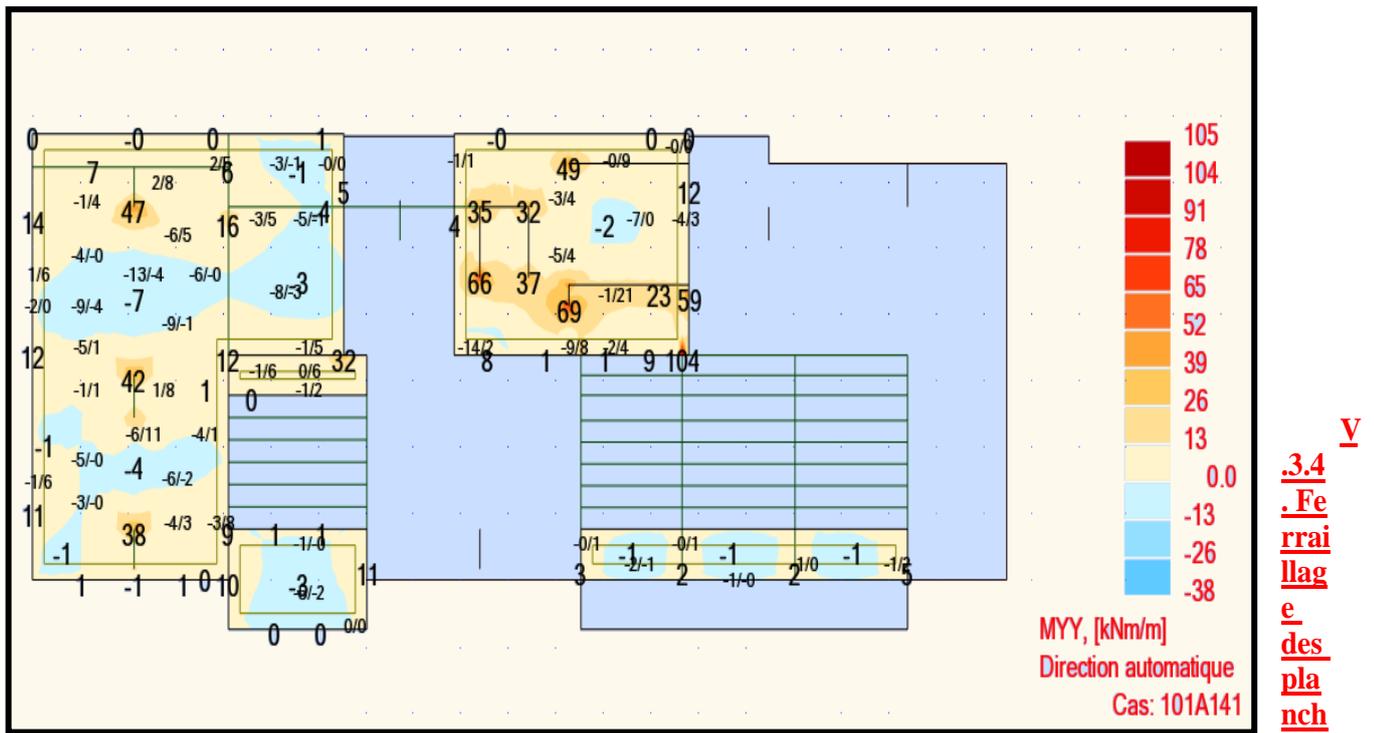


Figure V.15 : Cartographie des moments -2^e Etage et 7^e Etage



dalle :

A. Direction x :

Exemple de calcul : les axes « D8-A3 » du 2^e Etage (Voir Plan N° STR026PE00A) :

-Appui D8-A3 (Nappe Supérieure) :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur, section rectangulaire de 1.0mx0.2m en fissuration peu nuisible.

.3.4
. Fe
rrai
llag
e
des
pla
nch
ers-

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uapp}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{85 \times 10^{-3}}{1 \times (0,18)^2 \times 17} = 0,154 < 0,186 \quad \text{Méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,210) = 0,165 \text{ m} \quad \text{Avec } \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$A_{ua} = \frac{M_{uapp}}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{85 \times 10^{-3} \times 10^4}{0,165 \times 435} = 11,85 \text{ cm}^2 \quad f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa.}$$

Donc on adopte un ferrailage de **5 HA10** Filantes + **5HA16** Chapeaux = $13,98 \text{ cm}^2 > 11,84 \text{ cm}^2$ C.V.

❖ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times \frac{2,4}{500} \times 100 \times 18 = 2,00 \text{ cm}^2$$

$$A = 13,98 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,00 \text{ cm}^2 \dots\dots CV$$

❖ Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_{sapp} = 61,60 \text{ KN.m}$$

1. Position de l'axe neutre :

$$A_{st} = 13,98 \text{ cm}^2 \quad \text{et} \quad n=15.$$

$$\frac{bx^2}{2} - n \cdot A_{st} \cdot (d - x) = 0 \rightarrow 50x^2 - 15(13,98)(18 - x) = 0$$

$$\rightarrow \sqrt{\Delta} = 893,81$$

$$\rightarrow x = 6,847 \text{ cm}$$

2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \cdot A_{st} \cdot (d - x)^2 \rightarrow I = \frac{100 \cdot (6,84)^3}{3} + 15 \times 13,98 \times (18 - 6,84)^2$$

$$I = 36789,42 \text{ cm}^4.$$

$$I = 3,678942 \times 10^{-4} \text{ m}^4.$$

3. Calcul des contraintes :

• Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{sapp} \times x}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{61,60 \times 10^{-3} \times 0,0684}{3,678 \times 10^{-4}} \rightarrow \sigma_{bc} = 11,46 \text{ Mpa.} \prec \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 18 \text{ Mpa...CV}$$

Acier :

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{sapp} (d - x)}{I}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{61.60 \times 10^{-3} (0.18 - 0.0684)}{3.678 \times 10^{-4}} \rightarrow \sigma_{st} = 280.36 \text{ Mpa.}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \max\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right)$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \max(333.33, 215.56). \rightarrow \overline{\sigma}_{st} = 333.33 \text{ Mpa} \dots \dots \text{CV}$$

Fissuration préjudiciable $\eta = 1.6$

-Travée entre A3-A4 (Nappe Inférieure) :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur, section rectangulaire de 1.0m x 0.2m en fissuration peu nuisible.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{39 \times 10^{-3}}{1 \times (0.18)^2 \times 17} = 0,071$$

$$Z_b = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,092) = 0,173 \text{ m}$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ut}}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{39 \times 10^{-3} \times 10^4}{0,173 \times 435} = 5.17 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte un ferrailage de **5 HA10**

Filantes + **5HA10** Chapeaux = $7.87 \text{ cm}^2 > 5.17 \text{ cm}^2$ C.V.

❖ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.4}{500} \times 100 \times 18 = 2.00 \text{ cm}^2$$

$$A = 7.87 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.00 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{CV}$$

❖ Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_{st} = 29 \text{ KN.m}$$

1. Position de l'axe neutre :

$$A_{st} = 7.87 \text{ cm}^2 \text{ et } n = 15.$$

$$\frac{bx^2}{2} - n \cdot A_{st} \cdot (d - x) = 0 \rightarrow 50x^2 - 15(7.87)(18 - x) = 0$$

$$\rightarrow \sqrt{\Delta} = 662.51$$

$$\rightarrow x = 5.44 \text{ cm}$$

2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{bx^3}{3} + n.A_{st} \cdot (d - x)^2 \rightarrow I = \frac{100.(5.44)^3}{3} + 15 \times 7.87 \times (18 - 5.44)^2$$

$$I = 23989.12 \text{ cm}^4.$$

$$I = 2.398912 \times 10^{-4} \text{ m}^4.$$

3. Calcul des contraintes :

• **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{st} \times x}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{29 \times 10^{-3} \times 0.0544}{2.399 \times 10^{-4}} \rightarrow \sigma_{bc} = 6.60 \text{ Mpa. } \prec \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 18 \text{ Mpa...CV}$$

• **Acier :**

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{st} (d - x)}{I}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{29 \times 10^{-3} (0.18 - 0.0544)}{2.399 \times 10^{-4}} \rightarrow \sigma_{st} = 227.75 \text{ Mpa.}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \max\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right)$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \max(333.33, 215.56). \rightarrow \overline{\sigma_{st}} = 333.33 \text{ Mpa.....CV}$$

Fissuration préjudiciable $\eta = 1.6$

B. Direction y :

Exemple de calcul : l'axe « A12 » du 2° Etage (Voir Plan N° STR026PE00A) :

-Appui A12-D1 (Nappe Supérieure):

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur, section rectangulaire de 1.0m x 0.2m en fissuration peu nuisible.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uapp}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{82 \times 10^{-3}}{1 \times (0.18)^2 \times 17} = 0.149 < 0.186$$

Méthode simplifiée

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.202) = 0.165 \text{ m}$$

$$\text{Avec } \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$A_{ua} = \frac{M_{uapp}}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{82 \times 10^{-3} \times 10^4}{0.165 \times 435} = 11.40 \text{ cm}^2$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ Mpa.}$$

Donc on adopte un ferrailage de **5 HA10** Filantes + **5HA14** Chapeaux = $11.62 \text{ cm}^2 > 11.40 \text{ cm}^2$ C.V.

❖ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.4}{500} \times 100 \times 18 = 2.00 \text{ cm}^2$$

$$A = 11.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.00 \text{ cm}^2 \dots\dots CV$$

❖ Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_{sapp} = 60 \text{ KN.m}$$

1. Position de l'axe neutre :

$$A_{st} = 11.62 \text{ cm}^2 \text{ et } n=15.$$

$$\frac{bx^2}{2} - n \cdot A_{st} \cdot (d - x) = 0 \rightarrow 50x^2 - 15(11.62)(18 - x) = 0$$

$$\rightarrow \sqrt{\Delta} = 811.10$$

$$\rightarrow x = 6.37 \text{ cm}$$

2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \cdot A_{st} \cdot (d - x)^2 \rightarrow I = \frac{100 \cdot (6.37)^3}{3} + 15 \times 11.62 \times (18 - 6.37)^2$$

$$I = 32191.11 \text{ cm}^4.$$

$$I = 3.219 \times 10^{-4} \text{ m}^4.$$

3. Calcul des contraintes :

• Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{sapp} \times x}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{60 \times 10^{-3} \times 0.0637}{3.219 \times 10^{-4}} \rightarrow \sigma_{bc} = 11.87 \text{ Mpa.} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 18 \text{ Mpa} \dots CV$$

• Acier :

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{sapp} (d - x)}{I}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{60 \times 10^{-3} (0.18 - 0.0637)}{3.219 \times 10^{-4}} \rightarrow \sigma_{st} = 225.16 \text{ Mpa.}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \max\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right)$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \max(333.33, 215.56). \rightarrow \overline{\sigma}_{st} = 333.33 \text{ Mpa} \dots\dots CV$$

Fissuration préjudiciable $\eta=1.6$

-Travée entre D1-D3 (Nappe Inférieure):

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur, section rectangulaire de 1.0m x 0.2m

En fissuration peu nuisible.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{18 \times 10^{-3}}{1 \times (0,18)^2 \times 17} = 0,0327$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,0415) = 0,177m$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ut}}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{18 \times 10^{-3} \times 10^4}{0,177 \times 435} = 2,34cm^2$$

Donc on adopte un ferrailage de **5 HA10** Filantes = $3,93cm^2 > 2,34cm^2$ C.V.

❖ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times \frac{2,4}{500} \times 100 \times 18 = 2,00cm^2$$

$$A = 3,93cm^2 > A_{\min} = 2,00cm^2 \dots\dots CV$$

❖ Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_{st} = 14KN.m$$

1. Position de l'axe neutre :

$$A_{st} = 3,93cm^2 \text{ et } n=15.$$

$$\frac{bx^2}{2} - n \cdot A_{st} \cdot (d - x) = 0 \rightarrow 50x^2 - 15(3,93)(18 - x) = 0$$

$$\rightarrow \sqrt{\Delta} = 464,43$$

$$\rightarrow x = 4,05cm$$

2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \cdot A_{st} \cdot (d - x)^2 \rightarrow I = \frac{100 \cdot (4,05)^3}{3} + 15 \times 3,93 \times (18 - 4,05)^2$$

$$I = 13686,15cm^4.$$

$$I = 1,3686 \times 10^{-4} m^4.$$

3. Calcul des contraintes :

- Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{st} \times x}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{14 \times 10^{-3} \times 0.0405}{1.3686 \times 10^{-4}} \rightarrow \sigma_{bc} = 4.14 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 18 \text{ Mpa} \dots CV$$

• Acier :

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{st} (d - x)}{I}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{14 \times 10^{-3} (0.18 - 0.0405)}{1.3686 \times 10^{-4}} \rightarrow \sigma_{st} = 214.05 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \max\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{r28}}\right)$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \max(333.33, 215.56) \rightarrow \overline{\sigma}_{st} = 333.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots CV$$

Fissuration préjudiciable $\eta = 1.6$

V.3.4.1. Résultats du ferrailage :

Le ferrailage des planchers-dalles est présenté dans les schémas suivants :

Ferrailage de la nappe inférieur -direction X :

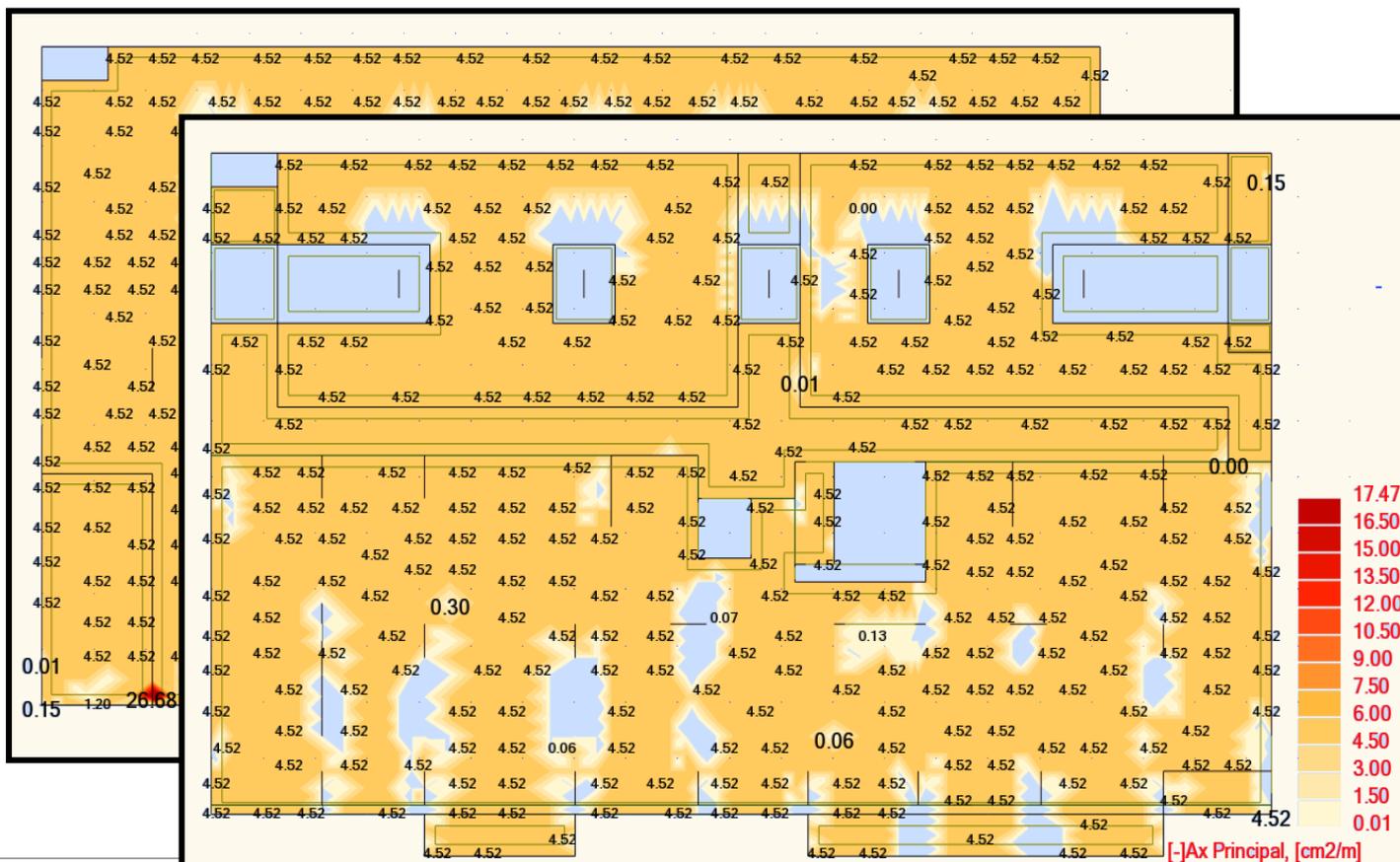


Figure V.18 : 1^{er} Etage

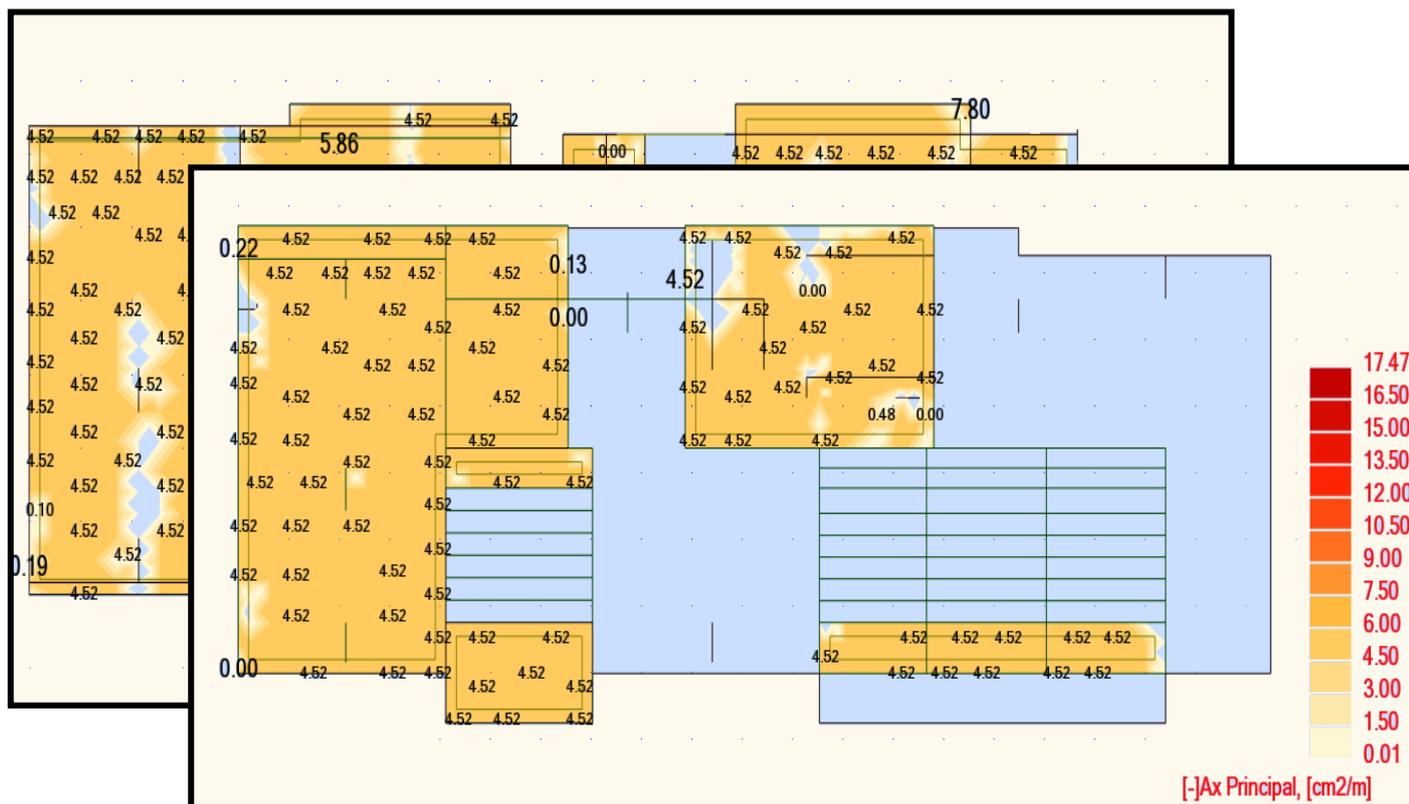


Figure V.20 : Toiture

Ferraillage de la nappe supérieure -direction x :

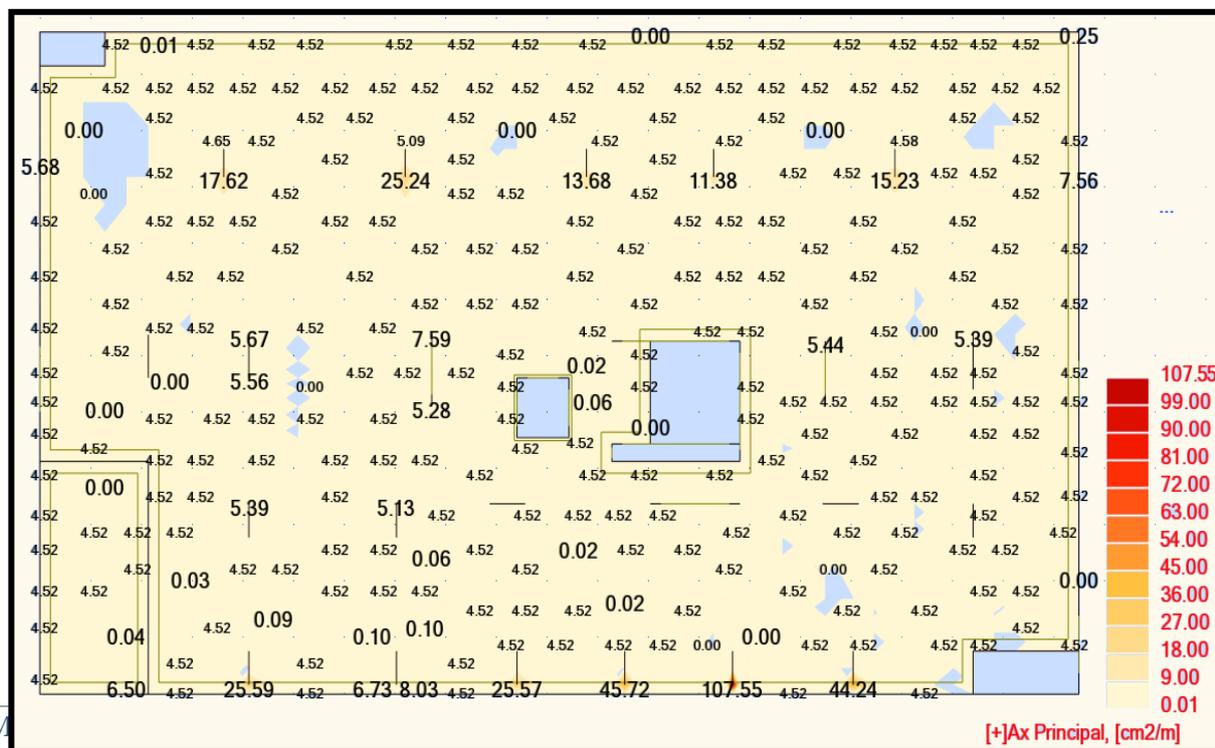
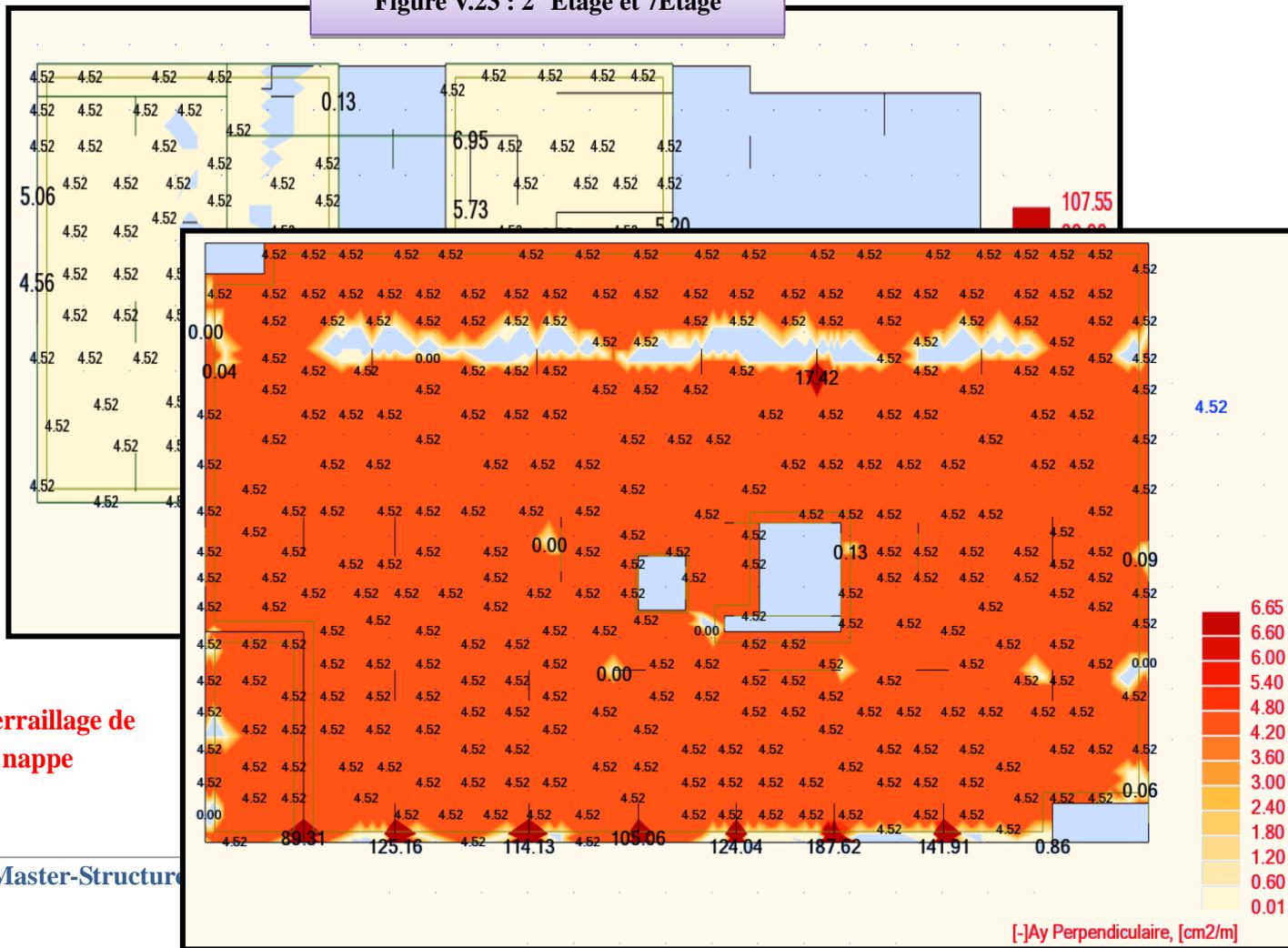




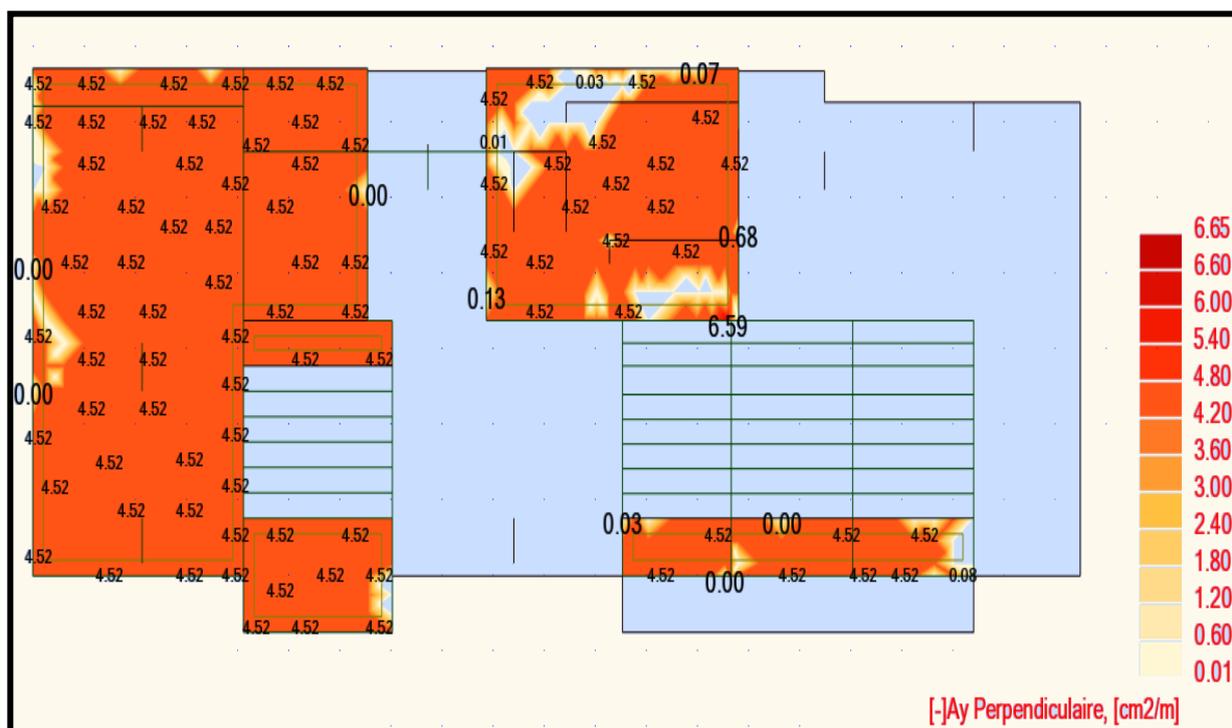
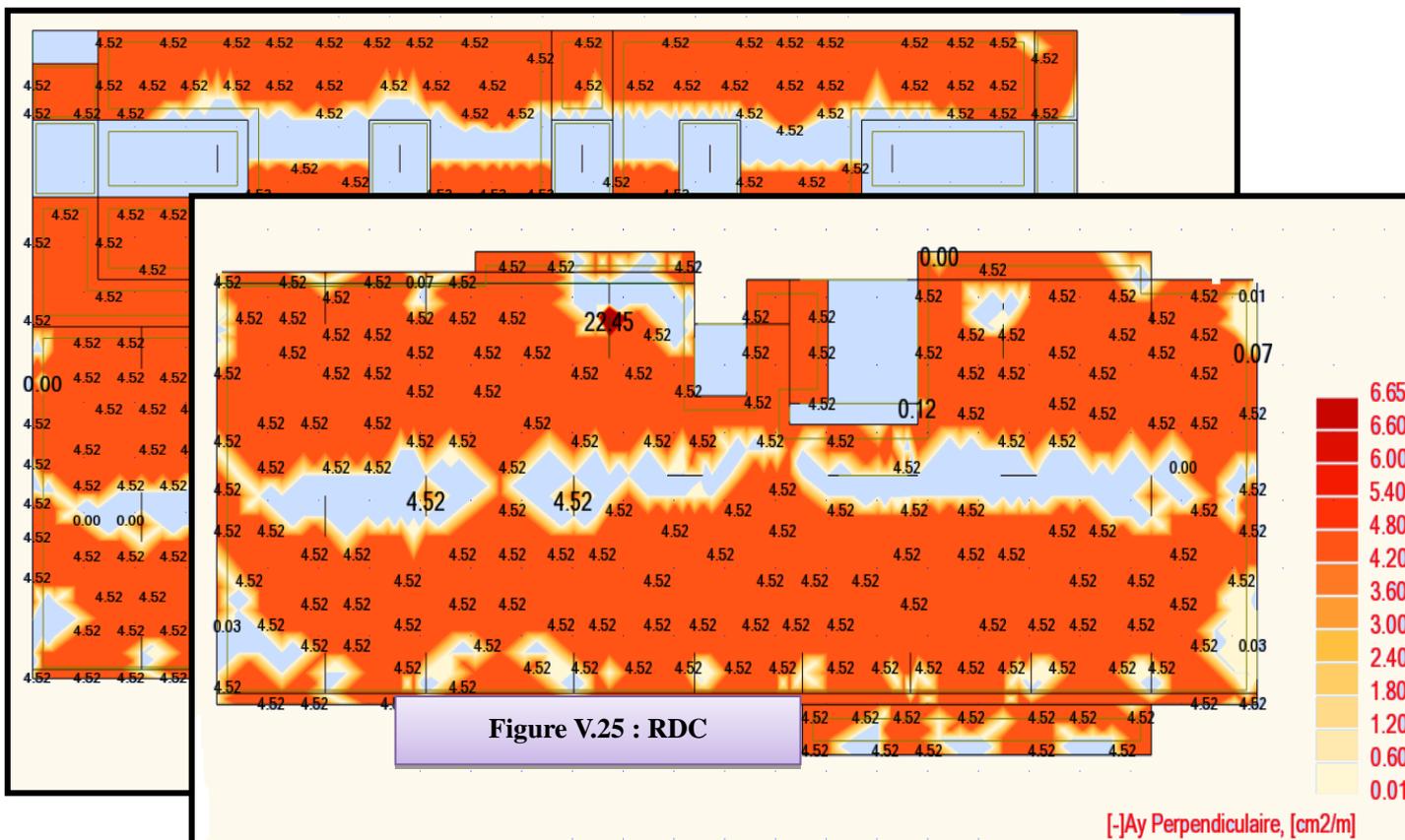
Figure V.23 : 2° Etage et 7° Etage



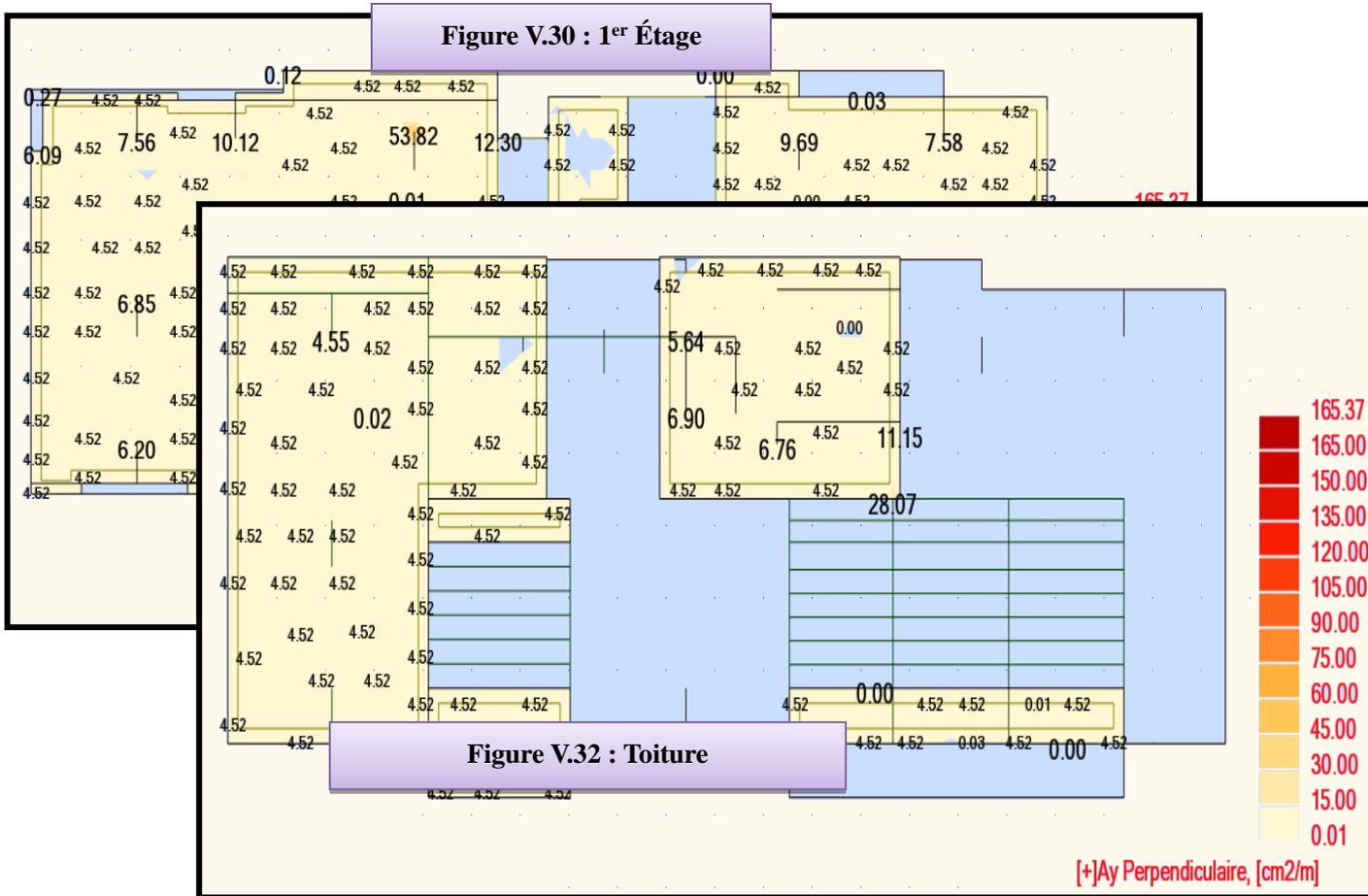
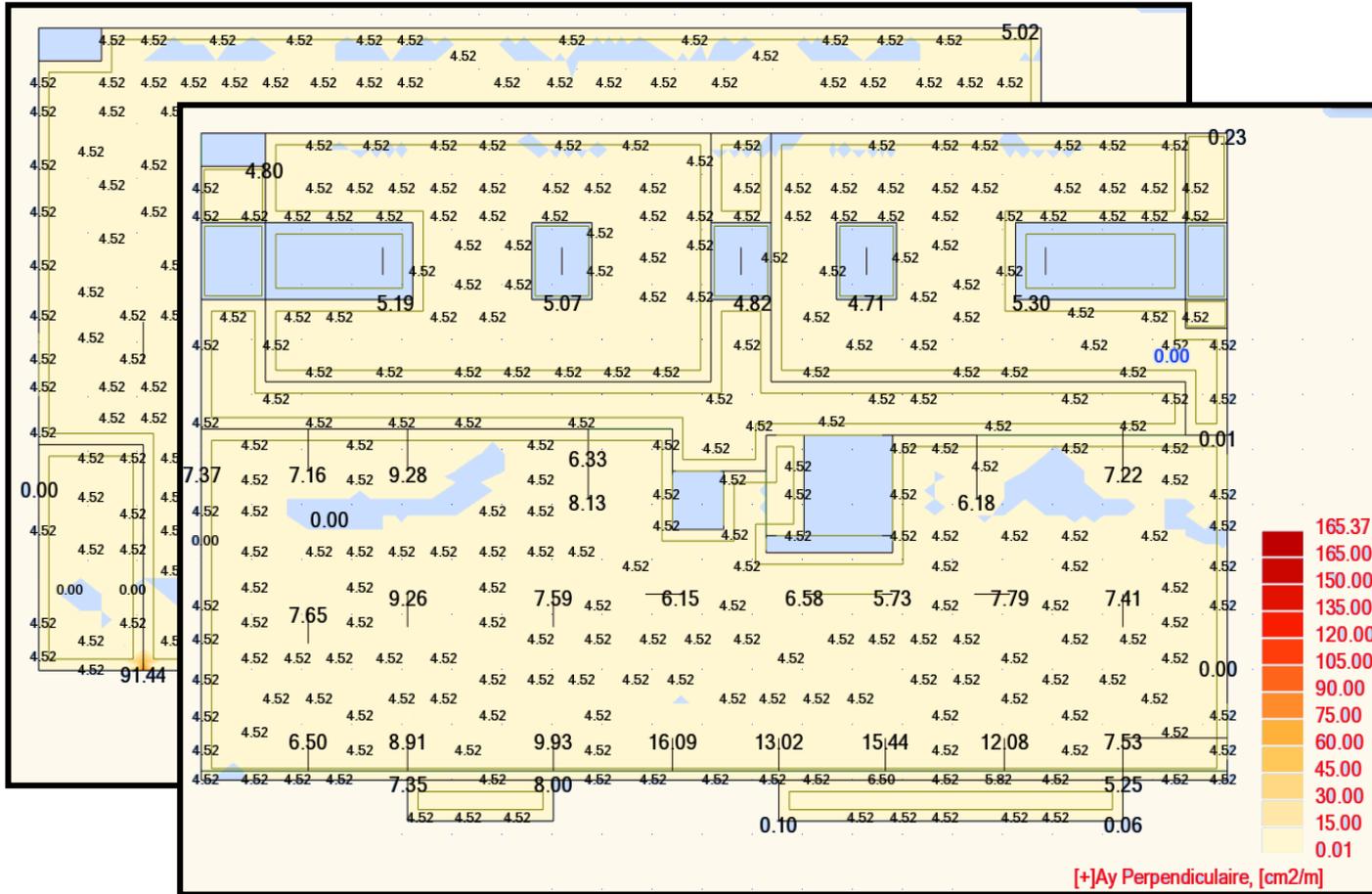
Ferrailage de la nappe

Master-Structure

inférieur -direction Y :



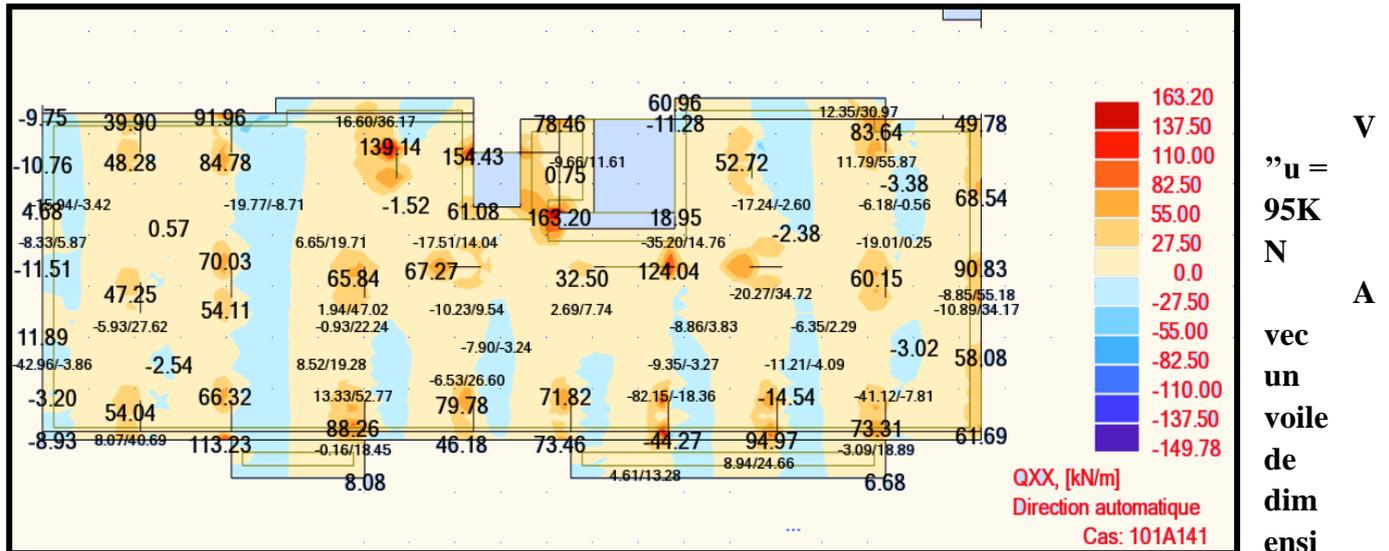
Ferrailage de la nappe supérieure -direction Y :



V.3.5. Vérification des efforts tranchants (article E.4.8.3 BAEL) :

-Direction X :

Exemple de calcul dalle pleine au niveau du voile d'axe « A14-D1 » - 2°Etage :



on $b=0.25m$ et $a=1.00m$

$$V''_{ou} = V''_u \frac{lx_1 + lx_2}{lx_1 + lx_2} + b \left(\frac{4.75 + 4.75}{2} \right) + 0.25$$

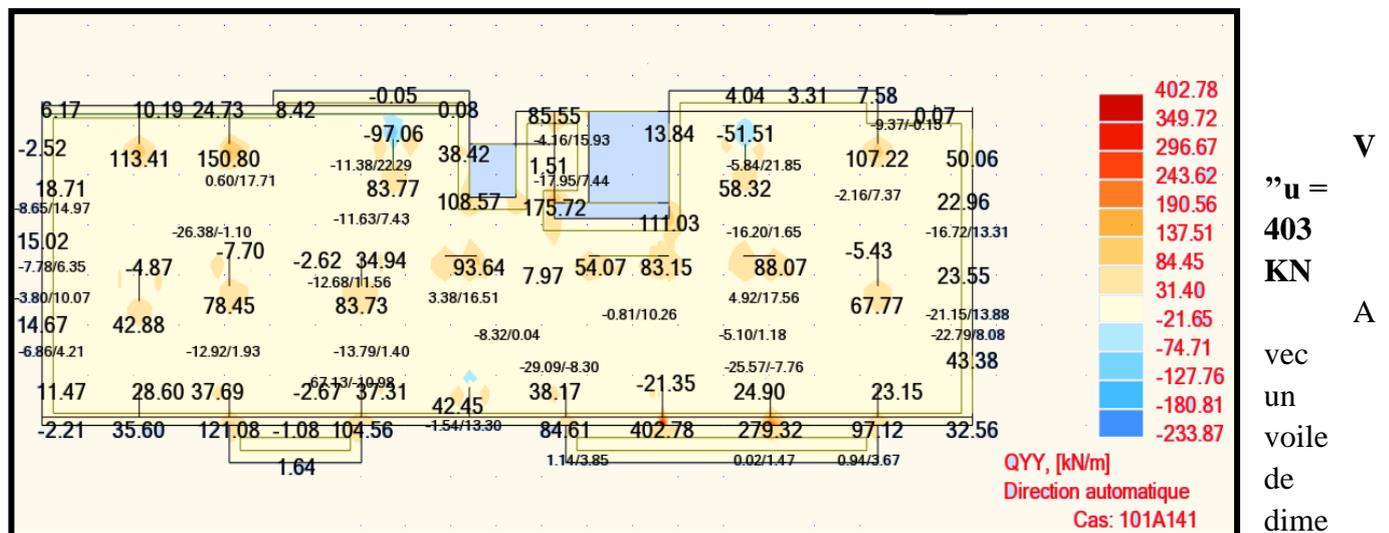
$$V''_{ou} = V''_u \frac{2}{lx_1 + lx_2} = 95 \frac{2}{(4.75 + 4.75)} = 50KN$$

$$\frac{0.05}{\gamma b} f_{c28}(b + h)d = \frac{0.05}{1.5} 30000(0.25 + 0.20)0.18 = 81KN$$

$V''_{ou} = 50 KN < 81 KN$ Donc Il N'y A Pas Lieu De Prévoir D'armatures Transversales.

-Direction Y :

Exemple de calcul dalle pleine au niveau du voile d'axe « A12-D1 » - 2°Etage :



$$V''_{ou} = V''_u \frac{ly_1 + ly_2}{ly_1 + ly_2} + b \left(\frac{5.44 + 0}{2} \right) + 1$$

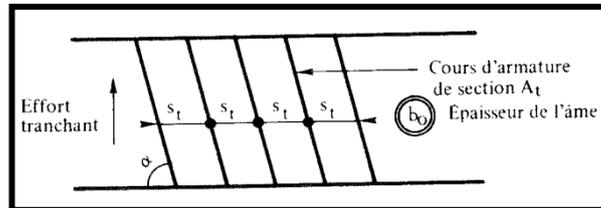
$$V''_{ou} = V''_u \frac{2}{ly_1 + ly_2} = 403 \frac{2}{(5.44 + 0)} = 276KN \quad n \quad b=1.00m \text{ et } a=0.25m$$

$$\frac{0.05}{\gamma b} f_{c28}(b + h)d = \frac{0.05}{1.5} 30000(1 + 0.20)0.18 = 216KN$$

$V''_{ou}=276 \text{ KN} > 216 \text{ KN}$ **Donc Il Y A Lieu De Prévoir D'armatures Transversales.**

Donc selon l'article

A.5.1,23 du BAEL :



$$\frac{A_t}{b_0 s_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{tj} k)}{0,9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{276 \times 10^{-3}}{0,4 \times 0,18} = 3,83 \text{ MPa.}$$

Pour $\alpha=90^\circ$ et $K=1$ (flexion simple) on a donc :

$$\frac{A_t}{b s_t} \geq \frac{1,15(3,83 - 0,3 \times 2,4)}{0,9 \times 500} \rightarrow \frac{A_t}{b s_t} \geq 0,008$$

$A_t=3 \times (4\emptyset 8) = 6,03 \text{ cm}^2$ (Voir Plan N° STR026 PE00A Détail AP2)

$$s_t \leq \frac{A_t}{b \times 0,008} \rightarrow s_t \leq \frac{6,03}{40 \times 0,008} \rightarrow s_t \leq 18 \text{ cm}$$

On prend donc 3x(4Ø8) avec un espacement $s_t=12,5 \text{ cm}$.

V.3.6. Vérification du poinçonnement des dalles :

Sous l'action de forces localisées, il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement par effort tranchant. Cette vérification s'effectue comme suit :

Dans le cas d'une charge localisée éloignée des bords de la dalle, on admet qu'aucune armature d'effort tranchant n'est requise, si la condition suivante est satisfaite :

$$Q_u \leq 0,045 u_c h f_{c_j} / \gamma_b$$

Expression dans laquelle on désigne par :

- **Qu** : la charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime,
- **h** : l'épaisseur totale de la dalle,
- **uc** : périmètre du contour défini en A.3.2,5 du BAEL99 au niveau du feuillet moyen.

V.3.6.1. Exemple de calcul du poinçonnement :

VERIFICATION DU POINÇONNEMENT SOUS CHARGES LOCALISEES DANS LES DALLES			P19
			Axe "A16-D1"
Charge localisée Qu=	1747	KN	Uc= 4.42 m
Petit côté de la charge localisée a0 =	0.25	m	0.045 Uc.h.fcj/γb = 914.94 KN
Grand côté de la charge localisée b0 =	1.5	m	Les armatures d'effort tranchant sont requises et seront disposées sur le périmètre Um
Epaisseur de la dalle h =	0.23	m	
γb=	1.5		Um= 8.44 m
fcj=	30	Mpa	
La contrainte tangentielle au droit du périmètre Uc : τu =	1.718	Mpa	Le nouveau contour Um est situé à une distance X du contour Uc telle que X = 0.5052 m
La contrainte tangentielle au droit du périmètre Um : tu =	0.9	Mpa	
			am = 1.485 m
			bm = 2.735 m

V.3.6.2. Exemple de calcul des armatures transversales de poinçonnement :

Armatures transversales pour une bande de 1.9 m		<div style="border: 1px solid black; padding: 10px; width: fit-content; margin: 0 auto;"> SELON BAEL 91 </div>				P19	
						Axe "A16-D 1"	
Fc28= 30 (Mpa)	Angle d'inclinaison des cadres en degré 0	k = 1		γb = 1.5			
Fe= 500 (Mpa)	Vu = 1747 KN	γs = 1.15					
Ft28= 2.4 (Mpa)	b = 1.9 m	h = 0.23 m		At = 60 φ 8			
	d= 0.207 m	At = 30.14 cm ²					
Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable		τad = 3 MPa,	Valeurs de K 0 Si reprise de bétonnage sans indentations. 0 Si fissuration très préjudiciable. 1 Si surface de reprise à indentations de saillie > = 5mm. 1 En flexion simple. 1+3Nu / (B.Fc28) en flexion composée avec compression. 1-10 INul / (B.Fc28) en flexion composée avec traction.				
Fissuration peu nuisible		τad = 4.00 MPa,					
τu = 4.44 MPa,		Espacement des armatures transversales St < 16.680 Cm					

Armatures transversales pour une bande de 3.16 m		<div style="border: 1px solid black; padding: 10px; width: fit-content; margin: 0 auto;"> SELON BAEL 91 </div>				P19	
		Axe "A16-D1"		"			
Fc28= 30 (Mpa)	Fe= 500 (Mpa)	Angle d'inclinaison des cadres en degré Vu = 1747 KN	k = 1 γb = 1.5 γs = 1.15				
Ft28= 2.4 (Mpa)	b = 3.16 m h = 0.23 m d = 0.207 m	At = 60 φ 8 At = 30.14 cm ²					
Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable		τ _{ad} = 3 MPa,	Valeurs de K	0 Si reprise de bétonnage sans indentations. 0 Si fissuration très préjudiciable. 1 Si surface de reprise à indentations de saillie > = 5mm. 1 En flexion simple. 1+3Nu / (B.Fc28) en flexion composée avec compression. 1-10 INul / (B.Fc28) en flexion composée avec traction.			
Fissuration peu nuisible		τ _{ad} = 4.00 MPa,					
τ _u = 2.671 MPa,		Espacement des armatures St < transversales		19.135 Cm			

V.3.6.3. Etat limite de poinçonnement :

VERIFICATION DU POINÇONNEMENT DES DALLES -RDC-							
Voile	Combinaison	P	a0	bo	hdalle	Vérification	As tot
		kN	m	m	m		cm ²
P1	ELU	1572.0	0.25	1.4	0.23	As	20.1
P2	ELU	1470.1	0.25	1.4	0.23	As	20.1
P3	ELU	1392.0	0.25	2.8	0.23	As	20.1
P4	ELU	1642.4	0.25	1.5	0.23	As	23.11
P5	ELU	378.2	0.25	1.2	0.23	OK	/
P6	ELU	473.0	0.25	1.2	0.23	OK	/
P7	ELU	2309.6	0.25	1.5	0.23	As	30.14
P8	ELU	578.6	0.25	1.2	0.23	OK	/
P9	ELU	796.2	0.25	1.2	0.23	As	11.05
P10	ELU	2338.8	0.25	1.5	0.23	As	30.14
P11	ELU	556.2	0.25	1.2	0.23	OK	/
P12	ELU	710.8	0.25	2.25	0.23	OK	/
P13	ELU	1671.3	0.25	1.5	0.23	As	23.11
P14	ELU	1801.7	0.25	1.5	0.23	As	23.11
P15	ELU	2154.6	0.25	1.5	0.23	As	23.11
P16	ELU	132.9	0.25	4.4	0.23	OK	/
P17	ELU	587.2	0.25	2.25	0.23	OK	/
P18	ELU	2414.6	0.25	1.5	0.23	As	32.15
P19	ELU	1747.0	0.25	1.5	0.23	As	30.14
P20	ELU	473.0	0.25	1.2	0.23	OK	/
P21	ELU	694.0	0.25	1.2	0.23	As	10.05
P22	ELU	70.1	0.25	3.4	0.23	OK	/
P23	ELU	204.5	0.25	1.4	0.23	OK	/
P24	ELU	388.8	0.25	2.9	0.23	OK	/
P25	ELU	389.0	0.25	1.4	0.23	OK	/
P26	ELU	515.4	0.25	3.5	0.23	OK	/
P27	ELU	518.9	0.25	1.4	0.23	OK	/
P28	ELU	28.2	0.25	5.3	0.23	OK	/
P29	ELU	1065.9	0.25	5.3	0.23	OK	/

VERIFICATION DU POINCONNEMENT DES DALLES -ETAGE 1 AU TOITURE-							
Voile	Combinaison	P	ao	bo	hdalle	Vérification	As tot
		kN	m	m	m		cm ²
P1	ELU	223.5	0.25	1.4	0.2	OK	/
P2	ELU	224.5	0.25	1.4	0.2	OK	/
P3	ELU	319.2	0.25	2.8	0.2	OK	/
P4	ELU	240.9	0.25	1.5	0.2	OK	/
P5	ELU	255.1	0.25	1.2	0.2	OK	/
P6	ELU	453.1	0.25	1.2	0.2	OK	/
P7	ELU	351.7	0.25	1.5	0.2	OK	/
P8	ELU	360.2	0.25	1.2	0.2	OK	/
P9	ELU	1052.6	0.25	1.2	0.2	As	16.08
P10	ELU	371.6	0.25	1.5	0.2	OK	/
P11	ELU	330.2	0.25	1.2	0.2	OK	/
P12	ELU	370.5	0.25	2.25	0.2	OK	/
P13	ELU	276.0	0.25	1.5	0.2	OK	/
P14	ELU	303.6	0.25	1.5	0.2	OK	/
P15	ELU	346.2	0.25	1.5	0.2	OK	/
P16	ELU	747.9	0.25	4.4	0.2	OK	/
P17	ELU	304.5	0.25	2.25	0.2	OK	/
P18	ELU	390.1	0.25	1.5	0.2	OK	/
P19	ELU	278.0	0.25	1.5	0.2	OK	/
P20	ELU	290.0	0.25	1.2	0.2	OK	/
P21	ELU	952.5	0.25	1.2	0.2	As	15.07
P22	ELU	422.2	0.25	3.4	0.2	OK	/
P23	ELU	143.5	0.25	1.4	0.2	OK	/
P24	ELU	331.0	0.25	2.9	0.2	OK	/
P25	ELU	232.1	0.25	1.4	0.2	OK	/
P26	ELU	335.5	0.25	3.5	0.2	OK	/
P27	ELU	328.6	0.25	1.4	0.2	OK	/
P28	ELU	344.2	0.25	5.3	0.2	OK	/
P29	ELU	1270.7	0.25	5.3	0.2	OK	/

Tableau V.3.Ferrailage de poinçonnement des dalles e=20cm -ETAGE 1 AU TOITURE

VERIFICATION DU POINCONNEMENT DES DALLES -RDC-							
voile	Combinaison	P	ao	bo	hdalle	Verification	As tot
		kN	m	m	m		cm ²
P30	ELU	391.5	0.25	1	0.23	OK	/
P31	ELU	134.7	0.25	1	0.23	OK	/
P32	ELU	239.7	0.25	1	0.23	OK	/
P33	ELU	727.0	0.25	1	0.23	As	10.05
P34	ELU	842.4	0.25	1	0.23	As	12.06
P35	ELU	649.6	0.25	1	0.23	As	9.04
P36	ELU	589.8	0.25	1	0.23	OK	/
P37	ELU	835.7	0.25	1	0.23	OK	/
P38	ELU	357.7	0.25	1	0.23	OK	/
P39	ELU	332.9	0.25	1	0.23	OK	/
P40	ELU	369.3	0.25	1	0.23	OK	/
P41	ELU	332.2	0.25	1	0.23	OK	/
P42	ELU	286.5	0.25	1	0.23	OK	/
P43	ELU	392.5	0.25	1	0.23	OK	/
P44	ELU	212.9	0.25	1	0.23	OK	/

Tableau V.4.Ferrailage de poinçonnement de la dalle e=23cm- RDC

VERIFICATION DU POINCONNEMENT DES DALLES -1 ETAGEE-							
voile	Combinaison	P	ao	bo	hdalle	Verification	As tot
		kN	m	m	m		cm ²
P30	ELU	699.0	0.25	1	0.4	OK	/
P31	ELU	40.9	0.25	1	0.23	OK	/
P32	ELU	602.7	0.25	1	0.23	As	9.04
P33	ELU	1647.6	0.25	1	0.4	As	13.06
P34	ELU	2142.0	0.25	1	0.4	As	16.08
P35	ELU	1447.9	0.25	1	0.4	As	12.06
P36	ELU	1287.5	0.25	1	0.4	As	10.05
P37	ELU	1973.1	0.25	1	0.4	As	15.07
P38	ELU	793.0	0.25	1	0.4	OK	/
P39	ELU	666.9	0.25	1	0.23	As	9.04
P40	ELU	717.3	0.25	1	0.23	As	10.05
P41	ELU	621.8	0.25	1	0.23	As	9.04

CHAPITRE VI : CALCUL DES ELEMENTS STRUCTUREAUX

P42	ELU	580.1	0.25	1	0.23	OK	/
P43	ELU	792.7	0.25	1	0.23	As	11.05
P44	ELU	396.3	0.25	1	0.23	OK	/

Tableau V.5.Ferrillage de poinçonnement des dalles e=23cm et 40cm -ETAGE 1 AU TOITURE

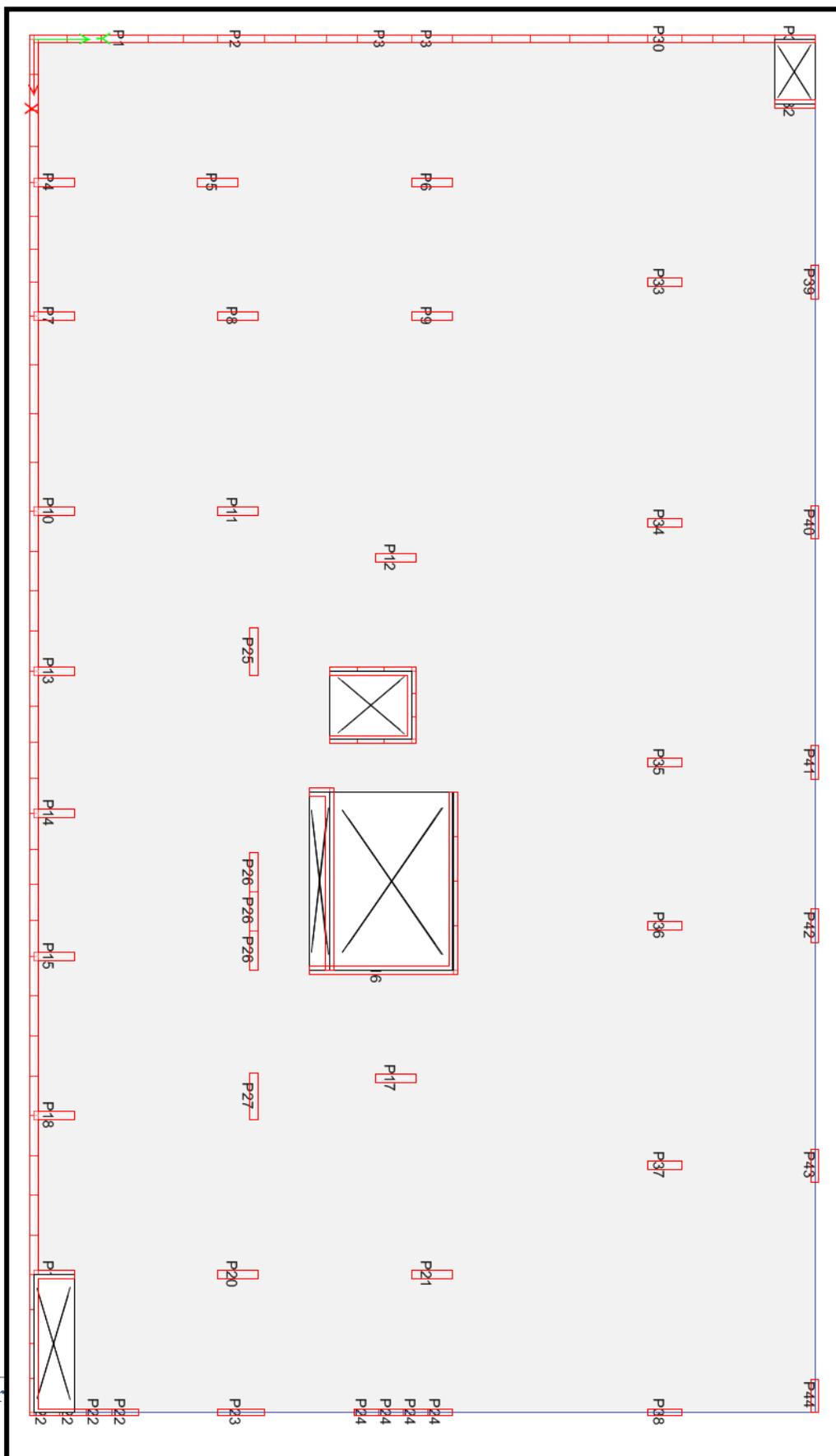


Figure v.35.Plan de repérage des voiles

V.4. CALCUL DES POUTRES :

V.4.1. Introduction :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple en tenant compte des combinaisons suivantes :

- ✓ *Selon le BAEL (situation durable)*
 - E L U 1,35 G + 1,5 Q
 - E L S G + Q
- ✓ *Selon RPA 99 (situation accidentelle)*
 - G + Q + EX
 - G + Q + EY
 - 0,8G ± EX
 - 0,8G ± EY

V.4.2. Recommandation du RPA version 2003 :

○ **Armatures longitudinales :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5 % en toute section :

- 1. *Poutres de (15x60) cm :*
 $A_{\min} = 0.005 \times 15 \times 60 = 4.5 \text{ cm}^2$
- 2. *Poutres de (20x50) cm :*
 $A_{\min} = 0.005 \times 20 \times 50 = 5 \text{ cm}^2$
- 3. *Poutres de (20x60) cm :*
 $A_{\min} = 0.005 \times 20 \times 60 = 6 \text{ cm}^2$
- 4. *Poutres de (25x60) cm :*
 $A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 60 = 7.5 \text{ cm}^2$
- 5. *Poutres de (15x80) cm :*
 $A_{\min} = 0.005 \times 15 \times 80 = 6 \text{ cm}^2$
- 6. *Poutres de (25x80) cm :*
 $A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 80 = 10 \text{ cm}^2$
- 7. *Poutres de (25x125) cm :*
 $A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 125 = 15.625 \text{ cm}^2$

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

- En zone courante : 4 %
- En zone de recouvrement : 6 %

⇒ En zone courante :

- 1. *Poutres de (15x60) cm :*
 $A_{\max} = 0.04 \times 15 \times 60 = 36 \text{ cm}^2$
- 2. *Poutres de (20x50) cm :*

3. Poutres de (20x60) cm :	$A_{\max} = 0.04 \times 20 \times 50 = 40 \text{ cm}^2$
4. Poutres de (25x60) cm :	$A_{\max} = 0.04 \times 20 \times 60 = 48 \text{ cm}^2$
5. Poutres de (15x80) cm :	$A_{\max} = 0.04 \times 25 \times 60 = 60 \text{ cm}^2$
6. Poutres de (25x80) cm :	$A_{\max} = 0.04 \times 15 \times 80 = 48 \text{ cm}^2$
7. Poutres de (25x125) cm :	$A_{\max} = 0.04 \times 25 \times 80 = 80 \text{ cm}^2$
	$A_{\max} = 0.04 \times 25 \times 125 = 125 \text{ cm}^2$

⇒ En zone de recouvrement :

1. Poutres de (15x60) cm :	$A_{\max} = 0.06 \times 15 \times 60 = 54 \text{ cm}^2$
2. Poutres de (20x50) cm :	$A_{\max} = 0.06 \times 20 \times 50 = 60 \text{ cm}^2$
3. Poutres de (20x60) cm :	$A_{\max} = 0.06 \times 20 \times 60 = 72 \text{ cm}^2$
4. Poutres de (25x60) cm :	$A_{\max} = 0.06 \times 25 \times 60 = 90 \text{ cm}^2$
5. Poutres de (15x80) cm :	$A_{\max} = 0.06 \times 15 \times 80 = 72 \text{ cm}^2$
6. Poutres de (25x80) cm :	$A_{\max} = 0.06 \times 25 \times 80 = 120 \text{ cm}^2$
7. Poutres de (25x125) cm :	$A_{\max} = 0.06 \times 25 \times 125 = 187.5 \text{ cm}^2$

La longueur de recouvrement est de : 40Φ (zone I)

On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

○ **Armatures transversales :**

La quantité d'armatures transversales minimales est données par :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$$S_t = \min \left(\frac{h}{2}, 12 \Phi_l \right) \quad \rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \rightarrow \text{en zone de recouvrement}$$

Φ_l : Le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

V.4.3. Exemple de calcul :

On prend comme exemple de calcul une poutre principale de section $(25 \times 60) \text{ cm}^2$ du plancher haut du sous-sol « axe- D10 » cette dernière sera calculée en flexion simple avec les sollicitations suivantes :

- En appuis : $M_u = -113.43 \text{ KN.m}$ (ELU)**
- En appuis : $M_{ser} = -81.20 \text{ KN.m}$ (ELS)**
- En travée : $M_{tu} = 96.00 \text{ KN.m}$ (ELU)**
- En travée : $M_{tser} = 68.60 \text{ KN.m}$ (ELS)**
- Effort tranchant : $T = 83.36 \text{ KN}$**

• Ferraillage en travée :

1-ELU :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{96 \times 10^{-3}}{0,25 \times 0,54^2 \times 17} = 0,0775$$

$$Z_b = d(1 - 0,6 \cdot \mu_{bu}) = 0,54 \times (1 - 0,6 \times 0,0775) = 0,515 \text{ m}$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{96 \times 10^{-3} \times 10^4}{0,515 \times 435} = 4,30 \text{ cm}^2$$

❖ Condition non fragilité :

• Selon BAEL :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d\right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \max(1,50; 1,656) \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A_{st} = 4,30 \text{ cm}^2 \geq 1,656 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

• Selon RPA :

$$A_{\min} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 7,5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots(\text{section Total})$$

2-ELS :

❖ Vérification des contraintes :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{Ser}} = \frac{96}{68,60} = 1,41$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,101$$

$$\alpha = 0,101 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,5$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\rightarrow \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow CV$

Choix des armatures :

Donc on adopte un ferrailage de 3T14 filantes + 2T14 chapeaux soit une section de 9.24 cm²/ml.

• Ferrailage en appui :

1-ELU :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uapp}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{113.43 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.54^2 \times 17} = 0.0915$$

$$Z_b = d(1 - 0.6 \cdot \mu_{bu}) = 0.54 \times (1 - 0.6 \times 0.0915) = 0.510m$$

$$A_{ua} = \frac{M_{uapp}}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{113.43 \times 10^{-3} \times 10^4}{0.510 \times 435} = 5.11cm^2$$

❖ Condition non fragilité :

• Selon BAEL :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{bxh}{1000}; 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d\right)cm^2$$

$$A_{st} = \max(1.50; 1.656)cm^2$$

Donc $A_{st} = 4.30cm^2 \geq 1.656cm^2 \dots\dots\dots CV$

• Selon RPA :

$$A_{min} = 0.5\% \cdot b \cdot h = 7.5cm^2$$

2-ELS :

❖ Vérification des contraintes :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{Ser}} = \frac{113.30}{81.20} = 1.40$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.120$$

$$\alpha = 0.120 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.5$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\rightarrow \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow CV$

Choix des armatures :

Donc on adopte un ferrailage de 3T14 filantes + 2T14 chapeaux soit une section de 9.24 cm²/ml.

❖ Vérification des efforts tranchants :

$$\tau_u = \frac{T}{b.d} = \frac{83.36 \times 10^{-3}}{0,25 \times 0,54} = 0.617 MPa$$

$$\tau_{lim} = \min(0,13 f_{c28}; 5 MPa) = 3,9 MPa$$

$$\tau_u < \tau_{lim} \rightarrow CV$$

Les Armatures transversales (At) :

$$\emptyset \leq \min \begin{cases} \frac{h_{max}}{35} = \frac{600}{35} = 17.14 mm \\ \emptyset \ell \min = 12 mm \\ \frac{b_0}{10} = \frac{250}{10} = 25 mm \end{cases} \rightarrow \text{On prend : } \emptyset t = 8 \text{ mm.}$$

-Espacement des At :

$$\text{Zone nodale : } S \leq \min \begin{cases} \frac{h_{max}}{4} = 10 cm \\ 12 \emptyset \ell \min = 14,4 cm \end{cases} \quad \text{On prend : } \boxed{S = 10 \text{ cm.}}$$

Zone courante :

$$S' \leq \frac{h_{max}}{2} = \frac{60}{2} = 30 cm, \text{ donc on adopte un espacement de } 15 \text{ cm en zone courante.}$$

• Vérification RPA :

$$A_{tmin} = 0,003 \cdot S_r \cdot b = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } 3\emptyset 8 = 1,51 \text{ cm}^2 \text{ (1 cadre + 1 épingle).}$$

-Ancrage des armatures

Il faut limiter la contrainte d'adhérence pour assurer un bon ancrage :

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot \psi_s \cdot f_{t28} = 3,408 MPa$$

-Longueur de scellement

• Selon les règles de BAEL

$$\text{Pour T14} \rightarrow L_s = \frac{\Phi_t \cdot f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{14 \times 500 \cdot 10^{-3}}{4 \times 3,408} = 0,5135 m$$

Soit $L_s = 60 \text{ cm}$

- Selon les règles de *R.P.A 99 v2003*

Pour T14 → $L_s = 40\Phi = 40 \times 1,4 = 56\text{cm}$

Soit $L_s = 60\text{cm}$

V.4.3.1. Tableaux du ferrailage des poutres :

NIVEAU	POUTRES	A min (cm ²)	Ferrailages longitudinales				Ferrailages transversales		
			travée		Appui		Ø (mm)	St zone nodale (cm)	St zone courant (cm)
			A cal (cm ²)	Choix	A cal (cm ²)	Choix			
REZ-DE-CHAUSSEE	20X60	7.5	5	2HA14+1HA12	5	3HA12+3HA10	HA6	10	10
	AXE A17			+2HA10					
	25X60	6	4	2HA14+2HA12	4	2HA14+2HA12	HA8	10	10
	AXE A10	7.5	5	3HA14+2HA12	6	3HA14+2HA14	HA6	10	10
	25X60								
1° ETAGE	20X60	7.5	5	3HA14	5	3HA14+2HA14	HA6	10	10
	AXE A17								
	25X60	8	6	3HA14+3HA14	6	3HA14+3HA16	HA6	10	10
	AXE A	6	4	2HA16+2HA14	4	2HA16+2HA14	HA8	10	10
	25X80								
AG E AU 7°E	20X50	5	3	2HA12+2HA10	3	2HA12+2HA10	HA8	10	10

CHAPITRE VI : CALCUL DES ELEMENTS STRUCTUREAUX

	AXE D5								
--	--------	--	--	--	--	--	--	--	--

NIVEAU	POUTRES	A min (cm ²)	Ferrillages longitudinales				Ferrillages transversales			
--------	---------	-----------------------------	----------------------------	--	--	--	---------------------------	--	--	--

	20X60	6	4	2HA16+2HA14	4	2HA16+2HA14	HA8	10	10
	AXE A17								
	25X60	7.5	5	3HA16	5	3HA16+2HA14	HA8	10	10
	AXE A								
	25X80	10	6	3HA16+3HA16	6	3HA16+3HA16	HA8	10	10
AXE A									
8° ETAGE AU 11° ETAGE	20X50	5	3	2HA12+2HA10	3	2HA12+2HA10	HA8	10	10
	AXE D5								
	20X60	6	4	2HA16+2HA14	4	2HA16+2HA14	HA8	10	10
	AXE A17								
	25X60	7.5	5	3HA14+2HA12	5	3HA14+2HA12	HA8	10	10
	AXE A								
	25X60	7.5	10	3HA16+3HA14	10	3HA16+3HA14	HA8	10	10
	AXE A10								
	25X80	10	6	3HA14+2HA14	6	3HA14+2HA14	HA8	10	10
AXE A									

CHAPITRE VI : CALCUL DES ELEMENTS STRUCTUREAUX

			travée		Appui		Ø (mm)	St zone nodale (cm)	St zone courant (cm)
			A cal (cm ²)	Choix	A cal (cm ²)	Choix			
TOITURE	25X60	7.5	6	3HA14+2HA12	6	3HA14+3HA14	HA6	10	10
	AXE A3								
	25X60	7.5	6	3HA14+2HA12	6	3HA14+2HA12	HA6	10	10
	AXE A4								
	25X60	7.5	5	3HA14+2HA12	5	3HA14+2HA12	HA6	10	10
	AXE A10-A12								
	25X80	10	6	3HA14+2HA12	6	3HA16+3HA14	HA8	10	10
	AXE A -A3								
	25X60	7.5	4	3HA14+2HA12	4	3HA14	HA6	10	10
	AXE D10								
	25X60	7.5	6	3HA14+2HA12	6	3HA14+2HA12	HA6	10	10
	AXE D4								
	20X60	6	5	2HA16	5	2HA16+2HA12	HA6	10	10
	AXE D4								
25X60	7.5	7	3HA14+3HA14	5	3HA14+2HA12	HA6	10	10	
AXE D7									

VI. CALCUL DES ELEMENTS STRUCTUREAUX

VI.1. VOILES :

VI.1.1. Introduction :

Les voiles sont des éléments verticaux assurant essentiellement la transmission des charges et des surcharges aux fondations et sont chargés de reprendre la majeure partie des efforts horizontaux dus entre autres au séisme.

Ils seront calculés dans les deux directions, horizontalement pour résister à l'effort tranchant V_2 et verticalement à la flexion composée sous un effort normal de compression N et un moment de flexion M , ces derniers seront tirés à partir du logiciel **ETABS v13** sous les combinaisons d'actions suivantes :

-Selon le règlement BAEL 91(situation durable) :

- **E L U** **1,35 G + 1,5 Q**
- **E L S** **G + Q**

-Selon le RPA 99 (situation accidentelle) :

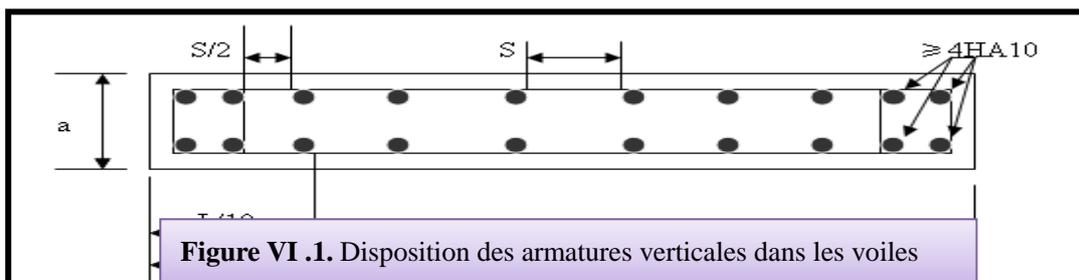
- **G + Q + EX**
- **G + Q + EY**
- **0,8G ± EX**
- **0,8G ± EY**

VI.1.2. Le ferrailage :

Pour le ferrailage des voiles, il faut satisfaire certaines conditions préconisées par le *RPA99v2003* :**Ferrailage vertical : (art 7.7.4.1. RPA)**

Ces armatures sont destinées à reprendre les effets de flexion, ils sont disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ils doivent respecter les prescriptions suivantes :

- Le pourcentage minimum sur toute la zone tendue est de 20%.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets.
- A chaque extrémité l'espacement des barres verticales doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement doit être au plus égale à 15cm.



Ferrailage horizontal : (art 7.7.4.2. RPA)

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 90° ayant une longueur de 10ϕ .

Règles communes : (*art 7.7.4.3. RPA*)

➤ **Section minimale d'armatures :**

- 0,15 % de la section globale du voile.
- 0,10 % en zone courante.
- Espacement des aciers horizontaux et verticaux :
 $St \leq \min(1,5 a ; 30 \text{ cm})$
a : épaisseur du voile

➤ **Longueur de recouvrement :**

40 Φ : pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

20 Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

VI.1.2.1. Numération des éléments :

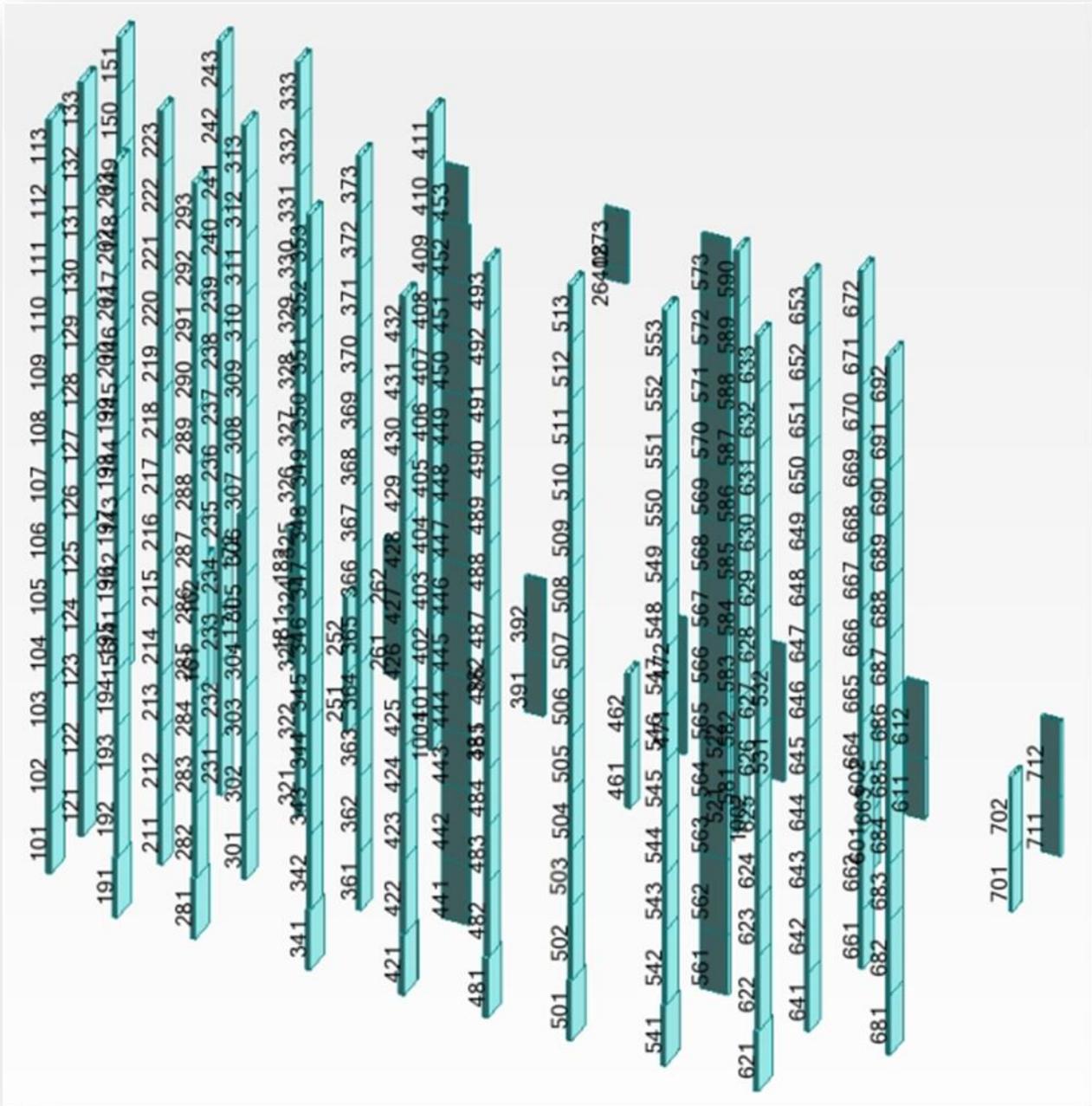


Figure VI.2 : Numération des Voiles vue 3D

VI.1.2.2. Sollicitation de calcul des voiles :

Effort axial, N :

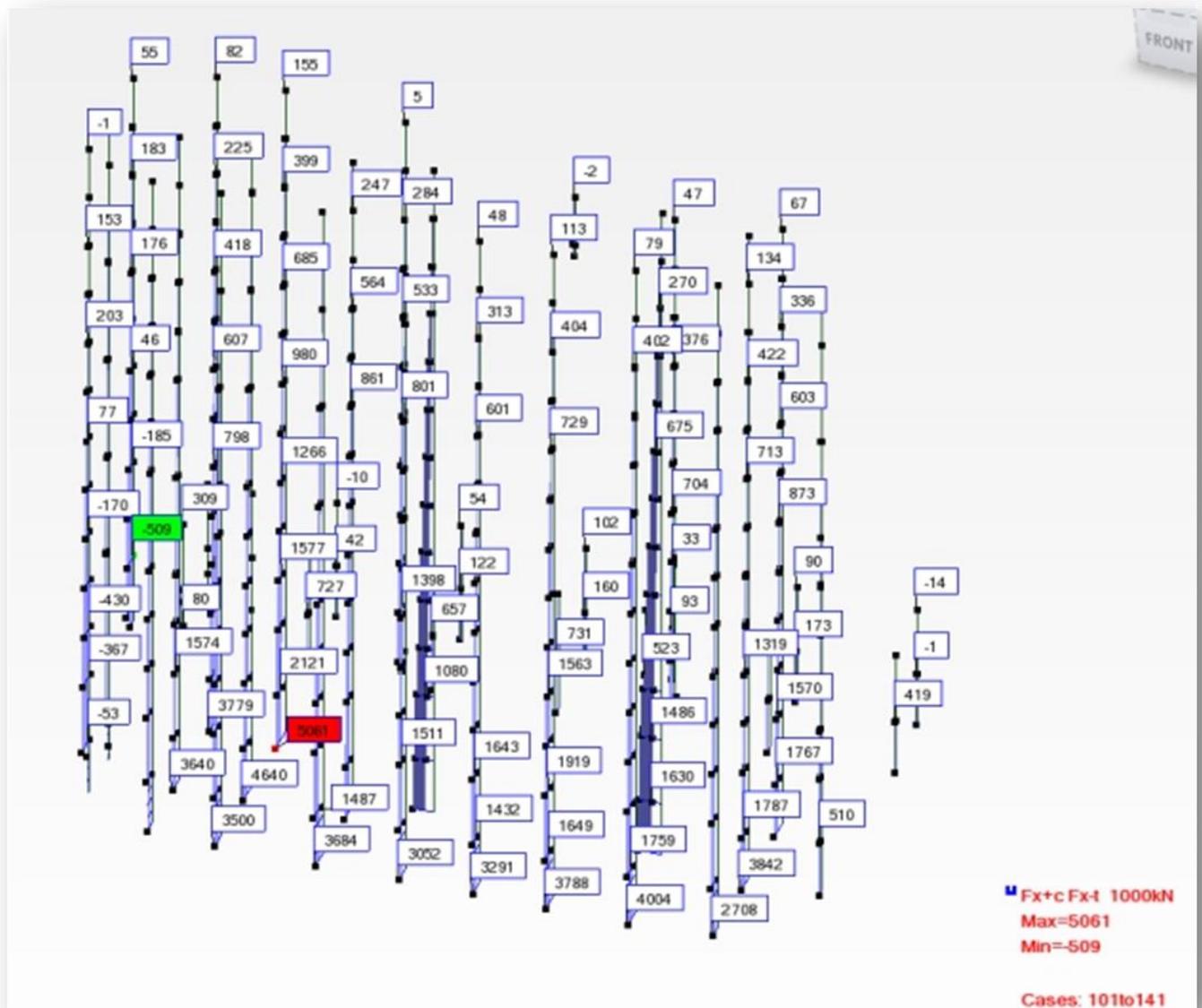


Figure VI.3 : Effort axial, N (enveloppe)

Moments fléchissant, M33 :

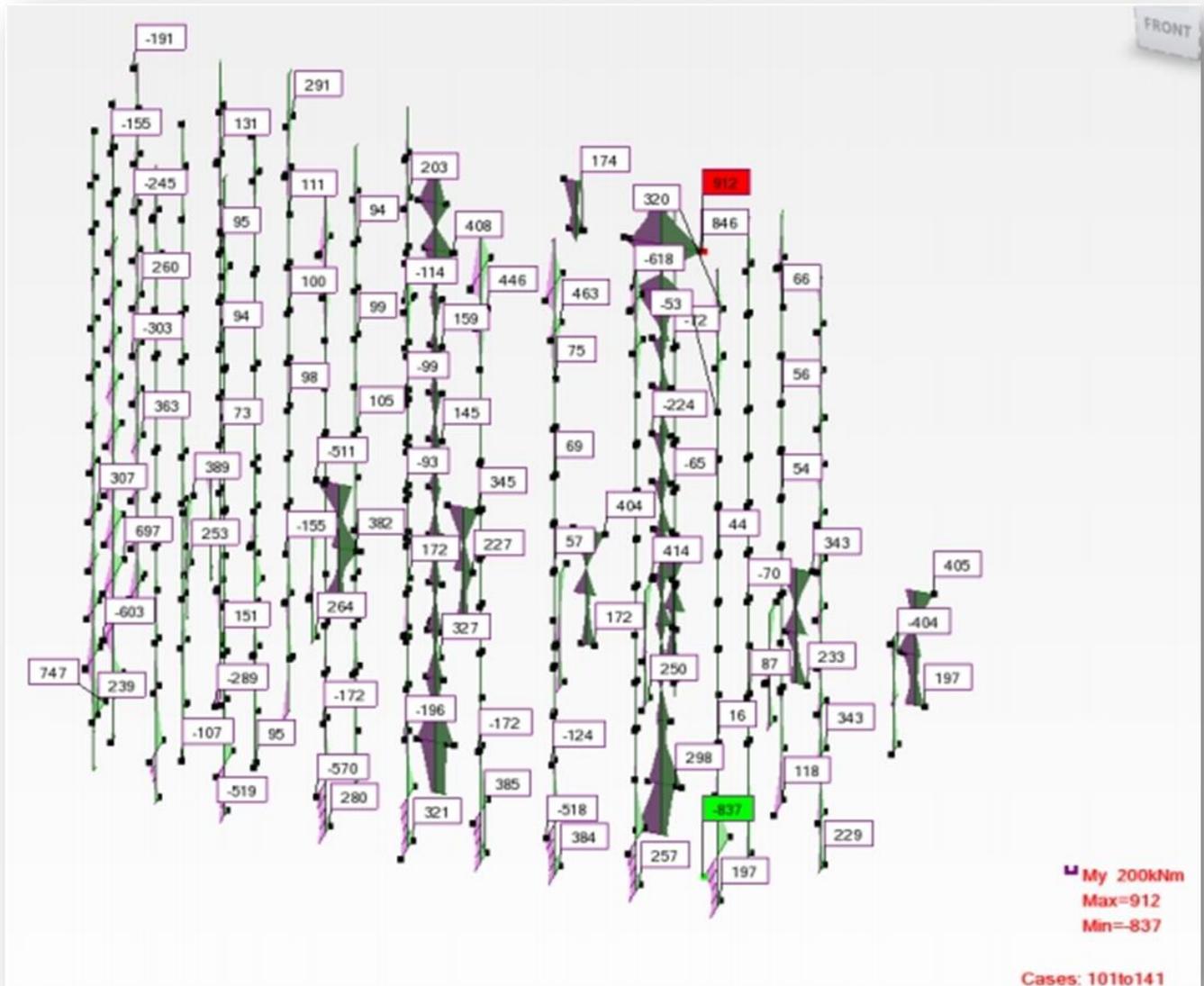


Figure VI.4 : Moment fléchissant, M33 (enveloppe)

Moments fléchissant, M22 :

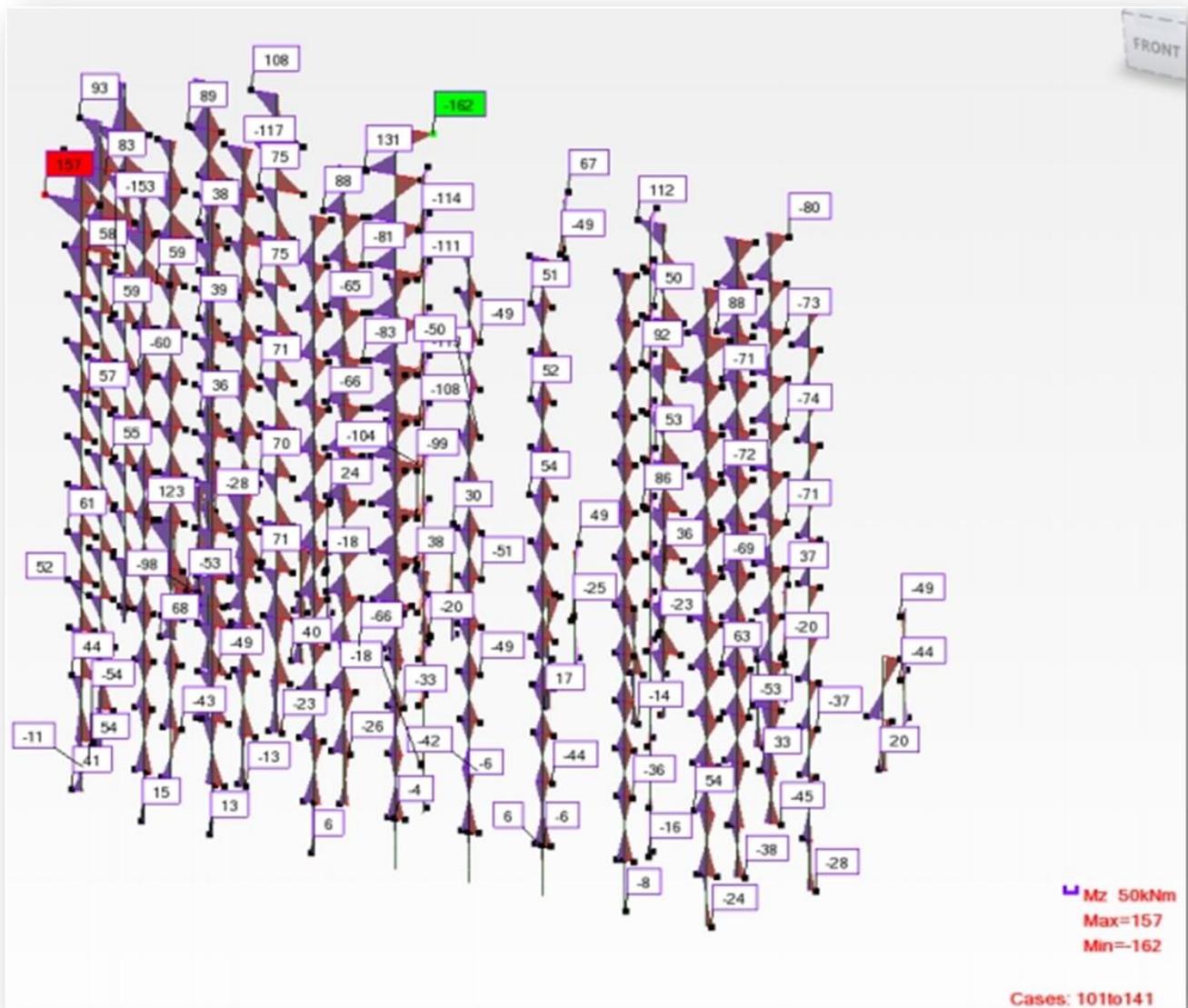


Figure VI.5 : Moment fléchissant, M22 (enveloppe)

Efforts tranchants, V22 :

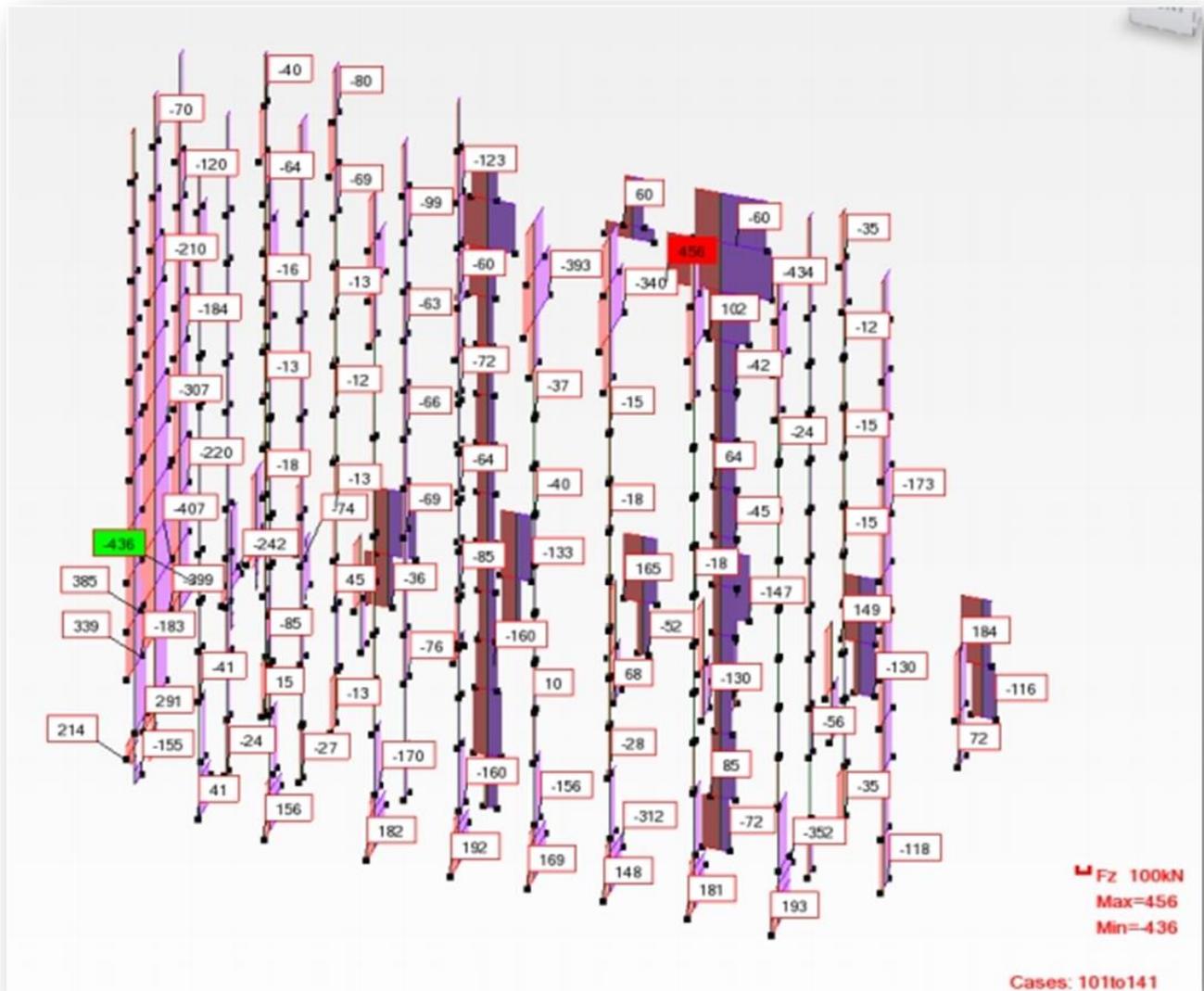


Figure VI.6 : Efforts tranchants, V22

Efforts tranchants, V33 :

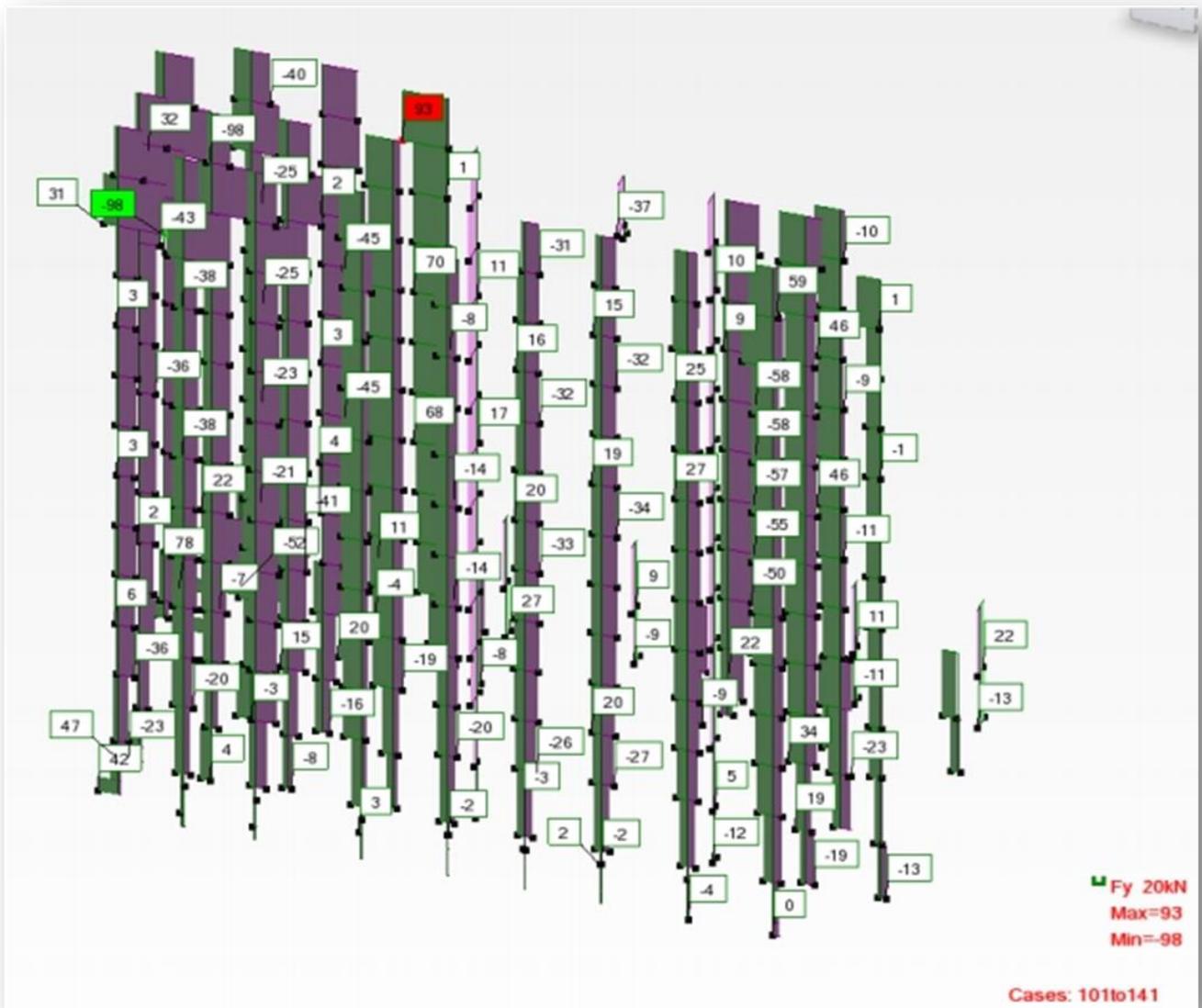


Figure VI.7 : Efforts tranchants, V33

CHAPITRE VI : CALCUL DES ELEMENTS STRUCTUREAUX

VI.1.2.3. Le Ferrailage des voiles :

Le ferrailage longitudinal des voiles obtenu est récapitulé dans les tableaux suivants :

L MEDINA- BLOC 6													
VOILES - ARMATURES LONGITUDINAUX													
BARRE	NOEUD	COMB	f_{cd}	f_{syd}	B	H	N	M _{raible}	M _{fort}	A _{s,tot}	%A _{s,tot}	A _{s,For}	A _{s,Faible}
			[MPa]	[MPa]	[m]	[m]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[cm ²]	[%]	[cm ²]	[cm ²]
101	683	ELU EXP3_Pous	20.0	435	0.25	1.40	-614	45	115	6.5	0.1	0.3	2.8
101	480	ELU 2SisY1- Pous	20.0	435	0.25	1.40	53	5	167	7.2	0.2	0.3	3.2
102	480	ELU 2SisY1-	20.0	435	0.25	1.40	338	7	441	24.6	0.7	1.3	10.9
102	28	ELU 2SisY1-	20.0	435	0.25	1.40	367	7	85	11.6	0.3	0.6	5.1
103	28	ELU 2SisY1-	20.0	435	0.25	1.40	408	8	390	24.2	0.6	1.3	10.7
103	1092	ELU 2SisY1-	20.0	435	0.25	1.40	430	9	212	17.8	0.5	0.9	7.9
104	1092	ELU 2SisY1-	20.0	435	0.25	1.40	290	6	365	20.4	0.5	1.1	9.0
104	1409	ELU 2SisY1-	20.0	435	0.25	1.40	312	6	295	18.2	0.5	0.9	8.1
105	1409	ELU 2SisY1-	20.0	435	0.25	1.40	148	5	302	14.6	0.4	0.7	6.5
105	1665	ELU 2SisY1-	20.0	435	0.25	1.40	170	5	301	15.1	0.4	0.8	6.7
106	1665	ELU 2SisY1-	20.0	435	0.25	1.40	32	5	261	10.3	0.2	0.5	4.5
106	1958	ELU 2SisY1-	20.0	435	0.25	1.40	54	5	260	10.8	0.3	0.5	4.8
107	1958	ELU 2SisY1-	20.0	435	0.25	1.40	-99	40	246	8.5	0.2	0.4	3.7
107	507	ELU 2SisY1-	20.0	435	0.25	1.40	-77	5	238	6.9	0.1	0.3	3.0
108	507	ELU 1SisX2-	20.0	435	0.25	1.40	-1028	80	99	7.0	0.2	0.3	3.1
108	2477	ELU 2SisX1+	20.0	435	0.25	1.40	-950	74	124	6.8	0.1	0.3	3.0
109	2477	ELU 2SisY1-	20.0	435	0.25	1.40	-225	49	155	6.4	0.1	0.3	2.8
109	7493	ELU 2SisY1-	20.0	435	0.25	1.40	-203	5	241	4.0	0.1	0.2	1.7
110	7493	ELU 2SisX1-	20.0	435	0.25	1.40	-230	52	81	6.3	0.1	0.3	2.8
110	9104	ELU 2SisY2+	20.0	435	0.25	1.40	-549	33	160	4.2	0.1	0.2	1.8
111	9104	ELU 2SisX1-	20.0	435	0.25	1.40	-187	47	66	6.0	0.1	0.3	2.6
111	10908	ELU G Pous T-	20.0	435	0.25	1.40	-418	74	20	6.6	0.1	0.3	2.9
112	10908	ELU G Pous T+	20.0	435	0.25	1.40	-228	155	69	33.7	0.9	1.8	15.0
112	28872	ELU G Pous T+	20.0	435	0.25	1.40	-201	159	75	35.5	1.0	1.9	15.8
113	28872	ELU G Pous T-	20.0	435	0.25	1.40	-147	85	29	16.1	0.4	0.8	7.1
113	33120	ELU EXP3	20.0	435	0.25	1.40	-152	79	40	14.5	0.4	0.7	6.4
121	686	ELU G Pous T-	20.0	435	0.25	1.40	-252	56	73	6.7	0.1	0.3	2.9
121	494	ELU 1SisY1-	20.0	435	0.25	1.40	-497	12	223	6.0	0.1	0.3	2.6
122	494	ELU EXP2	20.0	435	0.25	1.40	-2162	131	674	11.1	0.3	0.6	4.9
122	42	ELU EXP2	20.0	435	0.25	1.40	-2112	116	627	3.0	0.0	0.1	1.3
123	42	ELU 2SisY1- Pous	20.0	435	0.25	1.40	-1017	59	717	11.3	0.3	0.6	5.0
123	1106	ELU 1SisX1+	20.0	435	0.25	1.40	-1689	87	430	4.2	0.1	0.2	1.8
124	1106	ELU 2SisY1- Pous	20.0	435	0.25	1.40	-954	58	694	11.1	0.3	0.6	4.9
124	1423	ELU 1SisY2+	20.0	435	0.25	1.40	-1385	59	562	3.9	0.1	0.2	1.7
132	10909	ELU G Pous T+	20.0	435	0.25	1.40	-226	149	54	31.8	0.9	1.7	14.1
132	28873	ELU G Pous T+	20.0	435	0.25	1.40	-198	153	31	33.3	0.9	1.8	14.8
133	28873	ELU G Pous T-	20.0	435	0.25	1.40	-115	91	107	19.2	0.5	1.0	8.5
133	33121	ELU EXP3 Pous	20.0	435	0.25	1.40	-137	94	97	19.4	0.5	1.0	8.6
141	48	ELU 2SisY1- Pous	20.0	435	0.25	1.40	484	10	486	29.8	0.8	1.6	13.2
141	1112	ELU 2SisY1-	20.0	435	0.25	1.40	509	10	266	21.7	0.6	1.1	9.6
142	1112	ELU 2SisY1-	20.0	435	0.25	1.40	340	7	421	23.8	0.6	1.2	10.6
142	1429	ELU 2SisY1-	20.0	435	0.25	1.40	363	7	294	19.3	0.5	1.0	8.5
143	1429	ELU 2SisY1-	20.0	435	0.25	1.40	163	5	365	17.4	0.4	0.9	7.7
143	1685	ELU 2SisY1-	20.0	435	0.25	1.40	185	5	286	14.8	0.4	0.8	6.5
144	1685	ELU 2SisY1- Pous	20.0	435	0.25	1.40	36	5	352	14.0	0.4	0.7	6.2
144	1977	ELU 2SisY1-	20.0	435	0.25	1.40	58	5	268	11.2	0.3	0.6	4.9
145	1977	ELU 2SisY1-	20.0	435	0.25	1.40	-68	43	315	11.8	0.3	0.6	5.2
145	509	ELU 2SisY2+	20.0	435	0.25	1.40	-1467	72	295	9.1	0.2	0.4	4.0
149	9106	ELU 1SisY1-	20.0	435	0.25	1.40	-326	61	162	7.1	0.2	0.3	3.1
149	10910	ELU G Pous T-	20.0	435	0.25	1.40	-262	80	63	12.3	0.3	0.6	5.4
150	10910	ELU G Pous T+	20.0	435	0.25	1.40	-317	154	221	33.6	0.9	1.8	14.9
150	28874	ELU G Pous T+	20.0	435	0.25	1.40	-289	158	171	34.5	0.9	1.8	15.3

Tableaux VI.1.Ferrailage longitudinales des voiles

EL MEDINA- BLOC 6													
VOILES - ARMATURES LONGITUDINAUX													
BARRE	NOEUD	COMB	f_{cd}	f_{syd}	B	H	N	M _{raible}	M _{fort}	A _{s,tot}	%A _{s,tot}	A _{s,For}	A _{s,Faible}
			[MPa]	[MPa]	[m]	[m]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[cm ²]	[%]	[cm ²]	[cm ²]
151	28874	ELU G Pous T-	20.0	435	0.25	1.40	-129	107	72	22.8	0.6	1.2	10.1
151	33122	ELU EXP3	20.0	435	0.25	1.40	-166	101	191	21.6	0.6	1.1	9.6
156	15187	ELU 2SisY1- Pous	20.0	435	0.25	1.40	210	5	38	10.1	0.2	0.5	4.5
156	48	ELU 2SisY1- Pous	20.0	435	0.25	1.40	217	5	337	17.6	0.5	0.9	7.8

CHAPITRE VI : CALCUL DES ELEMENTS STRUCTUREAUX

242	10912	ELU_G_Pous_T+	20.0	435	0.25	1.20	-315	99	264	20.1	0.6	1.2	8.7
242	28875	ELU_G_Pous_T+	20.0	435	0.25	1.20	-291	91	230	17.6	0.5	1.1	7.6
243	28875	ELU_G_Pous_T+	20.0	435	0.25	1.20	-195	72	154	13.5	0.4	0.8	5.8
243	33123	ELU_G_Pous_T-	20.0	435	0.25	1.20	-159	70	17	12.2	0.4	0.7	5.3
251	702	ELU_1SisY2_Pous	20.0	435	0.25	1.00	-1 275	48	216	5.3	0.2	0.3	2.2
251	703	ELU_EXP3_Pous	20.0	435	0.25	1.00	-1 774	77	162	5.0	0.2	0.3	2.1
252	703	ELU_2SisY2-	20.0	435	0.25	1.00	-505	35	70	3.3	0.1	0.2	1.4
252	36014	ELU_1SisY1- Pous	20.0	435	0.25	1.00	-852	66	413	14.0	0.5	1.0	5.9
261	698	ELU_G_Pous_T-	20.0	435	0.25	1.00	-166	45	323	16.6	0.6	1.2	7.0
261	550	ELU_EXP2_Pous	20.0	435	0.25	1.00	-356	19	386	14.3	0.5	1.0	6.0
262	550	ELU_G_Pous_T+	20.0	435	0.25	1.00	-128	30	459	24.8	0.9	1.8	10.5
262	36011	ELU_G_Pous_T+	20.0	435	0.25	1.00	-101	22	512	28.3	1.1	2.1	12.0
281	766	ELU_EXP1	20.0	435	0.25	1.48	-3 406	98	182	0.0	0.0	0.0	0.0
281	767	ELU_EXP1_Pous	20.0	435	0.25	1.48	-3 334	96	554	4.3	0.1	0.2	1.9
282	767	ELU_EXP3_Pous	20.0	435	0.25	1.20	-4 263	135	580	43.1	1.4	2.7	18.8
282	317	ELU_EXP1	20.0	435	0.25	1.20	-4 281	147	187	29.8	0.9	1.8	13.0
283	317	ELU_EXP3	20.0	435	0.25	1.20	-3 876	141	155	18.1	0.6	1.1	7.9
283	1272	ELU_EXP3	20.0	435	0.25	1.20	-3 844	135	154	15.4	0.5	0.9	6.7
292	10927	ELU_G_Pous_T+	20.0	435	0.25	1.20	-421	112	326	23.0	0.7	1.4	10.0
292	28881	ELU_G_Pous_T+	20.0	435	0.25	1.20	-398	111	330	23.3	0.7	1.4	10.1
293	28881	ELU_1SisX1-	20.0	435	0.25	1.20	-203	64	20	9.6	0.3	0.6	4.1
293	33129	ELU_1SisX1+	20.0	435	0.25	1.20	-237	76	141	13.4	0.4	0.8	5.8
301	718	ELU_EXP3	20.0	435	0.25	1.20	-4 619	122	185	28.0	0.9	1.7	12.2
301	719	ELU_EXP1	20.0	435	0.25	1.20	-4 606	108	184	23.1	0.7	1.4	10.0
302	719	ELU_EXP2	20.0	435	0.25	1.20	-4 244	158	170	32.2	1.0	2.0	14.0
302	269	ELU_EXP2	20.0	435	0.25	1.20	-4 202	153	168	29.5	0.9	1.8	12.8
303	269	ELU_EXP3	20.0	435	0.25	1.20	-3 873	118	155	10.2	0.3	0.6	4.4
303	1262	ELU_EXP3	20.0	435	0.25	1.20	-3 841	116	154	8.8	0.2	0.5	3.8

EL MEDINA- BLOC 6													
VOILES - ARMATURES LONGITUDINAUX													
BARRE	NOEUD	COMB	fcd	fscy	B	H	N	Mfaible	Mfort	As.tot	%As.tot	As.Fort	As.Faible
			[MPa]	[MPa]	[m]	[m]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[cm ²]	[%]	[cm ²]	[cm ²]
312	10914	ELU_G_Pous_T+	20.0	435	0.25	1.20	-435	108	52	16.3	0.5	1.0	7.1
312	28877	ELU_G_Pous_T+	20.0	435	0.25	1.20	-411	116	128	20.3	0.6	1.2	8.8
313	28877	ELU_G_Pous_T-	20.0	435	0.25	1.20	-208	69	182	12.8	0.4	0.8	5.5
313	33125	ELU_1SisX1+	20.0	435	0.25	1.20	-241	83	240	16.6	0.5	1.0	7.2
321	724	ELU_EXP2_Pous	20.0	435	0.25	1.20	-5 046	130	277	42.7	1.4	2.6	18.6
321	725	ELU_EXP1	20.0	435	0.25	1.20	-4 983	120	199	35.9	1.1	2.2	15.6
322	725	ELU_EXP2_Pous	20.0	435	0.25	1.20	-4 563	175	196	45.6	1.5	2.8	19.9
322	275	ELU_EXP2_Pous	20.0	435	0.25	1.20	-4 521	159	183	38.8	1.2	2.4	16.9
323	275	ELU_EXP3_Pous	20.0	435	0.25	1.20	-3 890	118	156	10.6	0.3	0.6	4.6
323	1265	ELU_EXP3	20.0	435	0.25	1.20	-3 856	131	154	14.3	0.4	0.9	6.2
324	1265	ELU_EXP3	20.0	435	0.25	1.20	-3 822	127	152	13.2	0.3	0.6	4.2

CHAPITRE VI : CALCUL DES ELEMENTS STRUCTUREAUX

370	9123	ELU_1SisX2-_Pous	20.0	435	0.25	1.20	-852	101	68	5.2	0.1	0.3	2.2
371	9123	ELU_2SisX2+_Pous	20.0	435	0.25	1.20	-474	73	41	5.7	0.1	0.3	2.4
371	10953	ELU_2SisX1-	20.0	435	0.25	1.20	-415	73	59	7.3	0.2	0.4	3.1
372	10953	ELU_1SisX2+	20.0	435	0.25	1.20	-415	83	33	9.6	0.3	0.6	4.1
372	28895	ELU_1SisX2-	20.0	435	0.25	1.20	-397	85	140	12.1	0.4	0.7	5.2
373	28895	ELU_1SisX1+	20.0	435	0.25	1.20	-180	89	107	17.7	0.5	1.1	7.7
373	33144	ELU_1SisX1-	20.0	435	0.25	1.20	-91	99	69	22.1	0.7	1.3	9.6
381	730	ELU_2SisX2+_Pous	20.0	435	0.25	1.00	-688	39	132	4.1	0.1	0.3	1.7
381	731	ELU_G_Pous_T+	20.0	435	0.25	1.00	-806	32	167	4.2	0.1	0.3	1.7
382	731	ELU_G_Pous_T+	20.0	435	0.25	1.00	-513	37	264	4.6	0.1	0.3	1.9
382	36022	ELU_G_Pous_T+	20.0	435	0.25	1.00	-487	43	311	9.1	0.3	0.6	3.8
391	736	ELU_G_Pous_T-	20.0	435	0.25	1.00	-226	60	163	10.5	0.4	0.7	4.4
391	568	ELU_EXP2_Pous	20.0	435	0.25	1.00	-402	28	232	4.2	0.1	0.3	1.7
392	568	ELU_G_Pous_T+	20.0	435	0.25	1.00	-100	37	226	11.4	0.4	0.8	4.8
392	36026	ELU_2SisX1-	20.0	435	0.25	1.00	-61	24	343	18.2	0.7	1.3	7.7
407	2498	ELU_1SisX2+	20.0	435	0.25	1.20	-1 231	140	108	10.5	0.3	0.6	4.5
407	7518	ELU_1SisX2-	20.0	435	0.25	1.20	-871	132	94	14.5	0.4	0.9	6.3
408	7518	ELU_1SisX2+	20.0	435	0.25	1.20	-954	132	77	12.4	0.4	0.7	5.4

CHAPITRE VI : CALCUL DES ELEMENTS STRUCTUREAUX

EL MEDINA- BLOC 6													
VOILES - ARMATURES LONGITUDINAUX													
BARRE	NOEUD	COMB	fcd	fsyd	B	H	N	Mlaible	Mfort	As.tot	%As.tot	As.Fort	As.Faible
			[MPa]	[MPa]	[m]	[m]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[cm ²]	[%]	[cm ²]	[cm ²]
448	531	ELU_2SisY1-	20.0	435	0.25	1.40	-470	74	63	5.8	0.1	0.3	2.5
448	2499	ELU_2SisX1+	20.0	435	0.25	1.40	-818	61	130	5.7	0.1	0.3	2.5
449	2499	ELU_2SisY1-	20.0	435	0.25	1.40	-370	73	52	7.9	0.2	0.4	3.5
449	7519	ELU_1SisX2-_Pous	20.0	435	0.25	1.40	-600	58	167	4.2	0.1	0.2	1.8
450	7519	ELU_2SisY1-	20.0	435	0.25	1.40	-267	70	43	9.5	0.2	0.5	4.2
450	9126	ELU_2SisY2+	20.0	435	0.25	1.40	-441	70	91	5.8	0.1	0.3	2.5
451	9126	ELU_1SisY1-	20.0	435	0.25	1.40	-284	79	25	11.2	0.3	0.6	4.9
451	10956	ELU_G_Pous_T+	20.0	435	0.25	1.40	-289	31	413	9.7	0.2	0.5	4.3
452	10956	ELU_1SisY1-_Pous	20.0	435	0.25	1.40	-112	76	19	14.5	0.4	0.7	6.4
452	28898	ELU_1SisY2+	20.0	435	0.25	1.40	-209	77	98	13.2	0.3	0.7	5.8
453	28898	ELU_G_Pous_T+	20.0	435	0.25	1.10	-31	13	353	16.9	0.6	1.1	7.2
453	33147	ELU_1SisY1+	20.0	435	0.25	1.10	-66	64	91	14.0	0.5	0.9	6.0
461	740	ELU_1SisX1-	20.0	435	0.25	1.00	-748	31	159	5.3	0.2	0.3	2.2
461	741	ELU_G_Pous_T+	20.0	435	0.25	1.00	-909	38	174	3.8	0.1	0.2	1.6
462	741	ELU_EXP2	20.0	435	0.25	1.00	-1 157	76	371	8.9	0.3	0.6	3.7
462	36029	ELU_EXP2_Pous	20.0	435	0.25	1.00	-1 121	84	436	16.7	0.6	1.2	7.1
471	737	ELU_G_Pous_T-	20.0	435	0.25	1.00	-286	53	18	5.1	0.2	0.3	2.1
471	557	ELU_G_Pous_T+	20.0	435	0.25	1.00	-260	14	57	4.0	0.1	0.2	1.7
472	557	ELU_2SisX2+	20.0	435	0.25	1.00	-150	20	270	11.5	0.4	0.8	4.8
472	36027	ELU_1SisX2-	20.0	435	0.25	1.00	-193	31	403	19.9	0.7	1.4	8.4
481	781	ELU_EXP1	20.0	435	0.25	1.48	-3 142	86	162	0.0	0.0	0.0	0.0
481	782	ELU_EXP1	20.0	435	0.25	1.48	-3 100	91	509	6.8	0.1	0.3	3.0
482	782	ELU_EXP3_Pous	20.0	435	0.25	1.20	-3 775	126	544	29.1	0.9	1.8	12.7
482	332	ELU_EXP1_Pous	20.0	435	0.25	1.20	-3 761	132	188	14.4	0.4	0.9	6.2
491	9113	ELU_2SisX2-	20.0	435	0.25	1.20	-400	44	20	4.9	0.1	0.3	2.1
491	10941	ELU_G_Pous_T+	20.0	435	0.25	1.20	-441	11	453	10.8	0.3	0.6	4.7
492	10941	ELU_G_Pous_T+	20.0	435	0.25	1.20	-253	19	527	19.1	0.6	1.2	8.3
492	28883	ELU_G_Pous_T+	20.0	435	0.25	1.20	-230	21	718	30.3	1.0	1.9	13.2
493	28883	ELU_G_Pous_T+	20.0	435	0.25	1.20	-90	6	656	29.2	0.9	1.8	12.7
493	33131	ELU_1SisX1+	20.0	435	0.25	1.20	-98	58	96	11.4	0.3	0.7	4.9
501	12424	ELU_EXP3_Pous	20.0	435	0.25	1.48	-3 762	101	423	5.0	0.1	0.2	2.2
501	1056	ELU_EXP2	20.0	435	0.25	1.48	-3 747	109	405	1.7	0.0	0.0	0.7
502	1056	ELU_EXP3_Pous	20.0	435	0.25	1.20	-4 442	150	558	49.7	1.6	3.1	21.7
502	340	ELU_EXP1	20.0	435	0.25	1.20	-4 438	153	178	34.8	1.1	2.1	15.2
512	10942	ELU_G_Pous_T+	20.0	435	0.25	1.20	-362	10	484	14.2	0.4	0.8	6.2
512	28884	ELU_G_Pous_T+	20.0	435	0.25	1.20	-338	11	614	21.7	0.7	1.3	9.4
513	28884	ELU_G_Pous_T+	20.0	435	0.25	1.20	-173	21	593	24.5	0.8	1.5	10.7
513	33132	ELU_1SisX1+	20.0	435	0.25	1.20	-173	57	118	9.7	0.3	0.6	4.2
521	842	ELU_2SisX2-	20.0	435	0.25	1.00	-577	27	136	3.1	0.1	0.2	1.3
521	843	ELU_EXP2_Pous	20.0	435	0.25	1.00	-1 338	55	279	3.1	0.1	0.2	1.3
522	843	ELU_EXP2	20.0	435	0.25	1.00	-893	58	362	7.6	0.3	0.5	3.2

522	36044	ELU_EXP2_Pous	20.0	435	0.25	1.00	-856	62	444	15.5	0.6	1.1	6.5
531	848	ELU_G_Pous_T-	20.0	435	0.25	1.00	-205	51	62	7.2	0.2	0.5	3.0
531	546	ELU_EXP3	20.0	435	0.25	1.00	-362	23	91	3.2	0.1	0.2	1.3
532	546	ELU_1SisX1-_Pous	20.0	435	0.25	1.00	-123	26	271	12.6	0.5	0.9	5.3
532	36048	ELU_2SisX1-	20.0	435	0.25	1.00	-37	20	330	17.7	0.7	1.3	7.5
541	795	ELU_EXP2_Pous	20.0	435	0.25	1.48	-3 973	112	460	3.7	0.1	0.1	1.6
541	796	ELU_1SisY1+	20.0	435	0.25	1.48	-2 847	88	512	5.3	0.1	0.2	2.3
542	796	ELU_EXP3_Pous	20.0	435	0.25	1.20	-4 720	152	609	58.6	1.9	3.6	25.6
542	346	ELU_EXP2	20.0	435	0.25	1.20	-4 692	152	188	39.8	1.3	2.5	17.3
543	346	ELU_EXP1	20.0	435	0.25	1.20	-4 305	94	172	11.5	0.3	0.7	5.0
543	1282	ELU_EXP1_Pous	20.0	435	0.25	1.20	-4 274	85	171	7.9	0.2	0.4	3.4
544	1282	ELU_EXP2	20.0	435	0.25	1.20	-3 874	77	155	2.8	0.0	0.1	1.2
544	1587	ELU_EXP1	20.0	435	0.25	1.20	-3 851	77	154	2.2	0.0	0.1	0.9
552	10943	ELU_G_Pous_T+	20.0	435	0.25	1.20	-369	52	397	12.6	0.4	0.7	5.5
552	28885	ELU_G_Pous_T+	20.0	435	0.25	1.20	-345	55	419	14.7	0.4	0.9	6.4
553	28885	ELU_G_Pous_T+	20.0	435	0.25	1.20	-167	28	383	14.1	0.4	0.8	6.1
553	33133	ELU_1SisX1-	20.0	435	0.25	1.20	-112	52	15	8.8	0.2	0.5	3.8
571	9120	ELU_1SisX1-	20.0	435	0.25	1.40	-450	43	183	4.1	0.1	0.2	1.8
571	10948	ELU_G_Pous_T+	20.0	435	0.25	1.40	-412	16	624	15.3	0.4	0.8	6.8
572	10948	ELU_G_Pous_T+	20.0	435	0.25	1.40	-244	15	592	17.7	0.5	0.9	7.8
572	28890	ELU_G_Pous_T+	20.0	435	0.25	1.40	-216	20	849	30.0	0.8	1.6	13.3
573	28890	ELU_G_Pous_T+	20.0	435	0.25	1.40	-52	5	914	36.2	1.0	1.9	16.1
573	33138	ELU_1SisX1+	20.0	435	0.25	1.40	-35	69	501	23.0	0.6	1.2	10.2
588	7517	ELU_1SisX1-	20.0	435	0.25	1.20	-459	95	68	12.4	0.4	0.7	5.4

EL MEDINA- BLOC 6													
VOILES - ARMATURES LONGITUDINAUX													
BARRE	NOEUD	COMB	f _{cd}	f _{syd}	B	H	N	M _{faible}	M _{fort}	A _{s,tot}	%A _{s,tot}	A _{s,Fort}	A _{s,Faible}
			[MPa]	[MPa]	[m]	[m]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[cm ²]	[%]	[cm ²]	[cm ²]
590	10954	ELU_1SisX1-	20.0	435	0.25	1.20	-120	98	48	20.9	0.6	1.3	9.1
590	28896	ELU_1SisX1+	20.0	435	0.25	1.20	-157	113	41	24.0	0.7	1.5	10.4
601	1304	ELU_EXP3	20.0	435	0.25	1.00	-1 936	79	379	4.7	0.1	0.3	1.9
601	1305	ELU_EXP2	20.0	435	0.25	1.00	-1 878	74	301	3.2	0.1	0.2	1.3
602	1305	ELU_2SisY1-	20.0	435	0.25	1.00	-531	40	55	4.3	0.1	0.3	1.8
602	36058	ELU_1SisY2- Pous	20.0	435	0.25	1.00	-912	68	450	16.6	0.6	1.2	7.0
611	859	ELU_G_Pous_T-	20.0	435	0.25	1.00	-309	50	235	9.2	0.3	0.6	3.9
611	548	ELU_EXP2	20.0	435	0.25	1.00	-480	20	265	3.8	0.1	0.2	1.6
612	548	ELU_G_Pous_T+	20.0	435	0.25	1.00	-139	39	286	14.3	0.5	1.0	6.0
612	36053	ELU_2SisX2+	20.0	435	0.25	1.00	-104	15	363	18.1	0.7	1.3	7.6
621	801	ELU_EXP3_Pous	20.0	435	0.25	1.48	-2 684	100	519	3.6	0.0	0.1	1.6
621	802	ELU_1SisY1- Pous	20.0	435	0.25	1.48	-1 712	52	529	4.1	0.1	0.2	1.8
622	802	ELU_EXP3_Pous	20.0	435	0.25	1.20	-3 740	134	808	52.2	1.7	3.2	22.8
622	352	ELU_EXP2_Pous	20.0	435	0.25	1.20	-3 666	134	281	17.1	0.5	1.0	7.4
632	10944	ELU_G_Pous_T+	20.0	435	0.25	1.20	-252	101	332	23.4	0.7	1.4	10.2
632	28886	ELU_G_Pous_T+	20.0	435	0.25	1.20	-229	108	385	27.1	0.9	1.7	11.8
633	28886	ELU_G_Pous_T-	20.0	435	0.25	1.20	-126	73	322	17.9	0.5	1.1	7.8
633	33134	ELU_EXP3	20.0	435	0.25	1.20	-153	84	126	17.3	0.5	1.0	7.5
641	813	ELU_EXP3	20.0	435	0.25	1.20	-3 821	128	153	12.5	0.4	0.7	5.4
641	814	ELU_EXP3_Pous	20.0	435	0.25	1.20	-3 781	116	180	8.2	0.2	0.5	3.5
652	10947	ELU_G_Pous_T+	20.0	435	0.25	1.20	-190	89	35	16.6	0.5	1.0	7.2
652	28889	ELU_G_Pous_T+	20.0	435	0.25	1.20	-166	100	155	21.8	0.7	1.3	9.5
653	28889	ELU_G_Pous_T-	20.0	435	0.25	1.20	-108	88	200	20.5	0.6	1.2	8.9
653	33137	ELU_1SisX1- Pous	20.0	435	0.25	1.20	-15	80	70	18.8	0.6	1.1	8.2
661	829	ELU_EXP3_Pous	20.0	435	0.25	1.20	-4 116	137	326	28.3	0.9	1.7	12.3
691	9118	ELU_1SisX2+	20.0	435	0.20	1.40	-176	49	88	10.7	0.3	0.4	4.9
691	10946	ELU_1SisX1-	20.0	435	0.20	1.40	-129	48	61	11.1	0.3	0.4	5.1
692	10946	ELU_EXP2	20.0	435	0.20	1.40	-95	75	67	21.6	0.7	0.8	9.9
692	28888	ELU_EXP2	20.0	435	0.20	1.40	-65	83	104	26.1	0.9	1.0	12.0
701	1309	ELU_1SisX1+	20.0	435	0.20	1.00	-851	46	85	4.4	0.2	0.2	1.9
701	532	ELU_1SisX1+ Pous	20.0	435	0.20	1.00	-837	46	78	4.9	0.2	0.2	2.1
702	532	ELU_EXP2_Pous	20.0	435	0.20	1.00	-749	102	134	26.0	1.2	1.4	11.5
702	36061	ELU_1SisY1- Pous	20.0	435	0.20	1.00	-436	70	424	34.0	1.6	1.8	15.1
711	861	ELU_G_Pous_T-	20.0	435	0.25	1.00	-41	48	198	13.0	0.5	0.9	5.5
711	862	ELU_EXP2	20.0	435	0.25	1.00	-263	46	278	12.0	0.4	0.8	5.1
712	862	ELU_EXP2	20.0	435	0.25	1.00	-197	8	410	18.8	0.7	1.4	7.9
712	36055	ELU_G_Pous_T+	20.0	435	0.25	1.00	-146	13	409	20.0	0.8	1.4	8.5

VI.1.3. Justification des voiles sous l'effet de l'effort tranchant :

- Selon le **BAEL** :

D'après *B.A.E.L 91 (chap. 7Art 3-1)* la section *A_t* des armatures est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj} K}{0.8f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

τ_u : Contrainte tangente conventionnelle.

Avec :

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d}$$

S_t : Espacement d'armatures.

f_{tj} : Resistance à la traction.

f_e : Limite élastique.

$k=0$: (Dans notre cas, nous n'avons pas de reprise de bétonnage).

• **Selon le RPA :** (Art 7.7.2 du RPA99 V2003)

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit : $\tau_b \leq \bar{\tau}_b$

Où :

$$\bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 \times 30 = 6 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d} \quad \text{Avec :} \quad \bar{V} = 1.4 \times V_{u\text{calcul}}$$

b_0 : Épaisseur du voile.

d : Hauteur utile = $0.9 \times h$

h : Hauteur totale de la section brute.

D'autre part le RPA 99/version 2003 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

- $A_{\min} = 0.15\%$ Globalement dans la section du voile

- $A_{\min} = 0.10\%$ En zone courante

Exemple de calcul :

Voile "V6.2 Axe D5" de dimension de 25x280 :

$V_2 = 1640.13 \text{ KN}$ (Sous la combinaison : G+P+EX)

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d} = \frac{1,4 \times 1640.13 \times 10^{-3}}{0,25 \times 0,9 \times 2.80} = 3.65 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 \times 30 = 6 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \tau_b < \tau_{u \text{ lim}}$ condition vérifiée

✓ Selon BAEL :

Pas de reprise de bétonnage $k=0$.

$$\alpha = 90^\circ$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u}{0.8f_e}$$

$$S_t \leq \min(1.5a, 30\text{cm})$$

Pour un espacement $S_t = 15\text{cm}$:

$$A_t \geq (0.25 \times 0.15 \times 3.65 \times 10^4) / (0.8 \times 500) \implies A_t \geq 3.42 \text{ cm}^2 \text{ au droit d'une section transversale.}$$

✓ Selon RPA 99 v2003 :

$$A_{t \min} = 0.15\% \times 25 \times 280 = 10.15 \text{ cm}^2$$

Cette valeur représente la section d'armature horizontale totale sur toute la hauteur du voile.

Donc on adopte un ferrailage horizontal en **HA8** avec un espacement de 15cm, soit une section d'acier de **22.12 cm²**.

CHAPITRE VI : CALCUL DES ELEMENTS STRUCTUREAUX

Les résultats des calculs du **ferrailage horizontal** sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableaux VI.2.Ferrailage horizontale des voiles

BLOC 6 - EFFORT TRANCHANT - VOILES : TABLEAU RESUME											
BARRE	NOEUD	B	H	COMB	V _{Ed, Fort}	V _{Rd, Max-Fort}	Asw/S _{Fort}	COMB	V _{Ed, Faible}	V _{Rd, Max-Faible}	Asw/S _{Faible}
		[m]	[m]		[kN]	[kN]	[cm ² /m]		[kN]	[kN]	[cm ² /m]
151	33122	0.25	1.40	ELU_EXP3_Pous	89	1 578	2.2	ELU_EXP3_Pous	64	1 309	12.0
156	15187	0.25	1.40	ELU_1SisY1-	436	1 578	5.2	ELU_G_Pous_T-	22	1 309	12.0
156	48	0.25	1.40	ELU_1SisY1-	436	1 578	5.2	ELU_G_Pous_T-	22	1 309	12.0
161	692	0.25	1.00	ELU_2SisY1+_Pous	61	1 111	2.2	ELU_G_Pous_T-	48	935	9.0
161	533	0.25	1.00	ELU_1SisY1+	257	1 111	4.3	ELU_EXP2	78	935	9.0
162	533	0.25	1.00	ELU_1SisY1+_Pous	154	1 111	2.6	ELU_EXP2	52	935	9.0
162	36005	0.25	1.00	ELU_1SisY1+_Pous	154	1 111	2.6	ELU_EXP2	52	935	9.0
171	2465	0.25	1.20	ELU_1SisY1-	62	1 345	2.2	ELU_G_Pous_T-	49	1 122	11.0
171	3402	0.25	1.20	ELU_1SisY1+	234	1 345	3.3	ELU_G_Pous_T+	33	1 122	11.0
172	3402	0.25	1.20	ELU_1SisY1-	168	1 345	2.3	ELU_EXP2	30	1 122	11.0
172	36312	0.25	1.20	ELU_1SisY1-	168	1 345	2.3	ELU_EXP2	30	1 122	11.0
181	242	0.25	1.20	ELU_EXP2	205	1 345	2.9	ELU_G_Pous_T-	38	1 122	11.0
181	217	0.25	1.20	ELU_EXP2	205	1 345	2.9	ELU_G_Pous_T-	38	1 122	11.0
182	217	0.25	1.20	ELU_EXP2	130	1 345	2.2	ELU_G_Pous_T+	38	1 122	11.0
182	152	0.25	1.20	ELU_EXP2	130	1 345	2.2	ELU_G_Pous_T+	38	1 122	11.0
191	761	0.25	1.48	ELU_EXP1	198	1 672	2.2	ELU_EXP3_Pous	8	1 384	13.0
191	762	0.25	1.48	ELU_EXP1_Pous	132	1 672	2.2	ELU_EXP3_Pous	8	1 384	13.0
192	762	0.25	1.20	ELU_EXP2_Pous	145	1 345	2.2	ELU_2SisX1+	19	1 122	11.0
192	312	0.25	1.20	ELU_EXP2_Pous	145	1 345	2.2	ELU_2SisX1+	19	1 122	11.0
213	265	0.25	1.20	ELU_1SisY1-	88	1 345	2.2	ELU_1SisX1-_Pous	27	1 122	11.0
213	1260	0.25	1.20	ELU_1SisY1-	88	1 345	2.2	ELU_1SisX1-_Pous	27	1 122	11.0
214	1260	0.25	1.20	ELU_1SisY1-_Pous	71	1 345	2.2	ELU_1SisX1-_Pous	30	1 122	11.0
214	1568	0.25	1.20	ELU_1SisY1-_Pous	71	1 345	2.2	ELU_1SisX1-_Pous	30	1 122	11.0
215	1568	0.25	1.20	ELU_1SisY1-_Pous	73	1 345	2.2	ELU_1SisX1-_Pous	33	1 122	11.0
215	1829	0.25	1.20	ELU_1SisY1-_Pous	73	1 345	2.2	ELU_1SisX1-_Pous	33	1 122	11.0
216	1829	0.25	1.20	ELU_1SisY1-_Pous	74	1 345	2.2	ELU_1SisX1-_Pous	36	1 122	11.0
216	2116	0.25	1.20	ELU_1SisY1-_Pous	74	1 345	2.2	ELU_1SisX1-_Pous	36	1 122	11.0
217	2116	0.25	1.20	ELU_1SisY1-_Pous	73	1 345	2.2	ELU_1SisX1-_Pous	37	1 122	11.0
217	511	0.25	1.20	ELU_1SisY1-_Pous	73	1 345	2.2	ELU_1SisX1-_Pous	37	1 122	11.0
218	511	0.25	1.20	ELU_1SisY1-_Pous	71	1 345	2.2	ELU_1SisX1-_Pous	38	1 122	11.0
218	2481	0.25	1.20	ELU_1SisY1-_Pous	71	1 345	2.2	ELU_1SisX1-_Pous	38	1 122	11.0
219	2481	0.25	1.20	ELU_1SisY1-_Pous	69	1 345	2.2	ELU_1SisX1-_Pous	37	1 122	11.0
219	7497	0.25	1.20	ELU_1SisY1-_Pous	69	1 345	2.2	ELU_1SisX1-_Pous	37	1 122	11.0
220	7497	0.25	1.20	ELU_1SisY1-_Pous	67	1 345	2.2	ELU_1SisX1-_Pous	37	1 122	11.0
220	9108	0.25	1.20	ELU_1SisY1-_Pous	67	1 345	2.2	ELU_1SisX1-_Pous	37	1 122	11.0
221	9108	0.25	1.20	ELU_1SisY1-_Pous	63	1 345	2.2	ELU_1SisX1-_Pous	37	1 122	11.0
221	10913	0.25	1.20	ELU_1SisY1-_Pous	63	1 345	2.2	ELU_1SisX1-_Pous	37	1 122	11.0
222	10913	0.25	1.20	ELU_1SisY1-_Pous	78	1 345	2.2	ELU_G_Pous_T+	80	1 122	11.0
222	28876	0.25	1.20	ELU_1SisY1-_Pous	78	1 345	2.2	ELU_G_Pous_T+	80	1 122	11.0
223	28876	0.25	1.20	ELU_1SisY1-_Pous	55	1 345	2.2	ELU_EXP3_Pous	37	1 122	11.0
223	33124	0.25	1.20	ELU_1SisY1-_Pous	55	1 345	2.2	ELU_EXP3_Pous	37	1 122	11.0
231	706	0.25	1.20	ELU_G_Pous_T+	109	1 345	2.2	ELU_EXP3_Pous	31	1 122	11.0
231	707	0.25	1.20	ELU_G_Pous_T+	109	1 345	2.2	ELU_EXP3_Pous	31	1 122	11.0
232	707	0.25	1.20	ELU_EXP2_Pous	86	1 345	2.2	ELU_1SisX1-_Pous	21	1 122	11.0
232	257	0.25	1.20	ELU_EXP2_Pous	86	1 345	2.2	ELU_1SisX1-_Pous	21	1 122	11.0
233	257	0.25	1.20	ELU_2SisY1-_Pous	68	1 345	2.2	ELU_1SisX1-_Pous	33	1 122	11.0
233	1256	0.25	1.20	ELU_2SisY1-_Pous	68	1 345	2.2	ELU_1SisX1-_Pous	33	1 122	11.0
234	1256	0.25	1.20	ELU_1SisY1+_Pous	56	1 345	2.2	ELU_2SisX1+	18	1 122	11.0
234	1564	0.25	1.20	ELU_1SisY1+_Pous	56	1 345	2.2	ELU_2SisX1+	18	1 122	11.0

CHAPITRE VI : CALCUL DES ELEMENTS STRUCTUREAUX

BLOC 6 - EFFORT TRANCHANT - VOILES : TABLEAU RESUME											
BARRE	NOEUD	B	H	COMB	V _{Ed, Fort}	V _{Rd, Max-Fort}	ASw/S _{Fort}	COMB	V _{Ed, Faible}	V _{Rd, Max-Faible}	ASw/S _{Faible}
		[m]	[m]		[kN]	[kN]	[cm ² /m]		[kN]	[kN]	[cm ² /m]
312	28877	0.25	1.20	ELU_1SisY1-	90	1 345	2.2	ELU_G Pous T+	69	1 122	11.0
313	28877	0.25	1.20	ELU_1SisY1-	134	1 345	2.2	ELU_1SisX1-	48	1 122	11.0
313	33125	0.25	1.20	ELU_1SisY1-	134	1 345	2.2	ELU_1SisX1-	48	1 122	11.0
321	724	0.25	1.20	ELU_1SisY1+_Pous	148	1 345	2.2	ELU_1SisX1-	16	1 122	11.0
321	725	0.25	1.20	ELU_1SisY1+_Pous	148	1 345	2.2	ELU_1SisX1-	16	1 122	11.0
322	725	0.25	1.20	ELU_EXP1_Pous	87	1 345	2.2	ELU_1SisX1-_Pous	28	1 122	11.0
322	275	0.25	1.20	ELU_EXP1_Pous	87	1 345	2.2	ELU_1SisX1-_Pous	28	1 122	11.0
323	275	0.25	1.20	ELU_2SisY1-	63	1 345	2.2	ELU_1SisX1-	47	1 122	11.0
323	1265	0.25	1.20	ELU_2SisY1-	63	1 345	2.2	ELU_1SisX1-	47	1 122	11.0
324	1265	0.25	1.20	ELU_1SisY1+_Pous	70	1 345	2.2	ELU_1SisX1-	45	1 122	11.0
324	1573	0.25	1.20	ELU_1SisY1+_Pous	70	1 345	2.2	ELU_1SisX1-	45	1 122	11.0
325	1573	0.25	1.20	ELU_1SisY1+_Pous	63	1 345	2.2	ELU_1SisX1-	45	1 122	11.0
325	1834	0.25	1.20	ELU_1SisY1+_Pous	63	1 345	2.2	ELU_1SisX1-	45	1 122	11.0
326	1834	0.25	1.20	ELU_1SisY1+_Pous	65	1 345	2.2	ELU_1SisX1-	44	1 122	11.0
326	2121	0.25	1.20	ELU_1SisY1+_Pous	65	1 345	2.2	ELU_1SisX1-	44	1 122	11.0
327	2121	0.25	1.20	ELU_1SisY1+_Pous	65	1 345	2.2	ELU_1SisX1-	45	1 122	11.0
327	513	0.25	1.20	ELU_1SisY1+_Pous	65	1 345	2.2	ELU_1SisX1-	45	1 122	11.0
328	513	0.25	1.20	ELU_1SisY1+_Pous	61	1 345	2.2	ELU_1SisX1-	48	1 122	11.0
328	2483	0.25	1.20	ELU_1SisY1+_Pous	61	1 345	2.2	ELU_1SisX1-	48	1 122	11.0
329	2483	0.25	1.20	ELU_1SisY1+_Pous	58	1 345	2.2	ELU_1SisX1-	49	1 122	11.0
329	7499	0.25	1.20	ELU_1SisY1+_Pous	58	1 345	2.2	ELU_1SisX1-	49	1 122	11.0
330	7499	0.25	1.20	ELU_1SisY1+_Pous	61	1 345	2.2	ELU_1SisX1-	45	1 122	11.0
330	9110	0.25	1.20	ELU_1SisY1+_Pous	61	1 345	2.2	ELU_1SisX1-	45	1 122	11.0
341	772	0.25	1.48	ELU_1SisX1-	241	1 672	2.7	ELU_EXP3_Pous	3	1 384	13.0
341	773	0.25	1.48	ELU_1SisX1-_Pous	138	1 672	2.2	ELU_EXP3_Pous	3	1 384	13.0
342	773	0.25	1.20	ELU_EXP3_Pous	170	1 345	2.4	ELU_1SisX1+	22	1 122	11.0
342	323	0.25	1.20	ELU_EXP3_Pous	170	1 345	2.4	ELU_1SisX1+	22	1 122	11.0
343	323	0.25	1.20	ELU_1SisY1+_Pous	47	1 345	2.2	ELU_1SisX1+_Pous	38	1 122	11.0
343	1366	0.25	1.20	ELU_1SisY1+_Pous	47	1 345	2.2	ELU_1SisX1+_Pous	38	1 122	11.0
344	1366	0.25	1.20	ELU_1SisY1-	47	1 345	2.2	ELU_1SisX1+_Pous	38	1 122	11.0
344	1627	0.25	1.20	ELU_1SisY1-	47	1 345	2.2	ELU_1SisX1+_Pous	38	1 122	11.0
345	1627	0.25	1.20	ELU_1SisY1-	42	1 345	2.2	ELU_1SisX1+_Pous	41	1 122	11.0
345	1892	0.25	1.20	ELU_1SisY1-	42	1 345	2.2	ELU_1SisX1+_Pous	41	1 122	11.0
346	1892	0.25	1.20	ELU_1SisY1-	43	1 345	2.2	ELU_1SisX1+_Pous	42	1 122	11.0
346	2178	0.25	1.20	ELU_1SisY1-	43	1 345	2.2	ELU_1SisX1+_Pous	42	1 122	11.0
347	2178	0.25	1.20	ELU_1SisY1-	44	1 345	2.2	ELU_1SisX1+	43	1 122	11.0
347	539	0.25	1.20	ELU_1SisY1-	44	1 345	2.2	ELU_1SisX1+	43	1 122	11.0
348	539	0.25	1.20	ELU_1SisY1-	41	1 345	2.2	ELU_1SisX1+	43	1 122	11.0
348	2501	0.25	1.20	ELU_1SisY1-	41	1 345	2.2	ELU_1SisX1+	43	1 122	11.0
349	2501	0.25	1.20	ELU_1SisY1-	38	1 345	2.2	ELU_1SisX1+	42	1 122	11.0
349	7521	0.25	1.20	ELU_1SisY1-	38	1 345	2.2	ELU_1SisX1+	42	1 122	11.0
350	7521	0.25	1.20	ELU_1SisY1-	39	1 345	2.2	ELU_1SisX1+	42	1 122	11.0
350	9128	0.25	1.20	ELU_1SisY1-	39	1 345	2.2	ELU_1SisX1+	42	1 122	11.0
363	436	0.25	1.20	ELU_1SisY1-	76	1 345	2.2	ELU_1SisX1+_Pous	42	1 122	11.0
363	1332	0.25	1.20	ELU_1SisY1-	76	1 345	2.2	ELU_1SisX1+_Pous	42	1 122	11.0
364	1332	0.25	1.20	ELU_2SisY1-	63	1 345	2.2	ELU_1SisX1+_Pous	45	1 122	11.0
364	1607	0.25	1.20	ELU_2SisY1-	63	1 345	2.2	ELU_1SisX1+_Pous	45	1 122	11.0
365	1607	0.25	1.20	ELU_1SisY1-	68	1 345	2.2	ELU_1SisX1+_Pous	48	1 122	11.0
365	1870	0.25	1.20	ELU_1SisY1-	68	1 345	2.2	ELU_1SisX1+_Pous	48	1 122	11.0
366	1870	0.25	1.20	ELU_1SisY1-	69	1 345	2.2	ELU_1SisX1+_Pous	50	1 122	11.0
366	2157	0.25	1.20	ELU_1SisY1-	69	1 345	2.2	ELU_1SisX1+_Pous	50	1 122	11.0
367	2157	0.25	1.20	ELU_1SisY1-	68	1 345	2.2	ELU_1SisX1+_Pous	51	1 122	11.0
367	526	0.25	1.20	ELU_1SisY1-	68	1 345	2.2	ELU_1SisX1+_Pous	51	1 122	11.0
368	526	0.25	1.20	ELU_1SisY1-	66	1 345	2.2	ELU_1SisX1+_Pous	52	1 122	11.0
368	2496	0.25	1.20	ELU_1SisY1-	66	1 345	2.2	ELU_1SisX1+_Pous	52	1 122	11.0
369	2496	0.25	1.20	ELU_1SisY1-	64	1 345	2.2	ELU_1SisX1+_Pous	52	1 122	11.0
369	7516	0.25	1.20	ELU_1SisY1-	64	1 345	2.2	ELU_1SisX1+_Pous	52	1 122	11.0
370	7516	0.25	1.20	ELU_1SisY1-	63	1 345	2.2	ELU_1SisX1+_Pous	52	1 122	11.0
370	9123	0.25	1.20	ELU_1SisY1-	63	1 345	2.2	ELU_1SisX1+_Pous	52	1 122	11.0

CHAPITRE VI : CALCUL DES ELEMENTS STRUCTUREAUX

BLOC 6 - EFFORT TRANCHANT - VOILES : TABLEAU RESUME												
BARRE	NOEUD	B	H	COMB	V _{Ed, Fort}	V _{Rd, Max-Fort}	Asw/S _{Fort}	COMB	V _{Ed, Faible}	V _{Rd, Max-Faible}	Asw/S _{Faible}	
		[m]	[m]		[kN]	[kN]	[cm ² /m]		[kN]	[kN]	[cm ² /m]	
448	2499	0.25	1.40	ELU_1SisX1+_Pous	89	1 578	2.2	ELU_1SisY1-_Pous	52	1 309	12.0	
449	2499	0.25	1.40	ELU_1SisX1+_Pous	88	1 578	2.2	ELU_1SisY1-_Pous	52	1 309	12.0	
449	7519	0.25	1.40	ELU_1SisX1+_Pous	88	1 578	2.2	ELU_1SisY1-_Pous	52	1 309	12.0	
450	7519	0.25	1.40	ELU_1SisX1+_Pous	86	1 578	2.2	ELU_1SisY1-_Pous	51	1 309	12.0	
450	9126	0.25	1.40	ELU_1SisX1+_Pous	86	1 578	2.2	ELU_1SisY1-_Pous	51	1 309	12.0	
461	740	0.25	1.00	ELU_EXP2	138	1 111	2.3	ELU_1SisX1+_Pous	12	935	9.0	
461	741	0.25	1.00	ELU_EXP2	138	1 111	2.3	ELU_1SisX1+_Pous	12	935	9.0	
462	741	0.25	1.00	ELU_EXP2	182	1 111	3.1	ELU_1SisX1+	23	935	9.0	
462	36029	0.25	1.00	ELU_EXP2	182	1 111	3.1	ELU_1SisX1+	23	935	9.0	
471	737	0.25	1.00	ELU_2SisX1-	52	1 111	2.2	ELU_EXP3	24	935	9.0	
471	557	0.25	1.00	ELU_2SisX1-	52	1 111	2.2	ELU_EXP3	24	935	9.0	
472	557	0.25	1.00	ELU_1SisX1+	165	1 111	2.8	ELU_EXP2_Pous	24	935	9.0	
472	36027	0.25	1.00	ELU_1SisX1+	165	1 111	2.8	ELU_EXP2_Pous	24	935	9.0	
481	781	0.25	1.48	ELU_1SisY1-	243	1 672	2.7	ELU_1SisX1-	3	1 384	13.0	
481	782	0.25	1.48	ELU_1SisY1-_Pous	140	1 672	2.2	ELU_1SisX1-	3	1 384	13.0	
482	782	0.25	1.20	ELU_EXP3_Pous	156	1 345	2.2	ELU_1SisX1-	17	1 122	11.0	
482	332	0.25	1.20	ELU_EXP3_Pous	156	1 345	2.2	ELU_1SisX1-	17	1 122	11.0	
484	1277	0.25	1.20	ELU_1SisY1-	44	1 345	2.2	ELU_1SisX1-	29	1 122	11.0	
484	1582	0.25	1.20	ELU_1SisY1-	44	1 345	2.2	ELU_1SisX1-	29	1 122	11.0	
485	1582	0.25	1.20	ELU_1SisY1-	43	1 345	2.2	ELU_1SisX1-	31	1 122	11.0	
485	1844	0.25	1.20	ELU_1SisY1-	43	1 345	2.2	ELU_1SisX1-	31	1 122	11.0	
486	1844	0.25	1.20	ELU_1SisY1-	42	1 345	2.2	ELU_1SisX1-	32	1 122	11.0	
486	2131	0.25	1.20	ELU_1SisY1-	42	1 345	2.2	ELU_1SisX1-	32	1 122	11.0	
487	2131	0.25	1.20	ELU_1SisY1-	43	1 345	2.2	ELU_1SisX1-	33	1 122	11.0	
487	516	0.25	1.20	ELU_1SisY1-	43	1 345	2.2	ELU_1SisX1-	33	1 122	11.0	
488	516	0.25	1.20	ELU_1SisY1-	40	1 345	2.2	ELU_1SisX1-	33	1 122	11.0	
488	2486	0.25	1.20	ELU_1SisY1-	40	1 345	2.2	ELU_1SisX1-	33	1 122	11.0	
489	2486	0.25	1.20	ELU_1SisY1-	37	1 345	2.2	ELU_1SisX1-	33	1 122	11.0	
489	7504	0.25	1.20	ELU_1SisY1-	37	1 345	2.2	ELU_1SisX1-	33	1 122	11.0	
490	7504	0.25	1.20	ELU_1SisY1-	37	1 345	2.2	ELU_1SisX1-	32	1 122	11.0	
490	9113	0.25	1.20	ELU_1SisY1-	37	1 345	2.2	ELU_1SisX1-	32	1 122	11.0	
501	12424	0.25	1.48	ELU_1SisY1-	258	1 672	2.9	ELU_2SisX1+_Pous	2	1 384	13.0	
501	1056	0.25	1.48	ELU_2SisY1-_Pous	132	1 672	2.2	ELU_2SisX1+_Pous	2	1 384	13.0	
502	1056	0.25	1.20	ELU_EXP3_Pous	145	1 345	2.2	ELU_1SisX1-	17	1 122	11.0	
502	340	0.25	1.20	ELU_EXP3_Pous	145	1 345	2.2	ELU_1SisX1-	17	1 122	11.0	
503	340	0.25	1.20	ELU_EXP3_Pous	54	1 345	2.2	ELU_1SisX1-	27	1 122	11.0	
503	1280	0.25	1.20	ELU_EXP3_Pous	54	1 345	2.2	ELU_1SisX1-	27	1 122	11.0	
504	1280	0.25	1.20	ELU_1SisY1+	31	1 345	2.2	ELU_1SisX1-	30	1 122	11.0	
504	1585	0.25	1.20	ELU_1SisY1+	31	1 345	2.2	ELU_1SisX1-	30	1 122	11.0	
505	1585	0.25	1.20	ELU_1SisY1+_Pous	33	1 345	2.2	ELU_1SisX1-	32	1 122	11.0	
505	1847	0.25	1.20	ELU_1SisY1+_Pous	33	1 345	2.2	ELU_1SisX1-	32	1 122	11.0	
506	1847	0.25	1.20	ELU_1SisY1+_Pous	36	1 345	2.2	ELU_1SisX1-	33	1 122	11.0	
506	2134	0.25	1.20	ELU_1SisY1+_Pous	36	1 345	2.2	ELU_1SisX1-	33	1 122	11.0	
507	2134	0.25	1.20	ELU_1SisY1+_Pous	39	1 345	2.2	ELU_1SisX1-	34	1 122	11.0	
507	517	0.25	1.20	ELU_1SisY1+_Pous	39	1 345	2.2	ELU_1SisX1-	34	1 122	11.0	
508	517	0.25	1.20	ELU_1SisY1+_Pous	39	1 345	2.2	ELU_1SisX1-	34	1 122	11.0	
508	2487	0.25	1.20	ELU_1SisY1+_Pous	39	1 345	2.2	ELU_1SisX1-	34	1 122	11.0	
509	2487	0.25	1.20	ELU_1SisY1+_Pous	39	1 345	2.2	ELU_1SisX1-	34	1 122	11.0	
509	7505	0.25	1.20	ELU_1SisY1+_Pous	39	1 345	2.2	ELU_1SisX1-	34	1 122	11.0	
510	7505	0.25	1.20	ELU_1SisY1+_Pous	39	1 345	2.2	ELU_1SisX1-	33	1 122	11.0	
510	9114	0.25	1.20	ELU_1SisY1+_Pous	39	1 345	2.2	ELU_1SisX1-	33	1 122	11.0	
521	842	0.25	1.00	ELU_EXP2	130	1 111	2.2	ELU_1SisX1-	9	935	9.0	
521	843	0.25	1.00	ELU_EXP2	130	1 111	2.2	ELU_1SisX1-	9	935	9.0	
522	843	0.25	1.00	ELU_EXP2_Pous	177	1 111	3.0	ELU_1SisX1-_Pous	21	935	9.0	
522	36044	0.25	1.00	ELU_EXP2_Pous	177	1 111	3.0	ELU_1SisX1-_Pous	21	935	9.0	

CHAPITRE VI : CALCUL DES ELEMENTS STRUCTUREAUX

601	1304	0.25	1.00	ELU_EXP2	161	1 111	2.7	ELU_EXP3	14	935	9.0
601	1305	0.25	1.00	ELU_EXP2	161	1 111	2.7	ELU_EXP3	14	935	9.0
602	1305	0.25	1.00	ELU_EXP2_Pous	181	1 111	3.0	ELU_1SisX1-	20	935	9.0
602	36058	0.25	1.00	ELU_EXP2_Pous	181	1 111	3.0	ELU_1SisX1-	20	935	9.0
611	859	0.25	1.00	ELU_EXP2	130	1 111	2.2	ELU_G_Pous_T-	20	935	9.0
611	548	0.25	1.00	ELU_EXP2	130	1 111	2.2	ELU_G_Pous_T-	20	935	9.0
621	801	0.25	1.48	ELU_1SisX1-	250	1 672	2.8	ELU_EXP3_Pous	13	1 384	13.0
621	802	0.25	1.48	ELU_EXP1_Pous	352	1 672	3.9	ELU_EXP3_Pous	13	1 384	13.0
643	365	0.25	1.20	ELU_1SisY1-	56	1 345	2.2	ELU_1SisX1+_Pous	34	1 122	11.0
643	1286	0.25	1.20	ELU_1SisY1-	56	1 345	2.2	ELU_1SisX1+_Pous	34	1 122	11.0
644	1286	0.25	1.20	ELU_1SisY1-	46	1 345	2.2	ELU_1SisX1+_Pous	37	1 122	11.0
644	1591	0.25	1.20	ELU_1SisY1-	46	1 345	2.2	ELU_1SisX1+_Pous	37	1 122	11.0
645	1591	0.25	1.20	ELU_1SisY1-	51	1 345	2.2	ELU_1SisX1+_Pous	40	1 122	11.0
645	1853	0.25	1.20	ELU_1SisY1-	51	1 345	2.2	ELU_1SisX1+_Pous	40	1 122	11.0
646	1853	0.25	1.20	ELU_1SisY1-	49	1 345	2.2	ELU_1SisX1+_Pous	42	1 122	11.0
646	2140	0.25	1.20	ELU_1SisY1-	49	1 345	2.2	ELU_1SisX1+_Pous	42	1 122	11.0
647	2140	0.25	1.20	ELU_1SisY1-	48	1 345	2.2	ELU_1SisX1+_Pous	43	1 122	11.0
647	522	0.25	1.20	ELU_1SisY1-	48	1 345	2.2	ELU_1SisX1+_Pous	43	1 122	11.0
648	522	0.25	1.20	ELU_1SisY1-	47	1 345	2.2	ELU_1SisX1+_Pous	44	1 122	11.0
648	2492	0.25	1.20	ELU_1SisY1-	47	1 345	2.2	ELU_1SisX1+_Pous	44	1 122	11.0
649	2492	0.25	1.20	ELU_1SisY1-	45	1 345	2.2	ELU_1SisX1+_Pous	43	1 122	11.0
649	7510	0.25	1.20	ELU_1SisY1-	45	1 345	2.2	ELU_1SisX1+_Pous	43	1 122	11.0
650	7510	0.25	1.20	ELU_1SisY1-	43	1 345	2.2	ELU_1SisX1+_Pous	43	1 122	11.0
650	9119	0.25	1.20	ELU_1SisY1-	43	1 345	2.2	ELU_1SisX1+_Pous	43	1 122	11.0
651	9119	0.25	1.20	ELU_1SisY1-	35	1 345	2.2	ELU_1SisX1+_Pous	43	1 122	11.0
651	10947	0.25	1.20	ELU_1SisY1-	35	1 345	2.2	ELU_1SisX1+_Pous	43	1 122	11.0

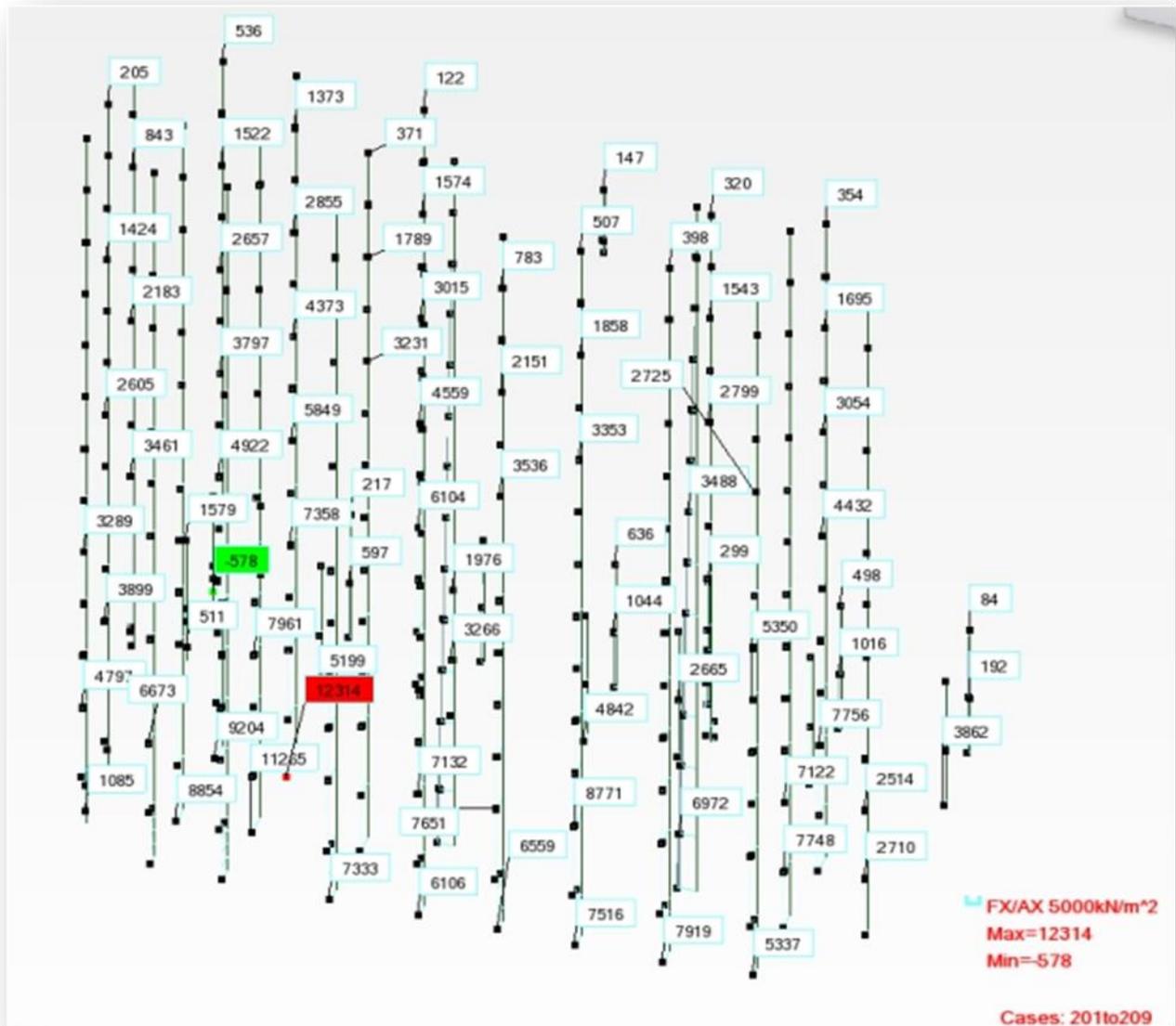
CHAPITRE VI : CALCUL DES ELEMENTS STRUCTUREAUX

BLOC 6 - EFFORT TRANCHANT - VOILES : TABLEAU RESUME												
BARRE	NOEUD	B	H	COMB	V _{ed,Fort}	V _{Rd,Max-Fort}	ASW/S _{Fort}	COMB	V _{ed,Faible}	V _{Rd,Max-Faible}	ASW/S _{Faible}	
		[m]	[m]		[kN]	[kN]	[cm ² /m]		[kN]	[kN]	[cm ² /m]	
681	809	0.20	1.40	ELU_1SisX1- ELU_1SisX1-	118	1 263	1.8	ELU_G_Pous_T- ELU_G_Pous_T-	13	982	12.0	
681	495	0.20	1.40		118	1 263	1.8		13	982	12.0	
682	495	0.20	1.40	ELU_EXP2 ELU_EXP2	124	1 263	1.8	ELU_1SisX1+_Pous ELU_1SisX1+_Pous	14	982	12.0	
682	43	0.20	1.40		124	1 263	1.8		14	982	12.0	
683	43	0.20	1.40	ELU_1SisY1- ELU_1SisY1-	195	1 263	2.3	ELU_1SisX1+_Pous ELU_1SisX1+_Pous	24	982	12.0	
683	1107	0.20	1.40		195	1 263	2.3		24	982	12.0	
684	1107	0.20	1.40	ELU_1SisY1- ELU_1SisY1-	194	1 263	2.3	ELU_1SisX1+_Pous ELU_1SisX1+_Pous	26	982	12.0	
684	1424	0.20	1.40		194	1 263	2.3		26	982	12.0	
685	1424	0.20	1.40	ELU_1SisY1- ELU_1SisY1-	192	1 263	2.3	ELU_1SisX1+_Pous ELU_1SisX1+_Pous	28	982	12.0	
685	1680	0.20	1.40		192	1 263	2.3		28	982	12.0	
686	1680	0.20	1.40	ELU_1SisY1- ELU_1SisY1-	186	1 263	2.2	ELU_1SisX1+_Pous ELU_1SisX1+_Pous	29	982	12.0	
686	1972	0.20	1.40		186	1 263	2.2		29	982	12.0	
687	1972	0.20	1.40	ELU_1SisY1- ELU_1SisY1-	180	1 263	2.1	ELU_1SisX1+_Pous ELU_1SisX1+_Pous	30	982	12.0	
687	521	0.20	1.40		180	1 263	2.1		30	982	12.0	
688	521	0.20	1.40	ELU_1SisY1- ELU_1SisY1-	173	1 263	2.0	ELU_1SisX1+_Pous ELU_1SisX1+_Pous	31	982	12.0	
688	2491	0.20	1.40		173	1 263	2.0		31	982	12.0	
689	2491	0.20	1.40	ELU_1SisY1- ELU_1SisY1-	163	1 263	1.9	ELU_1SisX1+_Pous ELU_1SisX1+_Pous	31	982	12.0	
689	7509	0.20	1.40		163	1 263	1.9		31	982	12.0	
690	7509	0.20	1.40	ELU_1SisY1- ELU_1SisY1-	151	1 263	1.8	ELU_1SisX1+_Pous ELU_1SisX1+_Pous	32	982	12.0	
690	9118	0.20	1.40		151	1 263	1.8		32	982	12.0	
691	9118	0.20	1.40	ELU_1SisY1- ELU_1SisY1-	133	1 263	1.8	ELU_1SisX1+_Pous ELU_1SisX1+_Pous	30	982	12.0	
691	10946	0.20	1.40		133	1 263	1.8		30	982	12.0	
692	10946	0.20	1.40	ELU_1SisY1- ELU_1SisY1-	140	1 263	1.8	ELU_EXP2_Pous ELU_EXP2_Pous	50	982	12.0	
692	28888	0.20	1.40		140	1 263	1.8		50	982	12.0	
701	1309	0.20	1.00	ELU_EXP2 ELU_EXP2	117	889	2.0	ELU_EXP1_Pous ELU_EXP1_Pous	16	701	9.0	
701	532	0.20	1.00		117	889	2.0		16	701	9.0	

VI.1.4. Vérification de l'état limite de compression du béton :

La contrainte de compression du béton est limitée à $0.6 f_{cj} = 18 \text{ MPa}$.

L'enveloppe des contraintes agissantes sur les voiles pour les combinaisons rares d'actions est :



$$\sigma_{\max} = 14.3 \text{ MPa} \leq 18 \text{ MPa}$$

Donc, la contrainte limite de compression du béton est vérifiée.

VI.1.5. Vérification de la condition de non-fragilité du béton :

Le CBA, dans l'article A.4.1. Considère que l'élément ne présentera pas de rupture fragile, c'est à dire qu'il se déformera avec ductilité, si une aire minimale d'acier est placée dans celui-ci de façon à assurer une contrainte de traction au plus égale à la limite d'élasticité garantie (f_e).

Cette aire est définie, dans le cas de pièce soumises à la traction simple, par la condition :

$$\rho = \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow \rho = \frac{2.4}{500} = 0.0048$$

ρ Désignant le rapport de la section des armatures.

Nous avons comme ferrailage minimum dans ces voiles **12HA14+6HA12** donc ;

$$\rho = \frac{14 \times 1.53 + 6 \times 1.13}{25 \times 120} \Rightarrow \rho = \frac{25.26}{3000} = 0.00842 \triangleright 0.0048CV$$

VI.2. NOYAUX :

VI.2.1. Numération des éléments :

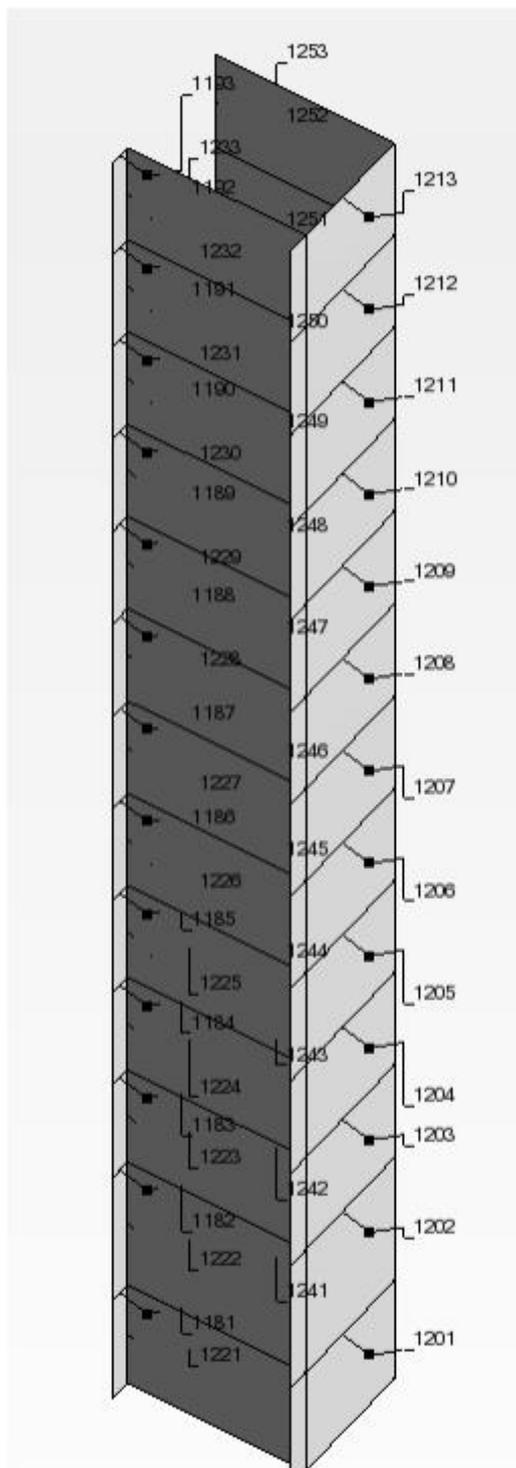


Figure VI.8 : Numération des panneaux vue 3D

VI.2.2. Le Ferrailage du noyau central :

Le ferrailage longitudinal des voiles du noyau central obtenu est récapitulé dans les tableaux suivants :

Tableaux VI.3.Ferrailage longitudinales du noyau central

EL MEDINA- BLOC 6													
VOILES- ARMATURES LONGITUDINAUX													
PANNEAU	NODES	COMB	f _{cd}	f _{sd}	B	H	N	M _{Faible}	M _{Fort}	A _{s,tot}	%A _{s,tot}	A _{s,Fort}	A _{s,Faible}
			[MPa]	[MPa]	[m]	[m]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[cm ²]	[%]	[cm ²]	[cm ²]
1181	12824-1073	ELU_2SisX1+	20.0	435	0.25	0.63	-15	15	60	5.0	0.3	0.5	1.9
1181	576-2015	ELU_2SisX1+	20.0	435	0.25	0.63	401	22	60	15.3	0.9	1.7	5.9
1182	576-2015	ELU_2SisX1+	20.0	435	0.25	0.63	502	33	60	20.0	1.2	2.2	7.7
1182	3581-3582	ELU_2SisX1+	20.0	435	0.25	0.63	307	18	60	12.7	0.8	1.4	4.8
1183	3581-3582	ELU_2SisX1+	20.0	435	0.25	0.63	423	31	60	17.6	1.1	2.0	6.7
1183	12872-470	ELU_2SisX1+	20.0	435	0.25	0.63	194	29	60	11.9	0.7	1.3	4.5
1184	12872-470	ELU_2SisX1+	20.0	435	0.25	0.63	301	29	60	14.4	0.9	1.6	5.5
1184	154-155	ELU_1SisX1+	20.0	435	0.25	0.63	-15	34	60	8.2	0.5	0.9	3.1
1185	154-155	ELU_2SisX1+	20.0	435	0.25	0.63	193	29	60	11.9	0.7	1.3	4.5
1185	6171-6172	ELU_1SisX1+_Pous	20.0	435	0.25	0.63	-15	37	60	9.0	0.5	1.0	3.4
1186	6171-6172	ELU_2SisX1+	20.0	435	0.25	0.63	120	30	60	10.4	0.6	1.1	4.0
1186	429-449	ELU_1SisX1+	20.0	435	0.25	0.63	-15	37	60	9.0	0.5	1.0	3.4
1187	429-449	ELU_2SisX1+	20.0	435	0.25	0.63	-15	29	60	7.1	0.4	0.8	2.7
1187	308-462	ELU_1SisX1+	20.0	435	0.25	0.63	-15	37	60	9.0	0.5	1.0	3.4
1188	308-462	ELU_2SisX1+	20.0	435	0.25	0.63	-15	28	60	6.9	0.4	0.7	2.6
1188	2444-2505	ELU_1SisX1+	20.0	435	0.25	0.63	-15	36	60	8.7	0.5	0.9	3.3
1189	2444-2505	ELU_2SisX1+	20.0	435	0.25	0.63	-15	27	60	6.6	0.4	0.7	2.5
1189	7402-7465	ELU_2SisX1+	20.0	435	0.25	0.63	110	33	60	10.8	0.6	1.2	4.1
1190	7402-7465	ELU_2SisX1+	20.0	435	0.25	0.63	113	25	60	9.2	0.5	1.0	3.5
1190	9010-9073	ELU_2SisX1+	20.0	435	0.25	0.63	130	32	60	11.0	0.6	1.2	4.2
1191	9010-9073	ELU_2SisX1+	20.0	435	0.25	0.63	126	22	60	9.0	0.5	1.0	3.4
1191	10793-10876	ELU_2SisX1+	20.0	435	0.25	0.63	135	30	60	10.7	0.6	1.2	4.1
1192	10793-10876	ELU_2SisX1+	20.0	435	0.25	0.63	126	19	60	8.6	0.5	0.9	3.3
1192	33076-33086	ELU_2SisX1+	20.0	435	0.25	0.63	106	29	60	9.8	0.6	1.1	3.7
1193	33076-33086	ELU_G_Pous_T+	20.0	435	0.25	0.63	-15	27	60	6.6	0.4	0.7	2.5
1193	33085-33090	ELU_2SisX1+	20.0	435	0.25	0.63	110	26	60	9.3	0.5	1.0	3.5
1201	11893-11935	ELU_2SisX2+_Pous	20.0	435	0.25	4.28	708	31	1010	28.5	0.2	0.5	13.7
1201	585-587	ELU_2SisX1+_Pous	20.0	435	0.25	4.28	1459	76	905	53.9	0.5	0.9	25.9
1202	585-587	ELU_2SisX1+_Pous	20.0	435	0.25	4.28	1649	127	1084	71.6	0.6	1.3	34.4
1202	3580-0	ELU_2SisX1+_Pous	20.0	435	0.25	4.28	1347	40	1056	44.1	0.4	0.8	21.2
1203	3580-0	ELU_2SisX1+_Pous	20.0	435	0.25	4.28	1681	111	1249	69.3	0.6	1.2	33.3
1203	12556-0	ELU_2SisX1+_Pous	20.0	435	0.25	4.28	1072	42	832	36.6	0.3	0.6	17.6
1204	12556-0	ELU_2SisX1+_Pous	20.0	435	0.25	4.28	1062	82	862	45.7	0.4	0.8	22.0
1204	153-0	ELU_2SisX1+_Pous	20.0	435	0.25	4.28	555	42	660	23.7	0.2	0.4	11.4
1205	153-0	ELU_2SisX1+_Pous	20.0	435	0.25	4.28	591	86	695	34.7	0.3	0.6	16.7
1205	6170-0	ELU_2SisX1+_Pous	20.0	435	0.25	4.28	181	38	543	13.5	0.1	0.2	6.5
1206	6170-0	ELU_2SisX1+_Pous	20.0	435	0.25	4.28	257	88	566	26.6	0.2	0.4	12.8
1206	314-0	ELU_1SisY2+_Pous	20.0	435	0.25	4.28	-1474	140	713	11.4	0.1	0.2	5.4
1207	314-0	ELU_2SisX1+	20.0	435	0.25	4.28	-15	91	470	20.3	0.1	0.3	9.7
1207	309-0	ELU_1SisX2-	20.0	435	0.25	4.28	-1959	193	295	16.5	0.1	0.3	7.9
1208	309-0	ELU_2SisX1+	20.0	435	0.25	4.28	-15	91	399	20.0	0.1	0.3	9.6
1208	2445-0	ELU_2SisX1-	20.0	435	0.25	4.28	-1526	163	285	18.9	0.1	0.3	9.1
1209	2445-0	ELU_1SisX1+_Pous	20.0	435	0.25	4.28	-147	109	377	20.9	0.1	0.3	10.0
1209	7403-0	ELU_2SisY2+	20.0	435	0.25	4.28	-874	76	568	11.4	0.1	0.2	5.4
1210	7403-0	ELU_2SisX1+	20.0	435	0.25	4.28	179	89	285	23.9	0.2	0.4	11.5
1210	9011-0	ELU_EXP1	20.0	435	0.25	4.28	-965	91	213	14.8	0.1	0.2	7.1
1211	9011-0	ELU_1SisX1+	20.0	435	0.25	4.28	128	106	276	26.4	0.2	0.4	12.7
1211	10794-0	ELU_2SisX2-	20.0	435	0.25	4.28	-1002	108	312	17.5	0.1	0.3	8.4
1212	10794-0	ELU_1SisX1+	20.0	435	0.25	4.28	202	100	223	26.7	0.2	0.4	12.8
1212	33027-0	ELU_EXP3	20.0	435	0.25	4.28	-505	137	414	19.0	0.1	0.3	9.1
1213	33027-0	ELU_1SisX1+	20.0	435	0.25	4.28	145	77	116	19.7	0.1	0.3	9.4
1213	33036-33075	ELU_G_Pous_T+	20.0	435	0.25	4.28	353	39	130	16.5	0.1	0.3	7.9
1221	1073-12216	ELU_2SisY1+_Pous	20.0	435	0.25	5.05	291	42	1359	20.6	0.1	0.3	9.9
1221	2015-580	ELU_2SisX1+_Pous	20.0	435	0.25	5.05	-493	15	4057	30.4	0.2	0.4	14.7
1222	2015-580	ELU_2SisX1+	20.0	435	0.25	5.05	-555	15	4338	32.1	0.2	0.5	15.5
1222	3582-132	ELU_2SisX1+	20.0	435	0.25	5.05	-645	15	3610	21.9	0.1	0.3	10.6
1223	3582-132	ELU_2SisX1+	20.0	435	0.25	5.05	-645	18	3535	21.1	0.1	0.3	10.2
1223	470-1182	ELU_2SisX2-	20.0	435	0.25	5.05	-1154	23	2540	10.2	0.0	0.1	4.9
1224	470-1182	ELU_2SisX2-	20.0	435	0.25	5.05	-1199	24	2464	11.0	0.0	0.1	5.3
1224	155-1494	ELU_2SisY1+	20.0	435	0.25	5.05	-535	15	1215	9.8	0.0	0.1	4.7
1225	155-1494	ELU_2SisY1+	20.0	435	0.25	5.05	-611	20	1187	6.3	0.0	0.0	3.0
1225	6172-1751	ELU_EXP1	20.0	435	0.25	5.05	-2654	124	447	0.0	0.0	0.0	0.0
1226	6172-1751	ELU_EXP1	20.0	435	0.25	5.05	-2605	94	438	0.0	0.0	0.0	0.0
1226	449-2043	ELU_EXP1	20.0	435	0.25	5.05	-2388	113	402	0.0	0.0	0.0	0.0
1227	449-2043	ELU_EXP1	20.0	435	0.25	5.05	-2339	86	394	0.0	0.0	0.0	0.0
1227	462-256	ELU_2SisX1+	20.0	435	0.25	5.05	-589	15	1067	6.2	0.0	0.0	3.0
1228	462-256	ELU_2SisX1+	20.0	435	0.25	5.05	-582	17	1054	6.9	0.0	0.1	3.3
1228	2505-2432	ELU_2SisY1+	20.0	435	0.25	5.05	-428	15	744	11.2	0.0	0.1	5.4
1229	2505-2432	ELU_2SisY1+	20.0	435	0.25	5.05	-401	15	707	11.8	0.0	0.1	5.7
1229	7465-7378	ELU_1SisX1+	20.0	435	0.25	5.05	-579	15	1149	6.2	0.0	0.0	3.0
1230	7465-7378	ELU_1SisX1+	20.0	435	0.25	5.05	-577	17	1073	6.9	0.0	0.1	3.3
1230	9073-8986	ELU_2SisY2+	20.0	435	0.25	5.05	-340	15	515	13.2	0.1	0.2	6.3

CHAPITRE VI : CALCUL DES ELEMENTS STRUCTUREAUX

EL MEDINA- BLOC 6													
VOILES- ARMATURES LONGITUDINAUX													
PANNEAU	NODES	COMB	fcd	fsyd	B	H	N	M _{Faible}	M _{Fort}	A _{s,tot}	%A _{s,tot}	A _{s,Fort}	A _{s,Faible}
			[MPa]	[MPa]									
1231	9073-8986	ELU_2SisY2+	20.0	435	0.25	5.05	-287	15	474	14.4	0.1	0.2	6.9
1231	10876-10769	ELU_2SisY2+	20.0	435	0.25	5.05	-276	15	524	14.7	0.1	0.2	7.1
1232	10876-10769	ELU_2SisY2+	20.0	435	0.25	5.05	-222	15	468	16.0	0.1	0.2	7.7
1232	33086-28757	ELU_2SisY2+	20.0	435	0.25	5.05	-238	15	456	15.6	0.1	0.2	7.5
1233	33086-28757	ELU_1SisY1+	20.0	435	0.25	5.05	-156	15	341	17.6	0.1	0.2	8.5
1233	33090-33040	ELU_G_Pous_T+	20.0	435	0.25	5.05	811	16	195	22.6	0.1	0.3	10.9
1241	6158-11935	ELU_1SisY1-_Pous	20.0	435	0.25	5.05	-6788	455	1742	22.7	0.1	0.3	10.9
1241	8899-587	ELU_2SisY1+_Pous	20.0	435	0.25	5.05	194	23	2468	29.5	0.2	0.4	14.2
1242	8899-587	ELU_2SisY1+_Pous	20.0	435	0.25	5.05	431	75	2653	38.0	0.3	0.5	18.4
1242	2760-0	ELU_2SisY1+_Pous	20.0	435	0.25	5.05	465	15	2616	37.3	0.2	0.5	18.0
1243	2760-0	ELU_2SisY1+_Pous	20.0	435	0.25	5.05	755	22	2113	38.9	0.3	0.6	18.8
1243	13069-0	ELU_2SisY2+_Pous	20.0	435	0.25	5.05	552	15	1291	35.9	0.2	0.5	17.3
1244	13069-0	ELU_2SisY1+_Pous	20.0	435	0.25	5.05	549	15	1617	28.8	0.2	0.4	13.9
1244	6152-0	ELU_2SisY1+_Pous	20.0	435	0.25	5.05	353	16	1246	20.5	0.1	0.3	9.9
1245	6152-0	ELU_2SisY1+_Pous	20.0	435	0.25	5.05	303	15	1191	18.7	0.1	0.2	9.0
1245	478-0	ELU_2SisY1+_Pous	20.0	435	0.25	5.05	125	15	974	12.4	0.0	0.1	6.0
1246	478-0	ELU_2SisY1+	20.0	435	0.25	5.05	-15	15	947	8.9	0.0	0.1	4.3
1246	477-0	ELU_1SisY1+_Pous	20.0	435	0.25	5.05	-415	20	892	12.1	0.0	0.1	5.8
1247	477-0	ELU_2SisY2+_Pous	20.0	435	0.25	5.05	-134	15	114	18.1	0.1	0.2	8.7
1247	493-0	ELU_1SisY1+_Pous	20.0	435	0.25	5.05	-475	21	843	10.6	0.0	0.1	5.1
1248	493-0	ELU_1SisY1+_Pous	20.0	435	0.25	5.05	-461	15	799	10.5	0.0	0.1	5.0
1248	2520-0	ELU_1SisY1+_Pous	20.0	435	0.25	5.05	-468	21	818	10.7	0.0	0.1	5.1
1249	2520-0	ELU_1SisY1+_Pous	20.0	435	0.25	5.05	-437	15	758	11.0	0.0	0.1	5.3
1249	7487-0	ELU_1SisY1+_Pous	20.0	435	0.25	5.05	-404	20	793	12.1	0.0	0.1	5.8
1250	7487-0	ELU_2SisY2+_Pous	20.0	435	0.25	5.05	-285	15	376	14.5	0.1	0.2	7.0
1250	9094-0	ELU_2SisY2+	20.0	435	0.25	5.05	-288	15	407	14.4	0.1	0.2	6.9
1251	9094-0	ELU_2SisY2+	20.0	435	0.25	5.05	-243	15	378	15.5	0.1	0.2	7.5
1251	10902-0	ELU_2SisY2+	20.0	435	0.25	5.05	-251	15	328	15.3	0.1	0.2	7.4
1252	10902-0	ELU_2SisY2+_Pous	20.0	435	0.25	5.05	-202	15	274	16.5	0.1	0.2	7.9
1252	33105-0	ELU_2SisY1+	20.0	435	0.25	5.05	-15	15	493	21.0	0.1	0.3	10.1
1253	33105-0	ELU_G_Pous_T-	20.0	435	0.25	5.05	-519	50	602	17.7	0.1	0.2	8.5
1253	33113-33075	ELU_2SisY2+	20.0	435	0.25	5.05	-134	15	60	18.1	0.1	0.2	8.7

Tableaux VI.4.Ferrailage horizontales du noyau central

EL MEDINA - BLOC 6												
EFFORT TRANCHANT CBA93 -VOILES : TABLEAU RESUME												
PANNEAU	NODES	Bvoile	Hvoile	COMB	V _{Ed,For}	V _{Rd,Max-For}	(A _{sw} /S) _{For}	COMB	V _{Ed,Faible}	V _{Rd,Max-Faible}	(A _{sw} /S) _{Faible}	
		[m]	[m]		[kN]	[kN]	[cm ² /m]		[kN]	[kN]	[cm ² /m]	
1181	12824-1073	0.25	0.63	ELU_EXP3	88	575	2.2	ELU_EXP3	20	500	5.5	
1181	576-2015	0.25	0.63	ELU_1SisX1+	58	616	2.2	ELU_1SisX1+ Pous	39	536	5.5	
1182	576-2015	0.25	0.63	ELU_2SisX1-	32	616	2.2	ELU_1SisX1+	39	536	5.5	
1182	3581-3582	0.25	0.63	ELU_1SisX1- Pous	43	616	2.2	ELU_G Pous T-	29	500	5.5	
1183	3581-3582	0.25	0.63	ELU_1SisX1- Pous	51	616	2.2	ELU_G Pous T-	43	500	5.5	
1183	12872-470	0.25	0.63	ELU_1SisX1- Pous	42	616	2.2	ELU_1SisX1+ Pous	43	536	5.5	
1184	12872-470	0.25	0.63	ELU_1SisX1-	56	616	2.2	ELU_1SisX1+	41	536	5.5	
1184	154-155	0.25	0.63	ELU_1SisX1- Pous	52	616	2.2	ELU_1SisX1+ Pous	49	536	5.5	
1185	154-155	0.25	0.63	ELU_1SisX1-	54	616	2.2	ELU_1SisX1+ Pous	43	536	5.5	
1185	6171-6172	0.25	0.63	ELU_1SisX1- Pous	54	616	2.2	ELU_1SisX1+ Pous	53	536	5.5	
1186	6171-6172	0.25	0.63	ELU_1SisX1-	52	616	2.2	ELU_1SisX1+ Pous	45	536	5.5	
1186	429-449	0.25	0.63	ELU_1SisX1-	53	616	2.2	ELU_1SisX1+ Pous	54	536	5.5	
1187	429-449	0.25	0.63	ELU_1SisX1-	50	616	2.2	ELU_1SisX1+ Pous	45	536	5.5	
1187	308-462	0.25	0.63	ELU_1SisX1-	51	616	2.2	ELU_1SisX1+ Pous	54	536	5.5	
1188	308-462	0.25	0.63	ELU_1SisX1-	47	616	2.2	ELU_1SisX1+ Pous	44	536	5.5	
1188	2444-2505	0.25	0.63	ELU_1SisX1-	48	616	2.2	ELU_1SisX1+ Pous	52	536	5.5	
1189	2444-2505	0.25	0.63	ELU_1SisX1-	43	616	2.2	ELU_1SisX1+ Pous	42	536	5.5	
1189	7402-7465	0.25	0.63	ELU_1SisX1-	43	616	2.2	ELU_1SisX1+ Pous	50	536	5.5	
1190	7402-7465	0.25	0.63	ELU_1SisX1-	38	616	2.2	ELU_1SisX1+ Pous	40	536	5.5	
1190	9010-9073	0.25	0.63	ELU_1SisX1-	38	616	2.2	ELU_1SisX1+ Pous	47	536	5.5	
1191	9010-9073	0.25	0.63	ELU_1SisX1-	34	616	2.2	ELU_1SisX1+ Pous	36	536	5.5	
1191	10793-10876	0.25	0.63	ELU_G Pous T-	45	575	2.2	ELU_1SisX1+ Pous	44	536	5.5	
1192	10793-10876	0.25	0.63	ELU_G Pous T-	54	575	2.2	ELU_1SisX1+ Pous	32	536	5.5	
1192	33076-33086	0.25	0.63	ELU_G Pous T-	51	575	2.2	ELU_G Pous T-	67	500	5.5	
1193	33076-33086	0.25	0.63	ELU_G Pous T-	57	575	2.2	ELU_G Pous T-	55	500	5.5	
1193	33085-33090	0.25	0.63	ELU_G Pous T-	109	575	2.2	ELU_G Pous T-	48	500	5.5	
1201	11893-11935	0.25	4.28	ELU_1SisY1- Pous	886	4 527	2.2	ELU_1SisX1+ Pous	150	3 664	37.4	
1201	585-587	0.25	4.28	ELU_1SisY1- Pous	1 028	4 527	2.2	ELU_EXP3	111	3 420	37.4	
1202	585-587	0.25	4.28	ELU_EXP2 Pous	748	4 225	2.2	ELU_1SisX1- Pous	131	3 664	37.4	
1202	3580-0	0.25	4.28	ELU_EXP2 Pous	691	4 225	2.2	ELU_G Pous T-	187	3 420	37.4	
1203	3580-0	0.25	4.28	ELU_1SisY1-	806	4 527	2.2	ELU_G Pous T-	252	3 420	37.4	
1203	12556-0	0.25	4.28	ELU_1SisY1-	825	4 527	2.2	ELU_EXP3	116	3 420	37.4	
1204	12556-0	0.25	4.28	ELU_1SisY1-	842	4 527	2.2	ELU_1SisX1-	86	3 664	37.4	
1204	153-0	0.25	4.28	ELU_1SisY1-	825	4 527	2.2	ELU_1SisX1-	117	3 664	37.4	
1205	153-0	0.25	4.28	ELU_1SisY1-	768	4 527	2.2	ELU_1SisX1-	98	3 664	37.4	
1205	6170-0	0.25	4.28	ELU_1SisY1-	753	4 527	2.2	ELU_1SisX1-	127	3 664	37.4	
1206	6170-0	0.25	4.28	ELU_1SisY1-	679	4 527	2.2	ELU_1SisX1-	109	3 664	37.4	
1206	314-0	0.25	4.28	ELU_1SisY1-	665	4 527	2.2	ELU_1SisX1-	133	3 664	37.4	
1207	314-0	0.25	4.28	ELU_1SisY1-	583	4 527	2.2	ELU_1SisX1-	116	3 664	37.4	
1207	309-0	0.25	4.28	ELU_1SisY1-	571	4 527	2.2	ELU_1SisX1-	137	3 664	37.4	
1208	309-0	0.25	4.28	ELU_1SisY1-	493	4 527	2.2	ELU_1SisX1-	120	3 664	37.4	
1208	2445-0	0.25	4.28	ELU_1SisY1-	483	4 527	2.2	ELU_1SisX1-	139	3 664	37.4	
1209	2445-0	0.25	4.28	ELU_1SisY1-	407	4 527	2.2	ELU_1SisX1-	121	3 664	37.4	
1209	7403-0	0.25	4.28	ELU_1SisY1-	398	4 527	2.2	ELU_EXP3	142	3 420	37.4	
1210	7403-0	0.25	4.28	ELU_1SisY1-	325	4 527	2.2	ELU_1SisX1-	120	3 664	37.4	
1210	9011-0	0.25	4.28	ELU_1SisY1-	316	4 527	2.2	ELU_EXP3	143	3 420	37.4	
1211	9011-0	0.25	4.28	ELU_1SisY1-	257	4 527	2.2	ELU_1SisX1-	116	3 664	37.4	
1211	10794-0	0.25	4.28	ELU_1SisY1-	249	4 527	2.2	ELU_EXP3	158	3 420	37.4	
1212	10794-0	0.25	4.28	ELU_G Pous T+	445	4 225	2.2	ELU_1SisX1-	107	3 664	37.4	
1212	33027-0	0.25	4.28	ELU_G Pous T+	409	4 225	2.2	ELU_EXP3	181	3 420	37.4	
1213	33027-0	0.25	4.28	ELU_G Pous T-	264	4 225	2.2	ELU_G Pous T+	129	3 420	37.4	
1213	33036-33075	0.25	4.28	ELU_G Pous T+	233	4 225	2.2	ELU_G Pous T-	149	3 420	37.4	
1221	1073-12216	0.25	5.05	ELU_1SisX1+ Pous	1 459	5 357	2.3	ELU_2SisX1-	43	4 329	44.2	
1221	2015-580	0.25	5.05	ELU_1SisX1+ Pous	1 385	5 357	2.2	ELU_1SisX1-	18	4 329	44.2	
1222	2015-580	0.25	5.05	ELU_1SisX1+ Pous	608	5 357	2.2	ELU_1SisX1-	16	4 329	44.2	
1222	3582-132	0.25	5.05	ELU_1SisX1+ Pous	759	5 357	2.2	ELU_G Pous T+	12	4 040	44.2	
1223	3582-132	0.25	5.05	ELU_1SisX1+ Pous	980	5 357	2.2	ELU_G Pous T+	18	4 040	44.2	
1223	470-1182	0.25	5.05	ELU_1SisX1+ Pous	1 036	5 357	2.2	ELU_1SisY1- Pous	17	4 329	44.2	
1224	470-1182	0.25	5.05	ELU_1SisX1+	1 050	5 357	2.2	ELU_1SisX1-	21	4 329	44.2	
1224	155-1494	0.25	5.05	ELU_1SisX1+	1 022	5 357	2.2	ELU_1SisX1- Pous	18	4 329	44.2	
1225	155-1494	0.25	5.05	ELU_1SisX1+	972	5 357	2.2	ELU_1SisX1-	19	4 329	44.2	
1225	6172-1751	0.25	5.05	ELU_1SisX1+	929	5 357	2.2	ELU_1SisX1- Pous	20	4 329	44.2	
1226	6172-1751	0.25	5.05	ELU_1SisX1+	861	5 357	2.2	ELU_1SisX1-	19	4 329	44.2	
1226	449-2043	0.25	5.05	ELU_1SisX1+	824	5 357	2.2	ELU_1SisX1- Pous	21	4 329	44.2	
1227	449-2043	0.25	5.05	ELU_1SisX1+	752	5 357	2.2	ELU_1SisX1-	19	4 329	44.2	
1227	462-256	0.25	5.05	ELU_1SisX1+	722	5 357	2.2	ELU_1SisX1-	21	4 329	44.2	
1228	462-256	0.25	5.05	ELU_1SisX1+	646	5 357	2.2	ELU_1SisX1-	18	4 329	44.2	
1228	2505-2432	0.25	5.05	ELU_1SisX1+	621	5 357	2.2	ELU_1SisX1-	20	4 329	44.2	
1229	2505-2432	0.25	5.05	ELU_1SisX1+	546	5 357	2.2	ELU_1SisX1-	17	4 329	44.2	
1229	7465-7378	0.25	5.05	ELU_1SisX1+	523	5 357	2.2	ELU_1SisX1-	20	4 329	44.2	
1230	7465-7378	0.25	5.05	ELU_1SisX1+	451	5 357	2.2	ELU_1SisX1-	16	4 329	44.2	
1230	9073-8986	0.25	5.05	ELU_1SisX1+	427	5 357	2.2	ELU_1SisX1-	19	4 329	44.2	
1231	9073-8986	0.25	5.05	ELU_1SisX1+	355	5 357	2.2	ELU_1SisX1-	15	4 329	44.2	

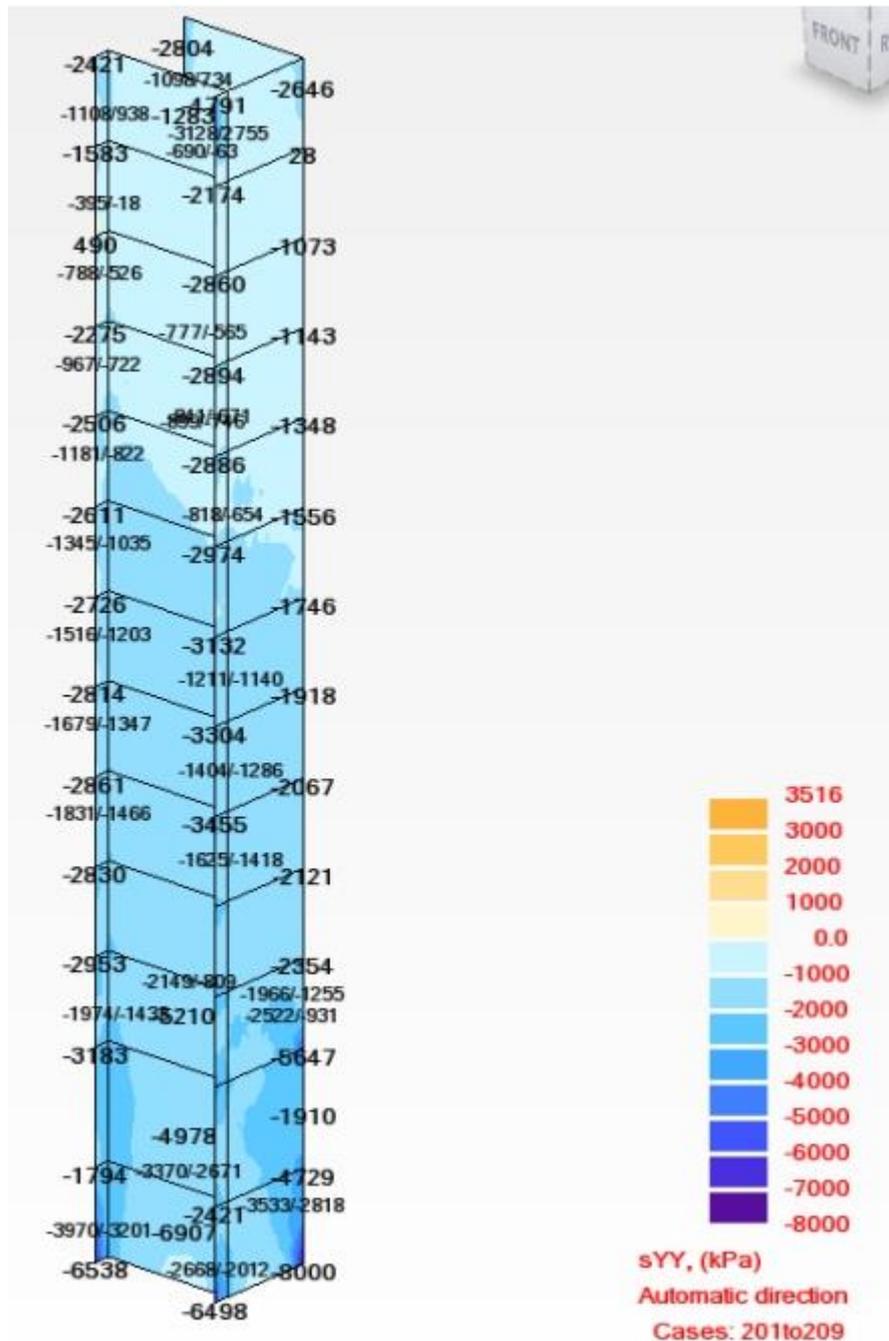
CHAPITRE VI : CALCUL DES ELEMENTS STRUCTUREAUX

EL MEDINA - BLOC 6											
EFFORT TRANCHANT CBA93 -VOILES : TABLEAU RESUME											
PANNEAU	NODES	Bvoile	Hvoile	COMB	V _{Ed, Fort}	V _{Rd, Max-Fort}	(A _{sw/s}) _{Fort}	COMB	V _{Ed, Faible}	V _{Rd, Max-Faible}	(A _{sw/s}) _{Faible}
		[m]	[m]		[kN]	[kN]	[cm ² /m]		[kN]	[kN]	[cm ² /m]
1231	10876-10769	0.25	5.05	ELU_1SisX1+	323	5 357	2.2	ELU_G_Pous_T-	19	4 040	44.2
1232	10876-10769	0.25	5.05	ELU_G_Pous_T+	308	5 000	2.2	ELU_1SisX1-	15	4 329	44.2
1232	33086-28757	0.25	5.05	ELU_G_Pous_T+	279	5 000	2.2	ELU_EXP3	20	4 040	44.2
1233	33086-28757	0.25	5.05	ELU_1SisX1+	441	5 357	2.2	ELU_G_Pous_T-	15	4 040	44.2
1233	33090-33040	0.25	5.05	ELU_1SisX1+	316	5 357	2.2	ELU_2SisX1+_Pous	27	4 329	44.2
1241	6158-11935	0.25	5.05	ELU_1SisX1-	1 066	5 357	2.2	ELU_1SisY1+_Pous	125	4 329	44.2
1241	8899-587	0.25	5.05	ELU_1SisX1-	962	5 357	2.2	ELU_EXP3	79	4 040	44.2
1242	8899-587	0.25	5.05	ELU_1SisX1-_Pous	510	5 357	2.2	ELU_1SisY1-_Pous	58	4 329	44.2
1242	2760-0	0.25	5.05	ELU_1SisY1-_Pous	440	5 357	2.2	ELU_EXP3	51	4 040	44.2
1243	2760-0	0.25	5.05	ELU_1SisX1-_Pous	565	5 357	2.2	ELU_G_Pous_T-	73	4 040	44.2
1243	13069-0	0.25	5.05	ELU_1SisX1+	651	5 357	2.2	ELU_EXP2_Pous	13	4 040	44.2
1244	13069-0	0.25	5.05	ELU_2SisX1-_Pous	585	5 357	2.2	ELU_EXP3_Pous	25	4 040	44.2
1244	6152-0	0.25	5.05	ELU_1SisX1+	553	5 357	2.2	ELU_G_Pous_T-	15	4 040	44.2
1245	6152-0	0.25	5.05	ELU_2SisX1-	484	5 357	2.2	ELU_EXP3_Pous	26	4 040	44.2
1245	478-0	0.25	5.05	ELU_1SisX1+_Pous	465	5 357	2.2	ELU_G_Pous_T-	15	4 040	44.2
1246	478-0	0.25	5.05	ELU_1SisX1+_Pous	395	5 357	2.2	ELU_EXP3_Pous	26	4 040	44.2
1246	477-0	0.25	5.05	ELU_1SisX1+_Pous	392	5 357	2.2	ELU_G_Pous_T-	17	4 040	44.2
1247	477-0	0.25	5.05	ELU_1SisX1+_Pous	333	5 357	2.2	ELU_EXP3_Pous	26	4 040	44.2
1247	493-0	0.25	5.05	ELU_1SisX1+_Pous	331	5 357	2.2	ELU_G_Pous_T-	17	4 040	44.2
1248	493-0	0.25	5.05	ELU_1SisX1+_Pous	279	5 357	2.2	ELU_EXP3_Pous	26	4 040	44.2
1248	2520-0	0.25	5.05	ELU_1SisX1+_Pous	276	5 357	2.2	ELU_G_Pous_T-	17	4 040	44.2
1249	2520-0	0.25	5.05	ELU_1SisX1+_Pous	233	5 357	2.2	ELU_EXP3_Pous	25	4 040	44.2
1249	7487-0	0.25	5.05	ELU_1SisX1+_Pous	228	5 357	2.2	ELU_G_Pous_T-	17	4 040	44.2
1250	7487-0	0.25	5.05	ELU_1SisX1+_Pous	199	5 357	2.2	ELU_EXP3_Pous	24	4 040	44.2
1250	9094-0	0.25	5.05	ELU_1SisX1+_Pous	193	5 357	2.2	ELU_G_Pous_T-	20	4 040	44.2
1251	9094-0	0.25	5.05	ELU_1SisX1+_Pous	194	5 357	2.2	ELU_G_Pous_T-	31	4 040	44.2
1251	10902-0	0.25	5.05	ELU_1SisX1+_Pous	185	5 357	2.2	ELU_EXP2	18	4 040	44.2
1252	10902-0	0.25	5.05	ELU_1SisX1+_Pous	256	5 357	2.2	ELU_EXP2_Pous	32	4 040	44.2
1252	33105-0	0.25	5.05	ELU_1SisX1+_Pous	206	5 357	2.2	ELU_G_Pous_T+	64	4 040	44.2
1253	33105-0	0.25	5.05	ELU_1SisX1+_Pous	316	5 357	2.2	ELU_G_Pous_T+	66	4 040	44.2
1253	33113-33075	0.25	5.05	ELU_2SisX1-	145	5 357	2.2	ELU_G_Pous_T-	45	4 040	44.2

VI.2.3. Vérification de l'état limite de compression du béton :

La contrainte de compression du béton est limitée à $0.6 f_{cj} = 21 \text{ MPa}$.

L'enveloppe des contraintes agissantes sur les voiles pour les combinaisons rares d'actions est :



$$\sigma_{\max} = 8,0 \text{ MPa} \leq 18 \text{ MPa}$$

Donc, la contrainte limite de compression du béton est vérifiée.

VI.3. CALCUL DES LINTEAUX :

VI.3.1. Introduction :

Les linteaux sont étudiés comme des poutres encastées à leurs extrémités.

Les linteaux doivent être conçus de façon à éviter leur rupture fragile et ils doivent être capables de reprendre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

VI.3.2. Contrainte limites de cisaillement dans les linteaux :

- **Selon le RPA :** (Art 7.7.2 du RPA99 V2003)

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme $\tau_b \leq \bar{\tau}_b$ suit :

Où :

$$\bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 \times 30 = 6 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d}$$

Avec : $\bar{V} = 1.4 \times V_{u_{calcul}}$

b_0 : Épaisseur du voile.

d : Hauteur utile = 0.9 × h

h : Hauteur totale de la section brute.

VI.3.3. Le ferrailage :

Exemple de calcul :

Linteau de (25x120) cm² axe D10 du plancher haut du 1° Etage.

$V_{u_{calcul}} = 260.70 \text{ Kn}$ (Sous la combinaison : ELU)

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d} = \frac{1,4 \times 260.7 \times 10^{-3}}{0,25 \times 0,9 \times 1,20} = 1.35 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 1.35 \text{ MPa} < 0.06 f_{c28} = 1.8 \text{ MPa}$ (1ere cas de l'article 7.7.3.1 du RPA99 v2003)

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M, V)

On devra disposer :

- des aciers longitudinaux de flexion (Al).
- des aciers transversaux (At).
- des aciers en partie courante (aciers de peau) (Ac)

Les aciers longitudinaux :

$$A_l \geq \frac{M}{Z \times f_e}$$

avec $Z = h - 2d'$ ou h est la hauteur total du linteau
 d' est la distance d'enrobage.

En Appui :

$$M = 264 \text{ Kn.m}$$

$$A_l \geq \frac{264 \times 10^{-3}}{1.15 \times 500} \times 10^4 \quad \longrightarrow \quad A_l \geq 4.60 \text{ cm}^2$$

D'autre part le **RPA 99/version 2003** prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

$$-A_{\min} \geq 0.0015 b x h$$

$$-A_{\min} \geq 0.0015 \times 25 \times 120 \quad \longrightarrow \quad A_{\min} \geq 4.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte donc un ferrailage de : **3HA14+2HA 12**

En Travée :

$$M = 300 \text{ Kn.m}$$

$$A_l \geq \frac{300 \times 10^{-3}}{1.15 \times 500} \times 10^4 \implies A_l \geq 5.22 \text{ cm}^2$$

D'autre part le RPA 99/version 2003 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

$$-A_{\min} \geq 0.0015 \times b \times h$$

$$-A_{\min} \geq 0.0015 \times 25 \times 120 \implies A_{\min} \geq 4.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte donc un ferrailage de : **3HA14+2HA 12**

Les armatures en section courant (armatures de peau) :

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau **Ac** (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à **0.20%** selon l'article 7.7.3.3.c du RPA 99 v2003.

VI.3.3. Tableaux du ferrailage des Linteaux :

NIVEAU	LINTEAUX	A min (cm ²)	Ferrillages longitudinales				Ac (armatures de peau) (cm ²)	Ferrillages transversales			
			Appui		travée			Ø (mm)	St (zone nodale) (cm)	St (zone courant) (cm)	
			Al (cm ²)	Choix	Al (cm ²)	Choix					0.2% (a x b)
RDC	20X85	2.55	0.25	2HA14	0.25	2HA14	3.4	8HA8	HA8	10	10
1° ETAGE	20X185	5.55	0.25	2HA16 +2HA14	0.25	2HA16 +2HA14	7.4	16HA8	HA8	10	10
	25X120	4.5	4.6	3HA14 +3HA12	5.22	3HA14 +3HA12	6	12HA8	HA8	10	10
DU 2° AU TOITURE	20X80	2.4	1.15	2HA14	1.15	2HA14	3.2	8HA8	HA8	10	10

Tableaux VI.5.Ferrillage longitudinales et transversales des linteaux

VII. ETUDE DES FONDATION :

VII.1. Introduction :

Les fondations sont des éléments qui sont directement en contact avec le sol, elles assurent ainsi la transmission et la répartition des charges de la superstructure vers le sol sur lequel elle repose. Elle sert à :

- Réaliser l'encastrement de la structure.
- La bonne répartition des charges.
- Limiter les tassements des sols.

VII.2. Choix du type de fondations :

Avec une capacité portante du terrain égale à 1,6 bars pour un ancrage de 4.35 m à partir du terrain naturel, la première approche de semelle filante et filante croisées nous conduit à des dimensions très importantes (largeur de semelle) favorisant ainsi le chevauchement des bulbes de pression sous semelles voisines engendrant inévitablement l'instabilité de l'ouvrage.

Notre choix portera sur un radier dalle, dans ce système de radier les poutres sont supprimées et les voiles sont directement fondés sur une dalle épaisse, occupant la totalité de la surface de l'emprise de la structure, il présente les avantages suivants :

- Une bonne répartition des charges.
- Évite les tassements différentiels importants.
- Facilité de coffrage et de mise en œuvre du béton.
- Rapidité d'exécution.

VII.3. Justification pour le choix des fondations :

Le choix de type de fondations est en fonction de plusieurs paramètres qui sont :

- Les caractéristiques du sol.
- Le type de la structure.
- Les charges transmises au sol.
- L'aspect économique.

➤ Confirmation du choix :

Si nous proposons en premier lieu des semelles filantes, la surface minimale nécessaire pour que celles-ci transmettent au sol une contrainte inférieure à la contrainte admissible :

$$S_s \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_s}$$

Avec :

S_s : est la surface des semelles.

σ_{sol} : contrainte admissible du sol.

➤ Calcul de la surface S_s :

La somme des efforts normaux apportés par voiles à la base à l'ELS « N_{ser} ».

$$N_{ser} = 112139,84 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 140 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad \Rightarrow \quad S_s = \frac{112139,84}{140} = 801 \text{ m}^2$$

Le rapport entre S_s et S_t (Surface total du bâtiment) est déterminant pour le choix du type de fondation :

$$\frac{S_s}{S_t} = \frac{801}{945} \times 100 = 84,76\% \rightarrow \text{Donc, il serait plus intéressant d'orienter notre choix sur un radier général.}$$

VII.4. Etude du radier général :

a) Combinaison d'actions :

Les combinaisons d'actions à prendre en compte lors du calcul des poteaux sont :

- $1.35 G + 1.5 Q$ *ELU*
- $G + Q$ *ELS*
- $G + Q + EX$
- $G + Q + EY$
- $0.8 G \pm EX$
- $0.8 G \pm EY$

b) Prédimensionnement de la dalle :

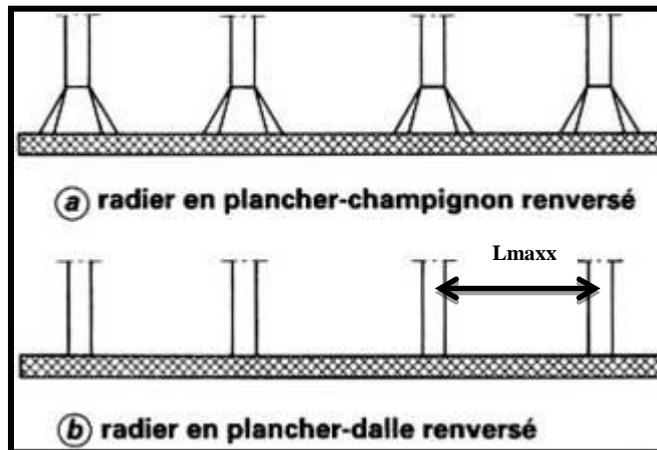


Figure VII.1 – Radiers en plancher-champignon ou plancher-dalle renversés

c) Condition forfaitaire :

Un radier peut être considéré comme rigide si en première approximation :

— pour la dalle, d'épaisseur h_0 et de portée L_{max} entre axes des voiles :

$$h_0 = \frac{L_{max}}{20} \quad \text{A6.4.1.2BAEL}$$

$$h_0 = \frac{L_{max}}{20} = \frac{7,2}{20} = 0,36m$$

On choisit : $h_r = 0.60$ m pour la partie en R+1+S/Sol.

$h_r = 1.00$ m pour la partie en R+11+S/Sol.

VII.4.1. Modélisation :

Le radier sera calculé donc comme un plancher dalle renversé appuyé sur les voiles, chargé par les réactions du sol prises égales aux efforts aux efforts transmis par la superstructure pour assurer l'équilibre de l'ensemble.

VII.4.2. Vérifications des contraintes transmises au sol :

➤ **Centre de masse de la structure :**

$$\begin{cases} X_{cm} = 20.30 \text{ m.} \\ Y_{cm} = 11.16 \text{ m.} \end{cases}$$

➤ **Centre d'application des forces :**

$$\sum M_{x/o} = 0$$

$$F_t Y_{cp} = \sum M_{xi} + \sum F_{zi} \cdot Y_i$$

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

$$F_t X_{cp} = \sum M_{yi} + \sum F_{zi} \cdot X_i$$

Avec :

F_t : la somme des forces verticales (F_z)

Y : Bras de levier entre le point d'application des forces et l'axe des ordonnées.

X : Bras de levier entre le point d'application des forces et l'axe des abscisses.

Y_{cp} : Ordonnée du centre de pression.

X_{cp} : L'abscisse du centre pression.

F_z : Force verticale.

$\sum M$: somme des moments selon les deux sens(x,y).

-Ces valeurs sont tirées du logiciel Etabs et seront regroupées dans le tableau ci-dessous :

F_t	$\sum M_{xi}$	$\sum M_{yi}$	$\sum F_{zi} \cdot y_i$	$\sum F_{zi} \cdot x_i$
112139.84	191.26	156.05	2286941	941189.35

Donc on a :

$$\begin{cases} X_{cp} = 20.40 \text{ m.} \\ Y_{cp} = 8.40 \text{ m.} \end{cases}$$

➤ **Calcul de l'excentricité :**

$$\begin{cases} e_x = X_{cm} - X_{CP} = 0.10m \\ e_y = Y_{cm} - Y_{CP} = 2.76m \end{cases}$$

➤ **Calculs des contraintes :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{Max}} = \frac{Ft}{Lx.Ly} \left(1 + 6 \frac{ex}{Lx}\right) \\ \sigma_{\text{Min}} = \frac{Ft}{Lx.Ly} \left(1 - 6 \frac{ex}{Lx}\right) \end{array} \right.$$

Avec :

Lx, Ly : sont respectivement la largeur et la longueur du radier.

Ft: La somme des forces verticales (f_z).

ex, ey : sont respectivement les excentricités entre le centre de pression et le centre de masse suivant les deux sens.

On a :

$$\text{Sens x : } \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{Max}} = \frac{112139.84}{42.91 \times 26.11} \left(1 + 6 \frac{0.10}{42.91}\right) = 101.50 \text{KN/m}^2 \\ \sigma_{\text{Min}} = \frac{112139.84}{1120.38} \left(1 - 6 \frac{0.10}{42.91}\right) = 98.70 \text{KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{Sens Y : } \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{Max}} = \frac{112139.84}{1120.38} \left(1 + 6 \frac{2.76}{26.11}\right) = 163.60 \text{KN/m}^2 \\ \sigma_{\text{Min}} = \frac{112139.84}{1120.38} \left(1 - 6 \frac{2.76}{26.11}\right) = 36.61 \text{KN/m}^2 \end{array} \right.$$

➤ **La contrainte moyenne est donnée par :**

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4}$$

On a :

Sens X :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = 100.80 \text{Kn/m}^2$$

Sens Y :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = 131.85 \text{Kn/m}^2$$

➤ **Calcul de la contrainte dû aux poids propre du radier :**

$$\sigma_{\text{radier}} = \frac{N}{S} = \frac{26889.12}{1120.38} = 24.00 \text{KN/m}^2$$

N : Effort normale engendré par le radier.

S : Surface du radier.

Cette contrainte sera additionnée à la valeur de la contrainte moyenne :

On donc :

Sens X :

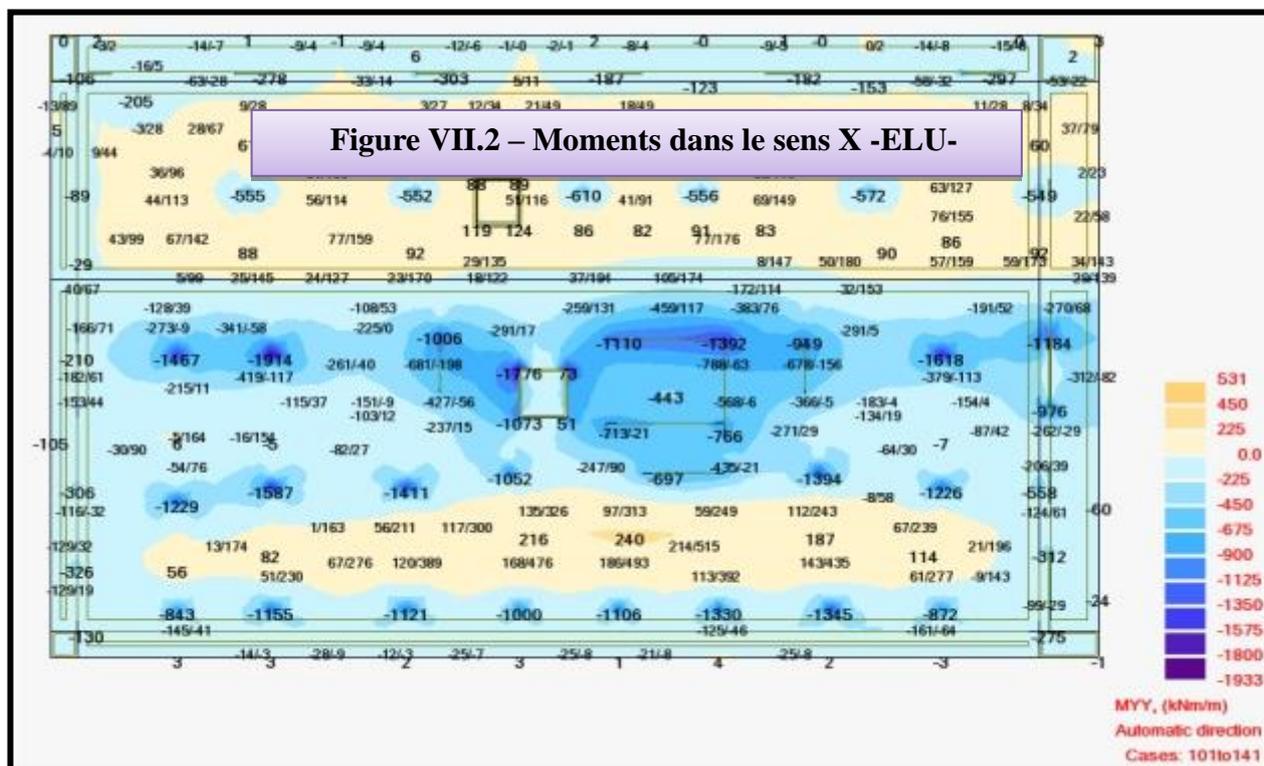
$$\sigma_{\text{moy.totale}}=100.80+24=124.8 \text{ KN/m}^2 \leq \sigma_{\text{adm.}}=160 \text{ KN/m}^2 \quad \text{CV}$$

Sens Y :

$$\sigma_{\text{moy.totale}}=131.85+24=155.85 \text{ KN/m}^2 \leq \sigma_{\text{adm.}}=160 \text{ KN/m}^2 \quad \text{CV}$$

VII.4.3. Sollicitations à l'ELU :

Moments de calcul – direction x (Enveloppe Comb. ELU)



Moments de calcul – direction y (Enveloppe Comb. ELU)

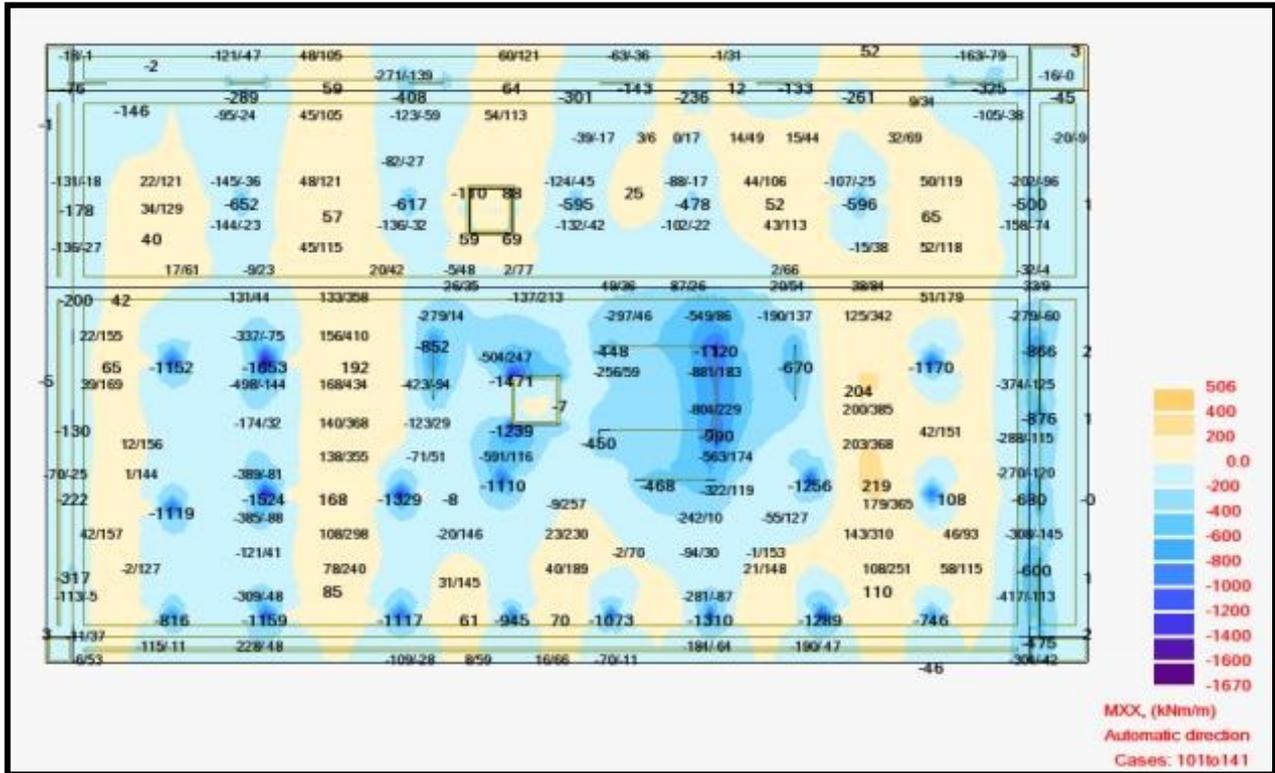


Figure VII.3 – Moments dans le sens Y -ELU-

VII.4.4. Ferrailage du radier :

➤ Direction x :

Exemple de calcul :

- **Axe D8 -Appui D8-A3 (Nappe Inferieure):** (Voir Plan N° STR008PE00A) :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur, section rectangulaire de 1.0m x 1.0m en fissuration peu nuisible.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uapp}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1914 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9)^2 \times 17} = 0,139 < 0,186$$

Méthode simplifiée

Avec $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$

$$Z_b = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,90 \times (1 - 0,4 \times 0,188) = 0,832m$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 MPa.$$

$$A_{ua} = \frac{M_{uapp}}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{1914 \times 10^{-3} \times 10^4}{0,832 \times 435} = 52,86 cm^2$$

Donc on adopte un ferrailage de **10 HA20 Filantes + 10 HA20 Chapeaux** = 62.83cm² > 52.86 cm² C.V.

- **Travée entre D1-D4 (Nappe Supérieure):**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur, section rectangulaire de 1.0m x 1.0m en fissuration peu nuisible.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uapp}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{493 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9)^2 \times 17} = 0,036$$

$$Z_b = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,90 \times (1 - 0,4 \times 0,036) = 0,887m$$

$$A_{ua} = \frac{M_{uapp}}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{493 \times 10^{-3} \times 10^4}{0,887 \times 435} = 12,80 cm^2$$

Donc on adopte un ferrailage de **5HA20** Filantes + **5HA12** Chapeaux = $21.36\text{cm}^2 > 12.80\text{cm}^2$ C.V.

➤ **Direction y :**

Exemple de calcul :

- **Axe A3 -Appui A3-D8 (Nappe Inférieure):** (Voir Plan N° STR008PE00A) :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur, section rectangulaire de 1.0m x 1.0m en fissuration peu nuisible.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uapp}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1653 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9)^2 \times 17} = 0,120 < 0,186$$

$$Z_b = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,9 \times (1 - 0,4 \times 0,160) = 0,842\text{m}$$

Méthode simplifiée

Avec $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$

$$A_{ua} = \frac{M_{uapp}}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{1653 \times 10^{-3} \times 10^4}{0,842 \times 435} = 45,12\text{cm}^2$$

Donc on adopte un ferrailage de 10 **HA20** Filantes + **5HA20** Chapeaux = $47.12\text{cm}^2 > 45.12\text{cm}^2$ C.V.

- **Travée entre A3-A4 (Nappe Supérieure):**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1.0 m de largeur, section rectangulaire de 1.0 m x 1.0m en fissuration peu nuisible.

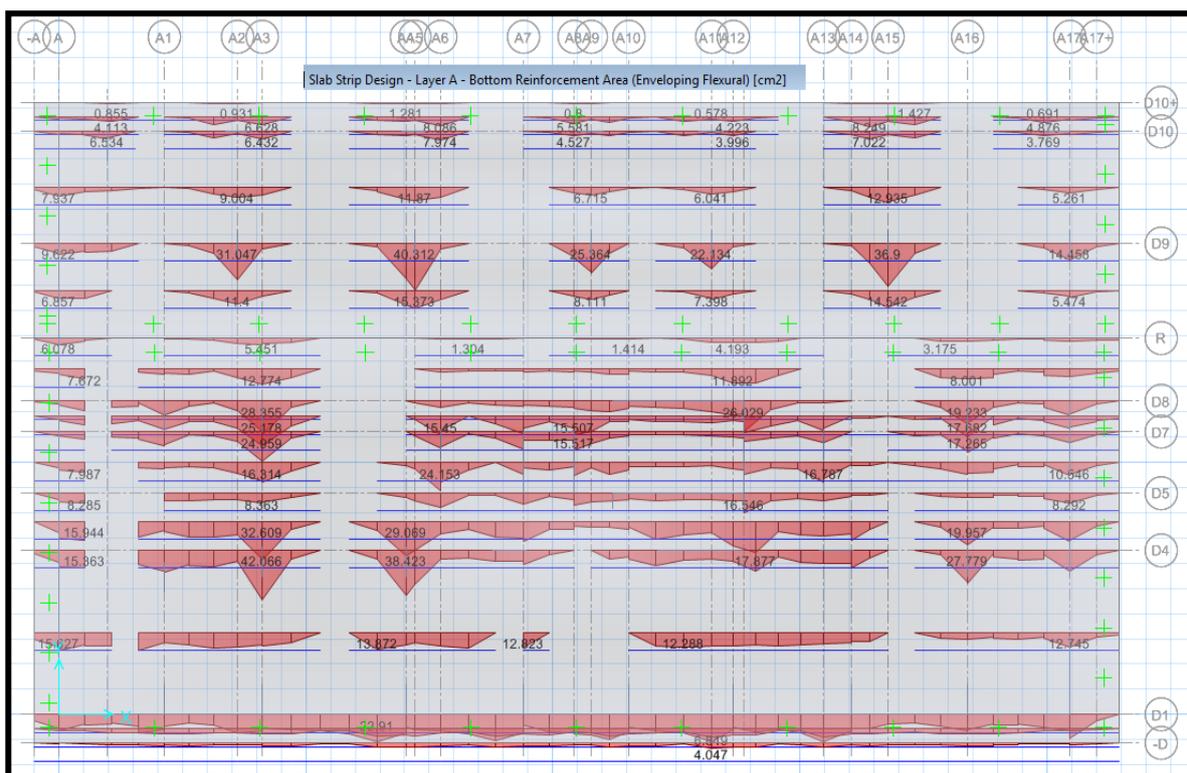
$$\mu_{bu} = \frac{M_{uapp}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{434 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9)^2 \times 17} = 0,0315$$

$$Z_b = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,90 \times (1 - 0,4 \times 0,04) = 0,886\text{m}$$

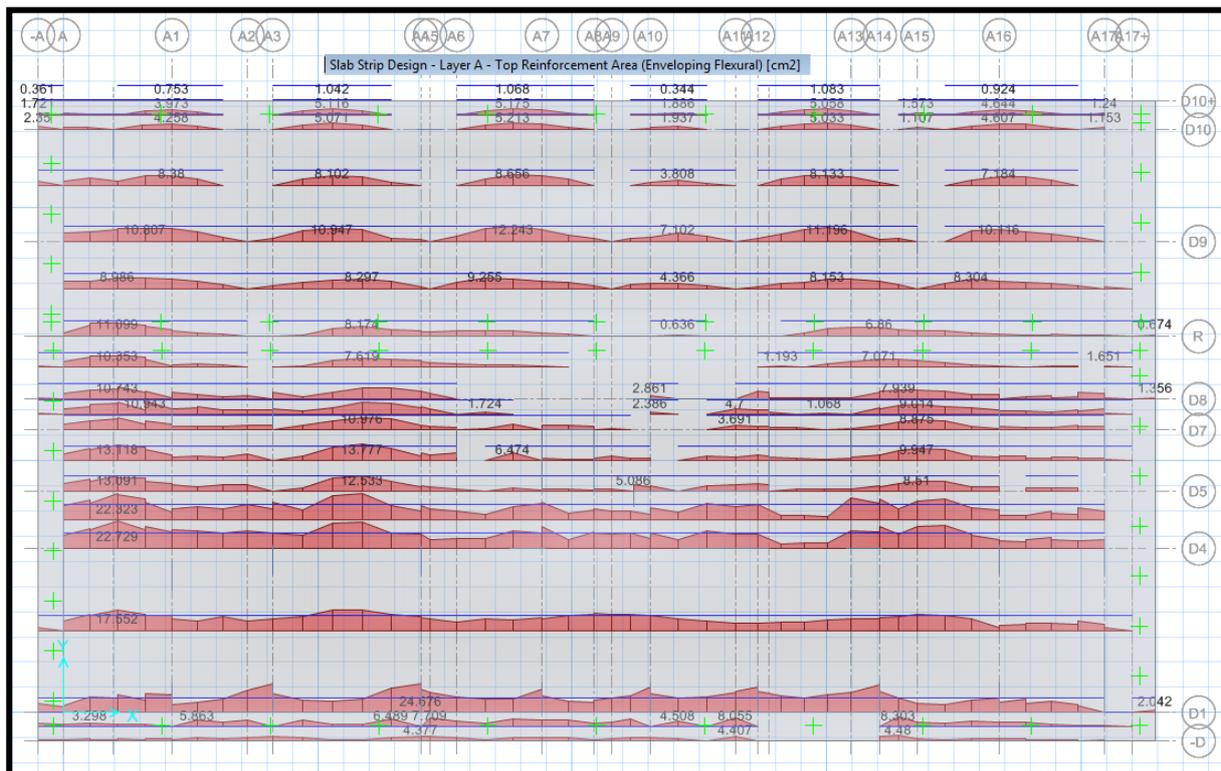
$$A_{ua} = \frac{M_{uapp}}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{434 \times 10^{-3} \times 10^4}{0,886 \times 435} = 11,27\text{cm}^2$$

Donc on adopte un ferrailage de **5HA20** Filantes = $15.71 \text{ cm}^2 > 11.27 \text{ cm}^2$ C.V.

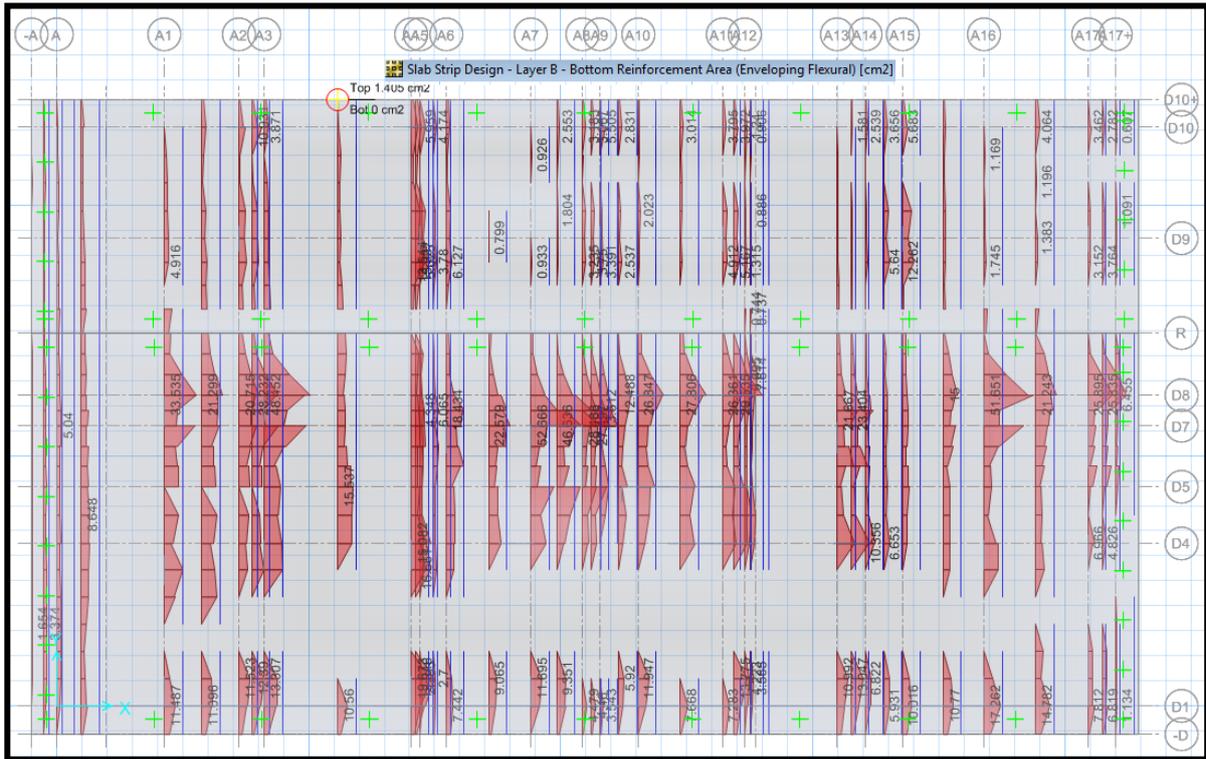
- **Ferraillage de la nappe Inférieure du radier - direction x :**



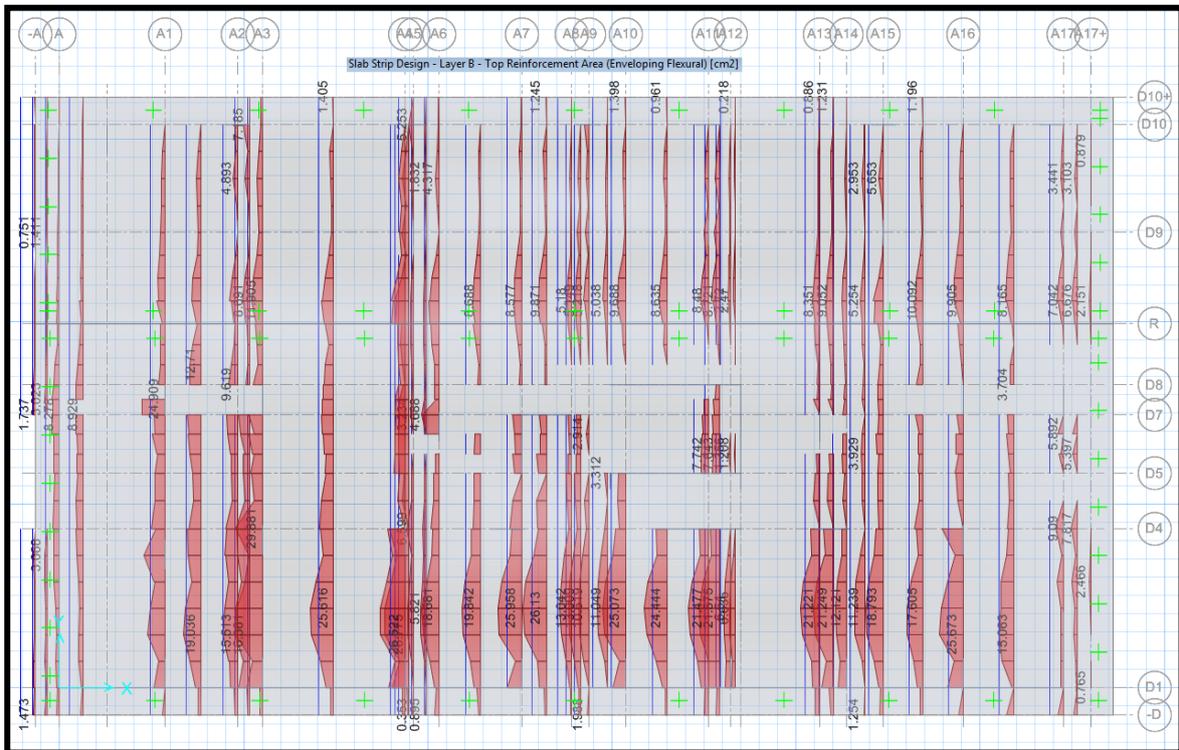
- Ferrailage de la nappe Supérieure du radier - direction x :



- Ferrailage de la nappe Inférieure du radier - direction y :



- Ferrailage de la nappe Supérieure du radier - direction y



VII
5. Etud e du voile périph hériq ue :
Y
II.5.1. Calcul l du voile périph hériq ue :

Afi

n de donner plus de rigidité à la partie entrée de la construction (sous-sol) et une capacité de reprendre les efforts de poussées des terres, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique en béton armé, il est armé d'un double quadrillage d'armature.

- Épaisseur $ep \geq 15 \text{ cm}$. Pour notre voile, On a Opté une épaisseur de 20cm.

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% dans les deux sens (horizontaux et verticaux).

VII.5.2. Détermination des sollicitations :

Le voile est calculé comme une console encastrée à sa base (dans le radier) et libre sur les autres côtés.

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

Q : Surcharge d'exploitation = 2,5 KN/m²

γ : Poids spécifique du sol = 20 KN/m³

φ : Angle de frottement interne du sol = 30°

K_a : Coefficient de poussée des terres $K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,33$

$$K_q = \frac{k_a}{\cos^2(\beta - \lambda)} = \frac{k_a}{\cos^2(0 - 0)} = k_a = 0,33$$

➤ Calcul des forces de poussée sur le mur :

- **Poussée due au poids propre du sol :**

$$P = \frac{1}{2} \gamma \times h^2 \times K_a$$

$$P = \frac{1}{2} 20 \times 3.35^2 \times 0,33 = 37$$

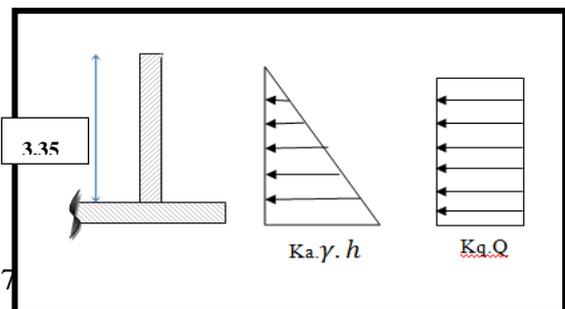


Figure VII.4. Schéma du voile périphérique

- **Poussée due à la surcharge :**

$$P_s = Q \cdot K_q \cdot h = 2.5 \times 0.33 \times 3.35 = 2.76 \text{ KN/ml}$$

➤ Charge à E.L.U :

$$M_{\max} = (1.35P \cdot h/3 + 1.5P_s \cdot h/2) = (50 \cdot 3.35/3) + (4.14 \cdot 3.35/2) = 62.80 \text{ KN.m}$$

VII.5.3. Calcul du ferrailage :

VII.5.3.1. Calcul du ferrailage vertical :

Le ferrailage se fera en flexion simple avec fissuration peut préjudiciable (Le calcul se fera à l'ELU)

Le ferrailage sera fait pour une bande de section (100 x 20) cm².

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{62.80 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18^2 \times 17} = 0,114$$

$$Z_b = d(1 - 0,6 \cdot \mu_{bu}) = 0,18 \times (1 - 0,6 \times 0,114) = 0,168m$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{62.80 \times 10}{0,168 \times 435} = 8.61cm^2$$

VII.5.3.2. Section minimale d'armature :

- **Condition exigée par le RPA99/version 2003.**

Le **RPA99/version 2003** préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et sera disposée en deux nappes.

$$A_{min} = 0.1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

- **Choix des barres :**

$A_{ut} = 8.61cm^2 > A_{min}$ donc : on adopte un ferrailage de **6T14=9.24cm²** avec un *espacement 15cm*

VII.5.3.3. Calcul du ferrailage horizontale (armatures de repartions) :

$$A_r = \frac{A_p}{4} = \frac{9.24}{4} = 2.31 \text{ cm}^2$$

$A_s = 2.31 \text{ cm}^2 > A_{min}$ donc : on adopte un ferrailage de **6T12= 6.79 cm²** avec un *espacement 15cm*

VII.5.3.4. Vérification des contraintes :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{Ser}} = 1,36$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,151$$

$$\alpha = 0,151 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,485$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \Rightarrow CV$$

Conclusion

Le domaine de la construction civile et industrielle a connu un développement considérable.

Les problèmes relatifs à ce domaine sont très complexes ; l'étude nécessite de nombreuses consultations et une vaste recherche bibliographique.

D'une part, l'élaboration d'un projet nécessite la réflexion et le bon sens, d'autre part des connaissances étendues dans le domaine de conception, de modélisation, d'exécution et de suivi afin d'acquérir une bonne durabilité, résistance et fonctionnement à court, moyen et long terme.

L'étude de ce projet nous a permis d'approfondir et de compléter nos connaissances acquises au cours de notre cursus universitaire.

Le présent travail nous a immergés dans le milieu professionnel dans lequel nous serons appelés à contribuer à l'édification de notre pays et l'épanouissement à son développement.

Référence:

L'étude du projet a été faite en se basant sur les documents suivants :

- [1] Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé
CBA 93-(DTR-BC.2-41) ;
- [2] Charges Permanentes et Charges d'Exploitation (D.T.R. B.C.2.2) ;
- [3] Règlement Parasismiques Algérien RPA 99 Version 2003 (DTR BC 2.48);
- [4] Règles de Calcul de Béton Aux Etats Limites B.A.E.L par
Jean PERCHAT ;
- [5] Conception et Calcul des STRUCTURES de Bâtiment par Henry THONIER Tome 2 ;
- [6] Eurocode 2 : Calcul des structures en béton ;
- [7] Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes ;
- [8] American Concrete Institute Code (ACI-318).

Logiciels Techniques :

- [9] ETABS V.2013;
- [10] SAFE V12;
- [11] Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016.
- [12] SOCOTEC V2004