

UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

MÉMOIRE DE MASTER EN GÉNIE CIVIL
Spécialité : Construction mixte et métallique

ETUDE D'UN BATIMENT R+15 avec 3 soul sol

Soutenu par

Bacha chaima

Kennai yasmine

Devant le jury composé de :

A.ZAHAF

Professeur

USDB de Blida

Promoteur

Blida 2019/2020



ملخص

الهيكل الذي هو موضوع دراستنا هو مبنى متعدد الوظائف بإطار معدني يقع في ولاية بومرداس والتي تم تصنيفها على أنها منطقة زلزالية (المنطقة الثالثة) وفقا (RPA 99 version 2003).

يعتبر شكل المبنى غير منتظم حيث يتكون من طابق ارضي + 15 طابق + 3 سراديب بارتفاع 51.10 متر وعرض 31.86 متر و طول 78.25 متر و يتم ضمان قوة المبنى من خلال محامل دعامة على شكل حرف V ونواة مركزية من الخرسانة المسلحة.

تم إجراء الدراسة الديناميكية بواسطة برنامج Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Résumé

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est un bâtiment multifonctionnel en charpente métallique implanté à la wilaya de BOUMERDES qui est classée comme zone de forte sismicité (zone III) selon les (RPA 99 version 2003), L'ouvrage en question a une forme irrégulière, il se compose de RDC+15 étages avec 3 sous-sols en ayant une hauteur totale de 51.10 m et une largeur transversale de 31.86m et longitudinale de 78.13 m.

La résistance du bâtiment est assurée par des paliers de contreventement en V et un noyau central en béton armé. La conception a été faite selon les règlements de construction en vigueur (RPA99version 2003, CCM97), L'étude dynamique a été faite par le logiciel **Autodesk Robot Structural Analyse Professional 2019** ROBOT.

Abstract

The structure that is the subject of our study is a multifunctional building with a metal frame located in BOUMERDES which is classified as a zone of strong seismicity (zone III) according to (RPA 99 version 2003), The structure in question has an irregular shape, it consists of ground floor + 15 floors with 3 basements having a total height of 51.10 m and a transverse width of 31.86m and longitudinal of 78.13 m.

The strength of the building is ensured by V-bracing bearings and a reinforced concrete central core. The design was made according to the current building regulations (RPA99version 2003, CCM97), The dynamic study was done by the software **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019** ROBOT.

Didécace

À l'aide de Dieu tout-puissant, qui m'a tracé le chemin de ma vie, J'ai pu réaliser ce travail,
que je dédie :

À ma chère mère "Faiza"

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon. Amour éternel et ma considération
pour les sacrifices que vous avez consenti pour mon instruction et mon bien être.

Je veux remercier pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et
j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours

À mon cher père "Belkacem"

L'homme de ma vie pour ses patiences, ses conseils et ses encouragements , tu as été un papa
extraordinaire rein ne pourra remplace mon père

A mes chers frères et sœur

Mohamed, Alaa , Meriem

A mes nièces

Nour-EL-Amel, Alae

A mes chères cousines

Zineb, Khadidja, Sara

A mes chères amies

Lynda, Djihane, Icharak ,Khadidja, Ahlem, Asma, Nafissa, Fatma, Hanaa, Hadjer , Sara

A ma binôme « Yasmine »

A tous la promotion CMM 2020

A la famille Bacha et Amar

CHAIMA

Dédicace

A mon cher Père

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour mon instruction et mon bien-être. Que dieu lui procure bonne santé et longue vie.

A ma chère Maman

La lumière de mes jours, la source de mes efforts, la flamme de mon cœur celle qui s'est toujours sacrifié pour me voir réussir.

Aucun hommage ne pourrait être à la hauteur de L'amour dont elle ne cesse de me combler. Que dieu lui procure bonne santé et longue vie.

A mes chères sœurs Louisa et Rosa

mon soutient à qui je souhaite la réussite dans leur vies .

A mon frère Oussama

Le bijou de la famille, je te souhaite un avenir plein de joie, de bonheur , de réussite et de sérénité

A tous les membres de ma famille

A ma chère binôme et sœur Chaima

Celle avec qui j'ai partagé les bons comme les mauvais souvenirs durant ces trois dernières années.

A mes sœurs de cœur

Nada , Maya, Mimi ,Imanos , Gyzlaine , Hiba , Romaissa , Nihad , Manel K ,
Manel O ,Amira ,Lydia ,Sarah , Sonia , Imène, Zahra

Yasmine

Remerciement

Tout d'abord, nous tenons à remercier Dieu, De nous avoir donné la santé, la volonté et la patience pour mener à terme notre formation de Master et pouvoir réalisée ce travail de recherche. Nous tenons à exprimer nos profonds remerciements à notre encadreur , Mr. ZAHAF qui nous a fourni le sujet de ce mémoire et nous a guidés de ses précieux conseils et suggestions, et la confiance qu'il nous a témoignés tout au long de ce travail.

Nous tenons à gratifier aussi les membres de jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre recherche en acceptant d'examiner notre travail.

Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidés à élaborer cet ouvrage et on particulier Mr AMRAR Abdelaziz pour sa disponibilité permanente, pour son aide et ces orientations précieuses, tout le long de ce projet

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribués à notre formation master en Génie Civil.

Enfin, on adresse nos sincères sentiments de gratitude et de reconnaissances à toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail

Liste des tableaux

Chapitre I

Tableau I.1	valeurs nominales de f_y et f_u pour les profilés	10
Tableau I.2	Caractéristiques mécaniques de l'acier	10

Chapitre II

Tableau II-I	estimation des charges de plancher terrasse accessible	14
Tableau II.2	estimation des charges de plancher courant	14
Tableau II.3	Solives des planchers	21
Tableau II.4	Caractéristiques du profilés IPE450 (poutre principal)	21
Tableau II.5	poutre principal plancher terrasse	27
Tableau II.6	La descente des charges (les poteaux centraux)	29
Tableau II.7	Les sections et les profilés des poteaux centraux.	29
Tableau II.8	Les efforts normaux, les sections et les profilés des poteaux centraux	31

Chapitre III

Tableau III1	caractéristique des zones (<i>directionV1</i>)	38
Tableau III.2	le coefficient de pression intérieur $C_{pi}(\textit{directionV1})$	39
Tableau III.3	la pression aérodynamique pour $C_{pi1} = +0.80(\textit{directionV1})$	40
Tableau III.4	la pression aérodynamique pour $C_{pi1} = -0.5(\textit{directionV1})$	40
Tableau III.5	caractéristique des zones (<i>LA TERASSE V1</i>)	41
Tableau III.6	le coefficient de pression intérieur $C_{pi}(\textit{LA TERASSE V1})$	42
Tableau III.7	la pression aérodynamique pour $C_{pi1} = +0.80(\textit{LA TERASSE V1})$	42
Tableau III.8	la pression aérodynamique pour $C_{pi1} = -0.5(\textit{LA TERASSE V1})$	42
Tableau III.9	caractéristique des zones (<i>direction V2</i>)	44
Tableau III.10	le coefficient de pression intérieur $C_{pi}(\textit{direction V2})$	44
Tableau III.11	la pression aérodynamique pour $C_{pi1} = +0.80 (\textit{direction V2})$	44
Tableau III.12	la pression aérodynamique pour $C_{pi1} = -0.5(\textit{direction V2})$	45
Tableau III.13	la pression aérodynamique pour $C_{pi1} = +0.80(\textit{direction V2})$	45
Tableau III.14	la pression aérodynamique pour $C_{pi1} = +0.80(\textit{direction V2})$	45
Tableau III.15	caractéristique des zones (<i>LA TERASSE V2</i>)	46
Tableau III.16	le coefficient de pression intérieur $C_{pi}(\textit{LA TERASSE V2})$	46
Tableau III.17	la pression aérodynamique pour $C_{pi1} = +0.80(\textit{LA TERASSE V2})$	46
Tableau III.18	la pression aérodynamique pour $C_{pi1} = -0.5 (\textit{LA TERASSE V2})$	47

Tableau III.19	la pression aérodynamique pour $C_{pi1} = +0.80$ (LA TERASSE V2)	47
Tableau III.20	la pression aérodynamique pour $C_{pi1} = -0.5$ (LA TERASSE V2)	47

Chapitre IV

Tableau IV.1	Facteur de qualité	57
Tableau IV.2	Participation massique du modèle initial	58
Tableau IV.3	Participation massique du modèle initial	60
Tableau IV.4	déplacements inter étage	62
Tableau IV.5	Vérification de l'effet P-delta	63

Chapitre V

Tableau V.1	Caractéristique géométrique et mécanique du Croix	67
Tableau V.2	Caractéristique géométrique et mécanique de HEB900	69
Tableau V.3	Caractéristique géométrique et mécanique de IPE500	71
Tableau V.4	Caractéristique géométrique et mécanique de IPE330	72
Tableau V.5	Caractéristique géométrique et mécanique de RECx300x200x12	74
Tableau V.6	ferraillage vertical dans pier 1 et 2	77
Tableau V.7	ferraillage vertical dans pier 3	78
Tableau V.8	ferraillage vertical dans pier 4	79
Tableau V.9	ferraillage pour chaque étage des trumeaux 1 et	80
Tableau V.10	ferraillage pour chaque étage des trumeaux 3	80
Tableau V.11	ferraillage pour chaque étage des trumeaux 4	80

Chapitre VI

Tableau VI.1	caractéristique de platine	84
Tableau VI.2	caractéristique des boulons	84
Tableau VI.3	Caractéristique des boulons	88
Tableau VI.4	Caractéristique de platine	88
Tableau VI.5	Caractéristique de jarret inférieur	88
Tableau VI.6	Caractéristique de raidisseur supérieur de poteau	88
Tableau VI.7	Caractéristique de raidisseur inférieur de poteau	88
Tableau VI.8	Caractéristique de soudure d'angle	88
Tableau VI.9	récapitulatif des efforts	89
Tableau VI.10	Caractéristique des boulons(PRS)	93

Tableau VI.11	Caractéristique de la platine (PRS)	94
Tableau VI.12	résultats de l'assemblage des boulons(PRS)	95
Tableau VI.13	Caractéristique des boulons(CONTREVENTEMENT)	100
Tableau VI.14	Caractéristique de la Platinas	101
Tableau VI.15	Redistribution plastique de la soudure	102
Tableau VI.16	Résultat final de la soudure	103

Chapitre VII

TableauVII.1	Ferraillage du voile périphérique	106
TableauVII.2	Vérification des contraintes à l'ELS	108
Tableau VII.3	Contraintes sous le radier à l'ELU	117
Tableau VII.4	Contraintes sous le radier à l'ELS	117
Tableau VII.5	Ferraillage des panneaux du radier	118
Tableau VII.6	Vérification des contraintes	119
Tableau VII.7	Vérifications des contraintes du nouveau choix	119
Tableau VII.8	Ferraillage des nervures sens x-x	120
Tableau VII.9	Ferraillage des nervures sens dans le sens non porteur	120
Tableau VII.10	Vérification des contraintes à l'ELS sens x-x	121
Tableau VII.11	Vérification des contraintes à l'ELS sens y-y	121

Liste des figures

Chapitre I

Figure I.1	Vue 3D de bâtiments	4
Figure I.2	Conception d'un plancher collaborant	5
Figure I.3	Dimensions transversales des dalles	6
Figure I.4	Bac d'acier type Hi Bond 55	6
Figure I.5	Goujon soudée	7
Figure I.6	escalier en charpente métallique	7
Figure I.7	garde-corps métallique	8
Figure I.8	cage d'ascenseur	8

Chapitre II

FigureII.1	Schéma des solives	15
Figure II.2	poteau central	27
Figure II.3	coupe de voile en élévation	31

Chapitre III

FigureIII.1	direction principale de vent	34
Figure III.2	hauteur de référence z_e et profil correspondant de la pression dynamique	36
Figure III.3	Légende relative aux murs verticaux	38
Figure III.4	zone de pression pour les parois verticales	38
Figure III.5	coefficient de pression intérieur C_{pi} des bâtiments sans face dominants	39
Figure III.6	légende pour les toitures plates	41
Figure III.7	distribution de la pression aérodynamique sur les parois	42
Figure III.8	hauteur de référence z_e et profil correspondant de la pression dynamique	43
Figure III.9	Légende relative aux murs verticaux	43
Figure III.10	zone de pression pour les parois verticales	44
Figure III.11	distribution de la pression aérodynamique sur les parois	48
Figure III.12	Les surfaces principales	49

Chapitre IV

Figure IV.1	Spectre de réponse	54
-------------	--------------------	----

Figure. IV.2	Vue 3D du 1 ^{er} modèle	58
Figure IV.3	1 ^{er} mode Torsion	58
Figure IV.4	2 ^{ème} mode Torsion	58
Figure IV.5	3 ^{ème} mode Torsion autour de Z	59
Figure. IV.6	Vue 3D de modèle final	59
Figure IV.7	1 ^{er} mode Translation sens à x-x	60
Figure IV.8	2 ^{ème} mode Translation sens Y-Y	60
Figure IV.9	3 ^{ème} mode Torsion autour de Z	61

Chapitre V

Figure V.1	Phénomène du flambement	65
Figure V.2	Phénomène du déversement	65
Figure V.3	schémas de la poutre principale	71
Figure V.4	schémas de la poutre secondaire	72
Figure V.5	Contreventements en V	74
Figure V.6	schéma de ferrailage pour chaque étage des trumeaux 1 et 2	80
Figure V.7	schéma de ferrailage pour chaque étage des trumeaux 3	81
Figure V.8	schéma de ferrailage pour chaque étage des trumeaux 4	81

Chapitre VI

FigureVI.1	Exemples des assemblages boulonnés	83
Figure VI.2	Assemblage poutre- solive	84
Figure VI.3	Schéma d'assemblage poutre- solive	84
Figure VI.4	Assemblage poteau – poutre	87
Figure VI.5	Schéma d'assemblage poteau – poutre	87
Figure VI.6	Assemblage soudé poutres –platine	87
Figure VI.7	Schéma de l'assemblage poteau-poteau	92
Figure VI.8	Assemblage poteau-poteau (PRS)	93
Figure VI.9	Contrainte dans les composants à la base	95
Figure VI.10	assemblage contreventement RECC300.200.12	100
Figure VI.11	Contrainte équivalent LE1	102
Figure VI.12	dessin de SP1	103

Chapitre VII

Figure VII.1	Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité	106
Figure VII.2	Ferraillage du voile périphérique	109
Figure VII.3	Sections transversale de poteau entièrement enrobé	109
Figure VII.4	poteau de rive entièrement enrobé	112
Figure VII.5	Surface nécessaire de radie	113
Figure VII.6	Contraintes sous le radier	116
Figure VII.7	Schéma de ferraillage de la Dalle du radier	119
Figure.VII.8	Schème de ferraillage de la nervure	119

Liste des symboles

La signification des principaux symboles est la suivante :

En majuscules :

A	Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
A _s	Aire d'une section d'acier
A _t	Section d'armatures transversales
B	Aire D'une section de béton
D	Diamètre
E	Module d'élasticité longitudinale
E _b	Module de déformation longitudinale du béton
E _i	Module d'élasticité de l'acier
E _s	Module de déformation instantanée (E _{ij} à l'âge de j jours)
E _v	Module de déformation différé (E _{vj} à l'âge de j jours)
F	Force ou action en général
G	Action permanente, module d'élasticité transversale
Q	Charges d'exploitations
I	Moment d'inertie
K	Coefficient
L	Longueur ou portée
L _f	Longueur de flambement
M	Moment fléchissant développé par les charges permanentes
M _G	Moment en général, moment de flexion le plus souvent
M _Q	Moment fléchissant développé par les charges d'exploitations
M _u	Moment de calcul ultime
M _{ser}	Moment de calcul de service
M _t	Moment en travée
M _a	Moment sur appuis
N	Effort normal
S _t	Espacement des armatures transversales
T	Effort Tranchant, période
V ₀	Effort tranchant a la base
K _t	Facteur de terrain
Z ₀	Paramètre de rugosité
Z _{min}	Hauteur Minimale
C _r	Coefficient de rugosité
C _t	Cohésion
C _d	Coefficient dynamique
C _e	Coefficient d'exposition
C _{pe}	Coefficient de pression extérieure
C _{pi}	Coefficient de pression intérieure
C _p	Coefficient de pression nette

En minuscules :

a	une dimension
b	une dimension transversale (largeur ou épaisseur d'une section)
d	distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée
d'	distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée
e	épaisseur, Indice des vides
cg	grosseur des granulats
f	résistance d'un matériau (avec indice), flèche
f_e	limite d'élasticité de l'acier
f_{cj}	résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours
f_{tj}	résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours
f_{c28}, f_{t28}	grandeurs précédentes avec j = 28 jours
h	hauteur totale d'une section de béton armé
i	rayon de giration d'une section
j	nombre de jours
k	coefficient en général
l	longueur ou portée (on utilise aussi L)
n	coefficient d'équivalence acier-béton
s	espacement des armatures en générales
s_t	espacement des armatures transversales
x	coordonnée en général, abscisse en particulier
y	coordonnée, parallèlement au plan moyen, à partir de l'axe central d'inertie Profondeur de l'axe neutre
z	coordonnée d'altitude
q_{dyn}	pression dynamique
$q_{réf}$	pression dynamique de référence
q_j	pression dû au vent

En minuscules :

\emptyset	diamètre des armatures, mode propre
γ_s	coefficient de sécurité dans l'acier
γ_b	coefficient de sécurité dans le béton
ε	déformation relative
ε_{bc}	raccourcissement relatif du béton comprimé
ε_s	allongement relatif de l'acier tendu
ε'_s	raccourcissement relatif de l'acier comprimé
η	coefficient de fissuration relatif à une armature
ν	coefficient de poisson, coefficient sans dimension
ρ	rapport de deux dimensions en particulière l'aire d'acier à l'aire de béton
σ	contrainte normale en général
λ	Élancement
τ	contrainte tangente (de cisaillement)
σ_{bc}	contrainte de compression,
σ_{ts} et σ_{sc}	contrainte de traction, de compression dans l'acier, également notées σ_s, σ'_s
φ	Angle de frottement
σ_c	Contrainte de consolidation
$\bar{\sigma}_s$	Contrainte de traction admissible de l'acier
$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte de compression admissible du béton
β	Coefficient de pondération
σ_{sol}	Contrainte du sol
σ_m	Contrainte moyenne

Sommaire

Résumé	
Dédicace	
Remerciements	
Liste des tableaux	
Liste des figures	
Liste des symboles	
Les plans d'architecture	
Introduction général	2
Chapitre I : Généralités	
I. Introduction	4
I.1. Présentation de l'ouvrage	4
I.1.1. Caractéristique de l'ouvrage	4
I.1.2. Caractéristiques géométriques	5
I.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux	9
Chapitre II : pré-dimensionnement	
II.1. Introduction	13
II.2. Les planchers	13
II.3. Estimation des charges des planchers	14
II.3.1. Plancher terrasse accessible	14
II.3.2. Plancher courant	14
II.4. Pré dimensionnement des Solives	15
II.5. Pré dimensionnement des poutres principales	21
II.6. Calcul des poteaux	27
II.7. Prédimensionnement des voiles	31
Chapitre III : étude climatique	
III.1. Effet de vent	34
III.1.1. Introduction	34
III.1.2. Action du vent	34
III.1.3. Calcul de la pression	37
III.1.4. Détermination de la pression aérodynamique	40
III.1.5. La force de frottement	48

III.2.Effet de neige	49
III.2.1. Introduction	49
III.2.2.Calcul des charges de neige	49
Chapitre IV : études dynamique en zone sismique	
IV.1.Introduction	52
IV.2.Objectif de l'étude dynamique	52
IV.3 Choix de la méthode de calcul	52
IV.4 vérification de la structure selon RPA 99 version2003	57
Chapitre V : Vérification des éléments de l'ossature	
V.1 Introduction	65
V.2 Vérification de la stabilité	66
V.2.1Vérification des poteaux	66
V.2.2.Vérification des poutres	71
V.2.3.Vérification des paliers de stabilité	73
V.2.4.Ferraillage de noyau central	75
Chapitre VI : études des assemblages	
VI.1.Introduction	83
VI.2.Assemblage poutre solive	83
VI.3.Assemblage Poteau - Poutre (HEB 900- IPE 500) de rive	87
VI.4.Assemblage poteau-poteau (HEB900 ; HEB900)	90
VI.5.Assemblage de continuité (PRS)	92
VI.6.Assemblage de contreventement	100
Chapitre VII : Etude d'infrastructure	
VII.1.etudes des voiles périphérique	105
VII.1.1.Introduction	105
VII.2.Ferraillage des poteaux mixte	109
VII.3.Etudes de fondation	112
VII.4.Détermination des sollicitations les plus défavorables	117
Conclusion général	124

INTRODUCTION

Introduction général

Il existe divers procédés de conception et de réalisation selon le besoin et la capacité : construction en charpente métallique , en béton armé

A travers le temps et suit aux besoins de l'homme , ce dernier a trouvé un nouveau aspect de construction qui consiste à combiner les deux matériaux qui ont prouvé leur importance vis-à-vis leur caractéristique qui ont une résistance élevée contre les phénomènes destructifs , l'acier et le béton cette combinaison dénommée construction mixte

La charpente métallique est un domaine très large et vaste dans le milieu de la construction métallique car elle permet de réaliser des ouvrages dans des temps records avec une meilleure sécurité

Dans le cadre de présenter projet fin d'étude nous proposons de faire une étude complète pour un bâtiment R+15 Avec 3 sols qui sera menée selon les étapes suivantes :

- La première étape portera sur la présentation de l'ouvrage étudié et le choix des matériaux
- La deuxième étape sera le pré-dimensionnement des éléments principaux de la structure tels que les solives , poutres , poteaux et les voiles
- La troisième étape sera l'étude de neige et vent sur les parois verticales de la structure
- La quatrième étape portera sur l'étude dynamique , l'étude sera réalisée par logiciel AUTODEK ROBOT STRUCTURAL 2019
- Après on a la vérification des éléments de la structure
- en suite on passe l'étude des différents assemblages de notre bâtiment par logiciel IDEA STATICA
- en dernier on arrivera portera sur l'étude d'infrastructures

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (Eurocode3.1., RPA99 version 2003 et les différents DTR).

Chapitre I :

Présentation de l'ouvrage

I.1.Introduction

L'étude architecturale d'un projet de bâtiment se base sur les aspects fonctionnels, structuraux et formels de ce dernier, l'ingénieur en génie civil doit élaborer ses études en tenant compte des paramètres suivants

- L'usage de la structure.
- La résistance.
- Les exigences esthétiques de l'architecte.
- L'aspect économique.

I.2.Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est un bâtiment multifonctionnel en charpente métallique implanté à la wilaya de BOUMERDES qui est classée comme zone de forte sismicité (zone III) selon les (RPA 99 version 2003).

Cet ouvrage est classé comme étant un ouvrage de grande d'importance, car c'est un bâtiment à usage bureaux dont la hauteur dépasse 48 m «**groupe IB**».



Figure I.1 :Vue 3D de bâtiments

I.2.1.Caractéristique de l'ouvrage

L'ouvrage en question a une forme irrégulière, il se compose de RDC+15 étages avec 3 sous sol et avec des décrochements au 9^{ème} jusque à 14^{ème} niveau.

- RDC et le 1^{er} étage (réception avec deux salles d'auditorium, avec petit café)
- 2^{ème} étage à 14^{ème} étage (les bureaux)

I.2.2. Caractéristiques géométriques

- **Dimensions en élévation**

Hauteur totale : 51.10m

Hauteur d'étage : 3.10 m

Hauteur de RDC et 1^{er} étage : 4.10 m

Hauteur des 3 Sous-sol : 3.6 m

- **Dimensions en plan**

Longueur totale (sens longitudinal) : $L = 78.13\text{m}$

Largeur totale (sens transversal) : $L = 31.86\text{m}$

I.2.3. Ossature

En se référant aux **RPA 99 version 2003** qui exige que pour toute structures dépassant une hauteur de 17m en zone III, le type de contreventement sera soit mixte (palées-portiques) ou bien contreventé totalement par des palées triangulées

I.2.4. Les Planchers

Selon l'**EUROCODE 4** l'épaisseur hors-tout de la dalle mixte, ht doit être d'au moins 80mm.

L'épaisseur de béton hc , au-dessus de la surface plane principale du sommet des nervures de la tôle ne doit pas être inférieure à 40mm.

Si la dalle a une action mixte avec la poutre ou si elle est utilisée comme diaphragme, ht doit être d'au moins 90mm et hc ne doit pas être inférieure à 50 mm donc on a choisie plancher collaborant

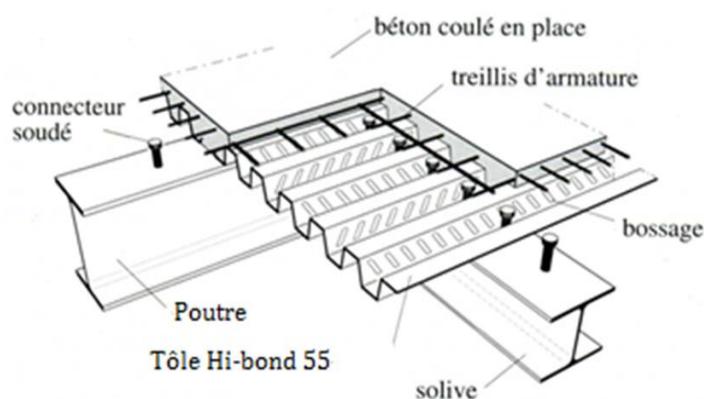


Figure I.2: Conception d'un plancher collaborant

- **Résistance au feu**

La résistance au feu selon le critère d'isolation thermique, ne dépend que de l'épaisseur de la dalle.

L'épaisseur efficace h_{eff} est donnée par les formules suivante :

$$h_{eff} = h_c + 0.5 \times h_p \times \left(\frac{L_1 + L_2}{L_1 + L_3} \right) \text{ pour } \frac{H_p}{H_c} \leq 1.5 \text{ et } h_c > 40\text{mm}$$

$$h_{eff} = h_c \left[1 + 0.75 \times \left(\frac{L_1 + L_2}{L_1 + L_3} \right) \right] \text{ pour } \frac{H_p}{H_c} \geq 1.5 \text{ et } h_c > 40\text{mm}$$

Pour une classe de résistance au feu normalisé (R60), $h_{eff} \geq 80\text{mm}$

On choisit $h_t = 115\text{mm}$; avec $h_c = 60\text{mm}$ et $h_{eff} = 87.5\text{mm}$

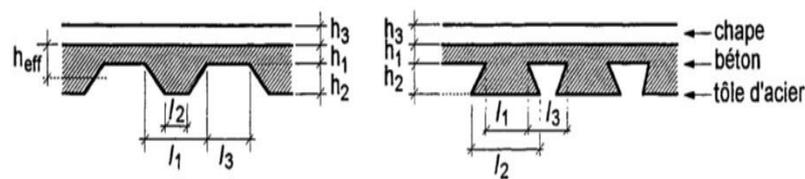


Figure I.3: Dimensions transversales des dalles

- **Bac d'acier**

Les bacs aciers sont de type Hi Bond 55

Cet élément forme un coffrage pour la dalle en béton, il permet :

- D'assurer un coffrage efficace et étanche en supprimant les opérations de décoffrage.
- De constituer une plateforme de travail avant la mise en œuvre du béton.
- D'éviter souvent la mise en place des étais et gagner du temps.

Le Hi-Bond utilisé dans notre calcul a les caractéristiques géométriques montrées dans la figure ci-dessous :

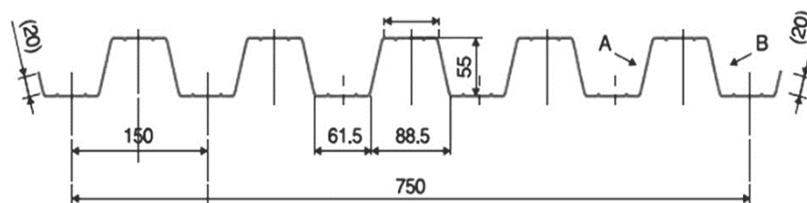


Figure I.4: Bac d'acier type Hi Bond 55

- **Les connecteurs**

Deux types de connecteurs principaux sont disponibles, les goujons soudés et les connecteurs cloués.

Dans notre cas, on utilise des goujons de hauteur $h=95\text{mm}$ et de diamètre $d=19\text{mm}$, qui sont assemblés par soudage (voir figure ci-dessous) :

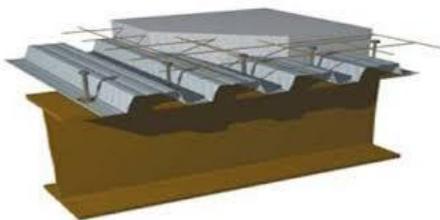


Figure I.5:Goujon soudée

- **Etanchéité**

Nous avons un plancher qui est inaccessible, qui se résume par une charge d'exploitation réduite. Donc on peut dire que se plancher est soumis à son poids propre plus la charge du système d'étanchéité.

Il est connu que le système d'étanchéité classique avec protection lourde en gravillon exerce une charge considérable sur le plancher. Pour cela on a essayé de trouver une solution plus légère et efficace, et c'est là qu'on a sollicité le service commercial des produits **SIKA** qui nous a proposé SIKAFILL ; une étanchéité pour terrasse inaccessible qui ne nécessite pas forcément de protection lourde, et qui se résulte par une diminution de la charge permanente.

I.2.5.Escaliers

Le dimensionnement des escaliers peuvent être droits ou hélicoïdaux. Le champ de création est presque infini, à l'intérieur des règles classiques marches et du giron.



Figure I.6: escalier en charpente métallique

I.2.6.Les garde-corps métalliques

L'acier peut être utilisé dans différentes parties d'un garde-corps :

- La main courante.
- Les montants, qui peuvent être constitués :
- D'un plat épais soudé sur platine.
- De deux plats moisés.

- De tubes ronds ou carrés.
- L'appui précaire ou remplissage du garde-corps, qui peut être constitué d'une tôle d'acier perforée ou pleine ou de métal déployé.
- Les lisses intermédiaires de protection qui peuvent être constituées de carrés ou de ronds pleins, de tiges ou de câbles tendus en inox.

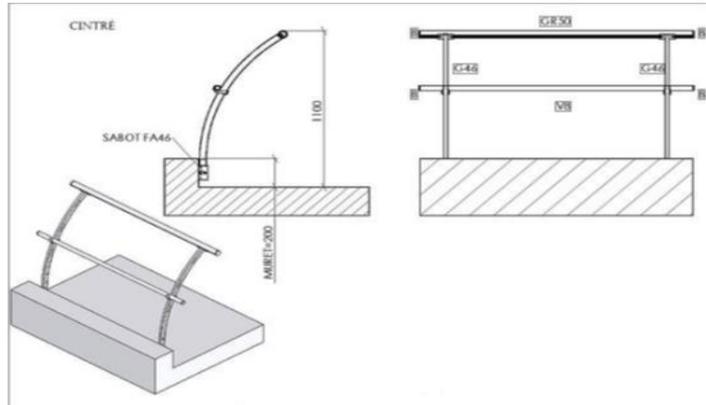


Figure I.7: garde-corps métallique

I.2.7. Terrasse

Il existe deux types de terrasse :

- Terrasse inaccessible.
- Terrasse accessible.

I.2.8. Ascenseurs

La structure comporte une cage d'ascenseur autoportante du RDC jusqu'au 14ème étage.



Figure I.8: cage d'ascenseur

I.2.9. Maçonnerie

Les murs de notre structure seront exécutés en brique creuse.

- **Murs extérieurs :**

Ils seront constitués d'une double cloison de 25cm d'épaisseur Brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour la paroi externe du mur.

L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.

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

- **Murs intérieurs :**

Ils seront constitués par des cloisons de 15 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services.

I.2.10. Infrastructure

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

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

I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du complexe doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en charpente métallique (EUROCODE 3) et tous les règlements applicables en Algérie (RPA99version 2003).

I.3.1. Acier

- **Définition**

Un acier est un alliage métallique constitué principalement de fer et de carbone (dans des proportions comprises entre 0,02 % et 2 % en masse pour le carbone)

Les caractéristiques mécaniques des différentes nuances d'acier sont les suivantes

- Module d'élasticité longitudinale : $E = 210\,000\text{ MPa}$.
- Module de cisaillement : $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 80769\text{ MPa}$
- Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$
- Coefficient de dilatation : $\alpha = 12 \times 10^{-6}\text{ par }c^{\circ}$
- Masse volumique $\rho = 7850\text{ kg/m}^3$

Limite élastique f_y (MPa) en fonction de l'épaisseur nominale :

Tableau I.1: valeurs nominales de f_y et f_u pour les profilés

Nuance Nominale de l'acier	Epaisseur t [mm]			
	$t \leq 40$		$40 < t \leq 100$	
	f_y [MPa]	f_u [MPa]	f_y [MPa]	f_u [MPa]
Fe 360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	410
Fe 510	355	510	355	490

- Caractéristiques mécaniques de l'acier

Tableau I.2 : Caractéristiques mécaniques de l'acier

	Nuance	F_y [MPa]
Ronds lisses	Fe 220	215
	Fe 240	235
Barres HA	Fe 400	400
	Fe 500	500

I.3.2. Béton

- **Définition**

Le béton est un assemblage de matériaux de nature généralement minérale

- **Caractéristiques du béton**

- Le béton utilisé est défini, du point de vue mécanique par :
- La résistance à la compression à 28 jours : $f_c 28 = 25 \text{ MPa}$
- La résistance à la traction à 28 jours est déduite de celle de compression par la relation :
- La résistance caractéristique à la traction du béton à «j» jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la relation :

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

Pour notre ouvrage, on utilise le même dosage de béton avec une résistance caractéristique à la compression $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et à la traction $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

- **Module de déformation longitudinale du béton**

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

- **Module de déformation instantané**

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

$$E_{ij} = 11\,000 f_{cj}^{\frac{1}{3}} (\text{MPa})$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on trouve : $E_{i28} = 32164.20 \text{ MPa}$.

- **Module de déformation différé**

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

$$E_{vj} = 3700 f_{cj}^{\frac{1}{3}} (\text{MPa})$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on trouve : $E_{v28} = 10818.87 \text{ MPa}$.

- **Coefficient de poisson**

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

$$v = \frac{\text{raccourcissement relatif longitudinal}}{\text{allongement relatif du côté de la section}}$$

$v = 0$ pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états – limites ultimes (béton fissuré).

$v = 0,2$ pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états-limites de service (béton non fissuré).

Chapitre II
Pré-dimensionnement des
Éléments résistants

II.1.Introduction

Ce chapitre nous permet de faire une estimation approximative des dimensions des sections des éléments porteurs de notre structure (poteaux, poutres ... etc.). En se basant sur le principe de la descente de charges verticales transmises par les planchers aux éléments porteurs et qui les transmettent à leur tour aux fondations, le Pré-dimensionnement des éléments se fait selon les règles de calcul de **DTR2.2, EC3, EC4**.

II.2.Les planchers

Les planchers collaborant sont basés sur un principe très simple, l'association de deux matériaux. Le béton est un matériau extrêmement résistant à la compression mais très cassant en traction. Vous ne pourrez donc pas l'utiliser seul pour fabriquer un élément soumis à la flexion tel qu'une dalle. Il a donc fallu associer au béton d'autres matériaux très résistants en traction pour le laisser s'occuper des efforts de compression et ainsi créer des associations de matériaux extrêmement performantes

II.2.1. Méthode de calcul

Le calcul de plancher collaborant se fait en deux phases :

- Phase de construction
- Phase finale
- **Phase de construction**

Le profilé d'acier travail seul et les charges de la phase de construction sont :

- Poids propre du profilé
- Poids propre du béton frais
- Surcharge de construction (ouvrier)
- **Phase finale**

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble.

On doit tenir compte des charges suivantes :

- Poids propre du profilé
- Poids propre du béton (sec)
- Surcharge d'exploitation
- Finition

• **Largueur de la dalle collaborant**

On prendra en compte de chaque côté de l'axe de la poutre, une largeur de la dalle égale à la plus faible des valeurs suivantes

$$B_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 l_0}{8} \text{ avec } l_0 : \text{Longueur libre d'une poutre simplement appuie} \\ b \text{ avec } b : \text{Entraxe entre les poutres} \end{array} \right.$$

II.3.Estimation des charges des planchers

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

II.3.1.Plancher terrasse accessible

a) **Actions permanentes**

Tableau II.1 : estimation des charges de plancher terrasse

Matière	Epaisseur (cm)	Le poids (kN/m ³)	G (kN/m ²)
Etanchéité SIKAFILL	5	2	0.01
Forme de pente	5	22	1.11
Isolation thermique	4	4	0.16
Dalle en béton armé	11.5	25	2.875
Plancher technique	/	0.48	0.48
Bac d'acier HI-BOND 55	1	0.13	0.13
Climatisation	/	0.40	0.40
Faux plafond	/	0.30	0.30
Total			5.465

Surcharges d'exploitation..... **Q = 1.5 kN/m²**

II.3.2.Plancher courant

a) **Actions permanentes**

Tableau Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans

Matière	Epaisseur (cm)	Le poids (kn/m ³)	G(kn/m ²)
Cloisonnements	/	1	1
Plancher technique	/	0.48	0.48
Dalle en béton armé	11.5	25	2.875
Bac d'acier HI-BOND 55	1	0.13	0.13
Climatisation	/	0.40	0.48
Faux plafond	/	0.30	0.30
Total			5.265

Surcharges d'exploitation.....**Q = 2.5 kN/m²**

II.4. Pré-dimensionnement des Solives

Les solives sont généralement en **IPE ou IPN**, leur espacement dépend du bac d'acier utilisé et de la charge d'exploitation. Elles se trouvent entre le plancher et les poutres, elles sont articulées à leurs extrémités et soumises à des charges uniformément réparties, elles sont généralement dimensionnées par la condition de la flèche.

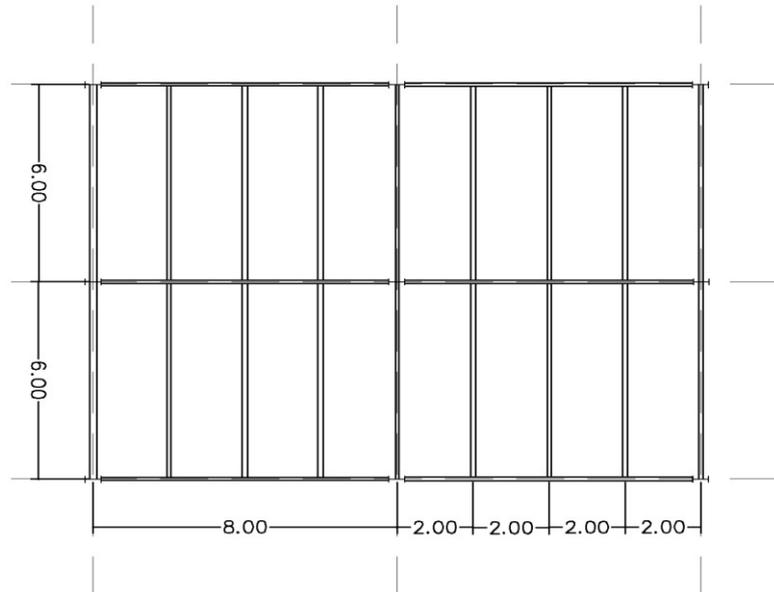


Figure II.1. Schéma des solives

II.4.1. Plancher courant

- Phase de construction

Le profilé d'acier travail seul, donc les charges de la phase de construction sont :

Poids propre du béton frais..... $G_b = 2.875 \text{ kN/m}^2$

Poids du bac d'acier $g = 0,13 \text{ kN/m}^2$

Surcharge de construction (ouvrier)..... $Q_c = 0,75 \text{ kN/m}^2$

On possède par tâtonnement ; On prend un IPE 180

L'entraxe entre les solives est de 2 m.

ELU

$$q_u = [1,35 \times G_b + 1,5 \times Q] \times e + 1,35 G_p$$

$$q_u = [1,35 \times (2.875 + 0,13) + (1,5 \times 0,75)] \times 2 + (1,35 \times 0.188) = 10.61 \text{ kN/ml}$$

ELS

$$q_{ser} = [G_b + g + Q] \times e + G_p$$

$$q_{ser} = [2.875 + 0.13 + 0,75] \times 2 + 0.188 = 7.698 \text{ kN/ml}$$

- **Moment fléchissant**

Le moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale de classe 1 et 2 doit satisfaire la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{plrd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\delta_{m0}}$$

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{qu \times \left(\frac{L}{2}\right)^2}{8} = \frac{10.61 \times 3^2}{8} = 11.93 \text{ kn.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\delta_{m0}} = \frac{166.4 \times 10^3 \times 275 \times 10^{-3}}{1} = 45.76 \text{ kn.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl,rd} \implies \text{Condition Vérifiée}$$

- **Effort tranchant**

Effort interne agissant dans le plan d'une section de poutre ; provoque un glissement relatif d'une section par rapport à une autre.

$$\text{On doit vérifier que : } V_{sd} \leq V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}$$

Où $V_{pl.Rd}$: effort tranchant de plastification de la section.

A_v : aire de cisaillement.

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f$$

$$A_v = 1130.4 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{275 \times 1130.4 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1} = 179.5 \text{ kn}$$

- **Calcul de l'effort tranchant V_{sd}**

$$V_{sd} = \frac{10.61 \times 3}{2} = 15.91 \text{ kn}$$

$$V_{sd} \leq V_{plrd} \implies \text{Condition Vérifiée}$$

$$V_{sd} < 0,5V_{plrd} \Rightarrow 15.19 \text{ kN} < 89.735 \text{ kN}$$

Donc Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

- **Vérification de la rigidité**

Il faut vérifier que :

$$f^{\max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{E I_c} \leq \bar{f}$$

Q _{ser} kN/ml	L (m)	E (N/mm ²)	I _y (cm ⁴)
7.702	3	2,1.10 ⁵	1317

La valeur de la flèche maximale est :

$$F_{max} = \frac{5 \times 7.689 \times 3000^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 1317 \times 10^4} = 2.93mm$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$F_{adm} = \frac{3000}{250} = 12mm$$

$$F_{max} < F_{adm} \implies \text{Condition Vérifiée}$$

• Vérification du déversement

En résistance des matériaux, le déversement est un phénomène d'instabilité affectant une poutre subissant un moment de flexion.

$$M_{sd} \leq M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times B_{lt} \times W_{PL,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{(\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)}}$$

$$\phi_{lt} = 0.5 \times [1 + \alpha_{lt} \times (\lambda_{lt} - 0.2) + \lambda_{lt}^2]$$

$$\lambda_{lt} = \frac{\frac{Kx l}{iz}}{\sqrt{c1} \times \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 + \frac{1}{20} \left[\frac{kl}{\frac{h}{t_f}} \right]^2 \right]^{0.25}}$$

Avec :

K	λ _{LT}	k _w	C1	B _w	α _{LT}
1	0.093	1	1.132	1	0.21

$$\lambda_{LT} = 0.093$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \times [1 + 0.21 \times (0.093 - 0.2) + (0.093)^2] = 0.49$$

$$X_{lt} = \frac{1}{0.49 + \sqrt{0.49^2 - 0.093^2}} = 1.03$$

$$M_{brd} = 1.03 \times 1 \times 166.4 \times 10^3 \times \frac{275}{1} \times 10^{-6} = 47.132 \text{ kn.m}$$

$$M_{sd} < M_{brd} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition Vérifié}$$

- **Phase finale**

Le béton ayant durci, la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble, Les charges de la phase finale sont :

Pp IPE180	Gc (Kn/m ²)	Qc (kN/mm ²)
0.188	5.265	2.5

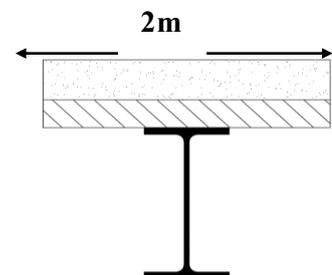
- **Combinaisons des charges**

L'entraxe (m)	ELU (kN/m)	ELS (kN/m)
2	21.96	15.71

- **Largeur participant de la dalle**

Dans les calculs des poutres mixtes, on prendra en compte de chaque côté de l'axe de la largeur de la dalle égale à la plus faible des valeurs suivantes :

$$b_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \times L_0}{8} = \frac{2 \times 6}{6} = 2\text{m} \\ b = 2\text{m} \end{array} \right. \quad b_{eff} = 2\text{m}$$



- **Position de l'axe neutre plastique**

R béton (kN)	R acier (kN)	fck (Mpa)
1700	625.693	25

R Béton > R Acier

L'axe neutre se trouve dans la dalle de béton, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{plrd} = R_{acier} \times \left[\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{acier}}{R_{béton}} \times \frac{h_c}{2} \right) \right]$$

Mplrd (kN.m)	Msd(kN.m)	Ratio
119.055	53.685	0.45

$Msd \leq Mplrd \implies$ Condition vérifiée

• Effort tranchant

Vplrd (kN)	Vsd (kN)	Vsd ^{max} (kN)	0,5V _{plrd} (kN)
252.61	65.88	87.84	126.30

$Vsd < 0.5Vplrd \implies$ Condition Vérifié

• Vérification de la rigidité

Il faut vérifiée que :

$$f^{max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{E Ic} \leq \bar{f}$$

Avec :

Q _{ser} kN/ml.	L (m)	EN/mm ²	Ic(mm ⁴)	F _{max} (mm)	F _{adm} (mm)
15.71	6	2.1*10 ⁵	1.5824*10 ⁸	7.97	24

$Fmax < Fadm \implies$ Condition Vérifié

• Calcul des connecteurs (connexion totale)

Détermination de la résistance du goujon :

$$P_{rd} = k_t \times \text{Inf} \left\{ \begin{array}{l} 0.29 \times \alpha \times d^2 \times \frac{\sqrt{(f_{ck} \times E_c)}}{\gamma_v} \\ 0.8 \times F_u \times \left(\frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} \right) \end{array} \right.$$

F_{ck} : Résistance caractéristique de béton.....25 N/mm²

E_c : Module de Young de béton.....30500 MPa

F_u : Résistance caractéristique des connecteurs.....450 N/mm²

$\gamma_v = 1,25$

$$\alpha \left\{ \begin{array}{l} 0.2 \times \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \text{ pour } 3 \leq \frac{h_{sc}}{d} \leq 4 \\ 1 \text{ pour } \frac{h_{sc}}{d} > 4 \end{array} \right.$$

KT est un facteur de réduction pour tenir compte de la présence de nervures du bac d'acier en fonction de leurs sens.

$$\mathbf{KT} \begin{cases} 0.6 \times \frac{b_0}{h_p} \times \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) & \text{« Nervures parallèles à la poutre »} \\ \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) & \text{« Nervures perpendiculaires à la poutre »} \end{cases}$$

Pour les solives les nervures seront perpendiculaires

Nr : Nombre de goujon par nervure ≤ 2 , Nr = 1

$$h_p = 55 \text{ mm}; h_{sc} = 95 \text{ mm}; d = 19 \text{ mm}; b_0 = 88.5 \text{ mm}$$

Les connecteurs seront soudés à travers le bac d'acier d'après les EC4, KT doit être inférieur à 1 donc :

$$k_t = \frac{0.7}{\sqrt{1}} \times \frac{88.5}{55} \times \left(\frac{95}{55} - 1 \right) = 0.82$$

$$\text{Prd} = 0.82 \times \text{Inf} \begin{cases} 0.29 \times 1 \times (19)^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30.5 \times 10^3}}{1.25} = 73.13328 \text{ kN} \\ 0.8 \times 450 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1.25} = 81.65627 \text{ kN} \end{cases}$$

$$P_{rd} = 59.96 \text{ kN}$$

$$R_L = \text{Inf}(R_{\text{béton}}; R_{\text{acier}}) = \text{Inf}(1275; 627) = 627 \text{ kN}$$

$$N_{br} = \frac{R_L}{R_{\text{acier}}} = \frac{625.693}{59.96} = 10.43$$

Soit N = 11 goujons sur la demi longueur de la Solive ; c'est-à-dire 22 connecteurs sur toute la longueur totale de la solive.

$$e_{\text{min}} = 5 \times d = 5 \times 19 = 95 \text{ mm}$$

$$E_{sp} = \frac{L}{N_{br} - 1} = \frac{6000}{22 - 1} = 285.71 \text{ mm}$$

II.4.2. Plancher terrasse

- Phase de construction

Les résultats pour les deux types de plancher sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.3 : Solives des planchers

Plancher courant		
Msd = 53.685 kN.m	Mpl,rd = 119.055kN.m	Ratio : 45%
Vsd = 65.88kN	Vpl,rd = 252.61 kN	Ratio : 26.08%
f max = 7.97mm	f adm = 24 mm	Ratio : 33.21%
Plancher terrasse		
Msd = 87.795 kN.m	Mpl,rd = 119.055 kN.m	Ratio : 73%
Vsd = 50.43kN	Vpl,rd = 378.415 kN	Ratio : 13.32 %
f max = 7.17mm mm	f adm = 24 mm	Ratio : 29.87 %

II.5. Pré dimensionnement des poutres principales

II.5.1. Plancher courant

La poutre la plus sollicitée, que ce soit pour le plancher terrasse ou le plancher courants a une portée de 8m, elle reprend trois charges concentrées qui représentent les réactions des solives et une charges uniformément répartie due à son poids propre et le poids du béton sur la largeur de la semelle

- Pré-dimensionnement de la poutre

$$\frac{L}{25} \leq H \leq \frac{L}{15} \text{ Donc } \frac{8000}{25} \leq H \leq \frac{8000}{15} = 320 \leq H \leq 533.33$$

Tableau II.4 : Caractéristiques du profilés IPE450 (poutre principal)

Désignation	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G Kg/m	A Mm ²	h mm	b mm	tf mm	Iy Cm ⁴	Iz Cm ⁴	WpLy Cm ³	WpIz Cm ³	iy cm	iz cm
IPE 450	77.6	9882	450	190	14.6	33740	1676	1702	27604	18.48	4.12

1. Phase de construction

Le profilé d'acier travail seul, donc les charges de la phase de construction, en plus des réactions des solives sont :

- Poids propre du profilé.....gp = 0.776KN/ml.
- Poids propre du béton frais.....Gb = 2.875 KN/m²
- Poids du bac d'acier..... g =0,13 KN/m²
- Surcharge de construction (ouvrier).....Qc = 0,75 KN/m²

a) Calcule les réactions des solives

On calcule les réactions de solives pour chaque phase car le coulage du plancher (solives, poutre) se fait en même temps on utilise pour le calcul la formule suivants

$$R_{solive} = \frac{Q_{solive} \times L_{solive}}{2}$$

$$\text{ELU: } R_{solive} = 10.61 \times 3 = 31.83 \text{kn} \quad ; \quad 2 \times R_{solive} = 63.66 \text{kn}$$

$$\text{ELS: } R_{solive} = 7.698 \times 3 = 23.094 \text{kn} \quad ; \quad 2 \times R_{solive} = 46.188 \text{kn}$$

○ **Combinaisons des charges (charge sur la semelle sup de la poutre)**

E.L.U

$$q_u = 1,35 \times g_p + [1,35 \times (G_b + g_{bac}) + 1,5 \times Q_c] \times b_p$$

$$q_u = 1,35 \times [((2.875 + 0,13) \times 0.19) + 0.776] + 1,5 \times 0,75 \times 0.19 = 2.03 \text{ kN/ml}$$

E.L.S

$$q_{ser} = g_p + (G_b + g_{bac} + Q_c) \times b_p$$

$$q_{ser} = 0.776 + (2.875 + 0,13 + 0,75) \times 0.19 = 1.48 \text{ kN/m}$$

b) Moment fléchissant

Le moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale de classe I et II doit satisfaire la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{pl}, = \frac{W_{pl,y} \times F_y}{\gamma_{m1}}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} + \frac{R_u \times L}{2} = \frac{2.03 \times 8^2}{8} + \frac{63.66 \times 8}{2} = 270.88 \text{ kNm}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1702 \times 10^3 \times 275}{1} = 468.05 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl,rd} \quad \implies \quad \text{Condition Vérifié}$$

c) Effort tranchant

$$V_{sd} \leq V_{plrd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma(M0)}$$

$$V_{sd} = \frac{q \times L}{2} + \frac{3 \times R}{2} = \frac{2.03 \times 8}{2} + \frac{3 \times 63.66}{2} = 103.61 \text{ kn}$$

$$V_{plrd} = \frac{275 \times 5084.44}{\sqrt{3} \times 1} = 807.263 \text{ kn}$$

$$V_{sd} < V_{plrd} \implies \text{Condition Vérifié}$$

$V_{SD} = 103.61 \text{ kN} < 0,5V_{PLRD} = 403.631 \text{ kN} \Rightarrow$ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

d) La rigidité

Il faut vérifier que :

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{8000}{250} = 32 \text{ mm} \quad ; F_{max} = F_1 + F_2$$

$$F_1 = \frac{5 \times q_{ser} \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1.48 \times 8000^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 33740 \times 10^4} = 1.11 \text{ mm}$$

$$F_2 = \frac{19 \times R_s \times l^3}{384 \times E \times I_y} = \frac{19 \times 46.188 \times 10^3 \times 8000^4}{84 \times 2.1 \times 10^5 \times 33740 \times 10^4} = 16.51 \text{ mm}$$

$$F_{max} < F_{adm} \implies \text{Condition Vérifié}$$

e) Le déversement

La vérification au déversement en phase de construction est exigée par les EC4 Néanmoins la poutre étant maintenue latéralement par les solives, et la semelle supérieure est maintenue par le bac d'acier connecté par des goujons. On considère que la poutre ne risque pas de se déverser

2. Phase finale

Le béton ayant durci, la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble Les charges de la phase finale sont :

. Poids propre du profilé (IPE 450) $g_p = 0.776 \text{ kN/m}$.

. Charge permanente $G = 5.265 \text{ kN/m}^2$

. Surcharge d'exploitation $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$

a) Calcul des réactions des solives

L'entraxe entre les solives est de 2 m.

$$\text{ELU} : R_{solive} = 21.96 \times 3 = 65.88 \text{ kn} \quad ; \quad 2 \times R_{solive} = 131.76 \text{ kn}$$

$$\text{ELS} : R_{solive} = 15.71 \times 3 = 47.13 \text{ kn} \quad ; \quad 2 \times R_{solive} = 94.26 \text{ kn}$$

b) Combinaisons des charges (charge sur la semelle sup de la poutre)**ELU**

$$qu = 1,35 \times [(G \times bP) + gp] + 1,5 \times Q \times bP$$

$$qu = 1,35 \times [(5.265 \times 0.19) + 0.776] + (1,5 \times 2.5 \times 0.19) = 3.11 \text{ kN/ml.}$$

ELS

$$qser = gp + (G \times bP) + (Q \times bP)$$

$$qser = 0.776 + (5.265 \times 0.19) + 2.5 \times 0.19 = 2.25 \text{ kN/ml.}$$

Largeur participante de la dalle :

$$beff = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \times L0}{8} = \frac{2 \times 8}{8} = 2 \text{ m} \\ e = 8 \text{ m} \end{array} \right.$$

c) Moment fléchissant

Position de l'axe neutre plastique :

$$R_{\text{béton}} = \frac{0.85 \times f_{ck}}{1.5} \times beff \times hc \quad \text{avec} \quad f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$R_{\text{béton}} = \left(\frac{0.85 \times 25}{1.5} \times 2000 \times 60 \right) \times 10^{-3} \Rightarrow R_{\text{béton}} = 1700 \text{ kN}$$

$$R_{\text{acier}} = 0.95 \times Aa \times fy$$

$$R_{\text{acier}} = 0.95 \times 275 \times 9882 \times 10^{-3} = 2581.67 \text{ kN} \quad \mathbf{R_{\text{béton}} < R_{\text{acier}}}$$

Axe neutre se trouve soit dans la semelle ou l'âme

$$Rw = 0.9 \times fy \times Aw \quad \text{avec } Aw : \text{ la section l'âme}$$

$$Aw = [h - 2 \times tf] \times tw = [450 - 2 \times 14.6] \times 9.4 = 3955.52 \text{ mm}^2$$

$$Rw = 0.9 \times 275 \times 3955.52 = 978.99 \text{ kN} \quad \mathbf{R_{\text{béton}} \geq Rw}$$

Axe neutre se trouve au niveau de la semelle sup

$$M_{pl,rd} = Ra \times \left(\frac{Ha}{2} \right) + Rb(hc + hp)$$

$$= 2581.67 \times \left(\frac{450}{2} \right) + 1700(55 + 60) \times 10^{-3} = 776.360 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{qu \times L^2}{8} + \frac{Ru \times L}{2} = \frac{3.11 \times 8^2}{8} + \frac{131.76 \times 8}{2} = 551.92 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl,rd} \implies \text{Condition Vérifié}$$

d) Effort tranchant

On doit vérifier que :

$$v_{sd} \leq v_{plrd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma(M_0)}$$

$$V_{sd} = \frac{q \times L}{2} + \frac{3 \times R}{2} = \frac{3.11 \times 8}{2} + \frac{3 \times 131.76}{2} = 210.08 \text{ kn}$$

$$V_{plrd} = \frac{275 \times 5084.44}{\sqrt{3} \times 1} = 807.263 \text{ kn}$$

$$V_{sd} < V_{plrd} \implies \text{Condition Vérifiée}$$

$V_{sd} = 210.08 < 0,5V_{plRd} = 403.631$ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

e) La rigidité

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{8000}{250} = 32 \text{ mm} \quad ; F_{max} = F_1 + F_2 \quad ; m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$V = \frac{A_a}{A_b} = \frac{9882}{2000 \times 60} = 0.08$$

$$I_c = \frac{9882 \times (60 + 2 \times 55 + 450)^2}{4(1 + 0.08 \times 15)} + \frac{2000 \times 60^3}{12 \times 15} + 33740 \times 10^4 = 7.71 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$F_1 = \frac{5 \times q_{ser} \times L^4}{384 \times E \times I_c} = \frac{5 \times 2.25 \times 8000^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 7.71 \times 10^8} = 0.74 \text{ mm}$$

$$F_2 = \frac{19 \times R_s \times l^3}{384 \times E \times I_c} = \frac{19 \times 94.26 \times 10^3 \times 8000^4}{84 \times 2.1 \times 10^5 \times 7.71 \times 10^8} = 14.74 \text{ mm}$$

$$F_{max} < F_{adm} \implies \text{Condition Vérifiée}$$

f) Calcul des connecteurs (connexion totale)

Détermination de la résistance du goujon:

$$P_{rd} = k_t \times \text{Inf} \left\{ \begin{array}{l} 0.29 \times \alpha \times d^2 \times \frac{\sqrt{f_{ck} \times E_c}}{\gamma_v} \\ 0.8 \times F_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} \end{array} \right.$$

f_{ck} : Résistance caractéristique de béton..... 25 N/mm²

E_c : Module de Young de béton..... 30500 MPa

F_u : Résistance caractéristique des connecteurs..... 450 N/mm²

$$\gamma_v = 1,25.$$

$$\alpha = \begin{cases} 0,2 \times \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1\right) & \text{pour } 3 \leq \frac{H_{sc}}{d} \leq 4 \\ 1 & \text{pour } \frac{H_{sc}}{d} > 4 \end{cases}$$

KT est un facteur de réduction pour tenir compte de la présence de nervures du bac d'acier en fonction de leurs sens.

$$KT = \begin{cases} 0,6 \times \frac{B_0}{H_p} \times (H - 1) & \text{« nervures parallèles a la poutre »} \\ \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{H_p} \times \left(\frac{H_{sc}}{H_p} - 1\right) & \text{« nervures perpendiculaires a la poutre »} \end{cases}$$

Pour les poutres principales les nervures seront parallèles.

Nr : Nombre de goujon par nervure ≤ 2 Nr = 1

$$h_p = 55 \text{ mm}; h_{sc} = 95 \text{ mm}; d = 19 \text{ mm}; b_0 = 88,5 \text{ mm}$$

Les connecteurs seront soudés à travers le bac d'acier d'après les EC4, KT doit être inférieur à 1

donc :

$$KT \leq 1 \quad 0,6 \times \frac{88,5}{55} \times \left(\frac{95}{55} - 1\right) = 0,7$$

$$Prd = 0,7 \times Inf \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{(25 \times 30,5 \times 10^3)}}{1,25} = 73,133 \text{ kn} \\ 0,8 \times 450 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1,25} = 83,652 \text{ kn} \end{array} \right.$$

$$Prd = 51,19 \text{ kN}$$

$$RL = Inf(R_{béton}; R_{acier}) = Inf(1700; 2581,67) = 1700 \text{ kN}$$

$$Nbr = \frac{RL}{PRD} = \frac{1700}{51,19} = 33,20$$

Soit N = 34 goujons sur la demi longueur de la poutre ; c'est-à-dire 68 connecteurs sur toute la longueur totale de la poutre.

$$e_{min} = 5 \times d = 95 \text{ mm}$$

$$Esp = \frac{8000}{68 - 1} = 119,40$$

II.5.2. Plancher terrasse

Tableau II.5 : poutre principal plancher terrasse

Plancher terrasse (phase initial)		
Msd = 270.88kN.m	Mpl,rd = 468.05kN.m	Ratio : 60%
Vsd = 103kN	Vpl,rd = 807.26kN	Ratio : 12.75%
$f_{max} = 16.51\text{mm}$	$f_{adm} = 32 \text{ mm}$	Ratio : 51%
Plancher terrasse (phase final)		
Msd = 510.16kN.m	Mpl,rd = 776.36kN.m	Ratio : 70%
Vsd = 194.18kN	Vpl,rd = 403.631kN	Ratio : 50 %
$f_{max} = 13.77\text{mm}$	$f_{adm} = 32 \text{ mm}$	Ratio : 50 %

II.6. Calcul des poteaux

II.6.1. Introduction

Les poteaux sont des éléments verticaux qui doivent reprendre les charges verticales transmises par les planchers. Leurs sections doivent présenter une bonne résistance à la compression dans toutes les directions et en particulier suivant leurs axes principaux. Ils sont généralement des profilés en **HEA** ou **HEB**.

Le pré dimensionnement se fera par la vérification de la résistance de la section en compression axial (flambement) suivant l'**Eurocode 3** Partie 1-1.

II.6.2. Poteau central (le plus sollicité)

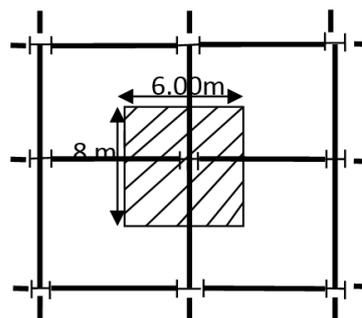


Figure II.2: poteau central

○ La Descente des charges

La surface qui revient au poteau est :

$$S1(\text{Courant}) = 6 \times 8 = 48 \text{ m}^2$$

$$S1(\text{Terrasse}) = (6 \times 8) = 48 \text{ m}^2$$

$$G = (G_{pl} \times S1) + (G_{pp} \times L1) + (G_{ps} \times L2) + n(G_{solive} \times L3) + (G_{console} \times L4)$$

Avec :

$G_{(pl)}$: charge de plancher terrasse ou courant. ; $S1$: surface reprise par le poteau
 G_{pp} : poids propre de la poutre principale. ; $L1$: longueur de la poutre principale
 G_{ps} : poids propre de la poutre secondaire. ; $L2$: longueur de la poutre Secondaire
 G_{solive} : poids propre des solives. ; $L3$: longueur des solives

$$\begin{aligned} G_{p,t} &= 5.465 \text{ kNm}^2 & ; & & G_{p,c} &= 5.265 \text{ kN/m}^2 \\ G_{pp}(\text{IPE450}) &= 0.776 \text{ kN/m} & ; & & G_{Solive}(\text{IPE180}) &= 0.188 \text{ kN/m} \\ G_{ps}(\text{IPE180}) &= 0.188 \text{ kN/m} & ; & & G_{pc}(\text{IPE270}) &= 0.361 \text{ kN/m} \\ Q_{p,t} &= 1.5 \text{ kN/m}^2 & ; & & Q_{p,c} &= 2.5 \text{ kN/m}^2 \\ f_y &= 275 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$N_{sd} \leq N_{crd} = \frac{A_{nec} \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

o **Section de classe 1 :**

$$A_{nec} \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M_0}}{f_y}$$

$L_1=8\text{m}$: longueur de la poutre principale $L_2=6\text{m}$: longueur de la poutre Secondaire
 $L_3=6\text{m}$: longueur des solives

Remarque :

Les poutres secondaires se calculent avec la même méthode et donne les mêmes profilés que les solives.

$$G = (G_{pl} \times S1) + (G_{pp} \times L1) + (G_{ps} \times L2) + n(G_{solive} \times L3)$$

$$G_c = (5.265 \times 48) + (0.776 \times 8) + (0.188 \times 6) + 2(0.188 \times 6) = 262.31 \text{ kN}$$

$$G = (G_{pl} \times S1) + (G_{pp} \times L1) + (G_{ps} \times L2) + n(G_{solive} \times L3)$$

$$G_t = (5.465 \times 48) + (0.776 \times 8) + (0.188 \times 6) + 2(0.188 \times 6) = 271.91 \text{ kN}$$

Tableau II.6 : La descente des charges (les poteaux centraux)

Etage	G [kN]	Q [kN]	$G_{(cumuler)}$ [kN]	$Q_{(cumuler)}$ [kN]	N_u [kN]
15 ^{ème}	271.91	72	271.91	72	475.0785
14 ^{ème}	262.31	120	534.44	192	1009.494
13 ^{ème}	262.31	120	796.53	312	1543.315
12 ^{ème}	262.31	120	1058.84	432	2077.434
11 ^{ème}	262.31	120	1321.15	552	2611.552
10 ^{ème}	262.31	120	1583.46	672	3145.671
9 ^{ème}	262.31	120	1845.77	792	3679.789
8 ^{ème}	262.31	120	2108.08	912	4213.908
7 ^{ème}	262.31	120	2370.39	1032	4748.026
6 ^{ème}	262.31	120	2632.70	1152	5282.145
5 ^{ème}	262.31	120	2895.01	1272	5816.263
4 ^{ème}	262.31	120	3157.32	1392	6350.382
3 ^{ème}	262.31	120	3419.63	1512	6884.500
2 ^{ème}	262.31	120	3681.94	1632	7418.578
1 ^{er}	262.31	120	3944.25	1752	7952.737
RDC	262.31	120	4206.56	1872	8486.856

Remarque : après l'application de cette loi on opte pour les profils suivant ;

Tableau II.7: Les sections et les profilés des poteaux centraux.

Etage	A_{nec} [mm ²]	Profilé	A [mm ²]
15 ^{ème}	1727.558	HEA100	2124
14 ^{ème}	3670.887	HEA160	3877
13 ^{ème}	5612.054	HEA220	6434
12 ^{ème}	7554.305	HEA240	7684
11 ^{ème}	9493.522	HEA280	9726
10 ^{ème}	11438.80	HEA320	12440
9 ^{ème}	13381.05	HEA360	14280
8 ^{ème}	15323.30	HEA450	17800
7 ^{ème}	17265.55	HEA500	19750
6 ^{ème}	19207.80	HEA550	21180
5 ^{ème}	21150.04	HEA600	22650
4 ^{ème}	23092.29	HEA650	24160
3 ^{ème}	25034.54	HEA700	26050
2 ^{ème}	26976.64	HEA800	28580
1 ^{er}	28919.04	HEA900	32050
RDC	30861.29	HEA900	32050

II.6.3. Vérification du flambement

Les poteaux sont des éléments qui travaillent principalement à la compression et la flexion, et comme les moments sont faibles devant l'effort normal on possède à la vérification de la résistance au flambement.

Il faut vérifier que :

$$N_{sd} \leq N_{b,Rd} = \chi_{min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

Remarque : tous les poteaux sont bi-articulés sauf le poteau du RDC

○ Méthode de calcul

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} \leq 1$$

Avec :

$$\chi = \min(\chi_y ; \chi_z)$$

$$\bar{\phi} = 0.5 \times [1 + \alpha \times (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] \lambda = \frac{\lambda}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_A}$$

Avec :

$$\lambda_1 = 93.9 \varepsilon ; \beta_A = 1 ; \bar{\lambda} = \frac{l_f}{i}$$

II.6.4.Exemple de calcul

Poteaux de RDC HEA900

• Sens (y-y)

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 \times 4100}{362.9}$$

$$\lambda_y = \frac{2870}{362.9} = 7.908 \quad \text{avec} \quad \lambda_1 = 93.9 \varepsilon = 93.9 \times \sqrt{\frac{235}{275}} = 86.81$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{7.908}{86.81} = 0.091$$

$$\alpha = \begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{890}{300} = 2.96 > 1.2 \\ t_f = 30 < 40 \end{cases} \quad \Rightarrow \quad \begin{aligned} y - y &= \alpha = 0.21 \\ z - z &= c = 0.34 \end{aligned}$$

$$\phi_y = 0.5 \times [1 + 0.21 \times (0.091 - 0.2) + 0.091^2] = 0.49$$

$$\chi_y = \frac{1}{0.49 + \sqrt{0.49^2 - 0.091^2}} = 1.029$$

• Sens (z-z)

$$\lambda_z = \frac{2870}{65} = 44.15 \quad \text{avec} \quad \lambda_1 = 86.81$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{44.15}{86.81} = 0.5$$

$$\alpha_z = 0.34$$

$$\phi_z = 0.5 \times [1 + 0.34 \times (0.5 - 0.2) + 0.5^2] = 0.676$$

$$\chi_z = \frac{1}{0.676 + \sqrt{0.676^2 - 0.5^2}} = 0.884$$

$$\chi = \min(\chi_y; \chi_z) = 0.884$$

$$N_{b,Rd} = \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 0.884 \times 1 \times 32050 \times \frac{275}{1.1} \times 10^{-3} = 7083.05 \text{ kN}$$

$$R = \frac{N_{sd}}{N_{b,Rd}} = \frac{8486.85}{7083.05} = 1.19 > 1$$

Tous les résultats des calculs du flambement sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.8: Les efforts normaux, les sections et les profilés des poteaux centraux

Étage	H [m]	Profil	N _{sd} [kN]	N _{b,Rd} [kN]	Ratio	Profil final	N _{b,Rd} [kN]	Ratio
15 ^{ème}	3.1	HEA 100	475.078	180.54	2.63	HEB600	6007.50	0.08
14 ^{ème}	3.1	HEA160	1009.49	581.55	1.73	HEB600	6007.50	0.17
13 ^{ème}	3.1	HEA220	1543.31	1222.46	1.26	HEB600	6007.50	0.25
12 ^{ème}	3.1	HEA240	2077.43	1536.8	1.35	HEB650	6298.60	0.33
11 ^{ème}	3.1	HEA280	2611.55	2115.40	1.23	HEB650	6298.60	0.41
10 ^{ème}	3.1	HEA320	3145.67	2705.7	1.16	HEB650	6298.60	0.50
9 ^{ème}	3.1	HEA360	3679.78	3070.2	1.19	HEB700	6664.20	0.55
8 ^{ème}	3.1	HEA450	4213.90	4005	1.05	HEB700	6664.20	0.63
7 ^{ème}	3.1	HEA500	4748.02	4345	1.09	HEB700	6664.20	0.71
6 ^{ème}	3.1	HEA 550	5282.14	4659.6	1.13	HEB800	7352.4	0.72
5 ^{ème}	3.1	HEA 600	5816.26	5039.62	1.15	HEB800	7352.4	0.80
4 ^{ème}	3.1	HEA 650	6350.38	5315.2	1.19	HEB800	7352.4	0.86
3 ^{ème}	3.1	HEA 700	6884.50	5665.87	1.21	HEB800	7352.4	0.93
2 ^{ème}	3.1	HEA 800	7418.57	7359.35	1.01	HEB1000	8500	0.87
1 ^{re}	4.1	HEA 900	6249.75	6295.83	0.99	HEB1000	7700	0.81
RDC	4.1	HEA 900	8486.85	7083.05	1.19	HEB1000	8744.76	0.97

II.7. Pré dimensionnement des voiles

Le pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7 de [2]. Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

D'après l'article [2] les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisant la condition, $L > 4e$.

Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires (poteaux)

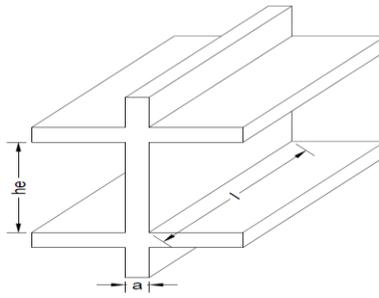


Figure II.3 : coupe de voile en élévation

Avec :

l : Longueur du voile.

a : Epaisseur du voile.

h_e : Hauteur libre de l'étage.

D'après l'article [2], l'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage " h_e " et les conditions de rigidité aux extrémités.

Dans notre cas on va déterminer l'épaisseur du voile par rapport à tout les l'étage

$$a_{min} \geq \max\left\{15\text{cm}; \frac{h_e}{25}\right\} \quad (\text{Art: 7-7-1})$$

h_e : hauteur d'étage.

a_{min} : épaisseur du voile.

- Pour le Sous-sol $h_e = 3.6$ m

$$a_{min} \geq \max\{15\text{ cm} ; 11\text{cm}\} \Rightarrow a_{min} \geq 40\text{ cm}$$

- Pour le R.D.C et le 1^{er} étage $h_e = 4.1$ m

$$a_{min} \geq \max\{15\text{cm} ; 16\text{ cm}\} \Rightarrow a_{min} \geq 40\text{cm}$$

Pour le 2^{ème} étage jusqu'à 14^{ème} étage : $h_e = 3.1$ m

$$a_{min} \geq \max\{15\text{cm} ; 12\text{ cm}\} \Rightarrow a_{min} \geq 40\text{ cm}$$

Chapitre III :

Etude climatique

III.1.effet de vent

III.1.1.Introduction

L'effet du vent sur une construction métallique est généralement prépondérant, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent dans toutes les directions possibles.

Les valeurs de pression du vent dépendent d'un certain nombre de facteurs :

- De la région.
- De site d'implantation.
- De la hauteur de la construction.
- De la forme géométrique de la construction.
- De la rigidité de la construction.
- Des ouvertures (ou de la perméabilité à l'air) de la construction

III.1.2. Action du vent :

Il s'agit de déterminer les actions du vent s'exerçant sur les parois et la toiture pour un vent perpendiculaire :

- Paroi vertical V1, V3
- Paroi vertical V2, V4

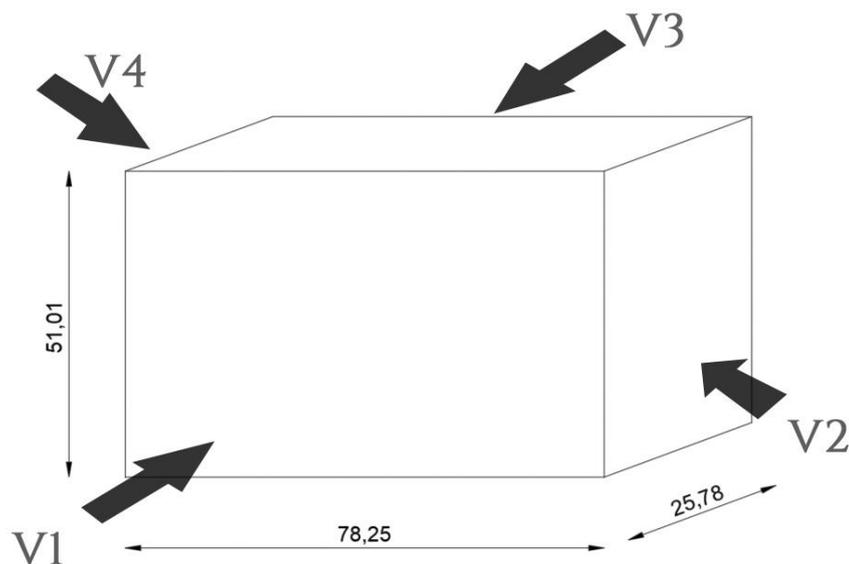


Figure III.1:direction principale de vent

- **Coefficients de calcul**
- **Effet de la région**

Notre structure est située à wilaya de BOUMERDES communes BOUMRDES dans a **zone I** dont la pression de référence est $q_{ser} = 375N/m^2$

- **Catégorie de terrain**

La structure sera implantée en zone industrielle de la wilaya de BOUMERDES (site plats altitude par rapport au niveau de la mer est 500m) donc la catégorie de terrain est **IV**

D'où :

Le facteur de terrain $KT = 0.234$

Le paramètre de rugosité $z_0 = 1 m$

La hauteur minimale $z_{min} = 10 m$.

$\varepsilon = 0,67$: coefficient utilisé pour le calcul de C_d

- **Détermination du coefficient d'exposition $C_e(z)$**

Le coefficient d'exposition au vent $C_e(z)$ tient compte des effets de la rugosité du terrain de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol, il tient compte de la nature turbulente du vent $C_e(z)$ est donnée par La formule suivante : $C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) [1 + 7 \times I_v(z)]$

Avec :

C_r : coefficient de rugosité

C_t : coefficient de topographie

z (en m) : est la hauteur considérée

$I_v(z)$: l'intensité de la turbulence.

- **Détermination du coefficient de la rugosité C_r**

Le coefficient de rugosité $C_r(z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. il définit par la loi logarithmique (logarithme népérien).

$$\left\{ \begin{array}{l} C_r(z) = kt \times \ln \frac{z}{z_0} \text{ pour } z_{min} \leq z \leq 200 \\ C_r(z) = kt \times \ln \frac{z_{min}}{z_0} \text{ pour } z \leq z_{min} \end{array} \right.$$

Avec :

kt : facteur de terrain

Z_0 paramètre de rugosité

Z_{min} hauteur minimale

Z : hauteur considéré

- **Coefficient de topographie**

Le coefficient de topographies $C_t(z)$ prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles que les collines, les dénivellations isolées etc.

Le site est plat, le coefficient de topographie $C_t = 1$

- **Intensité de turbulence**

L'intensité de la turbulence est définie comme étant l'écart de type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent et donnée par l'équation

$$I_v(z) = \begin{cases} \frac{1}{c_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} & \text{pour } z \geq z_{min} \\ \frac{1}{c_t(z) \times \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right)} & \text{pour } z \leq z_{min} \end{cases}$$

- **Paramètre de calcul**

- **Direction du vent V_1 (0°)**

La hauteur de référence z_e

Pour les murs au vent

On a : $b = 78.25m$, $h = 55.10m$, $d = 25.76m \implies 55.10 \leq 78.25$ donc $h \leq b$

Pour les murs perpendiculaires au vent $z_e = 78.25 m$

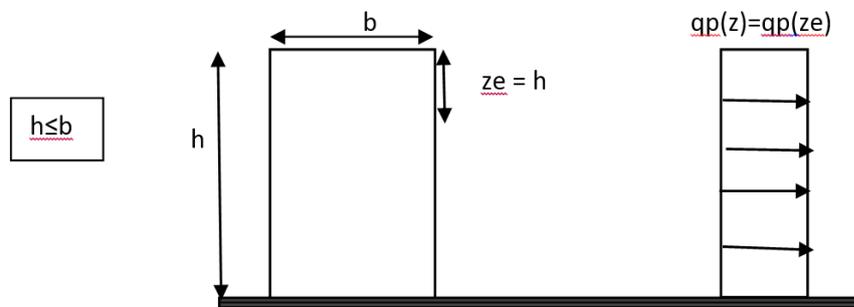


Figure III.2: hauteur de référence z_e et profil correspondant de la pression dynamique

III.1.3. Calcul de la pression :

- **Détermination de la pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$:**

la pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$ à la hauteur de référence z_e est donnée par :

$$q_p(z_e) = q_{ref} \times c_e(z_e) (N/m)$$

$$\text{Tel que : } q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$$

Z_e	Z_e	C_r	I_v	C_e	$Q_p(N/m^2)$
$Z_e=h$	78.25	1.02	0.229	2.70	1012.5

- **Détermination de coefficient de pression extérieure C_{pe} :**

Les coefficients de pression extérieure C_{pe} applicables aux bâtiments et aux parties de

Bâtiments dépendent de la dimension de la surface chargée à qui est la surface de la construction produisant l'action du vent dans la section à calculer.

Les coefficients de pression extérieure sont donnés pour des surfaces chargées A de 1 m^2 et 10 m^2 dans les tableaux relatifs

Aux configurations de bâtiment appropriées ; ils sont notés C_{pe1} pour les coefficients locaux, et C_{pe10} pour les coefficients globaux, respectivement

- $C_{pe} = C_{pe1}$ pour $S < 1 \text{ m}^2$.
- $C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log_{10}(s)$ pour $1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$
- $C_{pe} = C_{pe10}$ Pour $S \geq 10 \text{ m}^2$

Avec :

- **Direction v1**

S : est la surface chargée de la paroi considérée en m^2

Pour cette direction du vent on a $b = 78.25 \text{ m}$, $d = 25.76 \text{ m}$, $h = 51.10 \text{ m}$

et $e = \min[b, 2h] = [78.25 ; 102.2] \rightarrow e = 78.25 \text{ m}$.

Et on a : $d = 25.76 \text{ m} \leq e = 78.25 \text{ m}$.

Donc on utilise la légende suivante

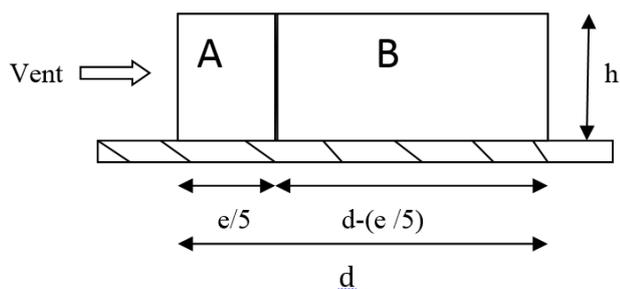


Figure III.3:Légende relative aux murs verticaux

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones portées sur le tableau suivant sont :

Tableau III.1: caractéristique des zones

Zone	A	B	D	E
Surface (m ²)	799.715	516.621	4024.636	4024.636
C _{pe}	C _{pe10}	C _{pe10}	C _{pe10}	C _{pe10}
Valeur C _{pe}	-1	-0.8	+0.8	-0.3

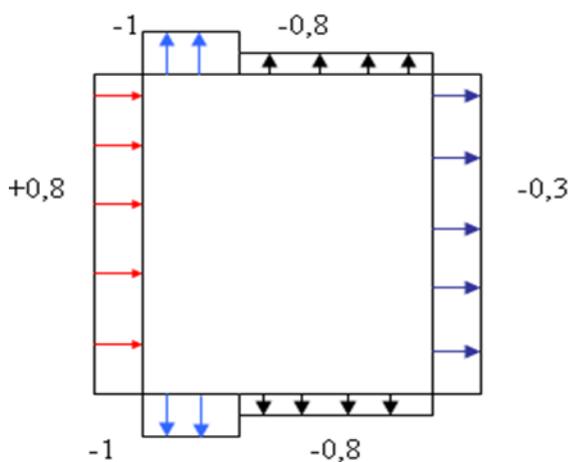


Figure III.4: zone de pression pour les parois verticales

○ Détermination de coefficient de pression intérieure C_{pi}

La combinaison la plus défavorable de la pression extérieure et intérieure considérées comme agissant simultanément doit être envisagée simultanément pour chaque combinaison potentielle d'ouvertures et autres sources de fuite d'air

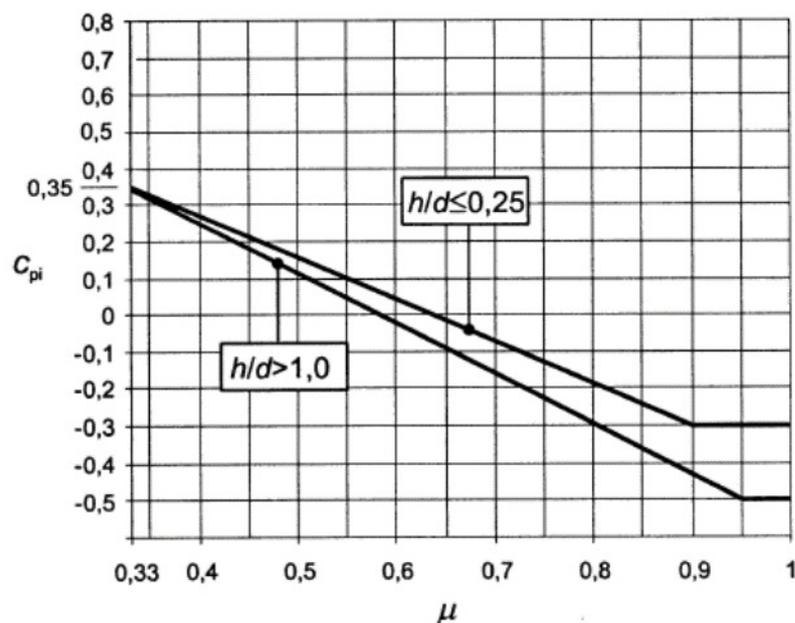


Figure III.5: coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominants

Pour les bâtiments sans face dominante, le coefficient de pression intérieure C_{pi} avec (h) est la hauteur du bâtiment, (d) sa profondeur et (μ_p) l'indice de perméabilité donné par

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures ou } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

- **Remarque**

Pour notre bâtiment la somme des ouvertures total 0 donc à partir l'EUROCODE 1 PARTIE 4 :

Dans le cas de bâtiments fermés, dont les ouvrants doivent, pouvoir être manœuvrés en toutes circonstances, ou dont les façades en rez-de-chaussée sont laissées sans protection et peuvent être brisées par les objets entraînés par le vent, les valeurs suivantes doivent être utilisées :

$$C_{pi1} = 0,8 \text{ ou } C_{pi2} = -0,5$$

Ces valeurs doivent aussi être utilisées dans les autres cas, mais les charges de vent ainsi déterminées ont alors la signification d'actions accidentelles, à utiliser dans les combinaisons d'actions correspondantes

Tableau III.2 : le coefficient de pression intérieure C_{pi} (direction V1)

Zone	A	B	D	E
C_{pe10}	-1.00	-0.80	+0.80	-0.30
C_{pi1}	+0.80	+0.80	+0.80	+0.80
C_{pi2}	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50

III.1.4. Détermination de la pression aérodynamique

La pression aérodynamique $W(z_j)$ agissant sur une paroi est obtenue à l'aide des formules suivantes :

Si une face de la paroi est intérieure à la construction, l'autre extérieure :

- $W(z_j) = qp(ze) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [N/m^2]$

Si les deux faces de la paroi sont extérieures (cas d'éléments isolés tels que toitures isolées, balcon, etc)

- $W(z_j) = qp(ze) \times C_{p,net} \quad [N/m^2]$

Si les deux faces de la paroi sont intérieures

- $W(z_j) = qp(ze) \times [C_{pi1} - C_{pi2}] \quad [N/m^2]$

On a : $W(z_j) = qp(ze) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [N/m^2]$

Avec :

$$Qp(ze) = 1012.5 [N/m^2]$$

pour $C_{pi1} = +0.80$

Tableau III.3: la pression aérodynamique pour $C_{pi1} = +0.80$ (directionV1)

Zone	A	B	D	E
$Q_p(ze)[N/m^2]$	1012.5	1012.5	1012.5	1012.5
C_{pe10}	-1.00	-0.80	+0.80	-0.30
C_{pi1}	+0.80	+0.80	+0.80	+0.80
$W(z_j) [N/m^2]$	-1822.5	-1620	0.00	-1113.75

Pour : $C_{pi2} = -0.50$

Tableau III.4: la pression aérodynamique pour $C_{pi1} = -0.5$ (directionV1)

Zone	A	B	D	E
$Q_p(ze)[N/m^2]$	1012.5	1012.5	1012.5	1012.5
C_{pe10}	-1.00	-0.80	+0.80	-0.30
C_{pi2}	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50
$W(z_j)[N/m^2]$	-506.25	-303.75	1316.25	202.5

○ LA TERRASSE

Les toitures plates sont celles dont l'angle de la pente inférieur ou égal à 5° il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure 5.2

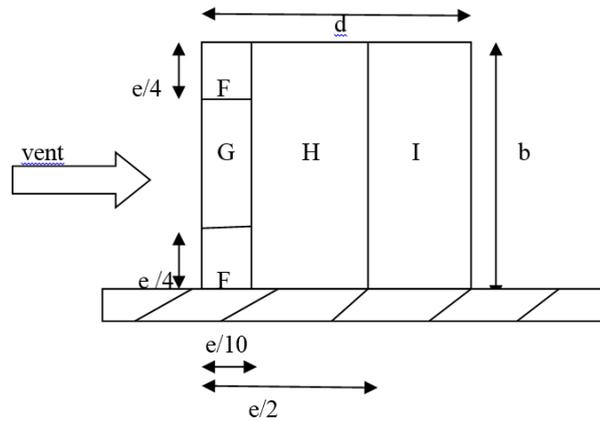


Figure III.6: légende pour les toitures plates

b : dimension de cote perpendiculaire au vent

$$e = \min [b : 2h]$$

$$b = 78.25 \text{ m}, d = 25.76 \text{ m}, h = 51.01 \text{ m}$$

$$e = \min [b, 2h] = [78.25 ; 110.02] \rightarrow e = 78.25 \text{ m.}$$

Zone	F	G	H	I
Surface m ²	153.07	306.153	2449.225	3061.53

○ **Détermination de coefficient de pression extérieure C_{pe}**

Les valeurs de C_{pe10} dépendent par le rapport $\frac{hp}{h}$

Avec

H_p : la longueur de l'acrotère

H : la longueur de Ze

$$hp/(h) = 0.6/51.01 = 0.11$$

Donc par interpolation on trouve les résultats suivants :

- Exemple de calcul

$$C_{pe10}(F) = \frac{0.025 - 0}{-1.6 + 1.8} = \frac{0.011 - 0}{-x + 1.8} \text{ donc } x = -1.71$$

Tableau III.5: caractéristique des zones (LA TERASSE V1)

Zone	F	G	H	I
C _{pe}	C _{pe10}	C _{pe10}	C _{pe10}	C _{pe10}
Valeur C _{pe}	-1.71	-1.15	-0.7	+0.2

Calcul coefficient de pression intérieure Cpi :

Tableau III.6 : le coefficient de pression intérieur C_{pi}(LA TERASSE V1)

Zone	F	G	H	I
C _{pe10}	-1.71	-1.15	-0.7	+0.2
C _{pi1}	+0.8	+0.8	+0.8	+0.8
C _{pi2}	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5

• **Détermination de la pression aérodynamique**

Pour $z_e = b = 78.25 \text{ m}$

On a : $W(z_j) = qp(z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [N/m^2]$

Avec :

$qp(z_e) = 1012.5 [N/m^2]$

Pour $C_{pi1} = +0.80$

Tableau III.7: la pression aérodynamique pour $C_{pi1} = +0.80$ (LA TERASSE V1)

Zone	F	G	H	I
Q _p (z _e)[N/m ²]	1012.5	1012.5	1012.5	1012.5
C _{pe10}	-1.71	-1.15	-0.7	+0.2
C _{pi1}	+0.8	+0.8	+0.8	+0.8
W(z _j)[N/m ²]	-2541.375	-1974.375	-1518.75	1012.5

pour $C_{pi2} = -0.50$

Tableau III.8: la pression aérodynamique pour $C_{pi1} = -0.5$ (LA TERASSE V1)

Zone	F	G	H	I
Q _p (z _e)[N/m ²]	1012.5	1012.5	1012.5	1012.5
C _{pe10}	-1.71	-1.15	-0.7	+0.2
C _{pi2}	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50
W(z _j)[N/m ²]	-1225.125	-658.125	202.5	303.75

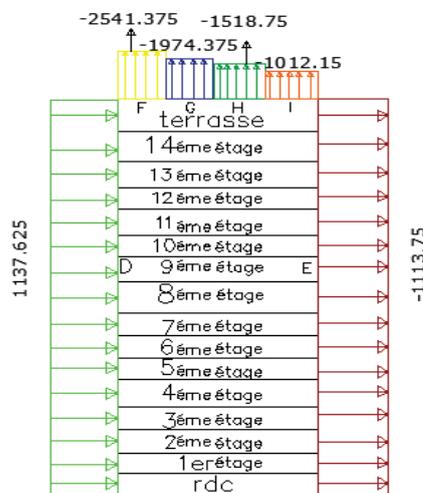


Figure III.7 : distribution de la pression aérodynamique sur les parois

• Direction du vent V2 (90°)

La hauteur de référence z_e

Pour les murs au vent

On a : $b = 25.76 m, h = 51.10 m, d = 78.25 \rightarrow 25.76 \leq 51.10 \leq 51.52 \rightarrow b \leq h \leq 2b$

Pour les murs parallèles au vent :

$z_e = b = 25.76 m ; z_e = h = 55.10 m$

Z_e	Z_e	C_r	I_v	C_e	$Q_p(N/m^2)$
$Z_e = b$	25.76	0.76	0.307	1.81	678.75
$Z_e = h$	51.01	0.92	0.254	2.35	881.25

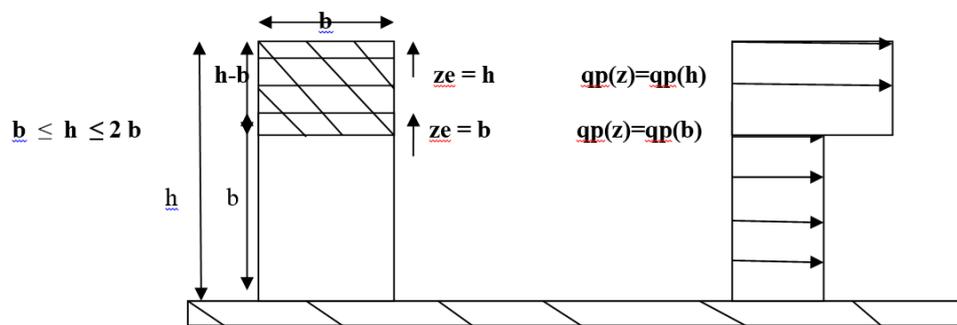


Figure III.8: hauteur de référence z_e et profil correspondant de la pression dynamique

Pour cette direction du vent on a : $b = 25.76 d = 78.25 m, H = 51.01 m$

$e = \min [b, 2h] = [25.76 ; 102.02] \rightarrow e = 25.76 m.$

Et on a : $d = 78.25 m > e = 25.76 m.$

Donc on utilise la légende suivante :

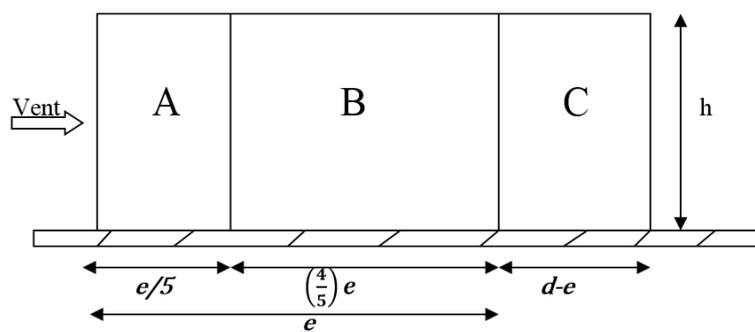


Figure III.9 : Légende relative aux murs verticaux

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur le tableau suivant

Tableau III.9: caractéristique des zones (direction V2)

Zone	A	B	C	D	E
Surface (m ²)	262.80	1051.21	2677.51	1314.01	1314.01
C _{pec}	C _{pe10}				
Valeur C _{pe}	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

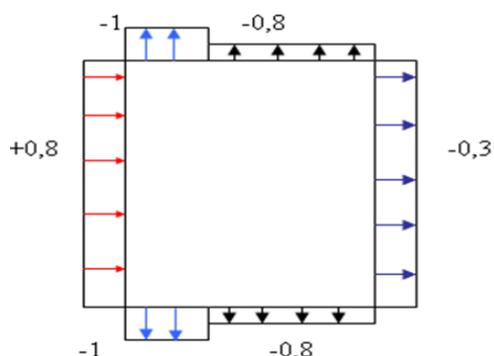


Figure III.10: zone de pression pour les parois verticales

• Calcul coefficient de pression intérieure C_{pi}

Tableau III.10 : le coefficient de pression intérieure C_{pi}(direction V2)

Zone	A	B	C	D	E
C _{pe10}	-1.00	-0.80	-0.50	+0.80	-0.3
C _{pi1}	+0.80	+0.80	+0.80	+0.80	+0.80
C _{pi2}	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50

○ Détermination de la pression aérodynamique

Pour $z_e = b = 25.76 \text{ m}$

On a : $W(z_j) = qp(z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [N/m^2]$

Avec :

$Qp(z_e) = 678.75 \text{ [N/m}^2]$

pour $C_{pi1} = +0.80$

Tableau III.11: la pression aérodynamique pour C_{pi1} = +0.80 (direction V2)

Zone	A	B	C	D	E
Q _p (z _e)[N/m ²]	678.75	678.75	678.75	678.75	678.75
C _{pe10}	-1.00	-0.80	-0.50	+0.80	-0.30
C _{pi1}	+0.80	+0.80	+0.80	+0.80	+0.80
W(z _j)[N/m ²]	-1221.75	-1086	-882.375	0.00	-746.625

Pour $C_{pi2} = -0.50$

Tableau III.12: la pression aérodynamique pour $C_{pi1} = -0.5$ (direction V2)

Zone	A	B	C	D	E
$Q_p(z_e)$ [N/m ²]	678.75	678.75	678.75	678.75	678.75
C_{pe10}	-1.00	-0.80	-0.50	+0.80	-0.30
C_{pi1}	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50
$W(z_j)$ [N/m ²]	-339.375	-203.625	-678.75	882.375	135.75

Pour $z_e = h = 51.01$ m

On a : $W(z_j) = q_p(z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}]$ [N/m²]

Avec :

$Q_p(z_e) = 881.25$ [N/m²]

Pour $C_{pi1} = +0.80$

Tableau III.13: la pression aérodynamique pour $C_{pi1} = +0.80$ (direction V2)

Zone	A	B	C	D	E
$Q_p(z_e)$ [N/m ²]	881.25	881.25	881.25	881.25	881.25
C_{pe10}	-1.00	-0.80	-0.50	+0.80	-0.30
C_{pi1}	+0.80	+0.80	+0.80	+0.80	+0.80
$W(z_j)$ [N/m ²]	-1586.25	-1410	-1145.625	0.00	-969.375

Pour $C_{pi2} = -0.50$

Tableau III.14: la pression aérodynamique pour $C_{pi1} = +0.80$ (direction V2)

Zone	A	B	C	D	E
$Q_p(z_e)$ [N/m ²]	881.25	881.25	881.25	881.25	881.25
C_{pe10}	-1.00	-0.80	-0.50	+0.80	-0.30
C_{pi1}	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50
$W(z_j)$ [N/m ²]	-440.625	-264.375	0.00	1145.625	176.25

- **LA TERRASSE**

Pour cette direction du vent on a : $b = 25.76$, $d = 78.25$ m, $H = 51.01$ m

$e = \min [b, 2h] = [22.46 ; 110.02] \rightarrow e = 25.76$ m.

Zone	F	G	H	I
Surface m ²	16.58	33.178	265.43	331.78

- **Détermination de coefficient de pression extérieure C_{pe}**

Les valeurs de C_{pe10} dépendent par le rapport $\frac{h_p}{h}$

Avec :

H_p : la longueur de l'acrotère

H : la longueur de Z_e

$$hp/(h) = 0.6/51.01 = 0.011$$

Donc par interpolation on trouve les résultats suivants :

Exemple de calcul

$$C_{pe10}(F) = \frac{0.025 - 0}{-1.6 + 1.8} = \frac{0.11 - 0}{-x + 1.8} \text{ donc } x = -1.71$$

Tableau III.15: caractéristique des zones (LA TERASSE V2)

Zone	F	G	H	I
C_{pe}	C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}
Valeur C_{pe10}	-1.71	-1.15	-0.7	+0.2

Calcul coefficient de pression intérieure C_{pi}

Tableau III.16 : le coefficient de pression intérieur C_{pi} (LA TERASSE V2)

Zone	F	G	H	I
C_{pe10}	-1.71	-1.15	-0.7	+0.2
C_{pi1}	+0.8	+0.8	+0.8	+0.8
C_{pi2}	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5

- **Détermination de la pression aérodynamique**

Pour $ze = b = 25.76 \text{ m}$

On a : $W(zj) = qp(ze) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [N/m^2]$

Avec :

$qp(ze) = 678.75 [N/m^2]$

Pour $C_{pi1} = +0.80$

Tableau III.17: la pression aérodynamique pour $C_{pi1} = +0.80$ (LA TERASSE V2)

Zone	F	G	H	I
$Q_p(ze)[N/m^2]$	678.75	678.75	678.75	678.75
C_{pe10}	-1.71	-1.15	-0.7	+0.2
C_{pi1}	+0.8	+0.8	+0.8	+0.8
$W(zj)[N/m^2]$	-1703.662	-1323.56	-1018.125	-678.75

Pour $C_{pi2} = -0.5$

Tableau III.18: la pression aérodynamique pour $C_{pi1} = -0.5$ (LA TERASSE V2)

Zone	F	G	H	I
$Q_p(ze)[N/m^2]$	678.75	678.75	678.75	678.75
C_{pe10}	-1.71	-1.15	-0.7	+0.2
C_{pi2}	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5
$W(zj)[N/m^2]$	-821.2875	-441.1875	-135.75	203.625

Pour $z_e = h = 51.01 \text{ m}$

On a : $W(z_j) = q_p(z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [N/m^2]$

Avec :

$Q_p(z_e) = 881.25 \text{ [N/m}^2\text{]}$

Pour $C_{pi1} = +0.8$

Zone	F	G	H	I
$Q_p(z_e)[N/m^2]$	881.25	881.25	881.25	881.25
C_{pe10}	-1.71	-1.15	-0.7	+0.2
C_{pi1}	+0.8	+0.8	+0.8	+0.8
$W(z_i)[N/m^2]$	-2211.93	-1718.43	-1321.875	-881.25

Tableau III.19: la pression aérodynamique pour $C_{pi1} = +0.80$ (LA TERASSE V2)

Pour $C_{pi2} = -0.5$

Tableau III.20: la pression aérodynamique pour $C_{pi1} = -0.5$ (LA TERASSE V2)

Zone	F	G	H	I
$Q_p(z_e)[N/m^2]$	881.25	881.25	881.25	881.25
C_{pe10}	-1.71	-1.15	-0.7	+0.2
C_{pi2}	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5
$W(z_j)[N/m^2]$	-1066.315	-572.812	-176.25	264.375

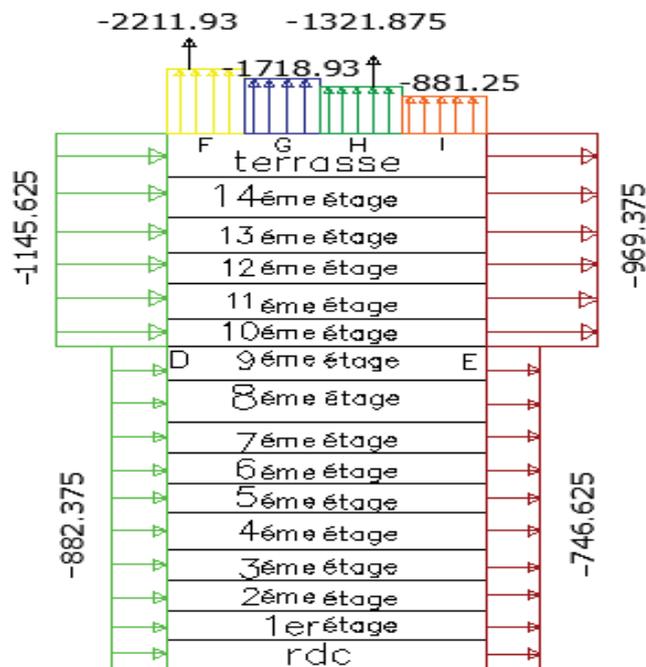


Figure III.11: distribution de la pression aérodynamique sur les parois

III.1.5. La force de frottement

Dans le cas de structures allongées ou élancées on tient compte d'une force complémentaire due aux frottements qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent au-delà d'une distance des bords au vent égales à la plus petite des valeurs $(2b)$ et $(4h)$

Avec :

D : dimension en m de la construction parallèle au vent

B : dimension en m de la construction perpendiculaire au vent

H : hauteur en m de la construction

Remarque

La force de frottement est négligeable si : $s_1 + s_2 \leq 4 s_3$

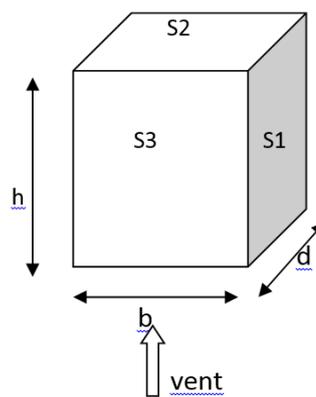


Figure III.12 : Les surfaces principales

$$S_1 = d \times h = 25.76 \times 51.01 = 1314.01 \text{ m}^2$$

$$S_2 = b \times d = 78.25 \times 25.76 = 2015.72 \text{ m}^2$$

$$S_3 = b \times h = 78.25 \times 51.01 = 3991.53 \text{ m}^2$$

$$S_1 + S_2 = 1314.01 + 2015.72 = 3329.73 \text{ m}^2 \quad S_1 + S_2 \leq 4 S_3$$

$$4 S_3 = 15966.12 \text{ m}^2$$

Donc $S_1 + S_2 \leq 4 S_3$ **OK vérifier**

La force de frottement est négligeable

IV.2.Effet de neige

IV.2.1. introduction

Le but de cette étude c'est de définir les valeurs représentatives de la charge statique de la neige sur toute surface située au-dessus du sol et soumise à l'accumulation de neige et notamment sur la toiture.

IV.2.2.Calcul des charges de neige

La charge caractéristique de neige S par unité de surface en projection horizontale de toiture s'obtient par la formule suivante

$$S = \mu \times S_k \text{ KN/m}^2$$

Avec :

S_k : charge de neige sur le sol, elle est en fonction de l'altitude et de la zone de neige.

μ : coefficient d'ajustement des charges, il est en fonction de la forme de la toiture

○ Charge de neige sur le sol :

Notre projet est implanté à BOUMERDES qui est classé en zone B avec une altitude d'environ 500 m. Donc S_k est donnée par la formule :

$$S_k = \frac{0.04H + 10}{100}$$

$$S_k = \frac{0.04 \times 500 + 10}{100} = 0.3 \text{ N/m}^2$$

Avec :

$$H = 500 \text{ m (altitude du site)}$$

○ Coefficient de forme de toiture plate

La charge minimale de la neige S par unité de surface horizontale de toiture ou toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante

$$S = \mu \times S_k$$

S_k : (en KN/m²) est la charge de neige sur le sol, fonction de l'altitude et de zone de neige (cf. carte de neige)

μ : est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture est appelé coefficient de forme = 0.8

$$S = 0.8 \times 0.3 = 0.24 \text{ KN/m}^2$$

Chapitre IV :

Etude dynamique en zone sismique

IV.1.Introduction

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

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie toutes les conditions et critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériennes **RPA99/version 2003**.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019** qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

IV.2.Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

IV.2.1.Modélisation de rigidité

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

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
- A tous les planchers nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6DDL bloqués).

IV.2.2.Modélisation de la masse

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher.
- La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par les **RPA99 version 2003** avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation bureaux ou assimilés (mass source).
- La charge des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers.

IV.3.Choix de la méthode de calcul

L'analyse d'une structure peut se faire à l'aide de deux principales méthodes. Le choix de la méthode dépend du type de la structure et de ses dimensions :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode dynamique qui regroupe :
 - La méthode d'analyse spectrale.
 - La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme

IV.3.1. La méthode statique équivalente

1. Principe

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

L'utilisation de la méthode statique équivalente n'est possible que si l'ouvrage remplit les conditions de son application, présentées dans les **RPA99/2003**.

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

IV.3.2. La méthode modale spectrale

• Principe

Dans cette méthode on recherche pour chaque mode de vibration le maximum d'effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

• Analyse spectrale

a) Utilisation des spectres de réponse

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

- toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω).

Donc pour des accélorogrammes donnés si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

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

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

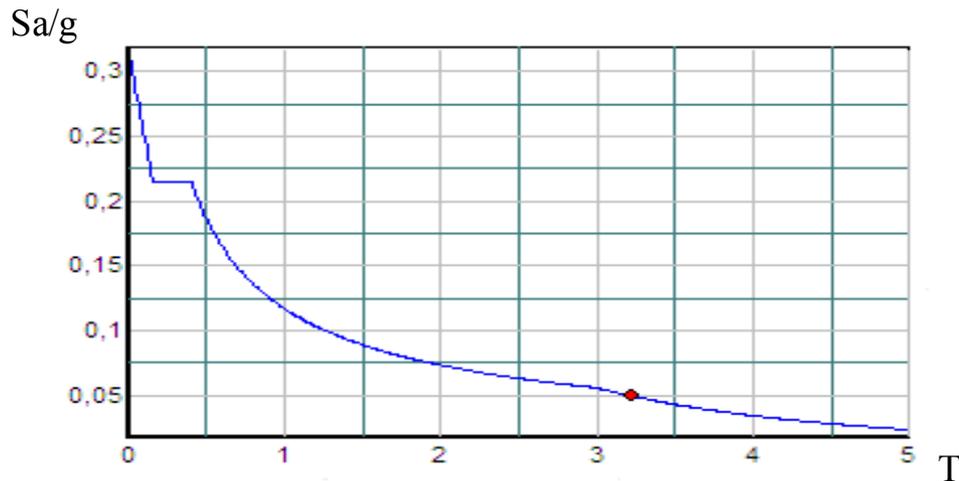


Figure IV.1 : Spectre de réponse

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement.

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

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

Q : Facteur de qualité.

2. Résultante des forces sismiques de calcul

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.

Si $V_t < 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,) dans le rapport :

$$r = \frac{0,8V}{V_t}$$

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

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

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

Avec

A : coefficient d'accélération de zone.

- Groupe d'usage : **1B**
 - Zone sismique : **III**
- } → **A = 0.3**

D : facteur d'amplification dynamique moyen

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

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

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

Catégorie $S_3 \Rightarrow$ site très meuble $\left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \text{ sec.} \\ T_2 = 0.5 \text{ sec.} \end{array} \right.$

- $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,5$

Avec $\zeta=5\%$ (Portique en acier dense) $\Rightarrow \eta=1$

4. Estimation de la période fondamentale de la structure (T)

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

- Les formules empiriques à utiliser selon le **RPA99/version 2003** sont :

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

$C_T=0,05$ (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie)

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

$$H_N = 51.10 \text{ m}$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} D_x = 78.25 \text{ m} \\ D_y = 31.75 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$T = ht \times hn^{3/4} = 0.05(24.48)^{3/4} = 0.55, \text{ dans les deux directions.}$$

- Suivant la direction (x - x) $T_x = \frac{51.10}{\sqrt{78.25}} \times 0.09 = 0.52s$
- Suivant la direction (y - y) $T_y = \frac{51.10}{\sqrt{31.75}} \times 0.09 = 0.82s$

Sens (x-x) : $T_x = \min(0.55, 0.52) = 0.52\text{sec}$; 1,3 $T_x = \mathbf{0,676 s}$

Sens (y-y) : $T_y = \min(0.55, 0.82) = 0.52\text{sec}$; 1,3 $T_y = \mathbf{1.067 s}$

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

$$T = \begin{cases} T \text{ analytique} & \text{si } T \text{ analytique} < 1.3 T \text{ empirique} \\ 1,3T \text{ empirique} & \text{si } T \text{ analytique} \geq 1.3T \text{ empirique} \end{cases}$$

Calcul de D : $D_x = 2.5 \times \eta = 2.5, D_y = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 1.63$

R : Coefficient de comportement

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'un coefficient de comportement R qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement. Sa valeur unique est donnée par le **tableau (4.3)RPA99/version 2003**

On a choisi un $R=4$ (**Ossature métallique avec contreventement mixte comportant un noyau en béton armé et palée ou portique métallique au façades**).

Q : facteur de qualité

La valeur de **Q** déterminée par la formule :

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

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée par le **Tableau 4.4(RPA 99/version 2003)**.

Tableau IV.1 : Facteur de qualité

Critère q	Observée (o/n)	Pq // xx	Observée (o/n)	Pq // yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

$$Q//xx = 1 + (0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0) = 1.2$$

$$Q//yy = 1 + (0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0) = 1.2$$

5. Vérification des déplacements latéraux inter étages

L'une des vérifications préconisées par les **RPA99 version 2003**, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon **RPA99 version 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}_{adm} \quad \text{et} \quad \Delta_K^y \leq \bar{\Delta}_{adm}$$

Avec : $\bar{\Delta}_{adm} = 1\% He$

Où : **he** représente la hauteur de l'étage.

Avec

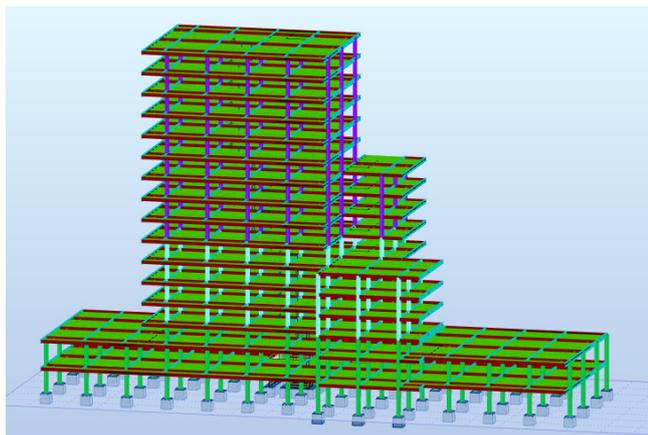
$$\delta_{K^x} = R \times r_x \times \delta_{eK^x} \quad \text{et} \quad \delta_{K^y} = R \times r_y \times \delta_{eK^y}$$

IV.4.vérification de la structure selon RPA 99 version2003:

Au cours d'étude de notre structure, on a passé par deux étapes (1 er étapes modèle initial , 2 ème étape modèle final), telle que la référence entre les modèles étudiés est le système de contreventement utilisé.

IV.4.1.Modèle 1 :

Pour cette étape, on a vérifié la structure autant qu'une structure auto stable comme il est indiqué dans la figure ci-dessous :

Figure. IV.2 : Vue 3D du 1^{er} modèle

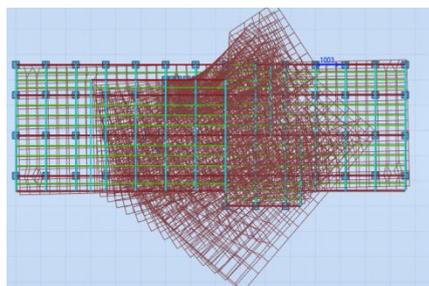
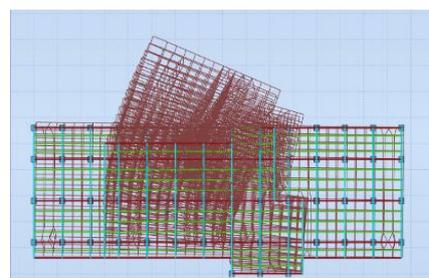
b) Résultat de l'analyse dynamique :

Une période fondamentale $T = 2.23$ s

La participation massique n'atteint pas **90%**

Tableau IV.2 : Participation massique du modèle initial

Modes	Période [sec]	SUM UX [%]	SUM UY [%]	UX [%]	UY [%]
1	2,23	33,38	0,53	33,38	0,53
2	1,21	40,37	42,47	6,99	41,94
3	0,96	54,64	56,01	14,26	13,54
4	0,76	63,67	56,33	9,04	0,32
5	0,41	65,42	57,76	1,74	1,43
6	0,28	69,73	74,37	4,31	16,61
7	0,26	72,80	78,83	3,07	4,47
8	0,25	82,47	79,66	9,67	0,83
9	0,20	83,16	79,94	0,70	0,28
10	0,15	83,22	80,13	0,06	0,19
11	0,13	84,69	86,27	1,47	6,14
12	0,12	86,90	86,98	2,20	0,71

Figure IV.3 : 1^{er} mode TorsionFigure IV.4 : 2^{ème} mode Torsion

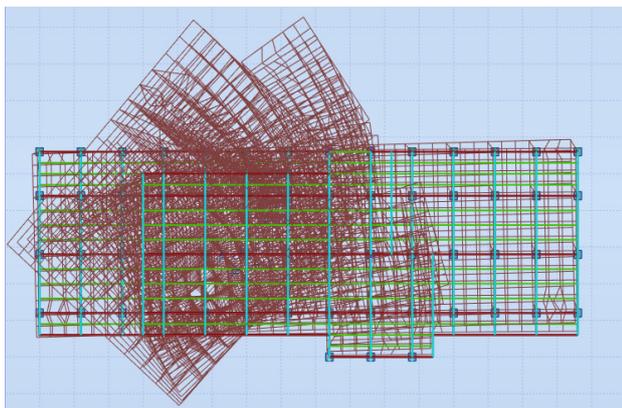


Figure IV.5 : 3ème mode Torsion

Remarque

- Concernant la modélisation de notre structure initiale dont on a conçu avec les éléments du pré-dimensionnement mais finalement les vérifications exigées par (RPA99 VERSION 2003) n'étaient pas validé.
- En cherchant une solution pour stabiliser la structure, et en rajoutant des contreventements de type (UPN) après on a opté pour des Contreventement de type (2UPN) et le problème n'était toujours pas résolu (déplacement inter étage dépasse le déplacement admissible, et la participation massique n'atteint pas 90 %).
- En essayant d'augmenter les sections de la structure (la poutre principale et le poteau central et la solive) mais le problème est toujours présent.
- Après on a essayé de changer le type de contreventement (REC300X300X12) et vu que notre structure est un bâtiment élancé on a tenté de rajouter un noyau central en béton armé pour arriver à régler les déplacements inter étage.
- On a rajouté un poteau CROIX (HEB900x900x300) pour finalement la participation massique atteint les 90 %.
- Et la on est arrivé au modèle final avec toutes les conditions vérifié.

IV.4.2.Modèle final

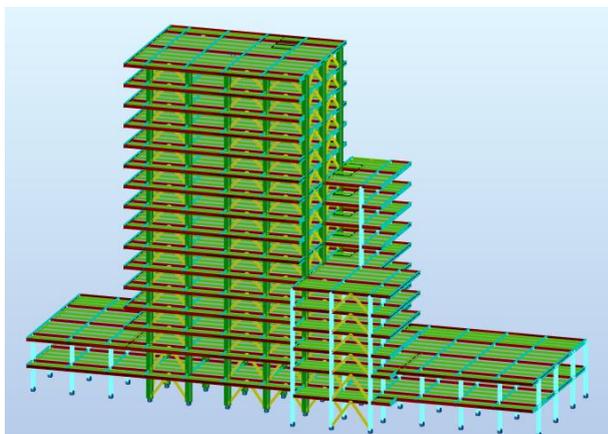


Figure. IV.6 Vue 3D de modèle final

c) Résultat de l'analyse dynamique :

Une période fondamentale $T=0.96$ sec

La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 11^{ème} mode

Tableau IV.3 : Participation massique du modèle final

Modes	Période [sec]	SUM UX [%]	SUM UY [%]	UX [%]	UY [%]
1	0,96	56,85	0,73	56,85	0,73
2	0,81	57,63	58,16	0,78	57,43
3	0,62	57,80	60,49	0,17	2,34
4	0,29	72,41	61,39	14,62	0,90
5	0,24	77,52	76,32	5,10	14,93
6	0,21	80,55	81,70	3,04	5,38
7	0,16	83,60	82,45	3,05	0,75
8	0,13	86,31	84,49	2,71	2,04
9	0,11	86,47	88,15	0,16	3,66
10	0,10	92,21	89,57	5,74	1,41
11	0,08	92,62	91,80	0,41	2,24
12	0,07	92,87	93,55	0,25	1,74

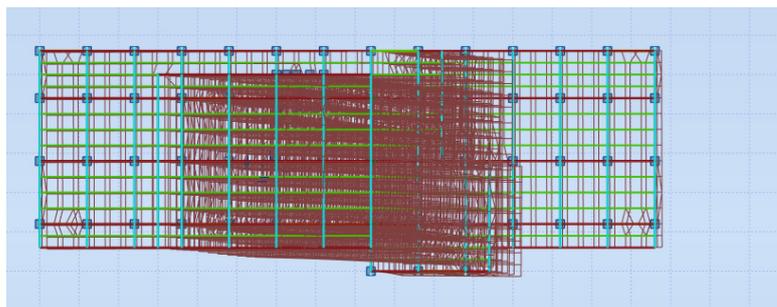


Figure IV.7 : 1^{er} mode Translation sens à x-x.

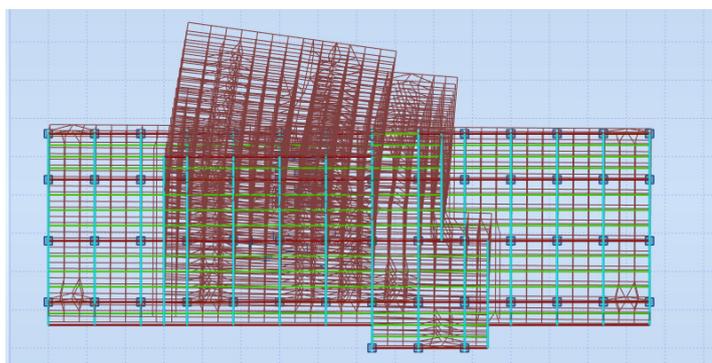


Figure IV.8: 2^{ème} mode Translation sens Y-Y

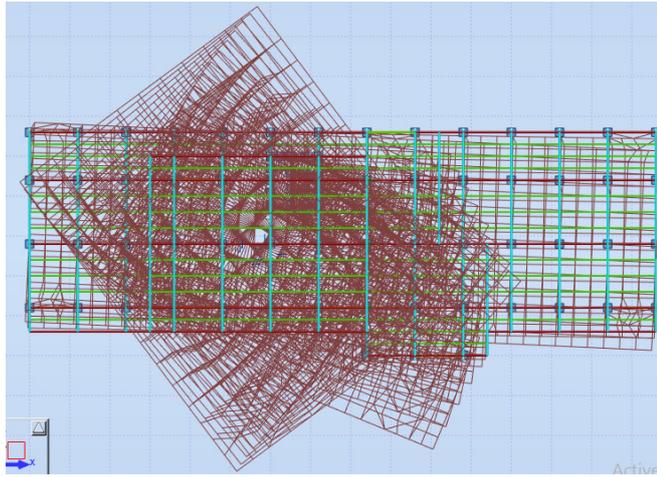


Figure IV. 9: 3^{ème} mode Torsion autour de Z

- Résultats des forces sismiques

$$W = 112860 \text{ kN} \quad \left\{ \begin{array}{l} V^x = \frac{0.3 \times 2.05 \times 1.2}{4} \times 112860 = 20822.84 \text{ kN} \\ V^y = \frac{0.3 \times 1.63 \times 1.2}{4} \times 112860 = 16556.56 \text{ kN} \end{array} \right.$$

Effort tranchant à la base depuis le logiciel donne :

$$F_1 = V_t^x = 13084 \text{ KN}$$

$$F_2 = V_t^y = 14186 \text{ KN}$$

$$r_x = \frac{0.8 V}{V_t} = \frac{0.8 \times 20822.84}{13084} = 1.27 > 1$$

$$r_y = \frac{0.8 V}{V_t} = \frac{0.8 \times 16556.56}{14186} = 0.93 > 1$$

- Vérification des déplacements inter étage

$$\Delta_{adm} = 31.00 \text{ mm}$$

Tableau IV.4: déplacements inter étage

Etage	H [mm]	Δx	Δy	$\Delta x * R * r_x$ [mm]	$\Delta y * R$ [mm]
Terrasse	3100	4.53	3.05	23.01	12.20
14ème	3100	4.59	3.31	23.31	13.23
13ème	3100	4.72	3.44	23.97	13.74
12ème	3100	4.82	3.55	24.48	14.20
11ème	3100	4.89	3.46	24.84	14.56
10ème	3100	4.92	4.32	24.99	17.28
9ème	3100	4.88	3.61	24.79	14.43
8ème	3100	4.79	3.60	24.33	14.46
7ème	3100	4.63	3.56	23.52	14.24
6ème	3100	4.32	3.76	21.94	15.06
5ème	3100	3.77	3.18	19.15	12.72
4ème	3100	3.46	3.02	17.57	12.08
3ème	3100	3.13	2.78	15.90	11.13
2ème	3100	2.85	2.21	14.47	8.84
1er	4100	2.87	2.52	14.57	10.10
RDC	4100	1.43	1.31	7.26	5.24

Les déplacements inter étage sont vérifier à tous les niveaux.

- **Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (les effets du second ordre)**

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

Les effets du 2° ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K H_K} \leq 0,10 \text{ "Article 5.9 RPA99 version 2003"}$$

Avec :

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau K :

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

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

Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

H_k : Hauteur d'étage 'k'

Tableau IV5 : Vérification de l'effet P-delta

Etage	H _k [mm]	P _k [kN]	V _x [kN]	V _y [kN]	Δ _x [mm]	Δ _y [mm]	θ _x	θ _y	Observation x	Observation y
Terasse	3100	4221	11354	12539	4.53	3.05	0.01	0.01	Vérifier	Vérifier
14 ^{ème}	3100	8442	11001	12218	4.59	3.31	0.03	0.02	Vérifier	Vérifier
13 ^{ème}	3100	12663	10300	11153	4.72	3.44	0.03	0.02	Vérifier	Vérifier
12 ^{ème}	3100	16884	9903	11125	4.82	3.55	0.03	0.02	Vérifier	Vérifier
11 ^{ème}	3100	21105	9443	10713	4.89	3.46	0.03	0.02	Vérifier	Vérifier
10 ^{ème}	3100	25326	8927	10046	4.92	4.32	0.03	0.02	Vérifier	Vérifier
9 ^{ème}	3100	30196	8371	9413	4.88	3.61	0.04	0.02	Vérifier	Vérifier
8 ^{ème}	3100	30566	7886	8849	4.79	3.60	0.04	0.02	Vérifier	Vérifier
7 ^{ème}	3100	39936	7352	8231	4.63	3.56	0.04	0.02	Vérifier	Vérifier
6 ^{ème}	3100	44806	6764	7546	4.32	3.76	0.04	0.02	Vérifier	Vérifier
5 ^{ème}	3100	50885	6109	6785	3.77	3.18	0.04	0.02	Vérifier	Vérifier
4 ^{ème}	3100	56964	5457	6034	3.46	3.02	0.03	0.02	Vérifier	Vérifier
3 ^{ème}	3100	63043	4697	5181	3.13	2.78	0.03	0.01	Vérifier	Vérifier
2 ^{ème}	3100	69122	3799	4194	2.85	2.21	0.03	0.01	Vérifier	Vérifier
1 ^{er}	4100	81787	2721	3020	2.87	2.52	0.02	0.01	Vérifier	Vérifier
RDC	4100	94452	1438	1607	1.43	1.31	0.02	0.01	Vérifier	Vérifier

Les effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés.

Chapitre V :
Vérification des éléments de
L'ossature

V.1.Introduction

Le calcul d'une structure exige que, pour toutes les combinaisons d'actions possibles, définies réglementairement, la stabilité statique soit assurée,

- tant globalement au niveau de la structure
- qu'individuellement au niveau de chaque élément.

Les actions développent diverses sollicitations, qui génèrent les contraintes au sein du matériau et des déformations des éléments.

Et pour cela on doit vérifier deux types de phénomènes d'instabilité qui sont :

- **Le flambement :**

La notion de flambement s'applique généralement à des éléments élancés qui lorsqu'elles sont soumises à un effort normal de compression, ont tendance à fléchir et se déformer dans une direction perpendiculaire à l'axe de compression, en raison d'un phénomène d'instabilité élastique.

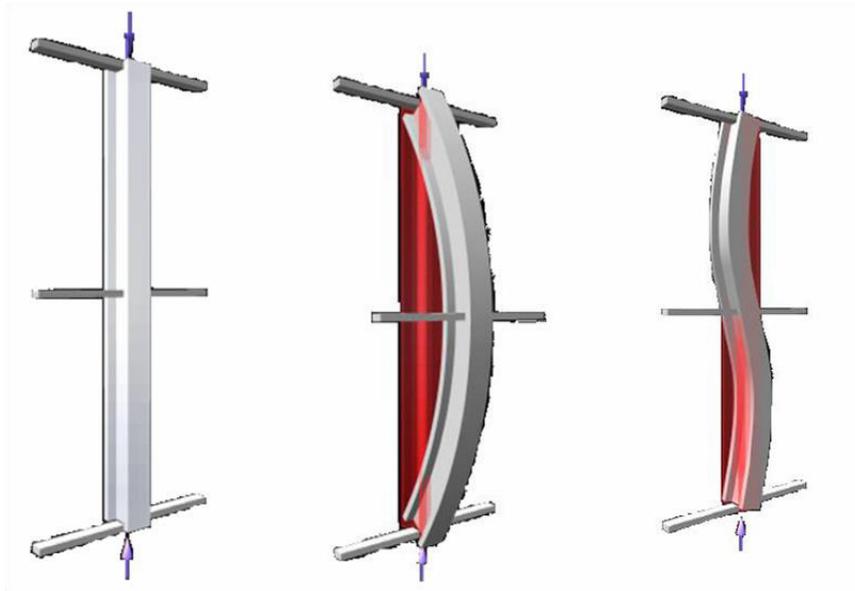


Figure V.1 Phénomène du flambement

- **Le déversement :**

est un phénomène d'instabilité latérale (une distorsion) qui se manifeste par le flambement latéral des parties comprimées d'une section fléchie par rapport à son axe de forte inertie.

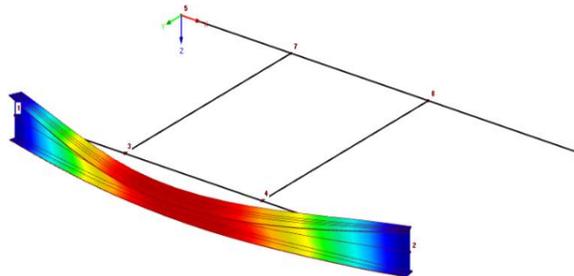


Figure V.2 Phénomène du déversement

V.2.Vérification de la stabilité

V.2.1.Vérification des poteaux

- **Procédure de calcul**

Les poteaux sont soumis à la flexion composée où chaque poteau est soumis à un effort normal N_{SD} et deux moments fléchissant M_y et M_z . La vérification se fait pour toutes les combinaisons inscrites aux règlements sous les sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens.

Les différentes sollicitations doivent être combinées dans les cas les plus défavorables, qui sont :

- Une compression maximale et un moment correspondant
- Un moment maximal et une compression correspondante

- **Poteau PRS en CROIX**

Aussi connue comme section composé, le Poteau PRS en CROIX est fabriqué à partir de 2 profilés en I ou en H, ou une section est coupé en deux au milieu est soudée à l'autre.

- **Combinaisons de charges**

Les vérifications doivent être faites sous les combinaisons suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0,8 G \pm E$

- **Les étapes de la vérification du flambement par flexion**

Les éléments sollicités simultanément en flexion et en compression axiale, doivent satisfaire à diverses conditions selon la classe de leur section transversale :

Pour les sections de classe 1 et 2 :

$$\chi \times \frac{N_{sd}}{\gamma m_1} + \frac{K_y \times M_{y, sd}}{W_{pl, y} \times f_y} + \frac{K_z \times M_{z, sd}}{W_{pl, z} \times f_y} \leq 1$$

Pour les sections de classe 3 :

$$\chi \times \frac{N_{sd}}{\gamma m_1} + \frac{K_y \times M_{y, sd}}{W_{el, y} \times f_y} + \frac{K_z \times M_{z, sd}}{W_{el, z} \times f_y} \leq 1$$

- **Poteau centrale (CROIX)**

Pour des raisons de stabilité et puisque les poteaux en croix jouent le rôle des contreventements on n'aura pas de dégression de section.

- Les efforts internes tirés du logiciel :

$$NSD_{MAX} = 11551.98kN ; MSD, Y \text{ Corres} = 263.00 kN.m, MSD, Z \text{ Corres} = 311.3kn.m$$

$$NSD \text{ Corres} = 255.91kN , MSD, Y_{MAX} = 490.89 kN.m , MSD, Z \text{ Corres} = 96.8kn.m$$

Propriété du PRS :

Tableau V.1 : Caractéristique géométrique et mécanique du Croix

Désignation	Poids	Section	Caractéristiques							
	G kg/m	A mm ²	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{el-y} cm ³	W _{el-z} cm ³	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
HEB900X900	582	73913	509879	50987	11330.6	11330.6	13670	13670	26.2	26.26

Section de classe 3

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y \times M_{y, sd}}{W_{el, y} \times f_y} + \frac{K_z \times M_{z, sd}}{W_{el, z} \times f_y} \leq 1$$

Avec :

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \leq 1,5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \cdot \beta_{M, y} - 4) \leq 0,90$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \leq 1,5$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2 \cdot \beta_{M, z} - 4) \leq 0,90$$

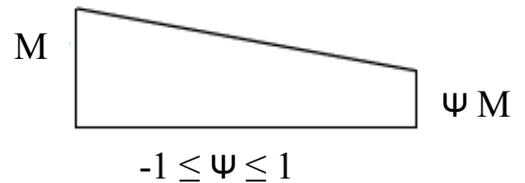
○ Sens Y-Y

$$\beta_{M, y} = 1.8 - 1.7 \Psi \Rightarrow \Psi = \frac{-329.04}{490.89} = -0.67$$

$$\beta_{M, y} = 2.94$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{L_{fy}}{93.9 \times \varepsilon}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{2050/262.69}{86.9} = 0.09 < 0.2 \quad \longrightarrow$$



pas de risque de flambement

$$\phi_y = 0.5 \times [1 + 0.34 \times (0.09 - 0.2) + 0.09^2] = 0.48$$

$$\chi_y = \frac{1}{0.48 + \sqrt{0.48^2 - 0.09^2}} = 1$$

$$\mu_y = 0.09(2 \times 2.94 - 4) + \frac{13670 - 11330.6}{11330.6} = 0.37 \leq 0,90$$

$$K_y = 1 - \frac{0.37 \times 1151.98 \times 10^3}{1 \times 73913 \times 275} = 0.98 \leq 1,5$$

○ Sens Z-Z

$$\beta_{M, z} = 1.8 - 1.7 \Psi \Rightarrow \Psi = \frac{-310.66}{311.30} = -0.99$$

$$\beta_{M, z} = 3.48$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{2050/262.6}{86.9} = 0.09 < 0.2$$

pas de risque de flambement

$$\phi_z = 0.5 \times [1 + 0.49 \times (0.09 - 0.2) + 0.09^2] = 0.47$$

$$\chi_z = \frac{1}{0.47 + \sqrt{0.47^2 - 0.09^2}} = 1 \leq 1$$

$$\mu_z = 0.09(2 * 3.48 - 4) + \frac{13670 - 11330.6}{11330.6} = 0.47 \leq 0,90$$

$$K_z = 1 - \frac{0.47 \times 1151.98 \times 10^3}{1 \times 73913 \times 275} = 0.97 \leq 1,511330.6$$

$$\frac{1151.98 \times 10^3}{1 \times \frac{73913 \times 275}{1.1}} + \frac{0.98 \times (490.89 \times 10^6)}{\frac{11330.6 \times 10^3 \times 275}{1.1}} + \frac{0.97 \times (311.30 \times 10^6)}{\frac{11330.6 \times 10^3 \times 275}{1.1}} = 0.28 \leq 1$$

Dans le cas de la flexion composée il y'a lieu aussi de vérifier la résistance du profilé au déversement :

Pour les sections de classe 3 :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_{LT} \times M_{y, sd}}{\chi_{LT} \times \frac{W_{el, y} \times f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z \times M_{z, sd}}{\frac{W_{el, z} \times f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{w \times W_{pl, y} \times f_y}{M_{cr}}}$$

$$M_{cr} = C1 \frac{\pi^2 E I_z}{(K * L)^2} \times \left\{ \sqrt{\left(\frac{K}{K_w}\right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(K * L)^2 \times G * L_t}{\pi^2 E I_z}} + (C2 \times Z_g)^2 - (C2 \times Z_g - C3 \times Z_j) \right\}$$

Avec:

I _w	I _t	C1	C2	C3	K	K _w
5.83310 ¹³ mm ⁴	2451.210 ³ mm ⁴	0.712	0.652	1.070	0.5	0.5

$$M_{cr} = 19.8 \times 10^{10} \text{ N. mm}$$

$$w = \frac{W_{el, y}}{W_{pl, y}} = 0.83$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0.125 < 0.4$$



Donc y'a pas de risque de déversement

• **Poteau de rive (HEB900)**

NSD_{MAX} = 5437.82 kN , MSD,_{Y Corres} = 265.69 kN.m , MSD,_{Z Corres} = 18.54 kN.m
 NSD_{Corres} = 51.13 kN , MSD,_{Y MAX} = 297.83 kN.m , MSD,_{Z Corres} = 23.68 kN.m
 NSD_{Corres} = 144.63 kN , MSD,_{Y Corres} = 271.75 kN.m , MSD,_{Z MA} = 113.16kn.m

Tableau V.2 : Caractéristique géométrique et mécanique de HEB900

Désignation	Poids	Section	Caractéristiques							
	G kg/m	A mm ²	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{el-y} cm ³	W _{el-z} cm ³	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
HEB900	291	37130	86970	10370	10980	1054	12580	1658	36.48	6.53

De la même méthode de travail est suivant la même procédure on aura :

○ **Flambement :**

$$\chi \times \frac{N_{sd}}{\gamma m_1 \times \frac{A \times f_y}{\gamma m_1}} + \frac{K_y \times M_{y, sd}}{\gamma m_1 \times \frac{W_{el, y} \times f_y}{\gamma m_1}} + \frac{K_z \times M_{z, sd}}{\gamma m_1 \times \frac{W_{el, z} \times f_y}{\gamma m_1}} \leq 1$$

$$\frac{d}{t_w} \leq 42\epsilon = \frac{900}{35} = 25.71 \leq 38.64 \quad \text{Section de classe 3}$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma m_1}} + \frac{K_y \times M_{y, sd}}{\gamma m_1 \times \frac{W_{el, y} \times f_y}{\gamma m_1}} + \frac{K_z \times M_{z, sd}}{\gamma m_1 \times \frac{W_{el, z} \times f_y}{\gamma m_1}} \leq 1$$

Avec :

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \leq 1,5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \cdot \beta_{M, y} - 4) \leq 0,90$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \leq 1,5$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2 \cdot \beta_{M, z} - 4) \leq 0,90$$

○ **Sens Y-Y**

$$\beta_{M, y} = 1.8 - 1.7 \Psi \Rightarrow \Psi = \frac{-329.27}{297.83} = -1.1$$

$$\beta_{M, y} = 3.68$$

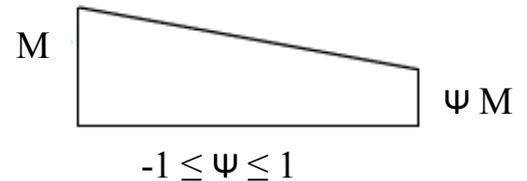
$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{L f_y}{i_y \times 93.9 \times \epsilon}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{2050 / 364.8}{86.9} = 0.06 < 0.2 \quad \longrightarrow$$

$$\phi_y = 0.5 \times [1 + 0.34 \times (0.06 - 0.2) + 0.06^2] = 0.48$$

$$\chi_y = \frac{1}{0.48 + \sqrt{0.48^2 - 0.06^2}} = 1$$

$$\mu_y = 0.06(2 \times 3.68 - 4) + \frac{12580 - 10980}{10980} = 0.346 \leq 0,90$$



pas de risque de flambement

$$K_y = 1 - \frac{0.346 \times 5437.82 \times 10^3}{1 \times 37130 \times 275} = 0.81 \leq 1,5$$

○ Sens Z-Z

$$\beta_{M,z} = 1.8 - 1.7 \Psi \Rightarrow \Psi = \frac{-89.15}{113.16} = -0.78$$

$$\beta_{M,z} = 3.14$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{2050 / 65.3}{86.9} = 0.36 > 0.2 \quad \longrightarrow \quad \text{Y'a un risque de flambement}$$

$$\phi_z = 0.5 \times [1 + 0.49 \times (0.36 - 0.2) + 0.36^2] = 0.60$$

$$\chi_z = \frac{1}{0.60 + \sqrt{0.60^2 - 0.36^2}} = 0.92 \leq 1$$

$$\mu_z = 0.36(2 * 3.14 - 4) + \frac{1658 - 1054}{1054} = 1.39 \leq 0,90$$

$$K_z = 1 - \frac{1.39 \times 5437.82 \times 10^3}{0.92 \times 37130 \times 275} = 0.19 \leq 1.5$$

$$0.92 \times \frac{5437.82 \times 10^3}{\frac{37130 \times 275}{1.1}} + \frac{0.81 \times (297.83 \times 10^6)}{\frac{10980 \times 10^3 \times 275}{1.1}} + \frac{0.19 \times (113.16 \times 10^6)}{\frac{1054 \times 10^3 \times 275}{1.1}} = 0.65 \leq 1$$

○ Déversement :

$$\chi_z \times \frac{N_{sd}}{A \times f_y} + \frac{K_{LT} \times M_{y, sd}}{\chi_{LT} \frac{W_{el,y} \times f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z \times M_{z, sd}}{\frac{W_{el,z} \times f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}}$$

$$M_{cr} = C1 \frac{\pi^2 E I_z}{(K * L)^2} \times \left\{ \left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(K * L)^2 \times G * L_t}{\pi^2 E I_z} + (C2 \times Z_g)^2 - (C2 \times Z_g - C3 \times Z_j) \right\}$$

Avec

I _w	I _t	C1	C2	C3	5	kw
29.46 × 10 ¹² mm ⁴	1137 × 10 ⁴ mm ⁴	0.712	0.652	1.707	0.5	0.5

$$M_{cr} = 2 \times 10^{10} \text{ N.mm}$$

$$w = \frac{W_{el,y}}{W_{ply}} = 0.87$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0.38 < 0.4 \text{ Donc y'a pas de risque de déversement}$$

V.2.2 Vérification des poutres

Les éléments poutres sont bi encastré dans le sens (X-X) sens porteur, supportant la charge du plancher et travaillant principalement à la flexion sous ces charges.

Donc la vérification de ces éléments se fait par les formules suivantes :

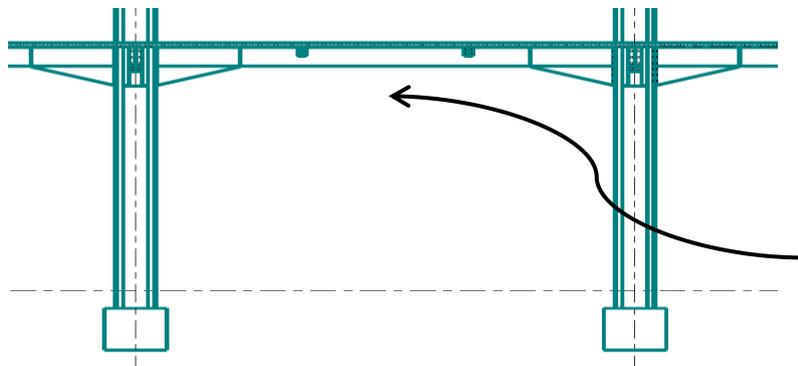
$$M_{sd} \leq M_{c.Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{mo}}$$

Dans le cas où l'effort tranchant calculé serait inférieur de 50h de $V_{pl,Rd}$ il faut vérifier que :

Avec : $V_{pl,Rd} = A_v \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}$

$$A_v = A - (2 \times b \times t_f) + (t_w + 2 r) \times t_f$$

- **Vérification de la poutre principale**



IPE 500

Figure V.3: schémas de la poutre principale

Tableau V.3 : Caractéristique géométrique et mécanique de IPE500

Désignation	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G Kg/m	A mm ²	h mm	b mm	t _f mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE 500	90.7	11550	500	200	16	48200	2142	2194	335.9	20.43	4.31

On à :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{sd} = 258.12 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ V_{sd} = 336.79 \text{ kN} \end{array} \right.$$

- **Vérifications de la résistance**

a) Moment fléchissant

Position de l'axe neutre plastique :

$$R_{\text{Béton}} = \frac{0.85 \times f_{ck}}{1.5} \times b_{eff} \times hc \quad \text{avec} \quad f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$R_{\text{Béton}} = \left(\frac{0.85 \times 25}{1.5} \times 2000 \times 65 \right) 10^{-3} \longrightarrow R_{\text{Béton}} = 1841.66 \text{ kN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0.95 \times 275 \times 11550 \times 10^{-3} = 3017.43 \text{ kN}$$

$$R_{\text{Béton}} < R_{\text{Acier}}$$

$$R_w = 0.9 \times f_y \times A_w = 0.9 \times 275 \times 4773.6 = 1181.466 \text{ kN}$$

$$R_{\text{Béton}} > R_w$$

$$\begin{aligned} M_{pl,rd} &= R_a \times \left(\frac{ha}{2} \right) + R_b \times \left(\frac{hc}{2} + hp \right) \\ &= 3017.43 \times \left(\frac{500}{2} \right) + 1841.66 \times \left(\frac{65}{2} + 55 \right) \times 10^{-3} = 915.50 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$M_{sd} = 258.12 \text{ kN.m} < M_{pl,rd} = 915.50 \text{ kN.m} \longrightarrow \text{condition Vérifiée}$$

b) Effort tranchant

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{plRd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$

$$V_{plrd} = \frac{5985.2 \times 275}{\sqrt{3}} \times 10^{-3} = 950.27 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 336.79 \text{ kN} < V_{plRd} = 950.27 \text{ kN} \longrightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

$$V_{sd} = 336.79 \text{ kN} < 0,5 V_{plRd} = 475.14 \text{ kN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

- Vérification de la poutre secondaire

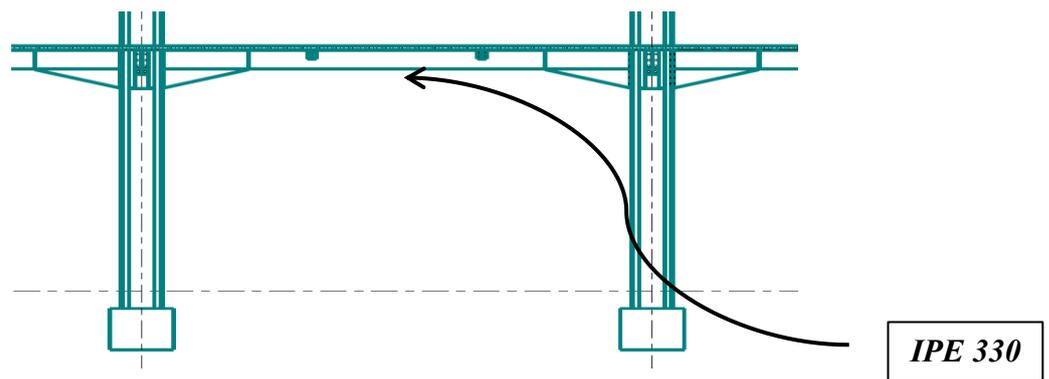


Figure V.4: schémas de la poutre secondaire

Tableau V.4 : Caractéristique géométrique et mécanique de IPE330

Désignation	Poids	Section	Dimension			Caractéristiques					
	G Kg/m	A Mm ²	h mm	b mm	tf mm	I _y Cm ⁴	I _z Cm ⁴	W _{pl-y} Cm ³	W _{pl-z} Cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE 330	49.1	62.61	330.0	160	11.5	11766.89	788.14	804.33	153.68	13.71	3.55

$$\text{On à : } \begin{cases} M_{sd} = 86.72 \text{ kN.m} \\ V_{sd} = 71.11 \text{ kN} \end{cases}$$

- **Vérifications de la résistance**

- a) **Moment fléchissant**

Position de l'axe neutre plastique :

$$R_{\text{Béton}} = \frac{0.85 * f_{ck}}{1.5} \times b_{eff} \times hc \quad \text{avec} \quad f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$R_{\text{Béton}} = \left(\frac{0.85 * 25}{1.5} \times 1500 \times 65 \right) 10^{-3} \longrightarrow R_{\text{Béton}} = 1381.25 \text{ kN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0.95 \times 275 \times 6260 \times 10^{-3} = 1635.425 \text{ kN}$$

$$\mathbf{R_{\text{Béton}} < R_{\text{Acier}}}$$

$$R_w = 0.9 \times f_y \times A_w = 0.9 \times 275 \times 2302.5 = 569.87 \text{ kN}$$

$$\mathbf{R_{\text{Béton}} > R_w}$$

$$M_{pl,rd} = Ra \times \left(\frac{ha}{2} \right) + Rb \times \left(\frac{hc}{2} + hp \right)$$

$$= 1635.425 \times \left(\frac{330}{2} \right) + 1381.25 \times \left(\frac{65}{2} + 55 \right) * 10^{-3} = 390.7 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 86.72 \text{ kN.m} < M_{pl,rd} = 390.7 \text{ kN.m} \longrightarrow \mathbf{Condition\ Vérifiée}$$

- b) **Effort tranchant**

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{plRd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$

$$V_{plrd} = \frac{3080 \times 275}{\sqrt{3}} \times 10^{-3} = 489.02 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 71.11 < 0,5 V_{plRd} = 489.02 \text{ kN} \longrightarrow \mathbf{Condition\ Vérifiée}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

- c) **déversement**

Il n'y a pas lieu de vérifier le déversement pour les poutres car on a un plancher collaborant, donc les poutres sont prémunies contre ce phénomène.

V.2.3. Vérification des paliers de stabilité :

Les types des palées triangulées utilisés dans cette étude et qui sont autorisées par le règlement parasismique algérien **RPA99/2003** sont : **Les palées en V**

• Vérification des palées en (V) REC300x200x12

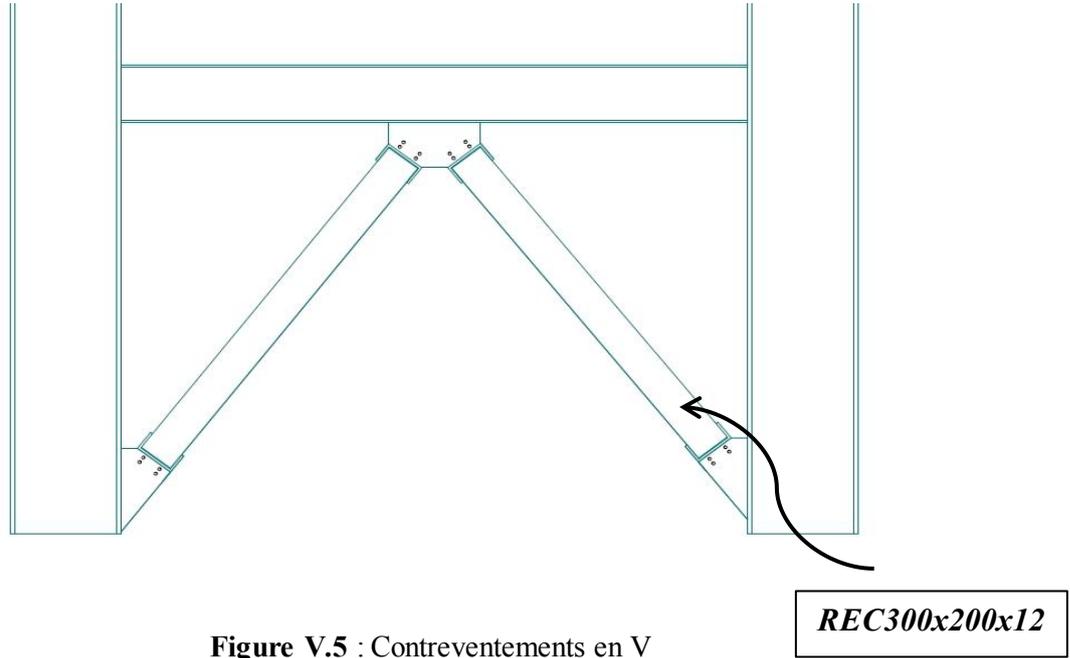


Figure V.5 : Contreventements en V

Tableau V.5 : Caractéristique géométrique et mécanique de RECx300x200x12

Désignation	Section	Caractéristiques							
	A mm ²	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{el-y} cm ³	W _{el-z} cm ³	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
REC300x200	11053.1	13354.9	7107.1	890.33	710.1	1093.07	825.99	109.9	80.2

Efforts interne tirés de Autodesk Robot Structural Analyse 2019, on considère l'effort le plus défavorable dans les barres constituantes du V.

• Vérification à la traction

On doit vérifier que : $N \leq N_{trd}$

- N : Effort normal maximum (traction).

- N_{trd} : Effort normal plastique. Avec

$$N_{trd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

N_{SD} = 2171.6 kN

$N_{trd} = \frac{11053.17 \times 275}{1} = 3039.65 \text{ kN}$

N_{SD} = 2171.6 kN < N_{trd} = 3039.65 kN

vérifiée



Condition

- **Vérification a la compression**

$N_{sd} = 1421.75$ kN donc on vérifie :

Nbrd pour (REC300x200x12)

Avec : $N_{brd} = \chi \cdot \beta \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$

$$\begin{cases} \lambda_y = \frac{5060}{109.9} = 46.04 \\ \lambda_z = \frac{4310}{80.2} = 53.74 \end{cases}$$

On a $\lambda_y < \lambda_z \Rightarrow$ le flambement se produit autour de l'axe (Y-Y)

Remarque : Pour les sections en [la courbe de flambement est " C "]

$$\bar{\lambda} = \frac{\sqrt{\beta \times A \times f_y}}{N_{cr}} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta}$$

Avec :

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9 \cdot \varepsilon = 86.8$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{46.04}{86.8} = 0.53$$

$$\phi_y = 0,5 \left[1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0.67$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \lambda_y^2}} = 0.92 \leq 1$$

$$N_{brd} = 0.92 \times 1 \times 11053.17 \times 10^{-3} \times \frac{275}{1.1} = 2542.23 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 1421.75 \text{ kN} < N_{brd} = 2542.23 \text{ kN} \quad \longrightarrow$$

Condition

vérifiée

V.2.4.Ferraillage de noyau central

Suivant la méthode des contraintes, Le calcul se fait par l'effort normal et moment fléchissant de la combinaison la plus défavorable (qui donnée *Asmax*) on calcul les paramètres suivant :

$$\sigma_t = \frac{N}{S} - \frac{M}{w}; \text{ avec } S = e \times L_{voile}$$

$A_s(\text{min}) = 0,20\%$ de la section horizontale du béton tendu ($L_T \times e$).

L'épaisseur des voiles

- P1 et P2, P3, P4 :

1er étage jusqu' a 16 éme étage $e = 40$ cm

$LP1 = LP2 = LP3 = 6$ m ; $L + P4 = 3$ m

- **Effort de compression a L'ELU**

L'effort limite ultime $N_{u,lim}$ est donné par les formules suivantes :

$$N_{u,lim} = \alpha \times \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

$$B_r = l_w \times [a - 2(cm)], \quad \lambda = \frac{l_f \times \sqrt{12}}{a} \quad \text{et} \quad \begin{cases} \alpha = \frac{0,65}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{30}\right)^2} & \text{Si } \lambda \leq 50 \\ \alpha = \frac{0,65}{\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2} & \text{Si } 50 \leq \lambda \leq 80 \end{cases}$$

- l_w : longueur du mur
- a : épaisseur du mur
- l_f : longueur de flambement

- **Pour RDC :**

$$B_r = 4100 \times (400 - 20) = 1558000 \text{ mm}^2 ; \quad \lambda = \frac{(4100 \times 0,7) \times \sqrt{12}}{400} = 24,85 \quad \text{Et } \alpha = 0,57$$

$$N_{u,lim} = 0,57 \times \frac{155,8 \times 10^4 \times 30}{0,9 \times 1,5} + 37240 \times \frac{500}{1,15} = 35925,97 \text{ kN}$$

$$N_{u,RDC} = 8486,85 \text{ kN} < N_{u,lim} = 35925,97 \text{ kN} \quad \text{condition vérifier.}$$

- **Ferraillage vertical**

- **Pier 1 et 2: $L = 6m$**

Tableau V.6 : ferrailage vertical dans pier 1 et 2

NIV	combinaison	N (kN)	M (kN.m)	σ_t (Mpa)	σ_c (Mpa)	Lt (m)	As (cm ²)	As min (cm ²)	As (cm ²)
16	G+Q+Ex	623.24	13.57	0.48	0.52	2.9	5.56	23.2	23.2
	0.8G+Ex	540.92	487.26	-1.89	2.75	-4.72	11.3	17.76	
15	G+Q+Ex	1234.52	648.27	-0.02	2	-0.06	0.0048	0.48	27.76
	0.8G+Ex	1165.07	1302.52	-1.09	2.97	-3.47	15.13	27.76	
14	G+Q+Ex	1883.44	1375.00	-2	2.3	-4	32	32	36.72
	0.8G+Ex	1813.09	2343.78	-2.22	5.12	-4.59	40.76	36.72	
13	G+Q-Ex	2394.24	2111.92	-1.37	5.23	-2.13	11.67	17.04	44.16
	0.8G+Ex	2323.34	3400.70	-3.44	7.18	-5.52	75.95	44.16	
12	G+Q-Ex	2812.04	2831.66	-2.16	6.68	-2.86	24.71	22.88	51.6
	0.8G+Ex	2737.27	4439.06	-4.73	9.13	-6.45	122.03	51.6	
11	G+Q-Ex	3069.69	3535.51	-3.05	7.99	-3.7	45.14	29.6	60.24
	0.8G+Ex	3025.15	5459.27	-6.09	10.97	-7.53	183.43	60.24	
10	G+Q-Ex	2646.86	4152.62	-4.35	8.61	-6.12	106.48	48.96	69.12
	0.8G+Ex	3025.15	6395.27	-7.55	12.79	-8.64	260.92	69.12	
9	G+Q-Ex	3086.69	4824.17	-5.04	10.02	-6.07	122.37	48.56	86.56
	0.8G+Ex	3105.58	7378.51	-9.02	14.02	-10.82	390.38	86.56	
8	G+Q-Ex	3489.87	5549.48	-5.86	11.48	-6.25	146.5	50	87.52
	0.8G+Ex	3503.76	8420.59	-10.32	15.98	-10.94	451.6	87.52	
7	G+Q-Ex	3755.99	6417.60	-6.99	13.05	-6.92	193.48	55.36	94.4
	0.8G+Ex	3765.00	9595.16	-11.96	18.04	-11.80	564.51	94.4	
6	G+Q-Ex	3376.00	7147.84	-8.45	13.9	-9.3	314.34	74.4	122.8
	0.8G+Ex	3333.33	10505.00	-13.72	19.08	-15.35	824.40	122.8	
5	G+Q-Ex	3820.28	8085.73	-9.51	15.75	-9.14	347.68	74.72	118
	0.8G+Ex	3806.14	11634.25	-15.1	21.24	-14.75	890.9	118	
4	G+Q-Ex	4413.77	9385.55	-11.1	18.22	-9.35	415.14	74.8	74.8
	0.8G+Ex	4402.01	13124.30	-16.95	24.05	-6.82	462.4	54.56	
3	G+Q-Ex	4579.34	10807.64	-13.19	20.57	-10.72	565.58	85.76	127.52
	0.8G+Ex	4555.97	14838.29	-19.51	26.85	-15.94	1243.95	127.52	
2	G+Q-Ex	5551.18	12023.53	-7.35	14.11	-6.52	191.68	52.16	79.44
	0.8G+Ex	5580.92	16421.44	-11.26	18.06	-9.93	447.24	79.44	
1	G+Q-Ex	5753	14353.67	-9.31	16.31	-7.98	297.17	63.84	118.72
	0.8G+Ex	4625.6	18783.46	-13.95	19.59	-14.84	828.07	118.72	

- **Pier 3: $L = 6m$**

Tableau V.7: ferrailage vertical dans pier 3

NIV	combinaison	N (kN)	M (kN.m)	σ_t (Mpa)	σ_c (Mpa)	Lt (m)	As (cm ²)	As min (cm ²)	As (cm ²)
16	G+Q+Ex	712.20	3265.10	- 6.4	10.84	-8.64	221.18	69.12	69.12
	0.8G+Ex	631.35	3592.82	-5.2	10.7	-5.67	117.93	45.36	
15	G+Q+Ex	652.16	6264.21	-4.52	15.04	-2.57	46.46	20.56	31.2
	0.8G+Ex	582.72	6918.46	-6.12	15.5	-3.9	95.47	31.2	
14	G+Q+Ex	669.19	7568.55	-6.42	17.22	-3.56	91.42	28.48	42.24
	0.8G+Ex	598.85	8537.33	-8.51	18.17	-5.28	142.62	42.24	
13	G+Q-Ex	668.66	8289.66	-7.55	18.35	-4.19	126.54	33.52	50.48
	0.8G+Ex	597.76	9578.42	-10.14	19.78	-6.31	255.93	50.48	
12	G+Q-Ex	684.30	9465.72	-9.27	20.31	-5.04	186.88	40.32	60.56
	0.8G+Ex	609.53	11073.13	-1.24	2.22	-7.59	37.64	60.72	
11	G+Q-Ex	694.73	11811.77	-1.28	2.4	-6.85	35.07	54.8	78.72
	0.8G+Ex	623.69	13735.53	-1.64	2.64	-9.84	64.55	78.72	
10	G+Q-Ex	416.51	15221.84	-2.04	2.7	-18.54	151.28	148.32	162.48
	0.8G+Ex	443.96	17464.49	-2.37	3.07	-20.31	192.53	162.48	
9	G+Q-Ex	526.46	19927.17	-2.69	3.53	-19.21	206.69	153.68	167.44
	0.8G+Ex	545.35	22481.51	-3.07	3.95	-20.93	257.02	167.44	
8	G+Q-Ex	606.61	26102.35	-3.58	4.47	-24.13	345.68	193.04	193.04
	0.8G+Ex	620.49	28973.46	-4.02	5.02	-24.12	387.84	192.96	
7	G+Q-Ex	686.15	33744.31	-4.72	5.82	-25.96	490.12	207.68	223.28
	0.8G+Ex	695.16	36921.87	-5.21	6.33	-27.91	581.64	223.28	
6	G+Q-Ex	1060.29	42748.58	-5.82	7.49	-20.91	486.78	167.28	186.72
	0.8G+Ex	1017.62	46105.74	-6.38	8.02	-23.34	595.63	186.72	
5	G+Q-Ex	1050.63	53699.54	-7.55	9.23	-26.96	814.19	215.68	234.48
	0.8G+Ex	1036.48	57247.96	-8.11	9.77	-29.31	950.81	234.48	
4	G+Q-Ex	1184.78	67156.07	-9.54	11.44	-30.12	1149.38	240.96	256.88
	0.8G+Ex	1173.02	70921.82	-10.14	12.02	-32.36	1312.52	256.88	
3	G+Q-Ex	1252.12	82621.52	-11.89	13.91	-35.31	1679.34	282.48	304
	0.8G+Ex	1228.74	86652.15	-12.54	14.52	-38	1906.08	304	
2	G+Q-Ex	1020.19	103092.38	-8.58	9.82	-41.51	1424.62	332.1	353.28
	0.8G+Ex	1007.26	107490.30	-8.98	10.2	-44.16	1586.22	353.28	
1	G+Q-Ex	884.92	109384	-9.41	10.11	-51.37	2309.96	360.96	372.4
	0.8G+Ex	804.17	113814.17	-9.88	10.44	-53.8	4181.21	372.4	

- **Pier 4: $L_p = 3m$**

Tableau V.8: ferrailage vertical dans pier 4

NIV	combinaison	N (kN)	M (kN.m)	σ_t (Mpa)	σ_c (Mpa)	Lt (m)	As (cm ²)	As min (cm ²)	
16	G+Q+Ex	712.20	3265.10	-6.4	10.84	-4.32	110.6	34.56	34.56
	0.8G+Ex	631.35	3592.82	-5.2	10.7	-2.83	58.86	22.64	
15	G+Q+Ex	652.16	6264.21	-4.52	15.04	-1.3	23.50	10.4	15.6
	0.8G+Ex	582.72	6918.46	-6.12	15.5	-1.95	47.73	15.6	
14	G+Q+Ex	669.19	7568.55	-6.42	17.22	-1.78	45.71	14.24	21.12
	0.8G+Ex	598.85	8537.33	-8.51	18.17	-2.64	89.86	21.12	
13	G+Q-Ex	668.66	8289.66	-7.55	18.35	-2.09	63.12	16.72	25.2
	0.8G+Ex	597.76	9578.42	-10.14	19.78	-3.15	127.76	25.2	
12	G+Q-Ex	684.30	9465.72	-9.27	20.31	-2.52	93.44	20.16	30.32
	0.8G+Ex	609.53	11073.13	-1.24	2.22	-3.79	18.79	30.32	
11	G+Q-Ex	694.73	11811.77	-1.28	2.4	-3.43	17.56	27.44	39.36
	0.8G+Ex	623.69	13735.53	-1.64	2.64	-4.92	32.27	39.36	
10	G+Q-Ex	416.51	15221.84	-2.04	2.7	-9.27	75.64	74.16	81.2
	0.8G+Ex	443.96	17464.49	-2.37	3.07	-10.15	96.22	81.2	
9	G+Q-Ex	526.46	19927.17	-2.69	3.53	-9.6	103.29	76.8	83.68
	0.8G+Ex	545.35	22481.51	-3.07	3.95	-10.46	128.45	83.68	
8	G+Q-Ex	606.61	26102.35	-3.58	4.47	-12.06	185.72	96.48	96.48
	0.8G+Ex	620.49	28973.46	-4.02	5.02	-12.06	193.92	96.48	
7	G+Q-Ex	686.15	33744.31	-4.72	5.82	-12.87	242.98	102.96	111.6
	0.8G+Ex	695.16	36921.87	-5.21	6.33	-13.95	290.72	111.6	
6	G+Q-Ex	1060.29	42748.58	-5.82	7.49	-10.45	243.27	83.6	93.36
	0.8G+Ex	1017.62	46105.74	-6.38	8.02	-11.67	297.81	93.36	
5	G+Q-Ex	1050.63	53699.54	-7.55	9.23	-13.48	407.09	107.84	117.2
	0.8G+Ex	1036.48	57247.96	-8.11	9.77	-14.65	475.24	117.2	
4	G+Q-Ex	1184.78	67156.07	-9.54	11.44	-15.06	574.68	120.48	121.44
	0.8G+Ex	1173.02	70921.82	-10.14	12.02	-15.18	615.70	121.44	
3	G+Q-Ex	1252.12	82621.52	-11.89	13.91	-17.65	839.43	141.2	152
	0.8G+Ex	1228.74	86652.15	-12.54	14.52	-19	953.04	152	
2	G+Q-Ex	1020.19	103092.38	-8.58	9.82	-20.75	734.55	166	176.64
	0.8G+Ex	1007.26	107490.30	-8.98	10.2	-22.08	793.11	176.64	
1	G+Q-Ex	816.92	109384	-9.41	10.11	-32.33	1518.02	222.64	222.64
	0.8G+Ex	802.17	113814.17	-9.88	10.44	-22.92	2091.39	198.02	

- **Choix des armatures :**

TableauV.9: ferrailage pour chaque étage des trumeaux 1 et 2

Etage	Choix	Choix	As(cm ²)
10 » 16	2.(11T16)	2*(16T16)	80.44
4 » 9	2*(11T12)	2*(16T20)	125.42
1 » 3	2*(16T16)	2*(11T20)	133.46

Choix des armatures

TableauV.10 : ferrailage pour chaque étage des trumeaux 3

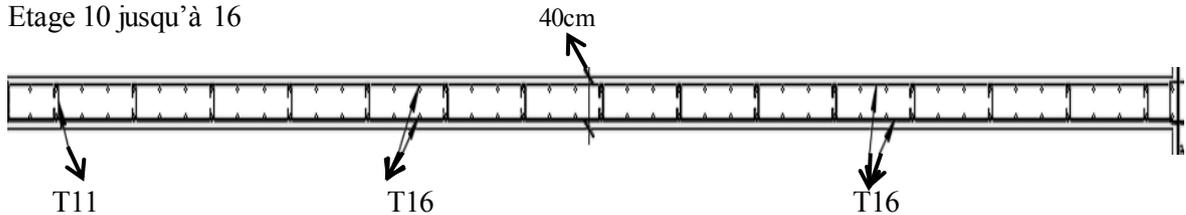
Etage	Choix	Choix	As(cm ²)
10 » 16	2*(11T16)	2*(16T16)	80.44
4 » 9	4*(16T20)	2*(11T20)	270.2
1 » 3	4*(16T25)	2*(16T20)	414.7

- **Choix des armatures**

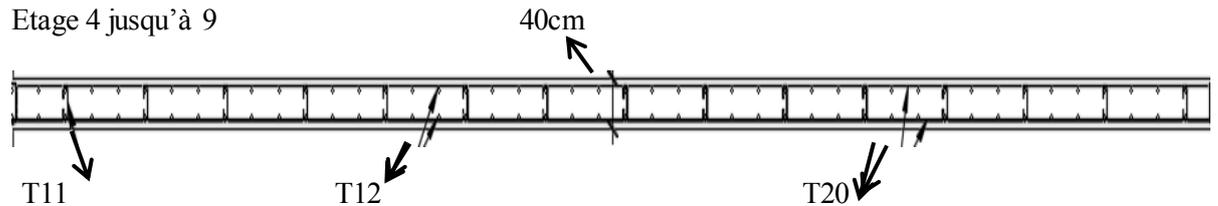
Tableau V.11 : ferrailage pour chaque étage des trumeaux4

Etage	Choix	Choix	As(cm ²)
10 » 16	2*(11T12)	2*(9T112)	45.24
4 » 9	2*(16T20)	2*(11T12)	125.42
1 » 3	4*(16T20)	2*(11T12)	225.96

Etage 10 jusqu'à 16



Etage 4 jusqu'à 9



Etage 1 jusqu'à 3

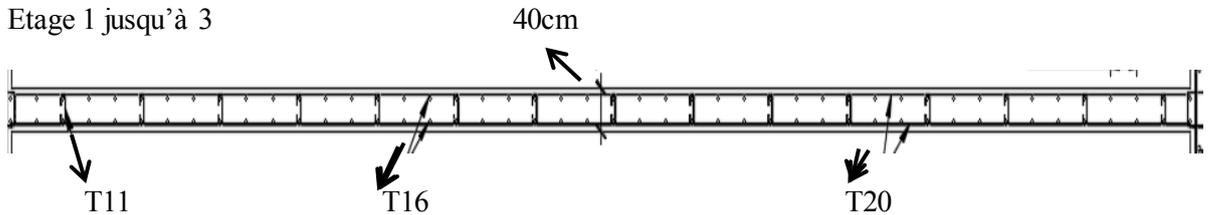
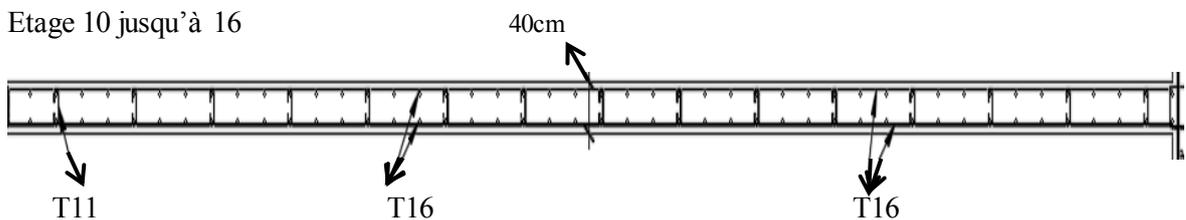
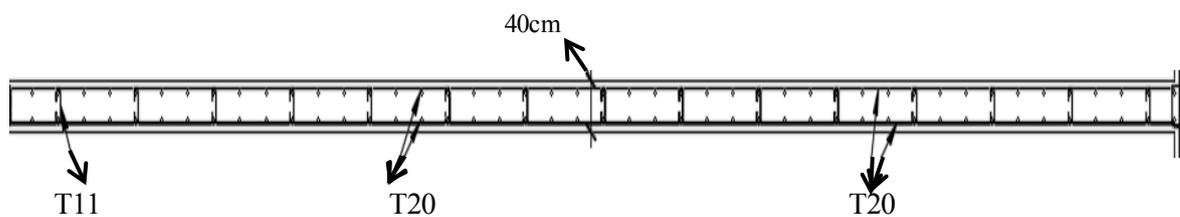


Figure V.6 : schéma de ferrailage pour chaque étage des trumeaux 1 et 2

Etage 10 jusqu'à 16



Etage 4 jusqu'à 9



Etage 1 jusqu'à 3

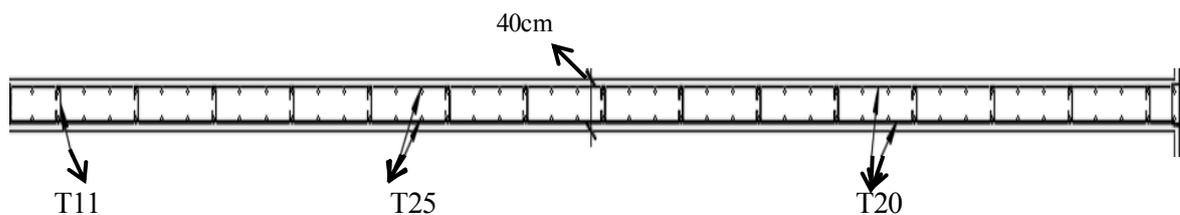
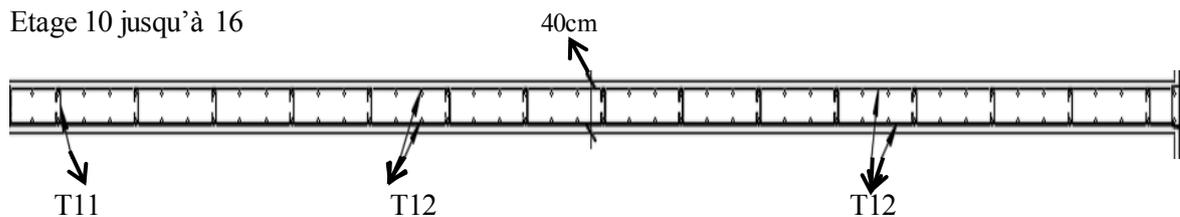


Figure V.7: schéma de ferrailage pour chaque étage des trumeaux 3

Etage 10 jusqu'à 16



Etage 1 jusqu'à 9 et pour

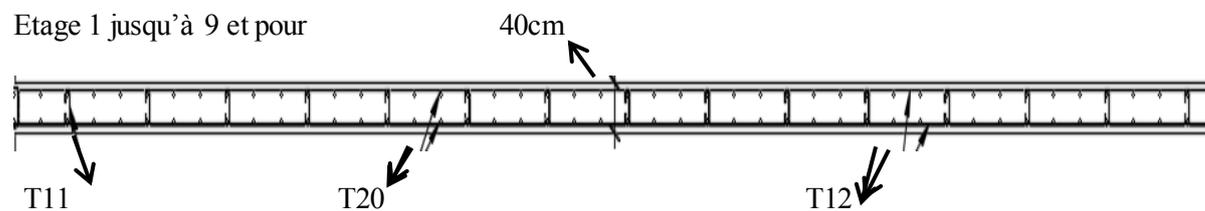


Figure V.8: schéma de ferrailage pour chaque étage des trumeaux 4

Chapitre V :
Etude dynamique en zone sismique

VI.1.Introduction

Les moyens d'assemblage tels que les soudures ou les boulons permettent de relier entre elles les pièces élémentaires, de formes diverses, constituant une charpente métallique. Les assemblages représentent ainsi une composante essentielle de toute structure et méritent de ce fait une attention particulière . on distingue deux types de fonctionnement.

- **Fonctionnement par obstacle**
- **Fonctionnement par adhérence**

Dans notre projet nous aurons recours à trois types d'assemblages :

- Assemblages soudés.
- Assemblage par boulons ordinaires.
- Assemblage par boulons H-R.

Dans ce chapitre, (05) types d'assemblage seront traités qui sont :

- Assemblage poutre - solive;
- Assemblage poteau - poutre ;
- Assemblage poteau – poteau (HEB) ;
- Assemblage contreventement ;
- Assemblage poteau – poteau (composé)

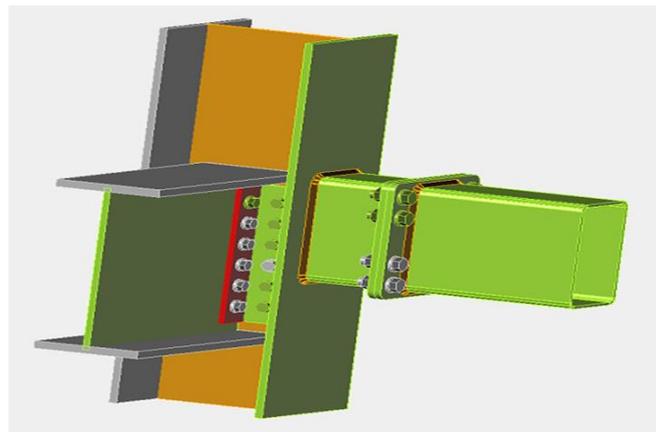


Figure VI.1 : Exemples des assemblages boulonnés.

VI.2.Assemblage poutre solive

L'assemblage est réalisé avec deux cornières à l'extrémité de la solive et l'âme de la poutre.

- Poutre **IPE 500**

$$H = 500\text{mm} ; b = 200\text{mm} ; tf = 16\text{mm} ; tw = 10.2\text{mm} ; A = 115.52\text{cm}^2$$

- Solive **IPE 220**

$$H = 220\text{mm} ; b = 110\text{mm} ; tf = 9.2\text{mm} ; tw = 5.9\text{mm} ; A = 33.37\text{cm}^2$$

VI.2.1. Dimensionnement de l'assemblage

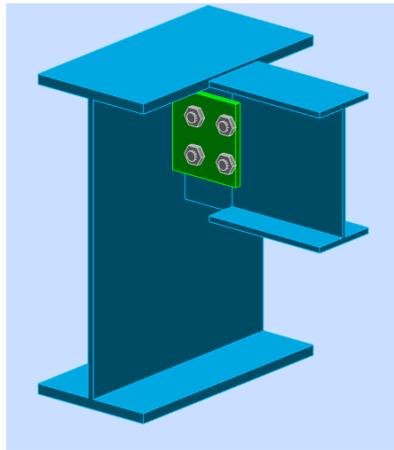


Figure VI.2 : Assemblage poutre- solive

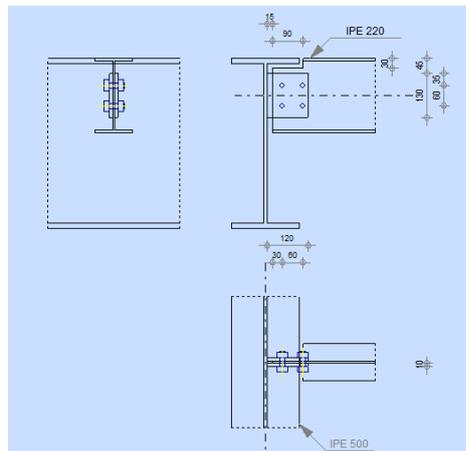


Figure VI.3 : Schéma d'assemblage poutre- solive

Les résultats afficher par le ROBOT 2019

1. Platine

Tableau VI.1 : caractéristique de platine

Longueur de la platine	Hauteur de la platine	Epaisseur de la platine	Résistance
$l_p = 120 \text{ mm}$	$h_p = 130 \text{ mm}$	$t_p = 10 \text{ mm}$	$f_{dp} = 275,00 \text{ MPa}$

2. Boulons

Boulons assemblant la poutre a la platine Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Tableau VI.2 : caractéristique des boulons

Diamètre du boulon	Classe du boulon	Nombre de colonnes des boulons	Nombre de rangée des boulons
$D = 16 \text{ mm}$	Ordinaire 8.8	$K = 2$	$W = 2$

3. Soudures

a 8mm Soudures assemblant la plaquette à la poutre principale

4. Efforts

$V_{brd} = 7.35 \text{ kn}$ Effort tranchant

5. Résultats

Boulons assemblant la poutre a la platine

Force agissants sur les boulons dans l'assemblage platine – poutre

$F_{xrd} = 2.45 \text{ kn}$ Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x

$F_{zrd} = 4.29 \text{ kn}$ Effort de calcul total dans le boulons sur la direction z

$F_{ed} = 4.29 \text{ kn}$ Effort tranchant résultant dans le boulon

$F_{rdx} = 42.48 \text{ kn}$ Résistance résultante de calcul du bolon

$F_{rdz} = 42.56 \text{ kn}$ Résistance résultante de calcul

$F_{xed} \leq F_{rdx} \rightarrow 2.45 \text{ kn} \leq 42.48 \text{ kn} \rightarrow \text{ok vérifier}$

$F_{zed} \leq F_{rdz} \rightarrow 2.29 \text{ kn} \leq 42.56 \text{ kn} \rightarrow \text{ok vérifier}$

$F_{ed} \leq F_{xrd} \rightarrow 2.29 \text{ kn} \leq 154.42 \text{ kn} \rightarrow \text{ok vérifier}$

○ **Vérification de la section pour le cisaillement de bloc (EFFORT AXIAL)**

• **Platine**

$V_{efrd} = 288.50 \text{ kn}$ Résistance de calcul de la section affaiblier par les trous

$0.5 \times N_{bfd} \leq V_{efrd} \rightarrow 2.5 \text{ kn} \leq 288.50 \text{ kn} \text{ ok vérifier}$

• **Poutre**

$V_{efrd} = 198.32 \text{ kn}$ résistance de calcul de la section affaiblie par les trou

$N_{bed} \leq V_{efrd} \rightarrow 1.5 \leq 198.32 \text{ ok vérifier}$

○ **Vérification de la section pour le cisaillement de bloc (EFFORT TRANSVERSAL)**

• **Platine**

$V_{efrd} = 185.72 \text{ kn}$ résistance de calcul de la section affaiblie par les trou

$0.5 \times V_{ebd} \leq V_{efrd} \rightarrow 3.67 \text{ kn} \leq 288.50 \text{ kn} \text{ ok vérifier}$

• **Poutre :**

$V_{efd} = 137.97 \text{ kn}$ résistance de calcul de la section affaiblie par les trou

$V_{bed} \leq V_{efd} \quad 7.35 \leq 137.97 \text{ ok vérifier}$

○ **Vérification de la platine affaiblie par les trous**

$0.9 \times \frac{A_t}{A_{t \text{ net}}} \leq \frac{f_y \times \gamma_m^2}{f_y \times \gamma_{m0}} \quad 0.01 \geq 0.01 \text{ ok vérifier}$

$V_{plrd} = 260.40 \text{ kn}$ Résistance plastique de calcul pour le cisaillement

$0.5 \times V_{bed} \leq V_{plrd} \quad 3.67 \text{ kn} < 206.4 \text{ kn} \text{ ok vérifier}$

○ **Vérification de la résistance de la section de la poutre affaiblie par les trous**

$$A_t = 560.5 \text{ mm}^2 \quad \text{Aire de la zone tendue de la section brute}$$

$$A_{t \text{ net}} = 454.30 \text{ mm}^2 \quad \text{Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$0.9 \times \frac{A_t}{A_{t \text{ net}}} \leq \frac{f_y \times \gamma_{m2}}{f_y \times \gamma_{m0}} \quad 0.73 \leq 0.85 \quad \text{ok vérifier}$$

$$W_{\text{net}} = 33218.14 \text{ mm}^3 \quad \text{facteur élastique de la section}$$

$$M_{cr \text{ net}} = 9.13 \text{ kn} \times m \quad \text{Résistance de calcul de la section à la flexion}$$

$$M_{cr \text{ net}} = \frac{W_{\text{net}} \times f_{yp}}{\gamma_{m0}}$$

$$M_0 \leq M_{cr \text{ net}} \rightarrow 0.59 \text{ kn} \leq 9.13 \text{ kn} \quad \text{ok vérifier}$$

$$A_v = 1121.00 \text{ mm}^2 \quad \text{Aire de la section efficace en cisaillement}$$

$$A_{v \text{ net}} = 908.60 \text{ mm}^2 \quad \text{Aire de la section efficace nette en cisaillement } A_{v \text{ net}} \\ = A_v - n_v \times d_0$$

$$V_{plrd} = 177.95 \text{ kn}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_{v \text{ net}} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

$$V_{bed} \leq V_{plrd} \rightarrow 7.35 \leq 177.98 \text{ kn} \quad \text{ok vérifier}$$

○ **Résistance de soudures**

• **Soudure d'angle entre la platine et la poutre principal**

$$\sigma = 12.23 \text{ MPa} \quad \text{contrainte normal dans la soudure}$$

$$\sigma_t = 8.65 \text{ MPa} \quad \text{contrainte normal perpendiculaire dans la soudure}$$

$$\sigma_t \leq \frac{0.9 \times f_y}{\gamma_{m2}} \quad 8.65 \leq 291.60 \quad \text{ok vérifier}$$

$$\tau_1 = 8.65 \text{ MPa} \quad \text{contrainte tangentielle perpendiculaire}$$

$$\tau_2 = 3.53 \text{ MPa} \quad \text{contrainte tangentielle parallèle}$$

$$\beta_w = 0.85 \quad \text{coefficient de corrélation}$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \times (\tau_{\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2)]} \leq \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{m2}} \quad 18.35 \leq 381.18 \quad \text{ok vérifier}$$

Remarques

Pince boulon-extrémité grugeage vertical de la plaque trop faible 15 [mm] < 22 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,60

VI.3.Assemblage Poteau - Poutre (HEB 900- IPE 500) de rive

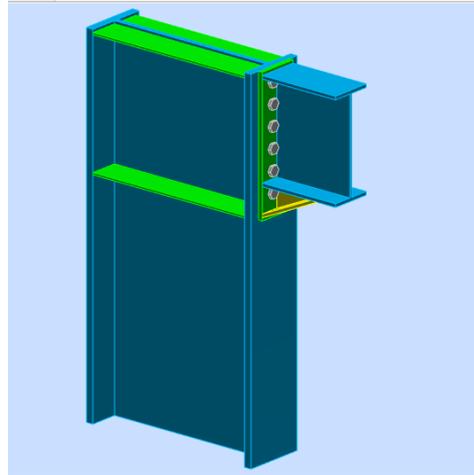


Figure VI.4 : Assemblage poteau – poutre

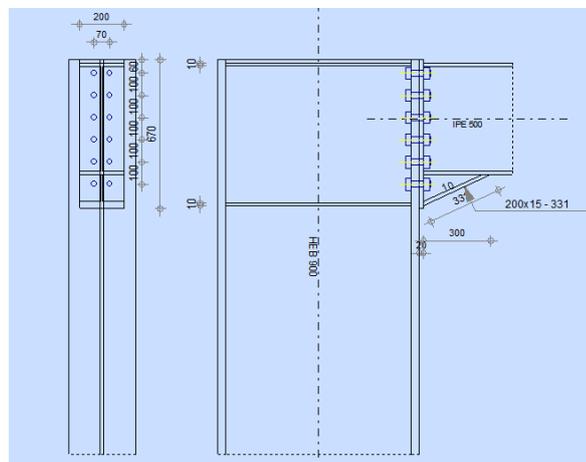


Figure VI.5 : Schéma d’assemblage poteau – poutre

1. Poteau HEB900

$H = 900mm ; b = 300mm ; tf = 35mm ; tw = 18.5mm ; A = 371.28cm^2$

2. Poutre IPE500

$H = 500mm ; b = 200mm ; tf = 16mm ; tw = 10.2mm ; A = 115.52cm^2$

L1 = 200mm
L2 = 94.9mm
L3 = 486mm

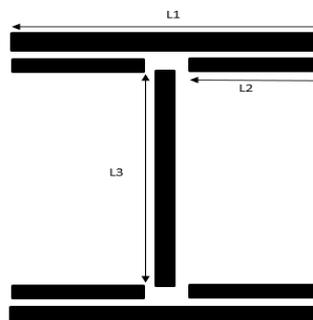


Figure VI.6: Assemblage soudé poutres –platine

1. Boulons

Tableau VI.3 : Caractéristique des boulons

Diamètre du boulon	Classe du boulon	Résistance du boulon à la traction	Nombre de colonnes des boulons
27	HR8.8	297.43 kn	nh=2
Nombre de rangées des boulons	Pince premier boulon- extrémité supérieure de la platine d'about	Ecartement e_i	Entraxe p_i
Nv=6	H1=60mm	$e_i = 70\text{mm}$	$P_i = 100\text{mm}$

2. Platine

Tableau VI.4 : Caractéristique de platine

Hauteur de la platine	Largeur de la platine	Epaisseur de la platine	Résistance
$h_p = 670\text{mm}$	$b_p = 200\text{ mm}$	$t_p = 20\text{mm}$	$f_{yp} = 275,00\text{MP}$

3. Jarret inférieur

Tableau VI.5 : Caractéristique de jarret inférieur

Largeur de la platine	Epaisseur de l'aile	Hauteur de la platine	Epaisseur de l'âme
$w_d = 200\text{mm}$	$t_{fd} = 15\text{mm}$	$h_d = 140\text{mm}$	$t_{wd} = 10\text{mm}$
Longueur de la platine	Angle d'inclinaison	Résistance	Matériaux
$l_d = 300\text{mm}$	$\alpha = 25\text{deg}$	$f_{ybu} = 275,00\text{MPA}$	Acier E28

4. Raidisseur de poteau

- Supérieur

Tableau VI.6: Caractéristique de raidisseur supérieur de poteau

Hauteur du raidisseur	Largeur du raidisseur	Epaisseur du raidisseur	Résistance
$h_{su} = 830\text{ mm}$	$b_{su} = 141\text{mm}$	$t_{hu} = 10\text{mm}$	$f_{ysu} = 235,00\text{MPA}$

- Inférieur

Tableau VI.7: Caractéristique de raidisseur inférieur de poteau

Hauteur du raidisseur	Largeur du raidisseur	Epaisseur du raidisseur	Résistance
$h_{sd} = 830\text{mm}$	$b_{sd} = 141\text{mm}$	$t_{hd} = 10\text{mm}$	$f_{ysu} = 235,00\text{MPA}$

5. Soudure d'angle

Tableau VI.8: Caractéristique de soudure d'angle

Soudure âme	Soudure semelle	Soudure du raidisseur	Soudure horizontale
$a_w = 8\text{mm}$	$a_f = 12\text{mm}$	$a_s = 8\text{mm}$	$a_{fd} = 5\text{mm}$

- les effort donné par logiciel

$M_{bed} = 56.17\text{kn} \times m$ moment fléchissant dans la poutre droite

$V_{bed} = 2.23kn$ effort tranchant dans la poutre droit

○ **Résistance de la poutre**

$N_{rd} = 3176.80KN$ Résistance de calcul de la section à la compression

$V_{rd} = 1172.88kn$ Résistance de calcul de la section au cisaillement

$$\frac{V_{bed}}{V_{rd}} \leq 1 \rightarrow 0.2 \leq 1 \quad \text{ok vérifier}$$

$M_{plrd} = 603.38k \times m$ Résistance plastique de la section à la flexion (sans renfort)

$M_{rd} = 723.80k \times m$ Résistance plastique de la section à la flexion

$F_{brd} = 1160.45kn$ Résistance de l'aile de l'ame comprimées

$F_{brd} = 1031.25kn$ Résistance de l'ame de la poutre

○ **Résistance de poteau**

$V_{ed} = 72.25kn$ panneau d'ame en cisaillement

$V_{rd} = 2783.00kn$ Résistance de panneau d'ame en cisaillement

$$\frac{V_{bed}}{V_{rd}} \leq 1 \rightarrow 0.3 \leq 1 \quad \text{ok vérifier}$$

$F_{rd} = 2313.87kn$ Résistance de l'ame du poteau

○ **Résistance de l'assemblage a la compression**

$N_{rd} = 2062.5kn$ Résistance de l'assemblage à la compression

$$\frac{N_{bed}}{N_{rd}} \leq 1.00 \quad 0.4 \leq 1.00 \quad \text{ok vérifier}$$

○ **Résistance de l'assemblage a la flexion**

Tableau VI.9 : récapitulatif des efforts

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{tfc,Rd}$	$F_{twc,Rd}$	$F_{tep,Rd}$	$F_{twb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	587	55,94	594,86	55,94	526,04	367,45	594,86	989,38
2	487	55,94	594,86	55,94	523,52	367,45	594,86	989,38
3	387	55,94	594,86	55,94	523,52	367,45	594,86	989,38
4	287	55,94	594,86	55,94	523,52	367,45	594,86	989,38
5	187	55,94	594,86	55,94	523,52	367,45	594,86	989,38
6	87	55,94	594,86	55,94	523,52	367,45	594,86	989,38

○ **Résistance de l'assemblage a la flexion Mtrd**

$$M_{rd} = h_j \times F_{tj} \times R_d$$

$M_{rd} = 113.01kn \times m$ Résistance de l'assemblage à la flexion

$$\frac{M_{bed}}{M_{rd}} = 0.5 \leq 1.00 \quad \text{ok vérifier}$$

○ **Résistance de l'assemblage au cisaillement**

$V_{rd} = 2818.57 \text{ kN}$ Résistance de l'assemblage au cisaillement

$$\frac{V_{brd}}{V_{rd}} 0.1 \leq 1.00 \quad \text{ok vérifier}$$

○ **Résistance de soudures :**

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{II}^2 + \tau_{\perp}^2)]} \leq \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{m2}} \quad 24,02 < 381,18 \quad \text{ok vérifier}$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)]} \leq \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{m2}} \quad 21,17 < 381,18 \quad \text{ok vérifier}$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{0.9 \times f_u}{\gamma_{m2}} \quad 12,01 < 291,60 \quad \text{ok vérifier}$$

○ **Résistance de l'assemblage :**

$S_{j,ini} = 4273,98 \text{ kN} \times \text{m}$ Rigidité en rotation initiale

$S_j = 4273,98 \text{ kN} \times \text{m}$ Rigidité en rotation finale

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,50

VI.4. Assemblage poteau-poteau (HEB900 ; HEB900)

Les assemblages de continuité dans les constructions à plusieurs étages sont généralement fournis tous les deux ou trois étages et sont généralement situés juste au-dessus du niveau de l'étage

• **Charge ment extérieur :**

NED, G	NED	$M_{y,ED}$	VED
266.7 KN	2385.74KN	59.91KN*m	15.00KN

○ **Plaque de semelle extérieur :**

Hauteur : $h_{fp} = 800 \text{ mm} \geq 2b_{uc} = 600 \text{ mm}$

Largeur : $b_{fp} = 300 \text{ mm} \geq b_{uc} = 300 \text{ mm}$

épaisseur : $t_{fp} = 20 \text{ mm} \geq \frac{t_{fuc}}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ mm}$

○ **Plaque de l'âme extérieure :**

$b_{wp} = 480 \text{ mm} > h_{uc} \times 0.5 = 900 \times 0.5 = 450 \text{ mm}$

$t_{wp} = 15 \text{ mm} > \frac{t_w}{2} = \frac{18}{2} = 9 \text{ mm}$

○ **Détail de l'éclisse**

Plaque de la semelle 800 x 300 x 20

Plaque de l'âme 300 x 480 x 15

a) Disposition constructive des boulons de la semelle

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t ; 150 \text{ mm}) \quad \Rightarrow \quad 34.8 \leq e_1 \leq 420 \text{ mm}$$



$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t; 200\text{mm}) \quad 63.8 \leq p_1 \leq 200\text{mm}$$

$$1.2d_0 \leq e_2 \leq \max(12t; 150\text{mm}) \quad \Rightarrow \quad 34.8 \leq e_1 \leq 420\text{mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t; 200\text{mm}) \quad \Rightarrow \quad 81 \leq p_2 \leq 200\text{mm}$$

D'où : $e_1 = 90\text{mm}$; $p_1 = 150\text{mm}$

b) Disposition constructive des boulons de l'âme

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t; 150\text{mm}) \quad \Rightarrow \quad 34.8 \leq e_1 \leq 420\text{mm}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t; 200\text{mm}) \quad \Rightarrow \quad 63.8 \leq p_1 \leq 200\text{mm}$$

$$1.2d_0 \leq e_2 \leq \max(12t; 150\text{mm}) \quad \Rightarrow \quad 34.8 \leq e_1 \leq 420\text{mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t; 200\text{mm}) \quad \Rightarrow \quad 81 \leq p_2 \leq 200\text{mm}$$

D'où : $e_1 = 120\text{mm}$; $p_1 = 100\text{mm}$

○ présence de traction nette

$$M_{ed} \leq \frac{N_{edg} \times h}{2} = \frac{266.7 \times 10^3 \times 900}{2} = 120.015 \text{kn} \times \text{m}$$

$59.91 \text{kn} \times \text{m} \leq 120.015 \text{kn} \times \text{m}$ **ok vérifier** , Donc la traction nette ne se produit pas .

○ plaque et groupe de boulon

○ Eclisse de semelle Plaque

$$0.25 N_{ED} \leq N_{RD} = \frac{2Afp \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$N_{RD} = \frac{2Afp \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2 \times 300 \times 20 \times 275}{1} = 3300 \text{kn}$$

$$0.25 N_{ED} = 0.25 \times 2385.74 = 956.435 \text{kn} \leq N_{RD} \quad \text{ok vérifier}$$

○ Groupe de boulons

$$0.25 N_{ED} \leq 2F_{RD FP}$$

○ Résistance au cisaillement d'un boulon

$$F_{vrd} = \beta p \cdot \alpha \cdot f_{ub} \cdot \frac{A_s}{\gamma_{Mb}}$$

$$\beta p = \frac{9d}{8d + 3tp} = \frac{9 \times 27}{8 \times 27 + 3 \times 27} = 0.81$$

$$F_{vrd} = \frac{0.81 \times 0.6 \times 1000 \times 459}{1.25} = 176.256 \text{kN}$$

○ Résistance en pression diamétrale d'un boulon

$$F_{brd} = k \cdot \alpha \cdot f_{ub} \cdot d \cdot \frac{tp}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min\left(\frac{75}{3 \times 29}; \frac{90}{3 \times 29} - \frac{1}{4}; \frac{1000}{430}; 1\right)$$

$$\alpha = \min(0.83; 0.75; 2.32; 1) = 0.75$$

$$k = \min\left(2.8 \frac{e_1}{3d_0} - 1.7; 1.4 \frac{P_1}{3d_0} - 1.7; 2.5\right) = \min\left(2.8 \frac{75}{3 \times 29} - 1.7; 1.4 \frac{90}{3 \times 29} - 1.7; 2.5\right)$$

$$k = 0.71$$

$$F_{brd} = \frac{0.71 \times 0.83 \times 430 \times 27 \times 20}{1.25} = 109.468 \text{ kn}$$

Donc :

$$F_{rd,fp} = nF_{brd} = 8 \times 109.486 = 875.74 \text{ kn}$$

$$0.25 \text{ NED} = 596.435 \leq 2F_{rd,fp} = 1751.49 \text{ kn}$$

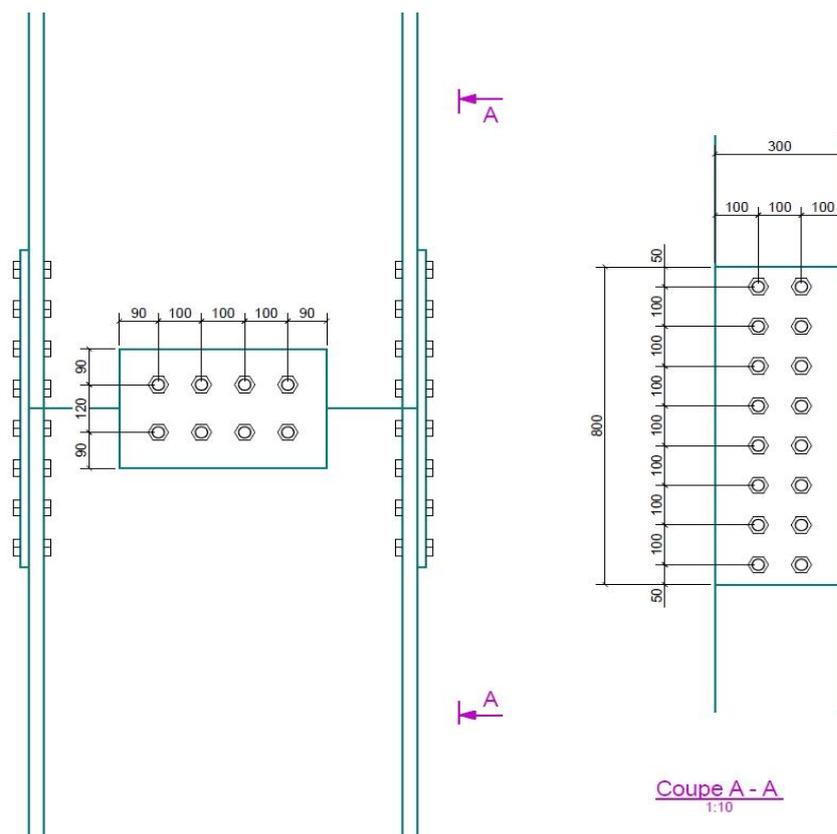


Figure VI.7 : schéma d'assemblage poteau-poteau

VI.5. Assemblage de continuité (PRS)

Vu la complexité des assemblages, on a opté pour un logiciel de calcul d'assemblage IDEA STATICA.



Figure VI.8: assemblage poteau (PRS)

- **Boulons**

Tableau VI.10 : Caractéristique des boulons (PRS)

Nom	Groupe de boulons	Diamètre [mm]	f_u [MPa]	Superficie brute [mm ²]
M24 8.8	M24 8.8	20	800,0	472
M27 8.8	M27 8.8	27	800.8	573

- **Charge ments**

Nom	Elément	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
LE1	TOP	-1551,0	0.00	0.00	0,0	45,0	-24,0

- **Platines**

Tableau VI.11: Caractéristique de la platine (PRS)

Nom	Épaisseur [mm]	Charges	σ_{Ed} [MPa]	ε_{Pl} [%]	Résultat
TOP-bfl 1	23,0	LE1	169,2	0,0	OK
TOP-tfl 1	23,0	LE1	108,2	0,0	OK
TOP-w 1	12,0	LE1	248,7	0,0	OK
TOP-tfl 2	14,0	LE1	233,5	0,0	OK
TOP-w 2	8,5	LE1	266,4	0,0	OK
TOP-tfl 3	14,0	LE1	175,8	0,0	OK
TOP-w 3	8,5	LE1	236,8	0,0	OK
Bottom-bfl 1	23,0	LE1	105,6	0,0	OK
Bottom-tfl 1	23,0	LE1	168,4	0,0	OK
Bottom-w 1	12,0	LE1	242,3	0,0	OK
Bottom-tfl 2	14,0	LE1	231,9	0,0	OK
Bottom-w 2	8,5	LE1	266,7	0,0	OK
Bottom-tfl 3	14,0	LE1	173,0	0,0	OK
Bottom-w 3	8,5	LE1	225,8	0,0	OK
SPL 1a	12,0	LE1	184,7	0,0	OK
SPL 1b	12,0	LE1	166,5	0,0	OK
SPL 1c	12,0	LE1	184,1	0,0	OK
SPL 2a	12,0	LE1	119,7	0,0	OK
SPL 2b	12,0	LE1	100,7	0,0	OK
SPL 2c	12,0	LE1	116,4	0,0	OK
SPL 3a	12,0	LE1	148,6	0,0	OK
SPL 3b	12,0	LE1	130,9	0,0	OK
SPL 3c	12,0	LE1	146,7	0,0	OK
SPL 4a	12,0	LE1	112,9	0,0	OK
SPL 4b	12,0	LE1	92,5	0,0	OK
SPL 4c	12,0	LE1	108,5	0,0	OK
SPL 5a	12,0	LE1	111,9	0,0	OK
SPL 5b	12,0	LE1	105,4	0,0	OK
SPL 7a	12,0	LE1	95,4	0,0	OK
SPL 7b	12,0	LE1	94,7	0,0	OK
SPL 8a	12,0	LE1	114,1	0,0	OK
SPL 8b	12,0	LE1	110,8	0,0	OK
SPL 9a	12,0	LE1	140,4	0,0	OK
SPL 9b	12,0	LE1	133,8	0,0	OK



Figure VI.9. Contrainte dans les composants à la base

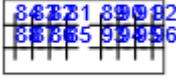
○ **Boulons**

Tableau VI.12: résultats de l'assemblage des boulons

	Nom	Classe	Charges	$F_{t,E}$ [kN]	V [kN]	U_{tt} [%]	$F_{b,Rd}$ [kN]	U_{ts} [%]	U_{ts} [%]	Résultat
	B1	M24 8.8 -1	LE1	20,6	107,7	10,1	514,0	79,4	86,7	OK
	B2	M24 8.8 -1	LE1	5,7	105,3	2,8	514,0	77,7	79,7	OK
	B3	M24 8.8 -1	LE1	1,2	105,7	0,6	514,0	78,0	78,4	OK
	B4	M24 8.8 -1	LE1	1,1	108,3	0,6	514,0	79,9	80,3	OK
	B5	M24 8.8 -1	LE1	24,5	108,5	12,0	514,0	80,0	88,6	OK
	B6	M24 8.8 -1	LE1	6,9	106,3	3,4	514,0	78,4	80,8	OK
	B7	M24 8.8 -1	LE1	0,9	106,6	0,4	514,0	78,6	79,0	OK
	B8	M24 8.8 -1	LE1	0,2	108,9	0,1	514,0	80,3	80,4	OK
	B9	M24 8.8 -1	LE1	20,6	107,7	10,1	514,0	79,4	86,7	OK
	B10	M24 8.8 -1	LE1	5,6	105,4	2,8	514,0	77,7	79,7	OK
	B11	M24 8.8 -1	LE1	1,2	105,7	0,6	514,0	78,0	78,4	OK
	B12	M24 8.8 -1	LE1	1,1	108,3	0,6	514,0	79,9	80,3	OK
	B13	M24 8.8 -1	LE1	24,5	108,5	12,0	514,0	80,0	88,6	OK
	B14	M24 8.8 -1	LE1	6,9	106,3	3,4	514,0	78,4	80,8	OK
	B15	M24 8.8 -1	LE1	0,8	106,6	0,4	514,0	78,7	78,9	OK
	B16	M24 8.8 -1	LE1	0,2	108,9	0,1	514,0	80,3	80,4	OK
	B17	M24 8.8 -1	LE1	22,2	100,2	10,9	514,0	73,9	81,7	OK
	B18	M24 8.8 -1	LE1	6,9	98,0	3,4	514,0	72,3	74,7	OK
	B19	M24 8.8 -1	LE1	1,0	98,3	0,5	514,0	72,5	72,8	OK
	B20	M24 8.8 -1	LE1	0,0	100,3	0,0	514,0	74,0	74,0	OK
	B21	M24 8.8 -1	LE1	17,1	94,8	8,4	514,0	70,0	76,0	OK
	B22	M24 8.8 -1	LE1	4,9	92,6	2,4	514,0	68,3	70,1	OK
	B23	M24 8.8 -1	LE1	1,1	92,9	0,5	514,0	68,6	69,0	OK
	B24	M24 8.8 -1	LE1	1,1	95,2	0,6	514,0	70,2	70,6	OK
	B25	M24 8.8 -1	LE1	22,1	100,2	10,9	514,0	73,9	81,7	OK
	B26	M24 8.8 -1	LE1	6,9	98,0	3,4	514,0	72,3	74,7	OK
	B27	M24 8.8 -1	LE1	1,0	98,2	0,5	514,0	72,5	72,8	OK

	B28	M24 8.8 -1	LE1	0,0	100,3	0,0	514,0	74,0	74,0	OK
	B29	M24 8.8 -1	LE1	17,2	94,9	8,4	514,0	70,0	76,0	OK
	B30	M24 8.8 -1	LE1	5,0	92,6	2,5	514,0	68,3	70,1	OK
	B31	M24 8.8 -1	LE1	1,1	93,0	0,6	514,0	68,6	69,0	OK
	B32	M24 8.8 -1	LE1	1,2	95,2	0,6	514,0	70,2	70,6	OK
	B33	M24 8.8 -1	LE1	26,5	113,0	13,0	514,0	83,3	92,6	OK
	B34	M24 8.8 -1	LE1	7,2	110,7	3,6	514,0	81,7	84,2	OK
	B35	M24 8.8 -1	LE1	0,9	111,1	0,4	514,0	82,0	82,3	OK
	B36	M24 8.8 -1	LE1	0,1	113,6	0,0	514,0	83,8	83,8	OK
	B37	M24 8.8 -1	LE1	20,5	108,7	10,1	514,0	80,2	87,4	OK
	B38	M24 8.8 -1	LE1	5,2	106,3	2,5	514,0	78,5	80,3	OK
	B39	M24 8.8 -1	LE1	1,2	106,8	0,6	514,0	78,8	79,2	OK
	B40	M24 8.8 -1	LE1	1,4	109,5	0,7	514,0	80,8	81,2	OK
	B41	M24 8.8 -1	LE1	26,4	112,9	13,0	514,0	83,3	92,6	OK
	B42	M24 8.8 -1	LE1	7,2	110,7	3,5	514,0	81,7	84,2	OK

	Nom	Classe	Charges	F _{t,Ed} [kN]	V [kN]	U _t [%]	F _{b,Rd} [kN]	U _{tS} [%]	U _{tS} [%]	Résultat
	B43	M24 8.8 - 1	LE1	0,9	111,1	0,5	514,0	82,0	82,3	OK
	B44	M24 8.8 - 1	LE1	0,1	113,5	0,1	514,0	83,8	83,8	OK
	B45	M24 8.8 - 1	LE1	20,5	108,7	10,1	514,0	80,2	87,4	OK
	B46	M24 8.8 - 1	LE1	5,3	106,3	2,6	514,0	78,4	80,3	OK
	B47	M24 8.8 - 1	LE1	1,1	106,8	0,5	514,0	78,8	79,2	OK
	B48	M24 8.8 - 1	LE1	1,3	109,5	0,7	514,0	80,8	81,2	OK
	B49	M27 8.8 - 2	LE1	21,1	114,3	8,0	474,1	64,9	70,6	OK
	B50	M27 8.8 - 2	LE1	5,9	111,3	2,2	474,1	63,1	64,8	OK
	B51	M27 8.8 - 2	LE1	1,6	111,7	0,6	474,1	63,3	63,8	OK
	B52	M27 8.8 - 2	LE1	1,5	114,8	0,6	474,1	65,1	65,5	OK
	B53	M27 8.8 - 2	LE1	26,2	117,0	9,9	474,1	66,4	73,5	OK
	B54	M27 8.8 - 2	LE1	7,9	114,2	3,0	474,1	64,8	66,9	OK
	B55	M27 8.8 - 2	LE1	1,4	114,5	0,5	474,1	65,0	65,4	OK
	B56	M27 8.8 - 2	LE1	0,2	117,5	0,1	474,1	66,6	66,7	OK
	B57	M27 8.8 - 2	LE1	21,1	114,3	8,0	474,1	64,9	70,6	OK
	B58	M27 8.8 - 2	LE1	5,9	111,3	2,2	474,1	63,2	64,8	OK
	B59	M27 8.8 - 2	LE1	1,5	111,7	0,6	474,1	63,3	63,8	OK
	B60	M27 8.8 - 2	LE1	1,4	114,8	0,5	474,1	65,1	65,5	OK
	B61	M27 8.8 - 2	LE1	26,2	117,0	9,9	474,1	66,4	73,5	OK
	B62	M27 8.8 - 2	LE1	7,9	114,2	3,0	474,1	64,8	66,9	OK
B63	M27 8.8 - 2	LE1	1,4	114,5	0,5	474,1	65,0	65,4	OK	
B64	M27 8.8 - 2	LE1	0,3	117,5	0,1	474,1	66,6	66,7	OK	
	B65	M27 8.8 - 3	LE1	22,6	93,5	8,5	250,6	53,0	59,1	OK
	B66	M27 8.8 - 3	LE1	8,6	89,1	3,2	250,6	50,5	52,9	OK
	B67	M27 8.8 - 3	LE1	2,1	89,2	0,8	250,6	50,6	51,2	OK
	B68	M27 8.8 - 3	LE1	5,8	93,4	2,2	250,6	53,0	54,6	OK
	B69	M27 8.8 - 3	LE1	16,7	93,5	6,3	250,6	53,0	57,5	OK
	B70	M27 8.8 - 3	LE1	7,8	88,7	2,9	250,6	50,3	52,4	OK

	B71	M27 8.8 - 3	LE1	3,0	88,8	1,1	250,6	50,4	51,2	OK
	B72	M27 8.8 - 3	LE1	8,1	93,2	3,1	250,6	52,9	55,1	OK
	B73	M27 8.8 - 3	LE1	22,6	93,5	8,6	250,6	53,0	59,1	OK
	B74	M27 8.8 - 3	LE1	8,5	89,1	3,2	250,6	50,5	52,8	OK
	B75	M27 8.8 - 3	LE1	2,1	89,2	0,8	250,6	50,6	51,2	OK
	B76	M27 8.8 - 3	LE1	5,8	93,4	2,2	250,6	53,0	54,6	OK
	B77	M27 8.8 - 3	LE1	16,6	93,5	6,3	250,6	53,0	57,5	OK
	B78	M27 8.8 - 3	LE1	7,8	88,7	3,0	250,6	50,3	52,4	OK
	B79	M27 8.8 - 3	LE1	3,0	88,8	1,1	250,6	50,4	51,2	OK
	B80	M27 8.8 - 3	LE1	8,1	93,2	3,1	250,6	52,9	55,1	OK
	B81	M27 8.8 - 3	LE1	20,5	87,9	7,8	250,6	49,9	55,4	OK
	B82	M27 8.8 - 3	LE1	9,4	82,5	3,6	250,6	46,8	49,4	OK
	B83	M27 8.8 - 3	LE1	3,9	82,1	1,5	250,6	46,6	47,6	OK
	B84	M27 8.8 - 3	LE1	6,2	86,3	2,4	250,6	48,9	50,6	OK
	B85	M27 8.8 - 3	LE1	21,0	86,9	7,9	250,6	49,3	54,9	OK
	B86	M27 8.8 - 3	LE1	9,6	81,6	3,6	250,6	46,3	48,9	OK

	Nom	Classe	Charges	$F_{t,Ed}$ [kN]	V [kn]	U_{tt} [%]	$F_{b,Rd}$ [kN]	U_{ts} [%]	U_{tts} [%]	Résultat
	B87	M27 8.8 - 3	LE1	3,4	81,3	1,3	250,6	46,1	47,1	OK
	B88	M27 8.8 - 3	LE1	5,4	85,5	2,1	250,6	48,5	50,0	OK
	B89	M27 8.8 - 3	LE1	20,3	87,9	7,7	250,6	49,9	55,4	OK
	B90	M27 8.8 - 3	LE1	9,4	82,5	3,6	250,6	46,8	49,4	OK
	B91	M27 8.8 - 3	LE1	3,9	82,1	1,5	250,6	46,6	47,6	OK
	B92	M27 8.8 - 3	LE1	6,2	86,3	2,4	250,6	48,9	50,6	OK
	B93	M27 8.8 - 3	LE1	20,8	86,8	7,8	250,6	49,3	54,9	OK
	B94	M27 8.8 - 3	LE1	9,6	81,6	3,6	250,6	46,3	48,9	OK
	B95	M27 8.8 - 3	LE1	3,4	81,3	1,3	250,6	46,1	47,1	OK
	B96	M27 8.8 - 3	LE1	5,4	85,5	2,1	250,6	48,5	50,0	OK
	B97	M27 8.8 - 3	LE1	21,3	88,9	8,0	250,6	50,4	56,2	OK
	B98	M27 8.8 - 3	LE1	10,1	83,8	3,8	250,6	47,6	50,3	OK
	B99	M27 8.8 - 3	LE1	4,2	83,8	1,6	250,6	47,5	48,7	OK
	B100	M27 8.8 - 3	LE1	7,7	88,3	2,9	250,6	50,1	52,2	OK
	B101	M27 8.8 - 3	LE1	20,3	87,7	7,7	250,6	49,7	55,2	OK
	B102	M27 8.8 - 3	LE1	10,0	82,6	3,8	250,6	46,8	49,5	OK
	B103	M27 8.8 - 3	LE1	4,3	82,6	1,6	250,6	46,8	48,0	OK
	B104	M27 8.8 - 3	LE1	8,4	87,1	3,2	250,6	49,4	51,7	OK
	B105	M27 8.8 - 3	LE1	21,2	88,9	8,0	250,6	50,4	56,2	OK
	B106	M27 8.8 - 3	LE1	10,2	83,8	3,9	250,6	47,6	50,3	OK
	B107	M27 8.8 - 3	LE1	4,2	83,8	1,6	250,6	47,5	48,7	OK
	B108	M27 8.8 - 3	LE1	7,7	88,2	2,9	250,6	50,1	52,2	OK
	B109	M27 8.8 - 3	LE1	20,3	87,7	7,7	250,6	49,7	55,2	OK
	B110	M27 8.8 - 3	LE1	10,0	82,6	3,8	250,6	46,8	49,6	OK
	B111	M27 8.8 - 3	LE1	4,3	82,6	1,6	250,6	46,8	48,0	OK
	B112	M27 8.8 - 3	LE1	8,4	87,1	3,2	250,6	49,4	51,7	OK
	B113	M27 8.8 - 3	LE1	21,6	92,0	8,2	250,6	52,2	58,1	OK

B114	M27 8.8 - 3	LE1	9,9	86,3	3,7	250,6	49,0	51,7	OK
B115	M27 8.8 - 3	LE1	4,0	86,0	1,5	250,6	48,8	49,9	OK
B116	M27 8.8 - 3	LE1	6,6	90,6	2,5	250,6	51,4	53,2	OK
B117	M27 8.8 - 3	LE1	22,0	94,0	8,3	250,6	53,3	59,3	OK
B118	M27 8.8 - 3	LE1	10,1	88,5	3,8	250,6	50,2	52,9	OK
B119	M27 8.8 - 3	LE1	3,5	88,3	1,3	250,6	50,1	51,0	OK
B120	M27 8.8 - 3	LE1	5,8	92,8	2,2	250,6	52,6	54,2	OK
B121	M27 8.8 - 3	LE1	21,4	92,0	8,1	250,6	52,2	58,0	OK
B122	M27 8.8 - 3	LE1	9,9	86,3	3,7	250,6	49,0	51,7	OK
B123	M27 8.8 - 3	LE1	3,9	86,0	1,5	250,6	48,8	49,9	OK
B124	M27 8.8 - 3	LE1	6,6	90,6	2,5	250,6	51,4	53,2	OK
B125	M27 8.8 - 3	LE1	21,8	94,0	8,2	250,6	53,3	59,2	OK
B126	M27 8.8 - 3	LE1	10,1	88,5	3,8	250,6	50,2	52,9	OK
B127	M27 8.8 - 3	LE1	3,5	88,3	1,3	250,6	50,1	51,0	OK
B128	M27 8.8 - 3	LE1	5,8	92,8	2,2	250,6	52,6	54,2	OK



○ **Données de conception**

Nom	$F_{t,Rd}$ [kN]	$B_{p,Rd}$ [kN]	$F_{v,Rd}$ [kN]
M24 8.8 -1	203.3	862.4	135.6
M27 8.8 -2	264.4	975.9	176.3
M27 8.8 -3	264.4	515.8	176.3

○ **Vérification de la résistance à la tension** (EN 1993-1-8 Table 3.4)

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = 203.3 \text{ kN} \geq Ft = 26.5 \text{ kN}$$

K_2	F_{ub}	A_s	γ_{M2}
0.9	800 MPa	353 mm ²	1,25

○ **Vérification de la résistance au cisaillement** (EN 1993-1-8 Table 3.4)

$$F_{v,Rd} = \frac{\beta_p a_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} = 135.6 \text{ kN} \geq V = 113.0 \text{ kN}$$

β_p	a_v	f_{ub}	A	γ_{M2}
1.00	0.60	800MPa	353 mm ²	1.25

○ **Vérification de la résistance à la pression diamétrale** (EN 1993-1-8 Table 3.4)

$$F_{v,Rd} = \frac{k_1 a_b f_u d t}{\gamma_{M2}} = 514.0 \text{ kN} \geq V = 113.0 \text{ kN}$$

D' Où :

k_1	a_b	f_{ub}	d	T	γ_{M2}
2.5	0.71	430.0 MPa	24 mm	35mm	1.25

○ Interaction de la tension et du cisaillement (EN 1993-1-8 Table 3.4)

$$U_{tts} = \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 F_{t,Rd}} = 92.6\%$$

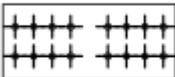
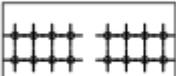
a. Utilisation en tension

$$U_{tt} = \frac{F_{t,Ed}}{\min(F_{t,Rd}; B_{p,Rd})} = 13.0\%$$

b. Utilisation en cisaillement

$$U_{tt} = \frac{V_{Ed}}{\min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd})} = 83.3\%$$

Opération

SPL 1	P35,0x700,0-300,0 (S 275)		1	M24 8.8	16
SPL 2	P35,0x700,0-300,0 (S 275)		1	M24 8.8	16
SPL 3	P35,0x700,0-300,0 (S 275)		1	M24 8.8	16
SPL 4	P35,0x700,0-300,0 (S 275)		1	M27 8.8	16
SPL 5	P18,5x700,0-365,0 (S 275)		1	M27 8.8	16
SPL 6	P18,5x700,0-323,0 (S 275)		1	M27 8.8	16

SPL 7	P 18,5x700,0-365,0 (S 275)		1	M27 8.8	16
SPL 8	P 18,5x700,0-323,0 (S 275)		1	M27 8.8	16

VI.6. Assemblage de contreventement

Vu la complexité des assemblages, on a opté pour un logiciel de calcul d'assemblage IDEA STATICA.

- o **Caractéristique de la Poutres et poteaux**

Tableau VI.13 : Caractéristique des boulons (CONTREVENTEMENT)

Nom	Section transversale	β – Direction [°]	γ – Angle [°]	α – Rotation [°]	Décalage ex [mm]	Décalage ey [mm]	Décalage ez [mm]	Efforts
CH	1 - CON1(IPE330)	0,0	0,0	0,0	0	0	0	Noeud
D1	2 - RHS300/200/12.5	0,0	45,6	0,0	0	0	0	Boulons
D2	2 - RHS300/200/12.5	180,0	45,6	0,0	0	0	0	Boulons

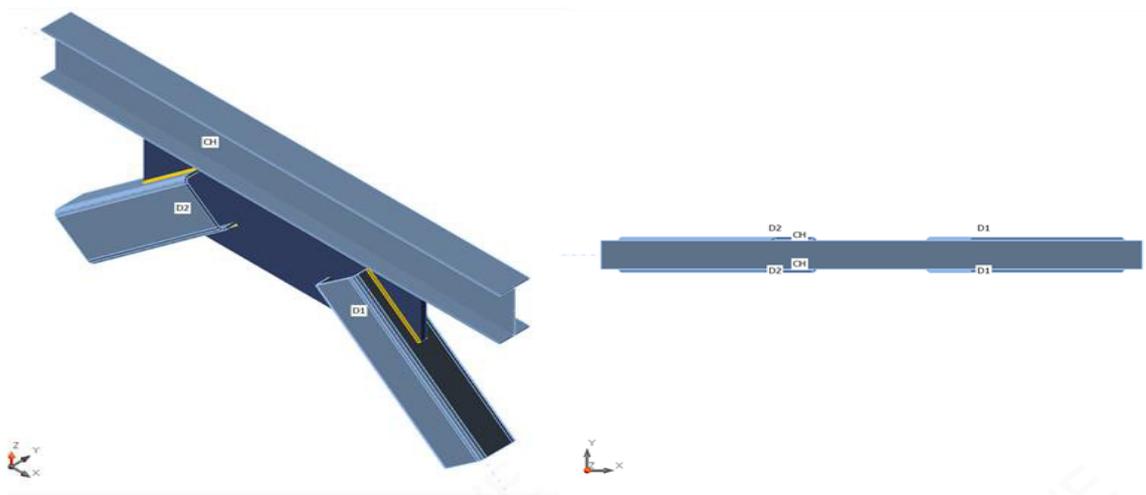


Figure VI.10: assemblage contreventement RECC300.200.12

- **Caractéristique de sections transversales**

Nom	Matériau
1 - CON1(IPE330)	S 275
2 - RHS300/200/12.5	S 275

- **Chargements (équilibre n'est pas exigé)**

Nom	Element	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	D1	1587,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
LE2	D2	-1315,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

- **l'analyse des éléments de l'assemblag**

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100,0%	OK
Platines	0,0 < 5%	OK
Soudures	98,5 < 100%	OK
Voilement	Pas calculé	

- **Caractéristique de la Platines**

Tableau VI.14 : Caractéristique de la Platines

Nom	Épaisseur [mm]	Charges	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{pl} [%]	Résultat
CH-bfl 1	11,5	LE1	275,0	0,0	OK
CH-tfl 1	11,5	LE1	180,0	0,0	OK
CH-w 1	7,5	LE1	264,7	0,0	OK
D1	12,5	LE1	275,1	0,0	OK
D2	12,5	LE1	275,0	0,0	OK
SP1	30,0	LE1	150,1	0,0	OK

- **Données de conception**

Matériau	f_y [MPa]	ϵ_{lim} [%]
S 275	275,0	5,0

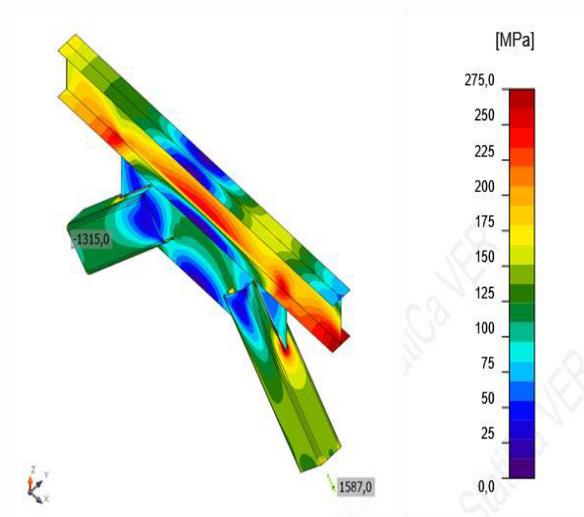


Figure VI.11. Contrainte équivalente LE1

○ Soudures (Redistribution plastique)

Tableau VI.15: Redistribution plastique de la soudure

Élément	Bord	Ép. gorge [mm]	Longueur [mm]	Charges	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	ϵ_{PI} [%]	σ_{\perp} [MPa]	τ_{\parallel} [MPa]	τ_{\perp} [MPa]	Ut [%]	U _t c [%]	Résultat
CH-bfl 1	SP1	▲10,0▲	1500	LE1	279,8	0,0	-2,6	161,5	2,6	69,1	31,0	OK
		▲10,0▲	1500	LE1	279,8	0,0	-2,6	-161,5	-2,6	69,1	31,0	OK
D1-w 1	SP1	▲6,3▲	278	LE1	398,6	1,2	-54,8	-221,3	54,8	98,5	97,1	OK
		▲6,3▲	278	LE1	398,6	1,2	-54,8	221,3	-54,8	98,5	97,1	OK
D1-w 3	SP1	▲6,3▲	403	LE1	398,1	0,9	-57,9	-219,9	-58,0	98,4	69,9	OK
		▲6,3▲	403	LE1	398,1	0,9	-57,9	219,9	58,0	98,4	69,9	OK
D2-w 1	SP1	▲6,3▲	278	LE1	397,7	0,6	61,4	218,3	61,5	98,3	83,0	OK
		▲6,3▲	278	LE1	397,7	0,6	61,5	-218,3	-61,5	98,3	83,0	OK
D2-w 3	SP1	▲6,3▲	403	LE1	397,3	0,4	65,2	216,6	-65,3	98,2	56,6	OK
		▲6,3▲	403	LE1	397,3	0,4	65,3	-216,6	65,3	98,2	56,6	OK

○ Opérations

Nom	Platines [mm]	Forme	N°	Soudures [mm]	ongueur [mm]
SP1	P30,0x1500,0-500,0 (S 275)		1	Soudure d'angle double: a = 10,0	1500,0

- Soudures

Tableau VI.16 : Résultat final de la soudure

Type	Matériau	Épaisseur	Longueur	Longueur
Soudure d'angle double	S 275	10,0	14,1	1500,0
Soudure d'angle double	S 275	6,3	8,8	1361,8

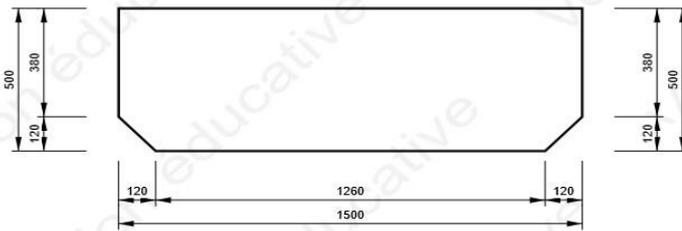


Figure VI.12. dessin de SP1

Chapitre VIII :
Etude d'infrastructure

VII.1. Etudes des voiles périphérique

VII.1.1. Introduction

Le but de ce chapitre est de déterminer et vérifier les éléments qui constitue le sous-sol à savoir (voile périphérique, poteau mixte).

VII.1.2. Prédimensionnement

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 modifié en 2003**, qui stipule d'après l'article **10.1.2**.

VII.1.3. Évaluation des charges

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable. $L_x = 3.6m$; $L_y = 8m$.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

BAEL91 modifié 99, la charge de poussées des terres est données par

$$Q = A \cdot \gamma \cdot H$$

Avec

Q = Contrainte à la base sur une bande de 1m.

A = Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

γ = Poids spécifique des terres ($\gamma_h = 20 \text{ kN/m}^3$).

H = Hauteur du voile ($H = 3.6m$).

$$\varphi = 19,1 \Rightarrow A = f(\varphi) = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,507$$

$$\text{Donc } Q = A \cdot \gamma \cdot H = 36.504 \text{ kN/ml} \Rightarrow Q_u = 1,35Q = 49.28 \text{ kN/ml}$$

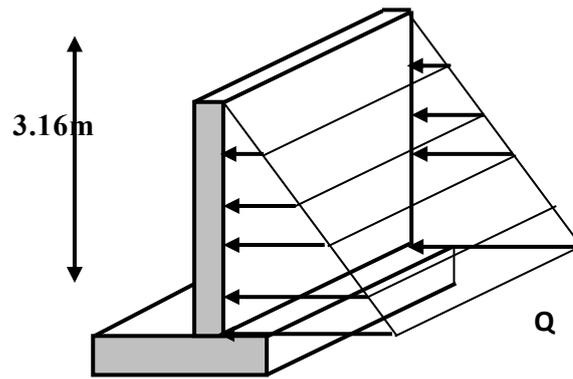


Figure VII.1. Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité

VII.1.4. Effort dans la dalle

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{3.6}{8} = 0.45 > 0.4$$

La dalle travaille dans les deux sens.

$$u_x = 0.1022 \rightarrow M_x = u_x \times Q_u \times L_x^2 = 0.1022 \times 49.28 \times 3.6^2 = 65.27 \text{ kn.m}$$

$$u_y = 0.2500 \rightarrow M_y = u_y \times M_x = 0.2500 \times 65.27 = 16.31 \text{ kn.m}$$

- **Moment en travée** $\begin{cases} M_{tx} = 0,85M_x = 55.47 \text{ kNm} \\ M_{ty} = 0,85M_y = 13.86 \text{ kNm} \end{cases}$
- **Moment sur appui**

Appui de rive : $M_a = -0.3 M_x = 19.58 \text{ kn.m}$

Appui intermédiaire : $M_a = -0.5 M_x = 32.63 \text{ kn.m}$

VII.1.5. Calcul de ferrailage

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

Tableau VII.1. Ferrailage du voile périphérique

	Sens	M_u (kNm)	μ	A_s' (cm ²)	α	Z	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	48.66	0.105	0	0.138	17.06	8.19	6T14	9.24	25
	y-y	12.172	0.026	0	0.0329	15.63	2.23	4T12	2.26	25
Appuis de rive	x-x	17.175	0.037	0	0.0471	17.66	2.79	4T12	4.52	25
Appui intermédiaire	x-x	28.625	0.062	0	0.08	17.42	4.7	4T14	6.16	25

VII.1.6. Condition exigée par le RPA99/version 2003

L'RPA99 préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et sera disposé en deux nappes.

$$A_l = 0,1\% \cdot 100 \cdot 25 = 2,5 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,1\% \cdot 100 \cdot 25 = 2,5 \text{ cm}^2$$

VII.1.7. Conditon de non fragilité

Pour les dalles travaillent dans les deux sens et dont l'épaisseur est compté entre 12 et 30 cm

$$A_t \geq A_{x \min} \quad ; \quad A_{x \min} = \rho_0 \left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right) \times \frac{bh}{2}$$

$$\rho_0 = 0,0008 \text{ pour les barres de FeE400}$$

$$A_{x \min} = 0,0008 \left(3 - \frac{3,6}{8}\right) \frac{100 \times 20}{2} = 2,04 \text{ cm}^2$$

$$A_{y \min} = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée : } \begin{cases} A_s = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 2,04 \text{ cm}^2 \\ A_s = 2,26 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 2,04 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Sur appuis } \begin{cases} A_s = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 2,04 \text{ cm}^2 \\ A_s = 6,16 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 2,04 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

VII.1.8. Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{bd} \leq \tau_u = 0,025 f_c 28 = 1,25 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{qu \times L_x \times L_y}{2L_x + L_y} = 86,9 \text{ kn} \quad \text{et} \quad T_y = \frac{qu \times L_x}{3} = 55,62 \text{ kn} \rightarrow T_u = \max(T_x; T_y) = 86,9 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{86,9 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0,39 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa} \quad \text{vérifier}$$

VII.1.9. Vérification a l'ELS**a) Evaluation des sollicitations à l'ELS**

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,46 > 0,4 \rightarrow u_x = 0,1051 \quad ; \quad u_y = 0,3319$$

$$M_x = u_x \times Q_{ser} \times Lx^2 = 0.1051 \times 36.504 \times 3.6^2 = 49.72 \text{ kn.m}$$

$$M_y = u_y \times M_x = 0.3319 \times 36.50 = 12.11 \text{ kn.m}$$

- **Moment en travée** $\left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 0.85M_x = 42.26 \text{ kn} \\ M_{ty} = 0.85M_y = 10.29 \text{ kn} \end{array} \right.$

- **Moment sur appuis**

Appui de rive $M_a = -0.3M_x = -0.3 \times 49.72 = -14.916 \text{ kn.m}$

Appui intermédiaire $M_a = -0.5M_x = -0.5 \times 49.72 = -24.86 \text{ kn.m}$

b) **Vérification des contraintes**

Il faut vérifier que $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Tableau VII.2. Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Choix	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	42.26	7.08	10T14	7.62	15	175.66	201.6	OK
	y-y	10.29	1.65	4T12	2.88	15	137.44	201.6	OK
Appuis de rive	x-x	14.916	2.41	4T12	4.18	15	199.23	201.6	OK
Appui intermédiaire	x-x	28.86	4.75	8T12	6.33	15	198.33	201.6	OK

c) **Vérification de la flèche**

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

$$\frac{h}{Lx} \geq \frac{Mt}{20M_x} \rightarrow \frac{200}{3600} \geq \frac{42.26}{20 \times 49.72} \rightarrow 0.05 \geq 0.05 \quad \text{OK Vérifier}$$

$$\frac{h}{Lx} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \rightarrow \frac{200}{3600} = 0.05 \geq 0.03 \text{ à } 0.02 \quad \text{ok vérifier}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow 3.93 \times 10^{-3} \leq 5 \times 10^{-3} \quad \text{ok vérifier}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Remarque :

1. Pour le ferrailage des voiles du sous-sol on est amené du point de vue théorique et pratique à uniformiser les armatures, afin d'assurer la continuité des barres (c'est à dire même nombre de barre).

2. Les résultats de ferrailage trouvés nous donnent plusieurs modèles de ferrailage.

La mise en œuvre de ces modèles sur chantier exige des moyens importants tels que la main d'œuvre qualifiée. Pour éviter tout risque de lacune dans la réalisation on choisira un modèle de ferrailage simple, uniforme, qui répond aux exigences réglementaires.

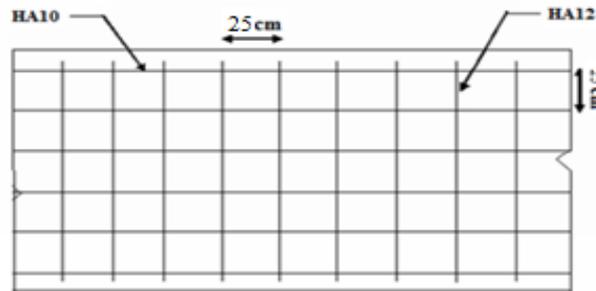


Figure VII.2.:Ferrailage du voile périphérique

VII.2.Ferrailage des poteaux mixte

VII.2.1.Introduction

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

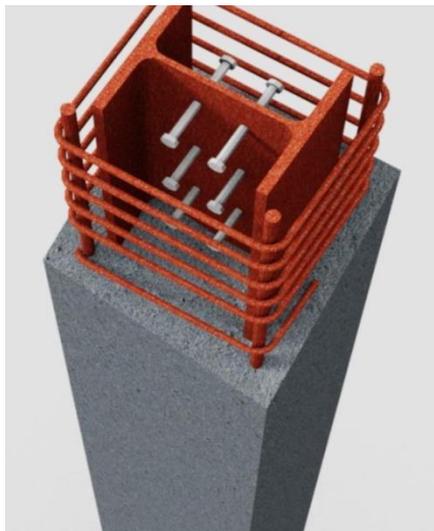


Figure VII.3.Sections transversale de poteau entièrement enrobé

VII.2.2.Conditions d'utilisation de la méthode simplifiée de calcul

L'application de la méthode simplifiée comporte les limitations suivantes :

- La section transversale du poteau est constante et présente une double symétrie sur toute la hauteur du poteau et est telle que le rapport de sa hauteur à sa largeur soit compris entre 0,2 et 5,0.
- La contribution relative de la section en acier à la résistance de calcul de la section complète, Savoir $\delta = \left(\frac{Aa \times fy}{\gamma a} \right) \times \frac{1}{N_{plr}}$ est compris entre 0,2 et 0,9

- L'élanement réduit λ du poteau mixte, ne dépasse pas la valeur de 2,0 ;
- Pour les sections totalement enrobées, l'aire des armatures doit au moins être égale à 0,3% de l'aire de béton et les armatures présentent des épaisseurs d'enrobage de béton satisfaisant les conditions suivantes :
- dans le sens y : $40 \text{ mm} < c_y < 0,4 b_c$;
- dans le sens z : $40 \text{ mm} < c_z < 0,3 h_c$

VII.2.3.Exemples de calcul

Le calcul ce fait à une température ambiante.

- **Poteaux de rive HEB900**

Acier	Fy	Aa	Ea	γ_a
S275	275MPa	371.28cm ²	2.1.10 ⁵ MPa	1.1

VII.2.4.1.Pré-dimensionnement de la section en béton

a) Béton C25/30

On a : $h_c = b_c = 1200 \text{ mm}$

b) Enrobage

$40\text{mm} < c_y < 0.4 h_c$; $40\text{mm} \leq c_z \leq 0.3h_c$

$40\text{mm} \leq c_y \leq 480 \text{ mm}$; $40\text{mm} \leq c_z \leq 360 \text{ mm}$ on prend $c_y = c_z = 80\text{mm}$

c) Section des armatures

$A_s = 0.50 \% A_c \text{ net}$

$A_s = 0.5 \% [(1200.1200) - 37128]$

$A_s = 17.53 \text{ cm}^2$

Le choix 8T20 A_s choisi = 20.45 cm²

$A_c = A_{\text{gross}} - A_{\text{acier}} - A_s \text{ armature}$

$A_c = (1200.1200) - (37128) - (2045) \Rightarrow A_s = 1400827 \text{ mm}^2$

d) Armature

choix	Acier	$c_y = c_z$	fsk	A_s	Es
8T20	S400	80 mm	400 N/mm ²	2045mm ²	2.1.10 ⁵

VII.2.5.Décente de charge

La décente de charge des 15 planches supérieurs et de niveau de la terrasse donne les valeurs effectives suivantes au 3ème sous-sol donné par logiciel ROBOT2019: $N_{s,d} = 6155.8\text{KN}$

VII.2.6. Vérification de la résistance du poteau

a) Résistance plastique à la compression

$$N_{plrd} = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_{ma}} + \frac{A_c \times 0.85 f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_s \times f_{sk}}{\gamma_s}$$

$$N_{plrd} = \frac{37128 \times 275}{1.1} + \frac{1400 \times 10^3 \times 0.85 \times 25}{1.5} + \frac{2045 \times 400}{1.15} = 46234.39 \text{ kn}$$

b) Charge critique élastique de flambement

$$N_{cr} = \frac{\Pi^2 (E_a I_a + E_s I_s + E_{cd} I_c)}{L^2}$$

c) Calcul des moments d'inertie :

- **HEB900** : $I_{ya} = 494064.56 \text{ cm}^4$
- **Armature 8T20**: $628.31 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$
- **Béton** :

$$I_c = \frac{hc \times bc^3}{12} - I_{ay} - I_{sy} = \frac{1200^4}{12} - 494064.56 - 628.31 \times 10^6 = 172.17 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

N_{cr}

$$= \frac{\Pi^2 (2.1 \times 10^5 \times 494064.56 + 2.1 \times 10^5 \times 628.31 \times 10^6 + 0.6 \times 2380 \times 172.17 \times 10^9)}{3600^2}$$

$$N_{cr} = 287.793 \times 10^3 \text{ kn}$$

VII.2.7. Vérification de l'applicabilité de la méthode simplifiée

La méthode simplifiée n'est pas applicable si l'une de ces conditions n'est pas vérifiée

- La section est symétrique et constante sur toute la hauteur du poteau
- Contribution du profilé à la résistance totale :

$$\delta = \frac{\frac{A_a \times f_y}{\gamma_a}}{N_{plrd}} = \frac{\frac{37128 \times 275}{1}}{46234.39} = 0.22 \text{ donc } 0.2 < 0.2 < 0.9 \quad \text{ok vérifier}$$

- Elancement réduit :

$$\lambda = \sqrt{\frac{N_{plrd}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{46234.39}{287.793 \times 10^3}} = 0.2 \leq 0.2 \quad \text{ok vérifier}$$

- Rapport des aires de sections :

$$\frac{A_s}{A_c} = \frac{2450}{1200^2} = 1.7\% < 6\% \quad \text{ok vérifier}$$

Les quatre conditions sont vérifiées donc la méthode simplifiée est applicable

VII.2.8. Vérification de la résistance en compression centrée

Il faut vérifier : $N_{sd} < x \times N_{plrd}$

$\lambda = 0.2 \rightarrow x = 1.00$ d'où : $N_{sd} \leq 1 \times 46234.39 \text{ kn}$

donc $6155.58 < 46234.39 \text{ kn}$

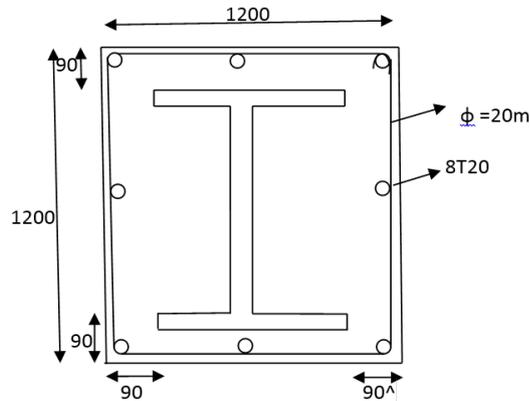


Figure VII.4: poteau de rive entièrement enrobé

VII.3. Etudes de fondation

VII.3.1. Introduction

Les fondations sont la partie essentielle de l'ouvrage qui est en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure au bon sol. Leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Le calcul des fondations se fait en fonction de la charge totale transmise aux fondations ainsi que les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

VII.3.2. Fonctions assurées par les fondations

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal
- Une force horizontale résultant,
- Un moment

VII.3.3. Calcul des fondations

La conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure

Compte tenu les charges appliquées sur notre fondation et le poids de la structure, nous avons constaté que le type de fondation superficielles approprier a notre bâtiment et un radier général.

VII.3.4. Définition de radie

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction.

Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée ; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier général nervuré.

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

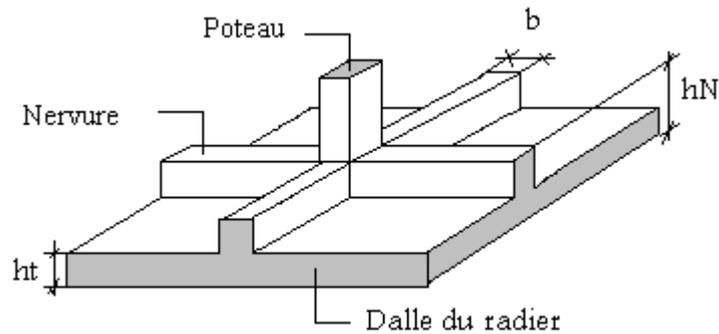


Figure VII.5 : Surface nécessaire de radie

Pour déterminer la surface de radie il faut que : $\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \rightarrow S_{nec} > \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Pour : $N = 12713.8 \text{ kn}$; $\sigma_{sol} = 2 \text{ bar}$; $S_{batiment} = 123.10 \text{ m}^2$

$$\text{on trouve : } s_{nec} > \frac{12713.8}{200} = 63.569 \text{ m}^2$$

$$\text{donc } \frac{S_{sol}}{S_{bat}} = \frac{63.569}{123.10} = 51\%$$

Donc la surface total de radier est 700 m^2

VII.3.5. Pré-dimensionnement de radier

1. Dalle

- L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire au condition suivants :

$$\frac{L_{max}}{25} < h < \frac{L_{max}}{20}$$

Avec : L_{max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux $L_{max} = 8 \text{ m}$

$$\frac{8000}{25} < h < \frac{8000}{20} \rightarrow 32 \text{ cm} < h < 40 \text{ m} \text{ donc } h = 40 \text{ cm}$$

2. Dimensionnement des nervures

a) Condition de coffrage (largeur de la nervure) :

$$b \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{8 \times 100}{10} = 80 \text{ cm} \quad \text{donc on opte pour } b = 85 \text{ cm}$$

b) La hauteur de nervure

b.1. condition de la flèche

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche :

$$\frac{L_{max}}{15} < hn < \frac{L_{max}}{10} \rightarrow \frac{8000}{15} < hn < \frac{8000}{10} \rightarrow 53.3 \text{ cm} < hn < 80 \text{ cm} \quad \text{donc } hn = 70 \text{ cm}$$

3. Condition de la raideur

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la largeur définie par l'expression suivante :

$$L_{max} < \frac{\pi}{2} \times le \quad ; \quad \text{avec} \quad le = \sqrt[4]{\frac{4 \times E I}{b k}}$$

Avec :

E: Module de Young (E=21000MPa)

K_{sol}: Coefficient de raideur du sol (0,5 kg/cm³ ≤ K ≤ 12kg/cm³)

Pour notre cas K= 4kg/m³ (sol de densité moyenne)

b_{SF}: Largeur de la semelle (b_{SF}=1m)

On aura :

$$Hn > \sqrt[3]{\frac{48 \times K_{sol} \times b_{sf} \times L_{max}^4}{E \times bn \times \pi^2}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 4 \times 1000 \times 22.85^4}{2.1 \times 10^5 \times 1000 \times \pi^2}} > 1.93$$

$$Hn \leq \frac{L_{max}}{4} = \frac{8}{4} = 2$$

La hauteur des nervures

$$hn \geq \max(hn1; hn2) \geq \max(0.70 \text{ cm}; 1.93 \text{ m}) = 1.93 \text{ m}$$

Donc on a ;

4. Epaisseur de la dalle du radier : h = 40 cm

5. Les dimensions de la nervure : $h_N = 193 \text{ cm}$; $b = 85 \text{ cm}$

VII.3.6. Vérification au poinçonnement

Sous l'action des forces localisées, il y a lieu de vérifier la résistance du radier au Poinçonnement par l'effort tranchant.

Cette vérification s'effectue comme suit :

$$N \leq 0.045 \times \mu \times h \times \frac{f}{\gamma_b} \leq (\text{Article A.5.2.4.2}) C. B. A$$

N_u : la charge de calcul du poteau le plus sollicité = -5502.65 KN.

μ_c : périmètre du contour cisailé = $2(a + h) + 2n$

dimension du poteau du sous-sol (100x100)

$$N_u \leq 0,045 \cdot (4\alpha + 4 \cdot h) \cdot f_{28} / \gamma_b \quad \longrightarrow \quad h_p = 44.45 \text{ cm}$$

VII.3.7. Caractéristique géométrique du radier

- **Position du centre de gravité** : $x_G = 14.91\text{m}$; $y_G = 12.94\text{m}$
- **Moments d'inertie** : $I_{xx} = 75245.25\text{m}^4$; $I_{yy} = 47674.9\text{m}^4$

VII.3.8. Vérification de la stabilité du radier

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage dus aux efforts horizontaux. Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité

Avec :

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

N_R : N_1 (superstructure) + N_2 (sous sol)

b : largeur de radier

$$e_0 = \frac{MR}{NR} = \frac{28455.52}{21910} = 1.29 \text{ m}$$

$$e_0 = 1.29\text{m} < \frac{31.75}{4} = 7.93\text{m} \quad \text{ok vérifier}$$

VII.3.9. Calculs des contraintes

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol, déterminée par les différents essais in-situ et au laboratoire : $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$.

- **Sollicitation du premier genre**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \sigma_{sol}$$

$N_{ser} = 12713.8 \text{ kn}$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{127138}{700} = 181.62 \leq \sigma_{sol} = \frac{200 \text{kn}}{\text{m}^2} \quad \text{la condition vérifier}$$

- **Sollicitation du second genre**

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_2)

$$\sigma(1,2) = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{MR}{I} Xg \quad ; \quad \sigma(1,2) = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{MR}{I} Yg$$

Avec :

σ_1 : Contrainte maximale du sol. ; σ_2 : Contrainte minimale du sol.

- Si $\sigma_2 > 0$: la Répartition est trapézoïdale; La contrainte au quart de la largeur de la semelle, ne doit pas dépasser la contrainte admissible

$$\sigma_{sol}(\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol})$$

- Si $\sigma_2 = 0$: la Répartition est triangulaire; La contrainte σ_1 ne doit pas dépasser 1,33 fois la contrainte admissible.

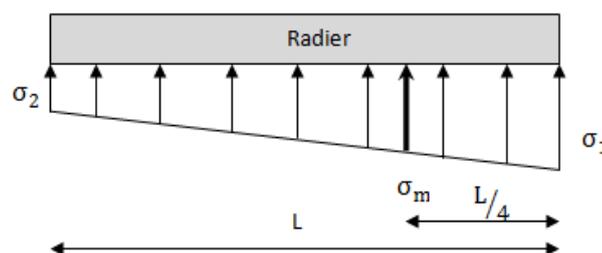


Figure VII.6: Contraintes sous le radier

ELU :

$N_u = N_{structure} + 1.35N_{radier} = 22855 \text{kn}$

$M_{rx} = 28455.52 \text{ KN.m}$

Tableau VII.4: Contraintes sous le radier à l'ELU

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right)$ (kN/m ²)
Sens x-x	272.09	115.42	232.92
Sens y-y	234.81	165.48	217.47
Vérification	$\Sigma_1^{\max} < 1,5$ $\sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) < 1,33 \sigma_{sol} = 266$

ELS :

$$N_u = N_{\text{structure}} + N_{\text{radier}} = 22610 \text{ kn}$$

$$M_{rx} = 28455.52 \text{ KN.m}$$

Tableau VII.4: Contraintes sous le radier à l'ELS

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right)$ (kN/m ²)
Sens x-x	215.94	64.72	178.14
Sens y-y	167.63	113.03	153.98
Vérification	$\Sigma_1^{\max} < 1,5$ $\sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) < 1,33 \sigma_{sol} = 266$

Conclusion :

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

VII.4.Détermination des sollicitations les plus défavorables

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivante

$$ELU ; \sigma_u = 232.92 \text{ kn/m}^2 \quad ; ELS \sigma_{ser} = 178.14 \text{ kn/m}^2$$

VII.4.1.Ferraillage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges. La fissuration est considérée préjudiciable

1. Valeur de la pression sous radier

$$ELU ; q_u = \sigma_m \cdot 1 = 232.92 \text{ kn/m}^2 \quad ; ELS q_{ser} = \sigma_m \cdot 1 = 178.14 \text{ kn/m}^2$$

2. Calcul des efforts :

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposant sur quatre(04) cotés.

3. Calcul des moments :

○ Vérification des contraintes à l'ELU

On prend le panneau le plus sollicité (panneau de rive) avec les dimensions suivant :

$L_x = 6\text{m}$ et $L_y = 8$ donc on a :

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{6}{8} = 0.75 > 0.4 \text{ la dalle travaille dans les deux sens}$$

On trouve :

$$u_x = 0.062 \rightarrow M_x = u_x \times Q_u \times L_x^2 = 0.062 \times 232.92 \times 6^2 = 517.82 \text{kn. m}$$

$$u_y = 0.509 \rightarrow M_y = u_y \times M_x = 0.509 \times 517.82 = 263.57 \text{kn. m}$$

- **Moment en travée** $\begin{cases} M_{tx} = 0,85M_x = 440.147 \text{kNm} \\ M_{ty} = 0,85M_y = 224.03 \text{kNm} \end{cases}$

- **Moment sur appui**

$$\text{Appui de rive} = \text{Appui intermédiaire} = M_a = -0.5M_x = -258.91 \text{kn. m}$$

4. Ferrailage de la dalle

$b = 100\text{cm}$; $h = 40\text{cm}$; $d = 36\text{cm}$; $f_e = 400\text{MPa}$; $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$; $\sigma_s = 348\text{Mpa}$

5. Section minimale

$$\text{sens } y - y = 0.08\% \times b \times h = 0.08\% \times 100 \times 40 = 3.2 \text{cm}^2$$

$$\text{sens } x - x = A_{s \text{ min}} = 1.2(A_{s \text{ min suivant } y - y}) = 3.84 \text{cm}^2$$

Tableau VII.5: Ferrailage des panneaux du radier

	Sens	Mu (kNm)	μ	As' (cm ²)	α	Z(cm)	As ^{cal} (cm ²)	Choix	As ^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	440.147	0.239	0	0.346	31.01	40.78	9T25	44.18	20
	y-y	224.03	0.121	0	0.161	33.68	19.11	8T20	25.13	15
Appui	x-x	258.91	0.140	0	0.189	33.27	22.36	8T20	25.13	20
	y-y									

○ Vérifications nécessaires :

1. Espacement :

$$\text{Suivant } l_x ; \text{esp} < \min(3h; 33\text{cm}) \rightarrow \text{esp} < \min(120; 33) = 30\text{cm}$$

$$\text{Suivant } l_y ; \text{esp} < \min(4h; 40\text{cm}) \rightarrow \text{esp} < \min(160; 40) = 40\text{cm}$$

2. Condition de non fragilité :

$$A_{s \min} = 0.23 \times bd \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = 4.347 \text{ cm}^2 \quad \text{ok vérifier}$$

○ **Vérification des contraintes à l'ELS**

$$ELS \text{ qser} = \sigma m.1 = 178.14 \text{ kn/m}^2$$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{6}{8} = 0.75 > 0.4 \text{ la dalle travaille dans les deux sens}$$

On trouve :

$$u_x = 0.0537 \rightarrow M_x = u_x \times Q_u \times L_x^2 = 0.0537 \times 178.14 \times 6^2 = 344.38 \text{ kn.m}$$

$$u_y = 0.325 \rightarrow M_y = u_y \times M_x = 0.509 \times 344.38 = 175.28 \text{ kn.m}$$

- **Moment en travée** $\begin{cases} M_{tx} = 0,85M_x = 292.723 \text{ kNm} \\ M_{ty} = 0,85M_y = 148.98 \text{ kNm} \end{cases}$

• **Moment sur appui**

$$\text{Appui de rive} = \text{Appui intermédiaire} = M_a = -0.5M_x = -172.19 \text{ kn.m}$$

Tableau VII.6: Vérification des contraintes

	Sens	Mu (kNm)	As (cm ²)	σ MPa	σ _{bc} MPA	σ _s MPa	σ _s Mpa	Vérifier
Travée	x-x	292.72	25.59	13.95	15	366.63	201.6	No
	y-y	148.98	12.41	9.08	15	351.51	201.6	No
Appui	x-x	172.19	14.44	10.08	15	366.49	201.6	No
	y-y							

N.B : Les contraintes dépassent les valeurs admissibles Donc il faut augmenter la section de ferrailage

Tableau VII.7 : Vérifications des contraintes du nouveau choix

	Sens	Mu (kNm)	choix	As (cm ²)	Esp	σ MPa	σ _{bc} MPA	σ _s MPa	σ _s Mpa	Vérifier
Travée	x-x	292.72	10T25	49.04	15	11.46	15	196.40	201.6	Oui
	y-y	148.98	8T20	23.13	15	7.18	15	187.47	201.6	Oui
Appui	x-x	172.19	10T20	31.42	15	7.71	15	175.46	201.6	Oui
	y-y									

VII.4.2 Vérification de la contrainte tangentielle du béton

On doit vérifier que : $\tau < \tau_u = \min(0.1 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$

Avec :

$$\tau = \frac{Tu}{bd} \rightarrow Tu = \frac{qu \times L}{2} = \frac{232.92 \times 6}{2} = 698.75 \text{ kn}$$

$$\tau = \frac{698.75 \times 10^3}{1000 \times 360} = 1.94 \text{ MPa} < \tau_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{ok vérifier}$$

VII.4.3. Ferrailage des nervures

1. Calcul des efforts

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire « BAEL91 modifier 99 »

On a ;

$$M_0 = \frac{q \times L^2}{8}$$

En travée : $M_t = 0,85M_0$ Sur appuis : $M_a = 0,50M_0$

$$b = 80 \text{ cm} ; h = 193 \text{ cm} ; d = 154.4 \text{ cm.}$$

Sens x-x

$$L = 6 \text{ m} ; qu = 232.92 \text{ kN/ml}$$

Tableau VII.8 : Ferrailage des nervures sens x-x

	Mu(kNm)	μ	σ	Z(cm)	As (cm ²)	Choix	As ^{adp} (cm ²)	As min
Travée	890.919	0.032	0.040	151.9	16.58	6T20	18.85	14.91
Appuis	524.07	0.019	0.023	152.97	9.48	10T16	20.11	14.91

Sens y-y

$$L = 8 \text{ m} ; qu = 232.92 \text{ kN/ml}$$

Tableau VII.9 : Ferrailage des nervures sens dans le sens non porteur

	Mu(kNm)	μ	σ	Z(cm)	As (cm ²)	Choix	As ^{adp} (cm ²)	As min
Travée	1583.85	0.058	0.074	149.82	30.37	10T20	31.42	14.91
Appuis	931.68	0.034	0.043	151.74	17.64	10T16	20.11	14.91

2. Condition de non fragilité

$$As_{min} = 0.23bd \frac{ft_{28}}{f_e} = 14.91 < 20.11 \quad \text{vérifier}$$

3. Vérification des contraintes à L'ELS

$$M_0 = \frac{q \times L^2}{8}$$

En travée : $M_t = 0,85M_0$ Sur appuis : $M_a = 0,50M_0$

Sens x-x**Tableau VII.10** : Vérification des contraintes à l'ELS sens x-x

Position	Mu (kNm)	As (cm ²)	Choix	As ^{adp} (cm ²)	σ (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ _s (MPa)	Vérificatin
Travée	681.38	12.84	8T20	25.13	2.92	15	167.9	201.6	ok
Appui	400.815	20.03	10T16	20.11	1.88	15	121.95	201.6	Ok

Sens y-y**Tableau VII.11** : Vérification des contraintes à l'ELS

Position	Mu (kNm)	As (cm ²)	Choix	As ^{adp} (cm ²)	σ (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ _s (MPa)	Vérificatin
Travée	1211.35	23	10T25	49.04	4.00	15	156.66	201.6	ok
Appui	712.56	13.39	8T20	25.13	3.06	15	175.36	201.6	Ok

4. Vérification de la contrainte tangentielle du béton

On doit vérifier que : $\tau < \tau_u = \min(0.1 \times f_{c28}; 4MPa) = 2.5MPa$

Avec :

$$\tau = \frac{T_u}{bd} \rightarrow T_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{178.14 \times 6}{2} = 534.42kn$$

$$\tau = \frac{534.42 \times 10^3}{800 \times 1544} = 0.43MPa < \tau_u = 2.5MPa \quad \text{ok vérifieir}$$

5. Armature transversales

- **BAEL91 modifiée99**

$$\frac{At}{b_0 \times st} \geq \frac{\tau_u 0.3 \times f_{tj} \times K}{0.9f_e} \gamma_s$$

$$st = \min(0.9d; 40cm) = 40cm$$

$$\frac{At \times f_e}{b_0 \times st} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4MPa\right) = 0.4MPa$$

- **RPA99 version 2003**

$$\frac{At}{St} \geq 0.003b_0$$

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = 4.825cm \quad \text{zone nodale}$$

$$St \leq \frac{h}{2} = 96.5cm \quad \text{zone courante}$$

Avec

$$\phi t = \min\left(\frac{h}{35}; \phi 1; \frac{b}{10}\right) = 5.51\text{cm}$$

$f_e = 400\text{MPa}$; $\tau_u = 0,43\text{Mpa}$; $f_{t28} = 2,1\text{Mpa}$; $b = 80\text{cm}$; $d = 193\text{ cm}$

On trouve :

$St = 20\text{cm}$Zone nodale.

$St = 30\text{ cm}$Zone courante

6. Armatures de peau :

Les armatures de peau sont réparties à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur.

Leur section est au moins 3cm^2 par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

Dans notre cas : $h = 193\text{ cm}$

$A_p = 3\text{cm}^2 \times 193 = 5.79\text{cm}^2$ on adopte $6T12 = 6.79\text{cm}^2$

VII.5.Schéma de ferrailage de radier nervurée

- **Dalle de radier**

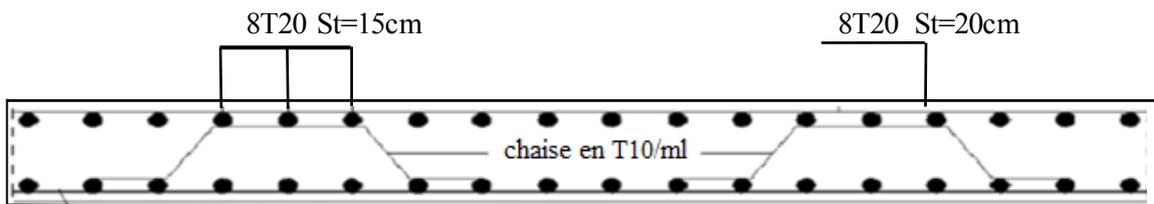


Figure VII.7: Schéma de ferrailage de la Dalle du radier

- **Les nervures**

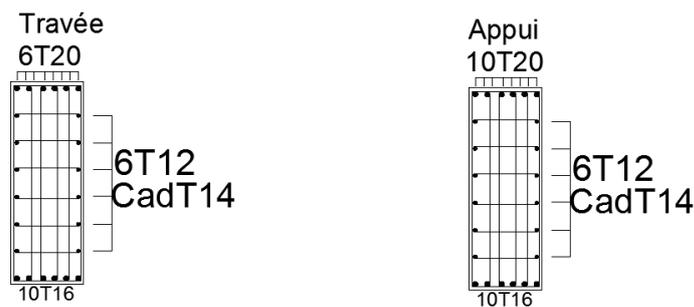


Figure.VII.8: Schème de ferrailage de la nervure

CONCLUSION

Conclusion général

Ce travail nous a permis de voir en détail l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'un bâtiment, ainsi que le choix de ces éléments et leur dimensionnement dans la conception d'un ouvrage

En effet, la réalisation d'un ouvrage ne peut se faire sans qu'on fasse une bonne étude, ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul de structure par éléments finis ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et le calcul d'ouvrage

- L'analyse tri dimensionnelle d'une structure irrégulière grâce à l'outil d'informatique et au logiciel AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSE PROFESIONNEL 2019
- Nous avons approfondi nos connaissances en matière d'application des règlements tel que : EUROCODE III et IV CCM 97 RPA99 version 2003, DRT ...ect
- L'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Rappelons que dans notre cas, c'est une structure auto stable qui a été pré dimensionnée. Le renforcement de cette dernière, nous a amené vers une structure contreventée
- L'assemblage des éléments compliqués comme poteau croix grâce à logiciel IDEA STATICA qui nous a aidé à faciliter le travail

Nous avons aussi pris conscience que l'élaboration d'un projet ne se base pas que sur des calculs théorique mais sur la concordance avec le côté pratique et la nécessité d'une expérience acquise du terrain

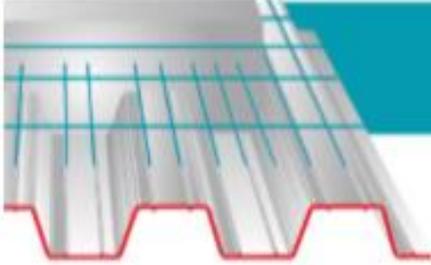
Références bibliographique

- [1] Règles Parasismiques Algériennes RPA99 modifiées2003, centre national de recherche appliquée en génie parasismique, Alger, 2003.
- [2] Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites « BAEL 91 révisées 99 » MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, Ed : CSTB 2000, (Algérie).
- [3] EUROCODE 3. Simple Joints to Eurocode 3 Joints in steel construction : 2011.
- [4] D.T.R B.C 2.2 « Charges permanentes et sur charges d'exploitations ».
- [5] Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-44 ; REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN ACIER « CCM 97 », Centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 1997, (Algérie).
- [6] EUROCODE 3 : Calcul des structures en acier : Règles générales et règles pour les bâtiments
- [7] EUROCODE 4 : Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton
- [8] EUROCODE 4 partie 1 : « Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton ».
- [9] Règlement Neige et Vent (RNV2013).
- [10] CONCEPTION DES Assemblages SELON EC 3 ; Mr. AMRAR abdelaziz.
- [11] Livre 'Cours en charpente métallique I (selon le règlement algérien EC3), BARAKA Abdelhak
- [12] Livre' calcul des éléments de construction métalliques (selon l'Eurocode 3), DAHMANI lahlou
- [13] Cours charpente métallique (4ème année) ; Mr. MENNADI.
- [14] Cours « Calcul des planchers mixtes » selon EC3 et EC4 ; Mr. SETHI

ANNEXE I :

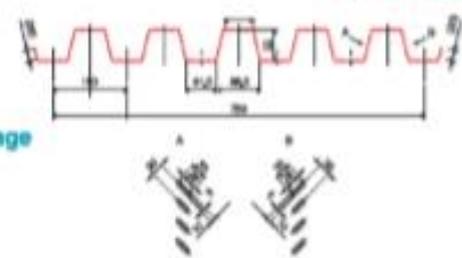
Annexe A

- Fiche technique tôle Hi-bond 55



Tôles pour plancher collaborant

Hi-Bond 55



Identification

Ép. t en cm	Masse en kg/m ²
0,75	8,58
0,88	11,23
1,00	12,83
1,20	15,30

Manutention - Emballage

Ép. t en cm	Masse en kg/m ²
0,75	8,97
0,88	8,14
1,00	9,30
1,20	11,16

Valeurs de calcul

Épaisseur t en cm	Ép. Acier en mm	Aire d'Acier en cm ² /m	Position fibre neutre v ₁ en cm	Position fibre neutre v ₂ en cm	Mt d'inertie I en cm ⁴	Module de résistance I _{v1}	Module de résistance I _{v2}
0,75	0,71	11,18	2,75	2,75	57,54	20,92	20,92
0,88	0,84	13,23	2,75	2,75	68,08	24,76	24,76
1,00	0,96	15,12	2,75	2,75	77,80	28,29	28,29
1,20	1,16	18,27	2,75	2,75	94,01	34,19	34,19

Portées admissibles au coulage en mètres

Distances maximales franchissables par tôle HI-BOND, telles que mesurées selon la figure de la colonne de gauche, admissibles sans étalement, pour chaque épaisseur de plancher, en fonction de l'épaisseur nominale t de la tôle et du nombre de travées couvertes par la tôle, pour une déformation du coffrage de 240/1^{mm} de la portée. Les colonnes de droite indiquent la distance maximale de part et d'autre d'une file de détails éventuelle.

ACIER	Épaisseur Plancher t en mm	t = 0,75 mm				t = 0,88 mm				t = 1,00 mm				t = 1,20 mm			
		XX	XXX	XXXX	Y*Y												
Portée = Clair + 5 cm	10	2,70	3,80	3,70	3,35	2,85	2,80	3,52	3,83	2,96	3,80	3,68	3,97	3,14	4,18	3,38	4,23
	11	2,80	3,48	3,22	3,18	2,74	3,68	3,30	3,48	2,86	3,81	3,53	3,71	3,02	4,05	3,73	4,08
Béton	12	2,31	3,28	3,11	2,96	2,86	3,04	3,28	3,35	2,76	3,69	3,41	3,57	2,83	3,91	3,82	3,91
	13	2,42	3,26	3,02	2,78	2,87	3,44	3,19	3,18	2,68	3,59	3,20	3,44	2,85	3,81	3,52	3,77
Portée = Clair + 5 cm	14	2,37	3,17	2,94	2,84	2,50	3,34	3,00	3,01	2,61	3,49	3,23	3,33	2,76	3,70	3,42	3,64
	15	2,21	3,10	2,87	2,51	2,44	3,26	3,02	2,86	2,54	3,41	3,15	3,17	2,89	3,81	3,24	3,53
Bois	16	2,25	3,02	2,80	2,39	2,38	3,19	2,95	2,72	2,48	3,20	3,08	3,02	2,83	3,52	3,26	3,42
	17	2,20	2,95	2,73	2,29	2,33	3,12	2,80	2,60	2,43	3,28	3,01	2,89	2,57	3,45	3,19	3,30
Portée = Entraxe	18	2,15	2,80	2,87	2,19	2,28	3,05	2,82	2,49	2,37	3,19	2,95	2,77	2,52	3,36	3,13	3,21
	19	2,12	2,84	2,83	2,11	2,23	3,00	2,77	2,40	2,34	3,13	2,90	2,66	2,48	3,33	3,06	3,08
	20	2,08	2,79	2,58	2,03	2,19	2,94	2,82	2,31	2,29	3,07	2,84	2,56	2,41	3,27	3,02	2,96
	22	2,00	2,60	2,40	1,90	2,11	2,84	2,82	2,15	2,21	2,96	2,74	2,38	2,36	3,15	2,91	2,75
	24	1,94	2,60	2,41	1,85	2,05	2,76	2,65	2,01	2,14	2,86	2,66	2,23	2,27	3,05	2,82	2,58

Pour les valeurs en italique, l'étalement du plancher est supérieur à 30.

Ces valeurs maximales conviennent lorsque les arrêts de coulage éventuels sont au droit des supports, aux extrémités des tôles et si toutes les précautions utiles sont prises au moment du coulage pour éviter une surépaisseur de béton même localisée, même temporaire, sur la tôle. En cas contraires, choisir des portées moindres. Fixer les tôles par deux fixations au moins par bac à chaque extrémité.



Sarl SES (Steel Export Service)
 Route de Média • Chemin Berbessa • BP233 Koléa • Tipaza • Algérie
 Tél. : 024 59 34 17/ 20/ 21
 Web : 05 54 50 30 63/ 64/65 • 05 60 01 79 19/ 23 • 05 61 93 80 34
 Email : commercial@ses-algerie.com • Site Web : www.ses-algerie.com



ANNEXE I :

Annexe B

- Description du logiciel IDEA STATICA

Vu la complexité dès l'assemblage, on a opté pour un logiciel de calcul d'assemblage IDEA STATICA.



Ce logiciel nous aidera à concevoir et à vérifier le code d'une nouvelle connexion. Le choix de la classe de la topologie et de la conception à partir de modèles prédéfinis qui nous permet de définir certaines types de connexion en quelques secondes. Tous les articles sont disponibles dans les codes EC, AISC et CISC.

ANNEXE I :

Annexe C

ORGANIGRAMME -1- SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

Cas générale

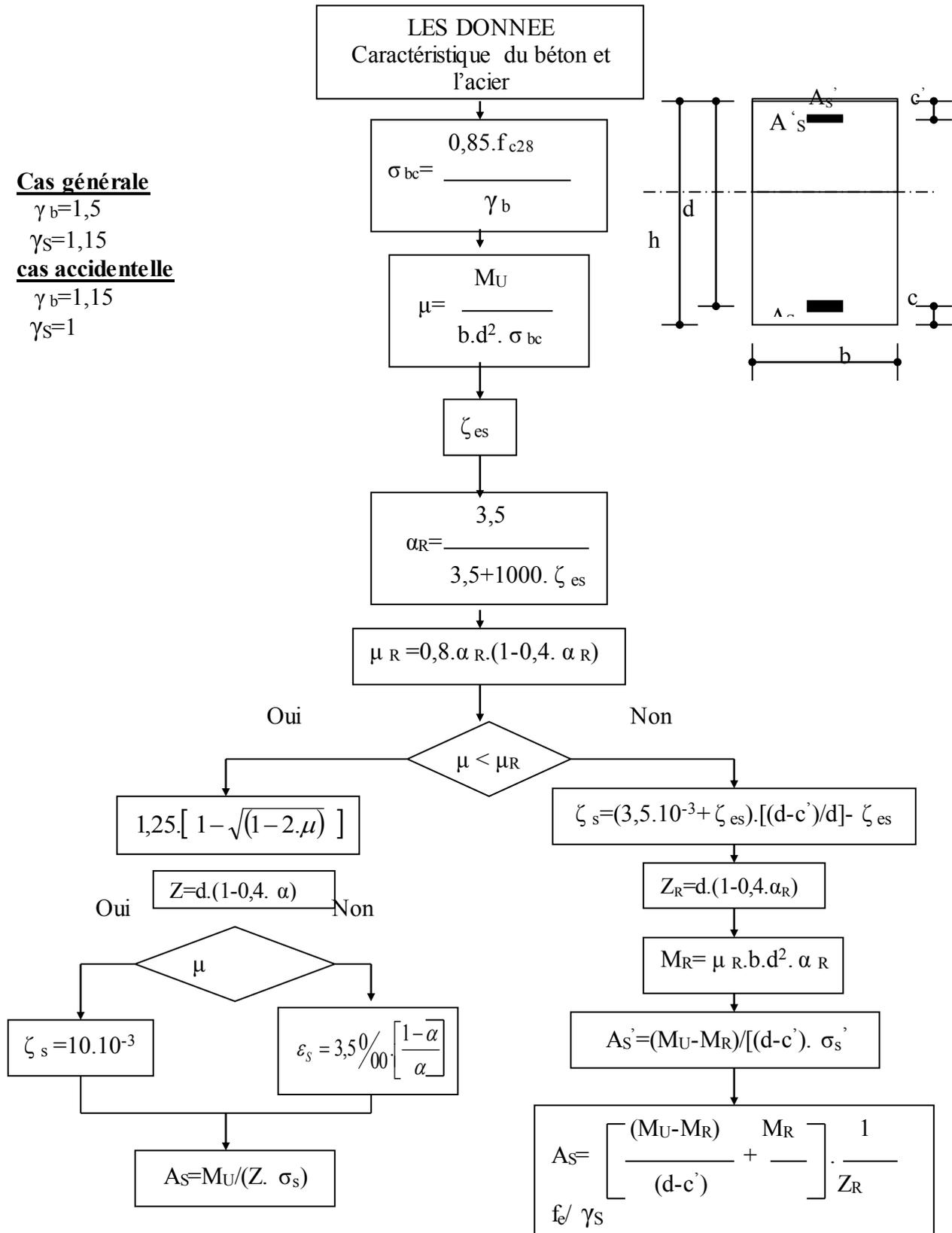
$$\gamma_b = 1,5$$

$$\gamma_s = 1,15$$

cas accidentelle

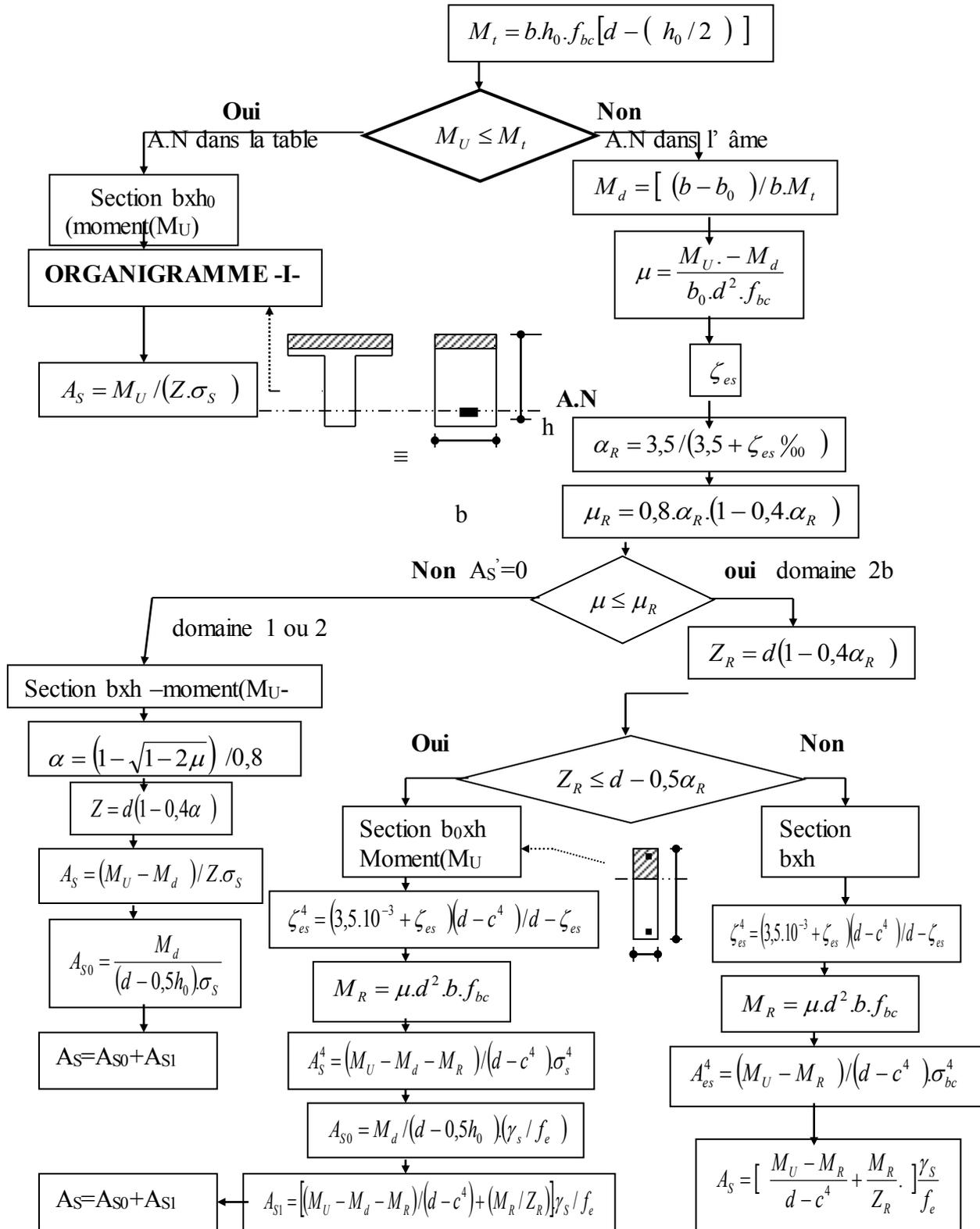
$$\gamma_b = 1,15$$

$$\gamma_s = 1$$



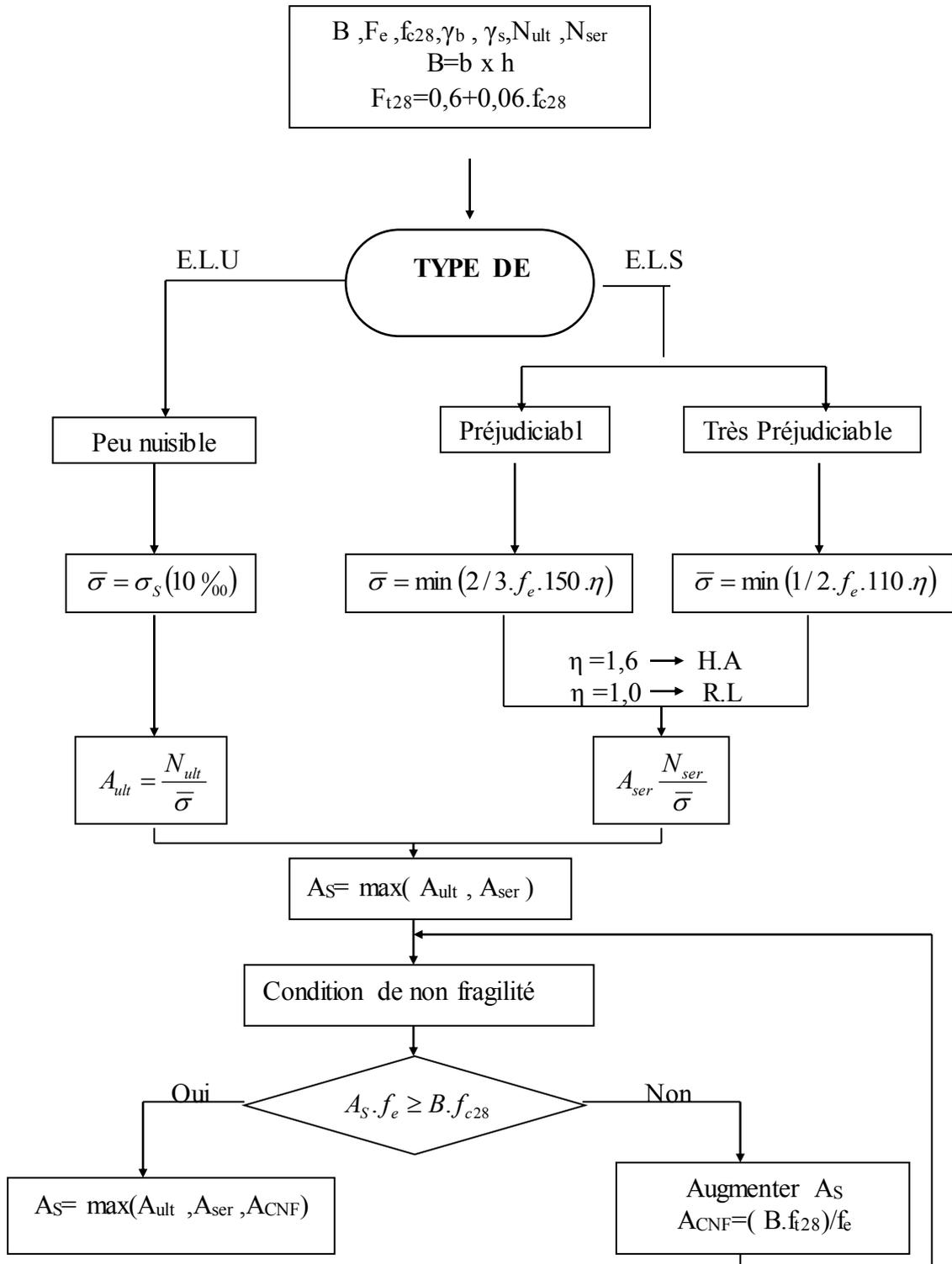
ANNEXE I :

ORGANIGRAMME -2- CALCUL D'UNE SECTION EN -TE- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



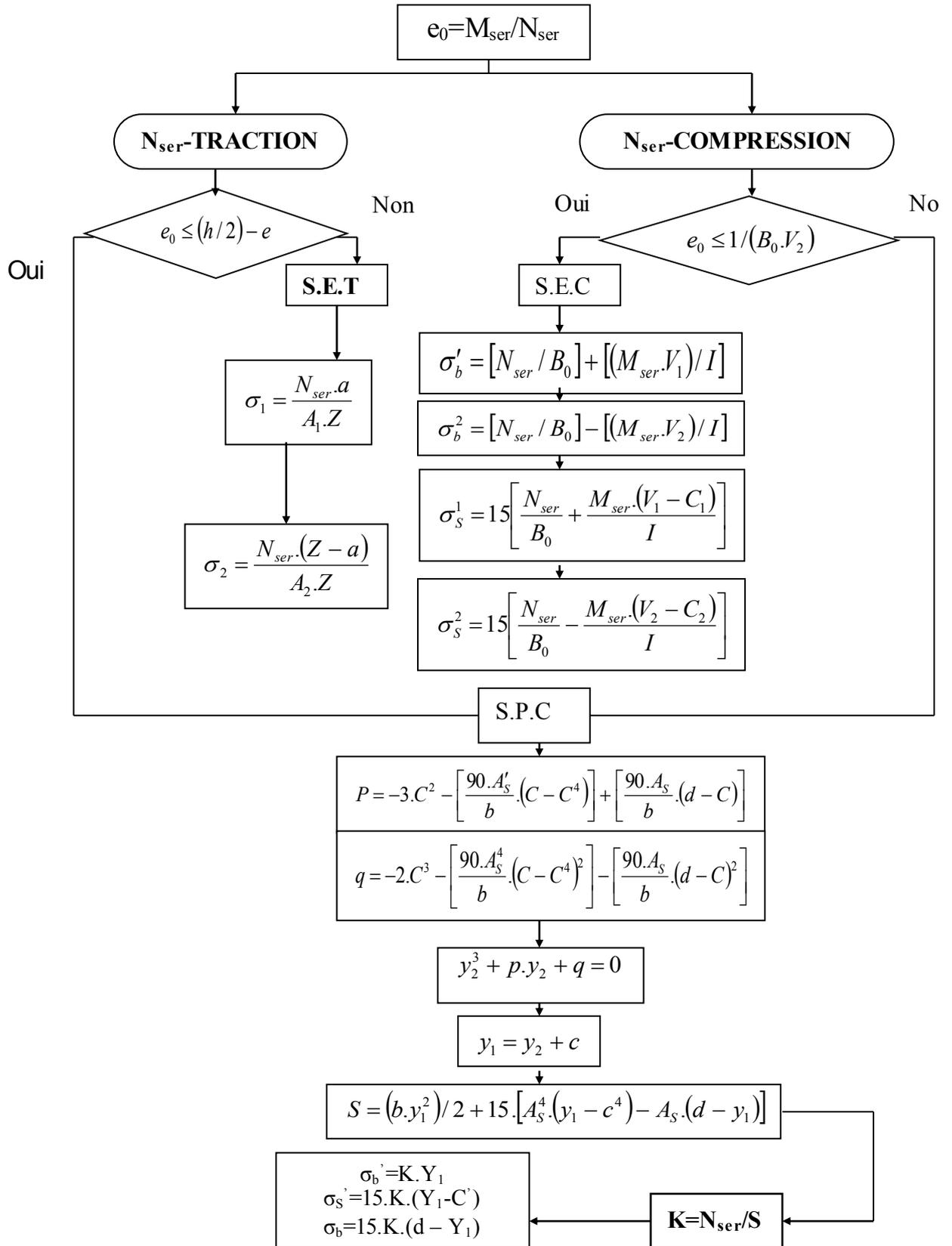
ANNEXE I :

ORGANIGRAMME -3- TRACTION SIMPLE



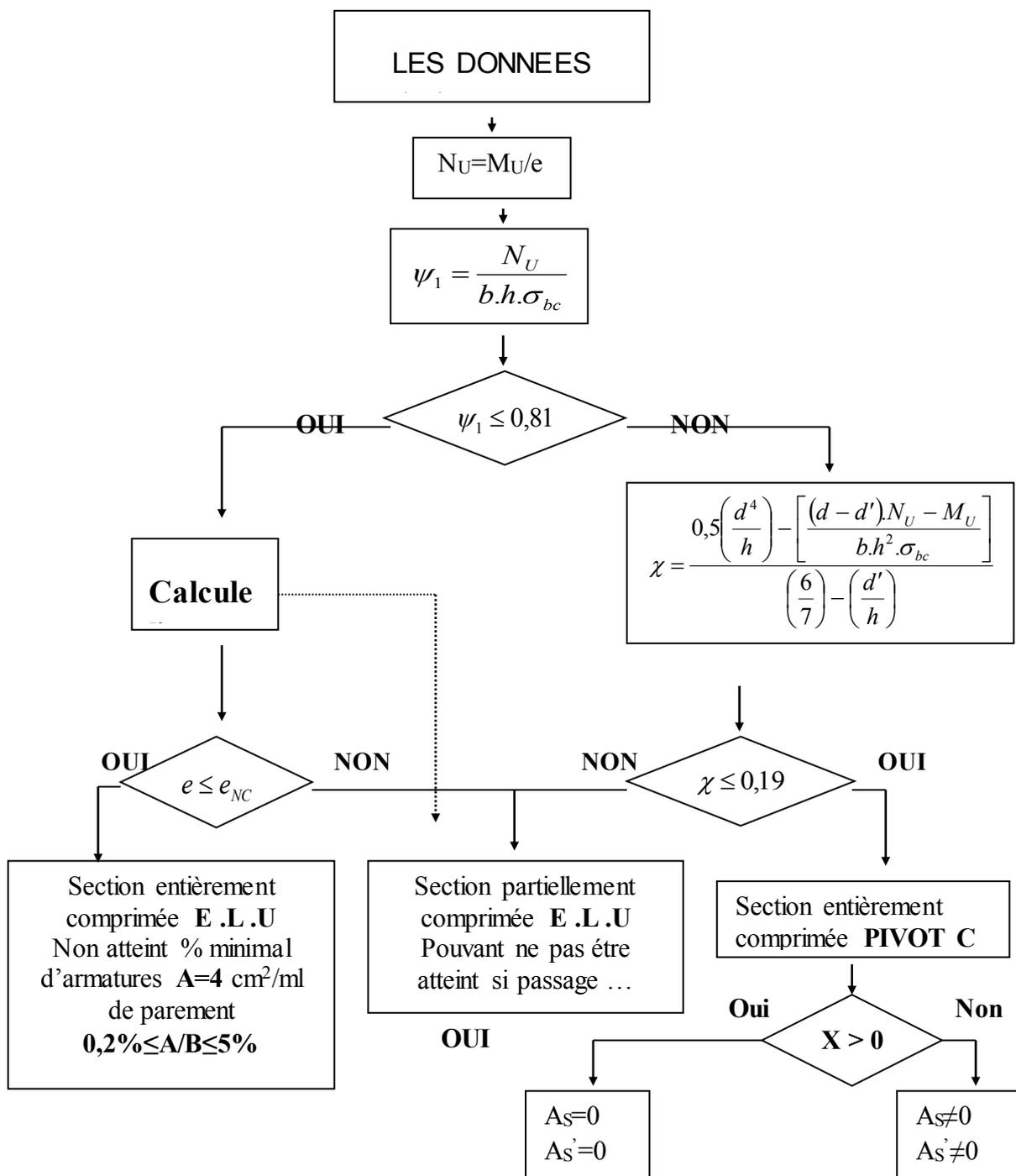
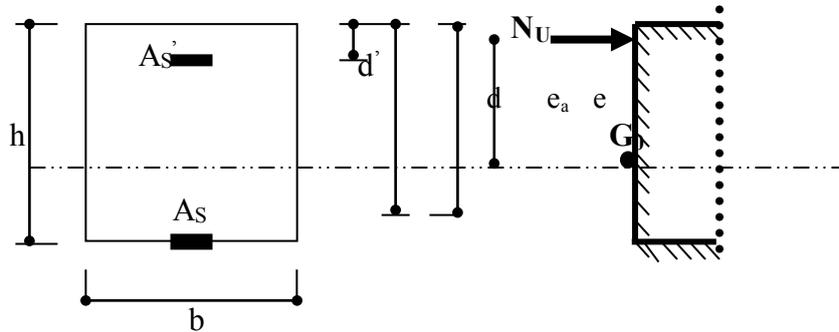
ANNEXE I :

ORGANIGRAMME-4- FLEXION COMPOSEE A E.L.S



ANNEXE I :

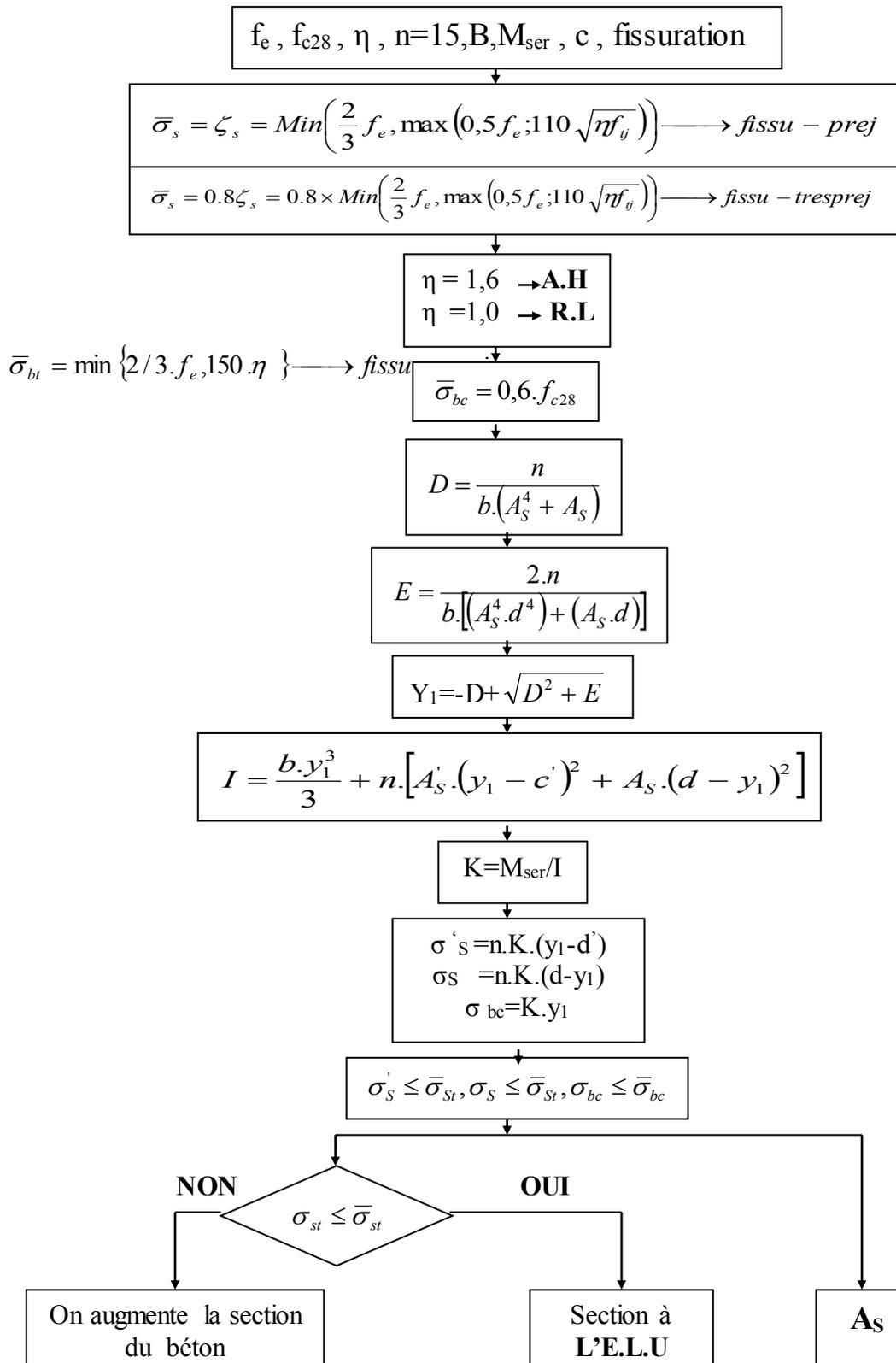
ORGANIGRAMME -5- CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE



ANNEXE I :

ORGANIGRAMME -6-

VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A -L'E.L.U-



ANNEXE I :

ORGANIGRAMME -7- CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE A L'EFFORT TRANCHANT

