

UNIVERSITE « SAAD DAHLAB » BLIDA1

Faculté de Technologie

Département de génie civil

MEMOIRE DE MASTER EN GENIE CIVIL

Spécialité : Constructions métalliques et mixtes

THEME :

**Conception d'un centre commercial en charpente
métallique de R+9 avec sous-sol.**

Soutenu par :

MESSAHEL Fatma.

Devant les jurys composé de :

Mr. A.ZAHAF Professeur USDB de Blida Promoteur

Mr. A.AMRAR Ingénieur USDB de Blida Co-Promoteur

Mr. M.SLITAINE Professeur USDB de Blida Président

Mr. A.DJAHRA Professeur USDB de Blida Examineur



Blida 2019/ 2020

Résumé

Ce projet de fin d'études consiste à dimensionner et à étudier d'un centre commercial « R+9+ sous-sol » en charpente métallique ou sa stabilité est assurée par les palées de stabilité en V. Il est implanté à la wilaya d'**Blida** qui est classée comme zone de forte sismicité (**zone III**) selon les (**RPA 99 version 2003**).

Le projet est élaboré par plusieurs étapes, on a effectué la descente de charge pour le pré dimensionnement des éléments porteurs, une étude dynamique en zone sismique selon le RPA 99, l'analyse sismique de la structure a été réalisée par logiciel du calcul **Autodesk Robot structural analysis 2019**, la vérification des éléments, puis des assemblages de la structure selon le CCM 97 et enfin l'étude de l'infrastructure.

Mots clés : Charpente métallique, plancher mixtes, séisme, assemblage.

Abstract

This final of study Project consents of dimensionings shopping center « ground floor+9 floors and basement » in a metal frame, where its stability is ensured by the V-shaped stability brackets. It is located in the wilaya of BLIDA which is classified as a zone of high seismicity (zone III) according to (RPA 99 version 2003).

This project is developed in several stages, we performed the load path for the preliminary design of structural elements, a dynamic study in a seismic zone according to RPA 99, the seismic analysis of the structure was carried out by calculation software Autodesk Robot structural analysis 2019, the verification of the elements, then the assemblies of the structure according to the CCM 97 code, and finally the study of the infrastructure.

Keywords: metal frame, composite floor, earthquake, assembly.

ملخص

مشروع نهاية الدراسة هذا عبارة عن دراسة و تحديد أبعاد مركز تسوق يتكون من " طابق ارضي + 9 طوابق و قبو في إطار معدني حيث يتم ضمان ثباتهم خلال أقواس الاستقرار على شكل حرف V. يقع المشروع في ولاية البليدة و التي تم تصنيفها على أنها منطقة عالية الزلازل (منطقة 3) حسب (RPA99 الإصدار 2003).

تم تطوير هذا المشروع على عدة مراحل تم تقييم الأحمال و الرسوم الإضافية ثم دراسة الأرضية، ثم دراسة ديناميكية في منطقة زلزالية وفقا ل RPA99 ، تم إجراء التحليل الزلزالي للهيكل بواسطة برنامج الحساب " Autodesk Robot structural analysis 2019" ، ثم دراسة المركبات للبناء وفقا ل "CCM97" ، و أخيرا دراسة البنية التحتية. الكلمات المفتاحية : إطار معدني ، أرضية مركبة ، زلزال، المركبات.

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail à :

Ma mère qui a œuvré pour ma réussite, par son amour, son soutien, son affection, tous les sacrifices consentis et ses précieux conseils, pour toute son assistance et sa présence dans ma vie.

Ma tante qui a été aussi à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie.

Mes très chers frères et sœurs « Fella, Amel, Samir », que Dieu vous assiste, à tous les membres de ma famille, petits et grands.

Mes chers amis(es); Manel, Mounia, Mounia, Soumia, Chaima, Pitchou, Madjid.

Toute la promotion CMM2020.

Fatma-Djihane

Remercîments

Au premier lieu, je remercie Dieu qui m'a donné le courage et la volonté de mener à bien ce modeste travail.

J'adresse mes sincères remercîments à notre encadreur Mr. A. ZAHAF qui m'a présenté le thème de ce mémoire, et pour son aide et ces orientations précieuses, et la confiance qu'il m'a témoignée tout au long de ce travail.

Je tiens à remercier à notre Co-promoteur Mr. AMRAR Abdelaziz pour sa disponibilité permanente, et pour son aide et ces orientations précieux et sa supervision tout au long de ce travail.

Je veux également remercier les honorables membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont accordés en acceptant d'évaluer notre travail.

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

Enfin, j'adresse mes 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

SOMMAIRE

Résumé	
Dédicace	
Remerciements	
Liste des tableaux	
Liste des figures	
Liste des symboles	
Les plans d'architecture et génie civil	
Introduction générale	01
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	
I.1. Introduction.....	04
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	04
I.3. Règlements techniques.....	12
I.4. Caractéristique mécaniques des matériaux.....	12
Chapitre II : Présentation de l'ouvrage	
II.1. Introduction.....	16
II.2. Les planchers.....	16
II.3. Estimation des charges des planchers.....	17
II.4. Pré dimensionnement des solives.....	18
II.5. Pré dimensionnement des poutres principales.....	26
II.6. Pré dimensionnement des poteaux.....	33
Chapitre III : Etude Climatique	
III.1. Introduction.....	40
III.2. Effet de la neige.....	40
III.3. Effet du vent.....	41
III.4. Effets du frottement.....	55
Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique	
IV.1. Introduction.....	58
IV.2. Etude sismique.....	58
IV.3. Choix de la méthode de calcul.....	58
IV.4. Résultat de l'analyse sismique.....	64
Chapitre V : Vérification des éléments de l'ossature	
V.4. Introduction.....	73
V.1. Vérification de la stabilité.....	74
Chapitre VI : Etude et conception des assemblages	
VI.1. Introduction.....	84
VI.2. Assemblage poutre-solive.....	85
VI.3. Assemblages poteau-poutre.....	88
VI.4. Assemblage de contreventement en V.....	92
VI.1. Assemblage de continuité (poteau-poteau) HEB1000-HEB900.....	99
Chapitre VII : Etude d'infrastructure	
VII.1. Voile périphérique	107

SOMMAIRE

VII.2. Les poteaux mixtes.....	112
VII.3. Fondation.....	115
Conclusion générale	127
Références	
Annexe	

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I :

Tab I.1 : valeurs nominales de f_y et f_u pour les profilés.....	13
Tab I.2 : Caractéristiques mécaniques.....	13

Chapitre II :

Tab II.1 : Charge permanente terrasse accessible.....	17
Tab II.2 : Charge permanente terrasse inaccessible.....	17
Tab II.3 : Charge permanente plancher courant.....	18
Tab II.4 : caractéristique du profilé IPE 200.....	19
Tab II.5 : caractéristique du profilé IPE 240.....	23
Tab II.6 : solive des autres planchers.....	26
Tab II.7: caractéristique du profilé IPE 330.....	27
Tab II.8: caractéristique du profilé IPE 500.....	28
Tab II.9 : poutre principale des autres planchers.....	33
Tab II.10: la loi de dégression.....	35
Tab II.11: la descente des charges (les poteaux centraux).....	35
Tab II.12: les sections et les profilés des poteaux centraux.....	36
Tab II.13: Vérification au flambement de 9 ^{ème} étage jusqu'à RDC.....	38
Tab II.14 : choix final des profilés.....	38

Chapitre III :

Tab III.1 : catégorie de terrain.....	43
Tab III.2 : les valeurs de q_p sur V_1 et V_3	44
Tab III.3 : C_{pe} sur la paroi vertical direction V_1	45
Tab III.4 : C_{pe} sur la terrasse direction V_1 et V_3	46
Tab II.5 : $W(z)$ sur la paroi verticale direction V_1 et V_3	47
Tab III.6 : $W(z)$ sur la terrasse direction V_1 et V_3	47
Tab III.7 : les valeurs de q_p sur V_2 et V_4	49
Tab III.8 : C_{pe} sur la paroi vertical direction V_2	50
Tab III.9 : C_{pe} sur la terrasse direction V_2 et V_4	51
Tab II.10 : $W(z)$ sur la paroi verticale direction V_2 et V_4	52
Tab III.11 : $W(z)$ sur la terrasse direction V_2 et V_4	53

Chapitre IV :

Tab IV.1 : Facteur de qualité.....	63
Tab IV.2 : Participation massique du modèle initial.....	65
Tab IV.3 : Déplacement inter étage du modèle initial.....	66
Tab IV.4 : Participation massique du modèle final.....	67
Tab IV.5 : Déplacement inter étage du modèle final.....	69
Tab IV.6 : Vérification des portiques sous l'effort tranchant d'étage.....	70
Tab IV.7 : Vérification de l'effet P-delta.....	71

Chapitre V :

Tab V.1 : caractéristique du profilé HEB 1000.....	76
Tab V.2 : Vérification des poteaux HEB 900 et HEB800 au flambement.....	78

LISTE DES TABLEAUX

Tab V.3 : Vérification des poteaux HEB 900 et HEB800 au déversement.....	79
Tab V.4 : Caractéristique de la poutre IPE500.....	80
Tab V.5 : Vérification de la résistance de poutre secondaire	81
Chapitre VI :	
Tab VI.1 : Caractéristiques des boulons.....	84
Tab VI.2 : les forces agissant sur les boulons dans l'assemblage platine-poutre.....	86
Tab VI.3 : caractéristiques de la platine.....	89
Tab VI.4 : caractéristiques des boulons.....	89
Tab VI.5 : caractéristiques de jarret inférieur.....	89
Tab VI.6: caractéristiques de raidisseur du poteau.....	89
Tab VI.7 : caractéristiques de soudure.....	89
Tab VI.8 : Tableau récapitulatif des efforts.....	90
Tab VI.9 : coordonnées géométriques.....	92
Tab VI.10 : caractéristiques des boulons.....	93
Tab VI.11 : les efforts maximaux.....	93
Tab VI.12: les vérifications données par logiciel.....	93
Tab VI.13: vérification de contrainte équivalente de la platine.....	94
Tab VI.14: tableau des données de conception.....	94
Tab VI.15: tableau récapitulatif des vérifications des boulons.....	96
Tab VI.16: tableau récapitulatif des vérifications des soudures.....	97
Tab VI.17: coordonnées géométriques.....	99
Tab VI.18: section transversale	100
Tab VI.19: caractéristique des boulons.....	100
Tab VI.20: les efforts maximaux	100
Tab VI.21 : les vérifications données par logiciel.....	100
Tab VI.22 : vérification de contrainte équivalente de la platine.....	101
Tab VI.23 : Données de conception.....	102
Tab VI.24 : longueur de serrage de boulons.....	102
Chapitre VII :	
Tab VII.1 : Ferrailage du voile périphérique.....	108
Tab VII.2 : vérification des contraintes à l'ELS.....	110
Tab VII.3 : Caractéristiques géométrique.....	113
Tab VII.4 : Caractéristiques géométrique du raidier.....	119
Tab VII.5 : Contrainte sous le radier à l'ELU.....	120
Tab VII.6 : Contrainte sous le radier à l'ELS.....	120
Tab VII.7 : Calcul des moments.....	121
Tab VII.8 : ferrailage des panneaux du radier.....	122
Tab VII.9 : Vérification des contraintes.....	122
Tab VII.10 : Vérification des contraintes du nouveau choix.....	123
Tab VII.11 : Ferrailage des nervures (y-y).....	124
Tab VII.12 : Ferrailage des nervures (x-x).....	124

LISTE DES TABLEAUX

Tab VII.13 : Vérification des contraintes.....	124
Tab VII.14 : choix des armatures transversales.....	125

LISTE DES FIGURES

Chapitre I :

Fig I.1 : Vue 3D du bâtiment	04
Fig I.2 : coupe A-A du bâtiment.....	05
Fig I.3 : présentation des plans génie civil.....	06
Fig I.4 : coupe du plancher collaborant.	07
Fig I.5 : Conception d'un plancher collaborant.	08
Fig I.6 :Bacd'acier type Hi Bond 55.	08
Fig I.7: Goujon soudée.....	09
Fig I.8: Plancher technique 60x60 cm.....	09
Fig I.9: Escalier en charpente métallique.	10
Fig I.10: garde-corps métallique.	11
Fig I.11 : Ascenseur.	11
Fig I.12 : Mur rideau.....	12

Chapitre II :

Fig II.1 : vue en plan plancher courant.....	18
Fig II.2 : schéma des solives.....	19
Fig II.3 : vue en plan plancher courant.....	26
Fig II.4 : Schéma statique de poutre principale.....	27
Fig II.5 : Poteau central.....	34

Chapitre III :

Fig III.1 : direction de vent sur la structure.....	41
Fig III.2 : Organigramme pour la détermination des pressions dues au vent.....	42
Fig III.3 : hauteur de référence Z_e	43
Fig III.4 : Légende pour les parois verticales.....	44
Fig III.5 : zone de pression pour les parois verticales.....	45
Fig III.6 : Légende pour les toitures plates.....	45
Fig III.7: zone de pression pour la terrasse.....	46
Fig III.8: Pression sur les zones D, E, F, G, H, I(V_1 et V_3).....	48
Fig III.9 : hauteur de référence Z_e	49
Fig III.10 : Légende pour les parois verticales.....	50
Fig III.11 : zone de pression pour les parois verticales.....	50
Fig III.12 : Légende pour les toitures plates.	51
Fig III.13: zone de pression pour la terrasse.	51
Fig III.14: Pression sur les zones D, E, F, G, H, I(V_2 et V_4).....	54
Fig III.15: représentation des surfaces aux vents.	55

Chapitre IV :

Fig IV.1 : Spectre de réponse.....	60
Fig IV.2 : Vue 3D du modèle initial.....	64
Fig IV.3 : Les trois premiers modes du modèle initial.....	65
Fig IV.4 : Vue 3D du modèle final.....	67
Fig IV.5: Les trois premiers modes du modèle final.....	68

Chapitre V :

Fig V.1 Phénomène du flambement.....	73
Fig V.2 Phénomène du déversement.....	74
FigV.3 : La rigidité (ou raidisseur) du poteau concerné.....	75
FigV.4 : schémas de la poutre principale.....	79
FigV.5 : Systèmes de contreventements en V.....	81

LISTE DES FIGURES

Chapitre VI :

FigVI.1 : Exemples des assemblages boulonnés.....	84
FigVI.2 : Assemblage poutre-solive.....	85
FigVI.3 : Schéma d'assemblage poutre-solive.....	85
FigVI.4 : Disposition constructive d'assemblage poutre-solive.....	88
FigVI.5 : assemblage poteau-poutre.....	88
FigVI.6 : Disposition constructive d'assemblage poteau-poutre.....	91
FigVI.7 : l'attache de la diagonale CARC350*350*16-IPE500.....	92
FigVI.8 : Section transversale CARC350*350*16-IPE500.....	93
FigVI.9 : Vérification de déformation LE1.....	95
FigVI.10 : Vérification de la contrainte équivalente LE1.....	95
FigVI.11 : P30*300-1100(S275).....	98
FigVI.12 : P10*468-95 (S275).....	98
FigVI.13 : CPL4-CPLa4	98
FigVI.14 : assemblage de continuité HEB100-HEB900.....	99
FigVI.15 : assemblage de continuité HEB100-HEB900 (section transversale).....	99
FigVI.16 : vérification de déformation de l'effort normal Max.....	101
FigVI.17 : contrainte équivalente de l'effort normal Max.....	101
FigVI.18 : platines d'ajustassions '1' et '2'.....	103
FigVI.19 : Eclisse de semelle 1 et 2	103
FigVI.20 : Eclisse d'âme 'a' et 'b'.....	103
FigVI.21 : haut HEB 900 (semelles).....	104
FigVI.22 : haut HEB 900 (âme 1).....	104
FigVI.23 : Bas HEB 1000 (semelle).....	104
FigVI.24 : Bas HEB 1000 (âme 1).....	105

Chapitre VII :

FigVII.1 : Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité.....	108
FigVII.2 : ferrailage du voile périphérique (sens x-x).....	111
FigVII.3 : ferrailage du voile périphérique (sens y-y).....	111
FigVII.4 : ferrailage du voile périphérique	111
FigVII.5 : Exemple de poteau mixte.....	112
FigVII.6 : schéma de ferrailage de poteau mixte.....	113
FigVII.7 : surface nécessaire du radier.....	116
FigVII.8 : surface nécessaire du radier.....	120
FigVII.9 : Schéma de ferrailage de la nervure dans le sens porteur.....	126
FigVII.10 : Schéma de ferrailage de la nervure dans le sens non porteur.....	126

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

Introduction

générale

Introduction Générale

Pour n'importe quel projet de construction, différents procédés de conception et de calculs sont utilisés, selon des normes et des codes qui doivent être respectés.

Le but des études en génie civil est de concevoir et construire des ouvrages capables de résister aux multiples phénomènes notamment les séismes, le vent et les incendies constituent le plus grand danger qui menace plusieurs régions du monde aussi bien dans les vies que dans les biens.

Le présent travail s'inscrit dans cette démarche, et consiste à faire une étude et une conception d'un centre commercial (RDC et 9 étages avec s/sol) en charpente métallique, qui implanté à la wilaya de BLIDA.

Notre projet est structuré suivant les chapitres suivants :

- **1^{er} chapitre** : on présente des Introductions aux structures métalliques, et la construction mixte, et ce chapitre comprend la Présentation complète de l'ouvrage, la définition des différents éléments et le choix des Matériaux à utiliser aussi que les règlements techniques.
- **2^{ème} chapitre** : sera un pré dimensionnement des éléments de la structure, tels que les planchers, poteaux, poutres de bâtiment.
- **3^{ème} chapitre** : l'objective de ce chapitre, est étudiée les effets climatiques tel que le vent et la neige suivant le **règlement Neige et Vent « RNV 2013 »**.
- **4^{ème} chapitre** : comporte l'étude dynamique en zone sismique, qui va être faite en introduisant un spectre de réponse au logiciel **Autodesk Robot structural analysis 2019** pour déterminer les efforts dans les éléments.
- **5^{ème} chapitre** : porte sur la vérification au flambement et déversement de l'ossature en charpente métallique.
- **6^{ème} chapitre** : consacre à la conception et l'étude des assemblages des différents éléments par logiciel **ROBOT et IDEA Statica**.
- **7^{ème} chapitre** : portera sur l'étude de l'infrastructure.

Et enfin on termine notre travail par une conclusion générale qui résume l'essentiel de notre travail.

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.

Cette étude comptera deux parties fondamentales :

- La conception des éléments : tel que les poteaux, les poutres, les planchers les fondations, ainsi que le calcul des éléments secondaires (les escaliers...).
- L'étude dynamique de la structure : cette dernière permet d'évaluer le comportement de la structure en cas de séisme.

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

I.2. Présentation de l'ouvrage

Notre projet de fin d'études consiste à dimensionner et à étudier d'un centre commercial « R+9+ sous-sol » en charpente métallique. Il est implanté à la wilaya d'**Blida** qui est classée comme zone de forte sismicité (**zone III**) selon les (**RPA 99 version 2003**).



Fig I.1 : Vue 3D du bâtiment.

I.2.1. Caractéristiques géométriques du projet

Suivant la vue en plan, les dimensions de la structure sont :

- Longueur totale44.50 m
- Largeur totale24.50 m
- Hauteur de s/sol3.23 m
- Hauteur du rez-de -chaussé.....4.08 m
- Hauteur des étages4.08 m
- Hauteur total du bâtiment40.80 m.

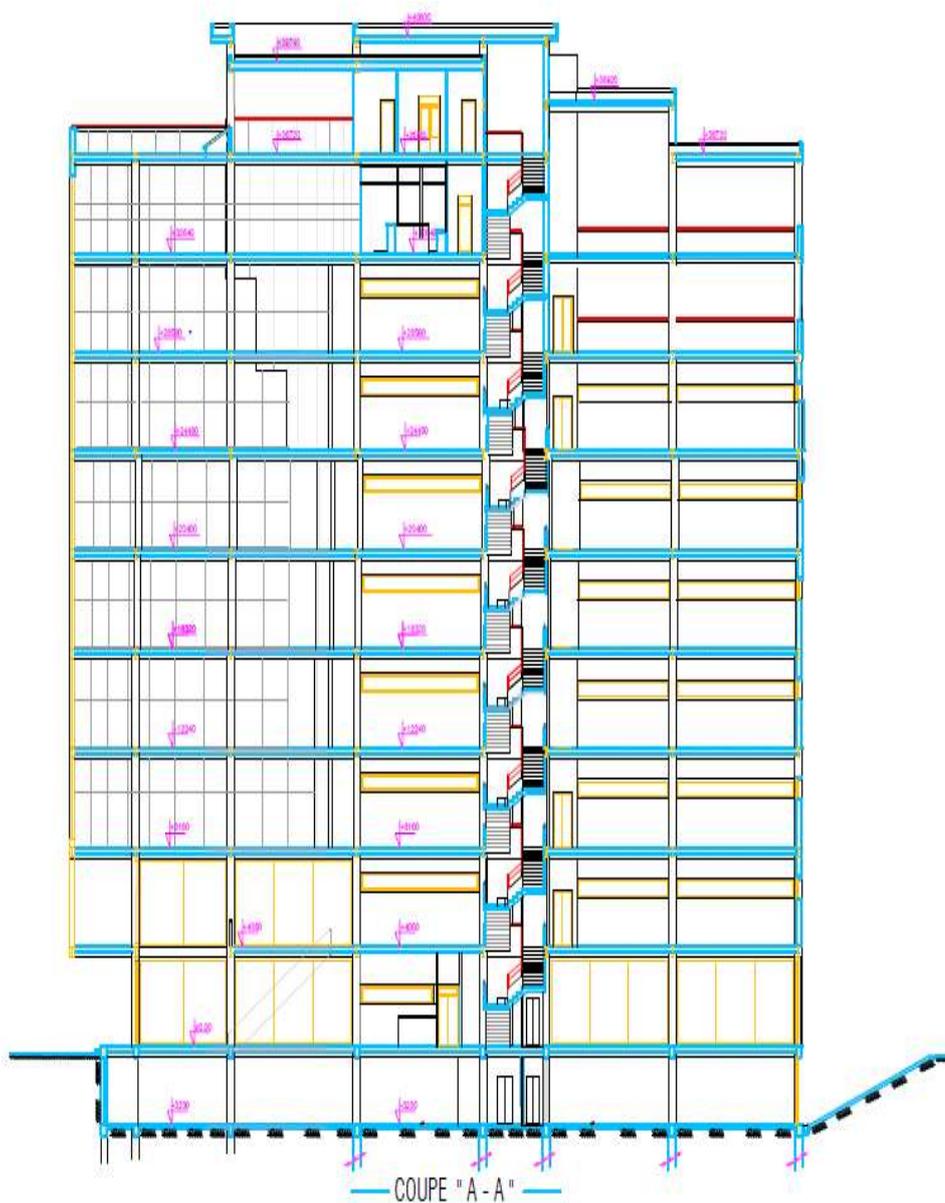


Fig I.2 : coupe A-A du bâtiment

I.2.2. Localisation et données concernant le site

Le projet en question est un bâtiment, implantée wilaya de **Blida** « **Beni-mered** » dont :

- Altitude =146 m
- Le site est classé dans la zone III.

I.2.3. Présentation architecturale

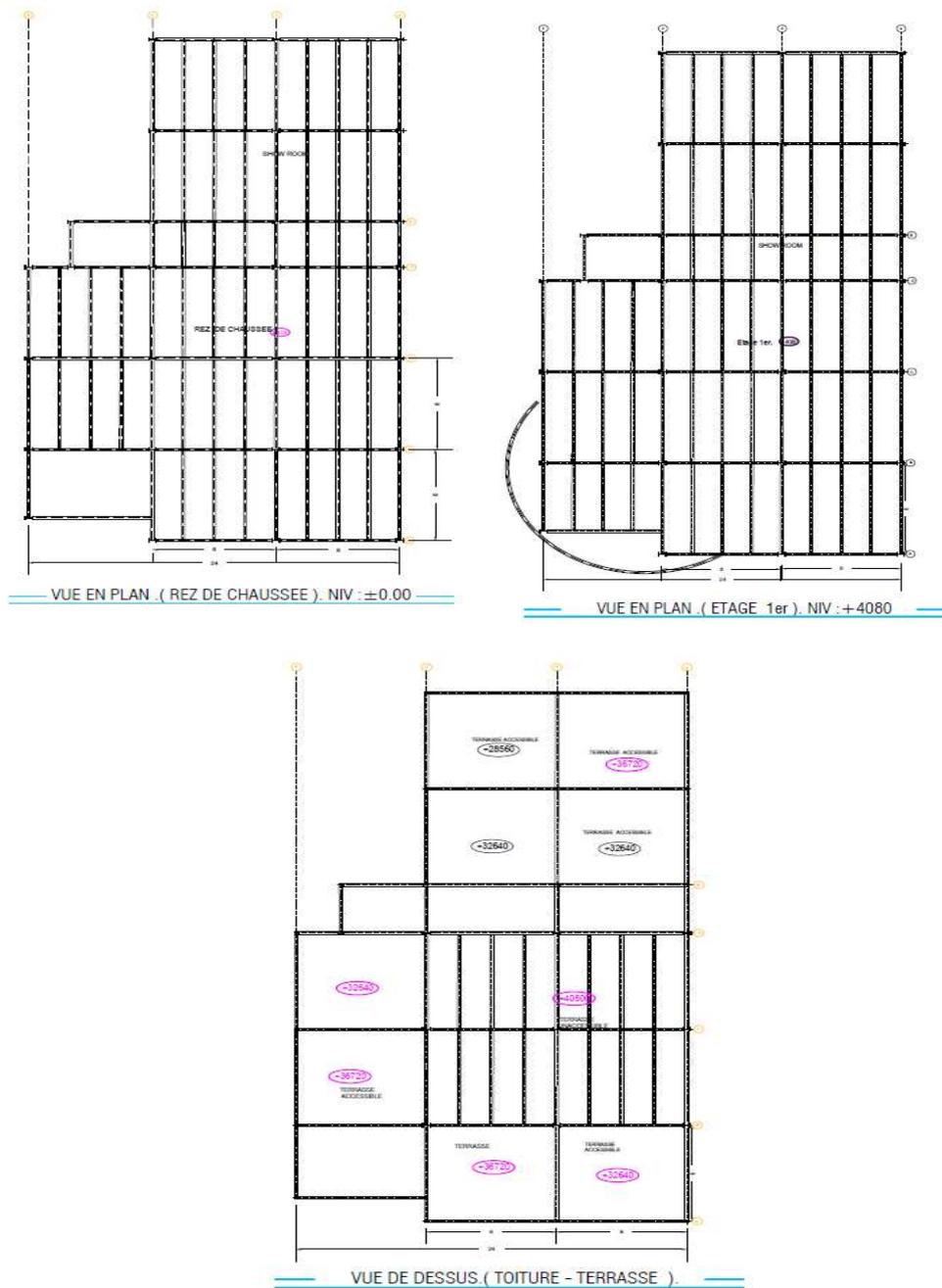


Fig I.3 : présentation des plans génie civil.

I.2.3. Présentation structurale

a. 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.

Le système de contreventement de la structure est assuré par un ensemble de portiques en charpente métallique (poteau, poutre) et contreventements en X.

b. Les planchers

Les planchers d'étage courant et de terrasse inaccessible sont des planchers de type mixte.

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

L'épaisseur de béton h_c , 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, h_t doit être d'au moins **90mm** et h_c ne doit pas être inférieure à **50 mm**

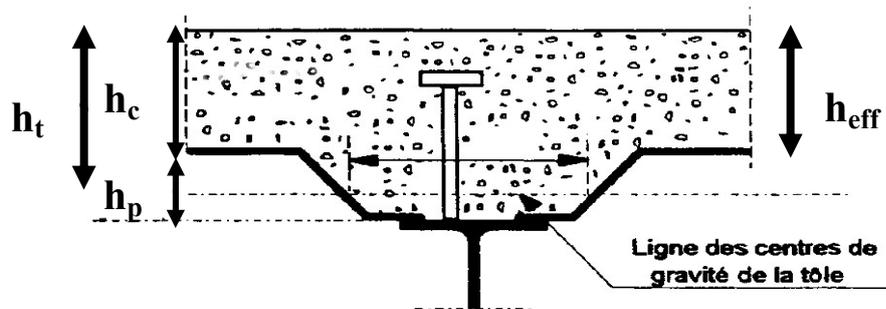


Fig I.4 : coupe du plancher collaborant.

• Résistance au feu

La résistance au feu selon le critère d'isolation thermique, variant entre (R30 et R120). elle ne dépend que de l'épaisseur de la dalle.

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

$$h_{eff} = h_c + 0.5 \times h_p \times \left(\frac{L1+L2}{L1+L3} \right) \quad \text{pour } \frac{h_p}{h_c} \leq 1.5 \text{ et } h_c > 40 \text{ mm}$$

$$h_{eff} = h_c \left[1 + 0.75 \times \left(\frac{L1+L2}{L1+L3} \right) \right] \quad \text{pour } \frac{h_p}{h_c} \geq 1.5 \text{ et } h_c > 40 \text{ mm}$$

$$h_t > 90 \text{ mm}$$

$$R90 \Rightarrow h_{eff} \geq 100 \text{ mm}$$

$$\text{Hi-bond 55.750 ; } h_p = 55 \text{ mm}$$

$$h_c = 95 \text{ mm ; } \frac{h_p}{h_c} = \frac{55}{95} = 0.58 \leq 1.5 \Rightarrow h_{eff} = h_c + 0.5 \times h_p \times \left(\frac{L1+L2}{L1+L3} \right) \Rightarrow$$

$$h_{eff} = 95 + 0.5 \times 95 \times (1) = 122.5 \text{ mm}$$

$$\text{donc : } h_t = 150 \text{ mm.}$$

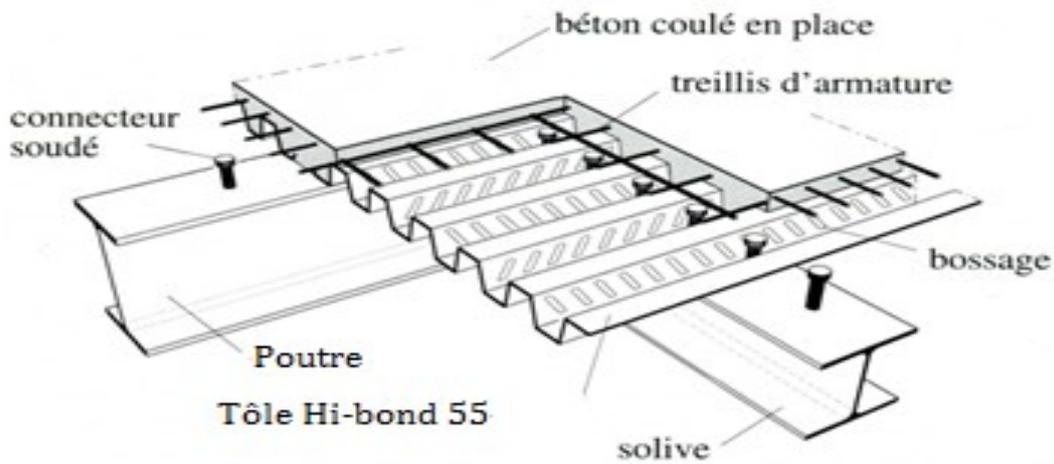


Fig I.5 : Conception d'un plancher collaborant.

c. 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 :

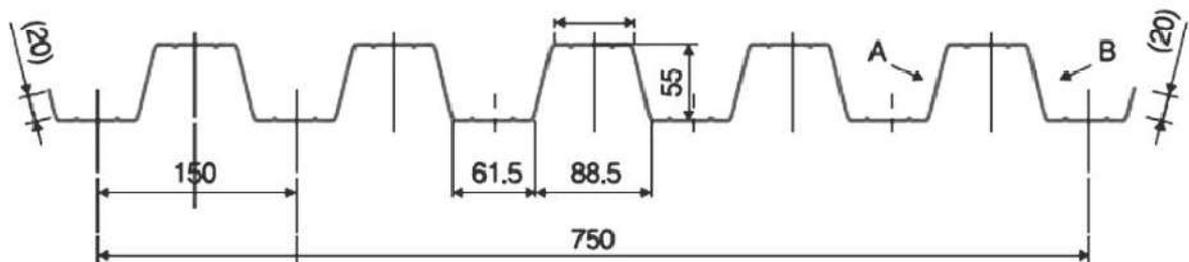


Fig I.6 :Bac d'acier type Hi Bond 55.

- Les planchers reposent sur un ensemble des poutres et solives métalliques.
- La liaison entre la dalle, le bac en acier collaborant et la structure porteuse est assurée par des connecteurs :

Ils permettent de développer le comportement mixte entre la poutre en acier et la dalle en béton. La connexion est essentiellement prévue pour résister au cisaillement horizontal.

d. 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.

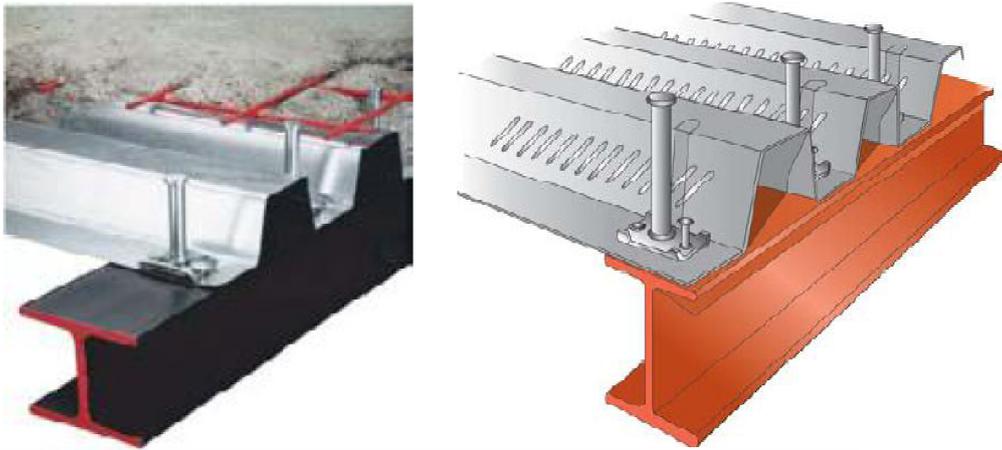


Fig I.7: Goujon soudée

e. Revêtement

Pour les planchers courants, on a choisi le plancher surélevé, on l'appelle aussi plancher technique.

Comme son nom l'indique ce type de plancher est surélevé à travers des vérins réglables en hauteur et collés sur le béton. Ils sont reliés entre eux et stabilisés par des traverses de renfort, on pose dessus des dalles de 600*600 mm ,et d'une épaisseur de 35mm en bois aggloméré, elles sont entièrement enrobées d'une tôle galvanisée de 0.5mm.

Le poids d'une seule dalle est de 8.5 kg, et a une capacité portante importante.

Le vide situé entre le plancher surélevé et le sol de base autorise l'installation de nombreux réseaux modernes (électricité, téléphonie, communication, fibre optique, etc....).



Fig I.8: Plancher technique 60x60 cm

f. 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.

g. Escaliers

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

Ils servent à relier les niveaux successifs et de faciliter les déplacements dans les étages et Serviront aussi comme escaliers de secours en cas d'incendie et accidents majeurs.



Fig I.9: Escalier en charpente métallique.

h. Les garde-corps métallique

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.



Fig I.10: garde-corps métallique.

i. Ascenseurs

La structure comporte une cage d'ascenseur autoportante du RDC jusqu'au 9^{ème} étage.



Fig I.11 : Ascenseur.

j. Enveloppe extérieure

L'enveloppe extérieure sera en mur-rideau, appelé aussi « façade rideau », qui est un mur de façade léger qui contribue à la fermeture du bâtiment mais ne participe pas à sa stabilité.

Ces murs rideaux seront étanches à l'air et résistants aux intempéries. Ils se composent de parois en verres et une structure en aluminium connectée à la structure.



Fig I.12 : Mur rideau

I.3. Règlements techniques

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

- Eurocode 3, 1 et 4
- RPA99 : Règlement Parasismique Algériennes version 2003
- RNV2013 : Règles définissant les effets de la neige et du vent
- BAEL : Béton armé aux états limites
- DTR C2.2 : Charges et surcharges.

I.4. 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 (**RPA 99version 2003**).

I.4.1. Acier

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 : $\alpha = 12 \times 10^{-6}$ par $^{\circ}\text{C}$
- Masse volumique $\rho = 7850\ \text{kg/m}^3$

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

Tab 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**

Tab I.2 : Caractéristiques mécaniques

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

I.4.1. Béton

- **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 :

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

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

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 :

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

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 :

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

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.

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

- $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états – limites ultimes (béton fissuré).
- $\nu = 0,2$ 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

Le pré dimensionnement a pour but d'estimer approximativement 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 constituent un plan horizontal rigide capable de : Supporter les charges Verticales (poids propre des différents composants et charges d'exploitation) et de les Transmettre aux poteaux.

II.2.1. Méthode de calcul

Le calcul de plancher collaborant se fait en deux phases :

- Phase de construction
- Phase finale

a. 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).

b. 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.

c. Largeur de la dalle collaborant (Largeur effective)

Dans les calculs des poutres mixtes, 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 :

$$b_{\text{eff}} = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 2 \cdot l_0 / 8 \\ b \end{array} \right.$$

Avec :

- l_0 : longueur libre d'une poutre simplement appuie.
- b : entraxe entre les poutres.

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

Action permanentes

Tab II.1 : Charge permanente terrasse accessible.

Type	Charges permanentes
Etanchéité SIKAFILL (e=5cm)	0.01 kN/m ²
Forme de pente (5cm)	1.11 kN/m ²
Plancher technique	0.48 kN/m ²
Isolation thermique (4cm)	0.04×4=0.16 kN/m ²
Dalle en BA (e=15 cm)	3.75 kN/m ²
Climatisation	0.4 kN/m ²
Faux plafond	0.3 kN/m ²
Bacd'acier HI-BOND 55(1mm)	0.13kN/m ²
Total	G=6.34kN/m²

Surcharges d'exploitation Q = 1.5 kN/m²

II.3.2. Plancher terrasse inaccessible

Action permanentes

Tab II.2 : Charge permanente terrasse inaccessible.

Type	Charges permanentes
Etanchéité SIKAFILL (e=5cm)	0.01 kN/m ²
Forme de pente (5cm)	1.11 kN/m ²
Isolation thermique (4cm)	0.04×4=0.16 kN/m ²
Dalle en BA (e=15 cm)	3.75kN/m ²
Climatisation	0.4 kN/m ²
Faux plafond	0.3 kN/m ²
Bacd'acier HI-BOND 55(1mm)	0.13 kN/m ²
Total	G= 5.86kN/m²

Surcharges d'exploitation Q = 1 kN/m²

II.3.3. Plancher courant

Action permanentes

Tab II.3 : Charge permanente plancher courant.

Type	Charges permanentes
Cloisonnements	1 kN/m ²
Plancher technique	0.48 kN/m ²
Dalle en BA (e=15 cm)	3.75kN/m ²
Climatisation	0.4 kN/m ²
Faux plafond	0.3 kN/m ²
Bacd'acier HI-BOND 55(1mm)	0.13 kN/m ²
Total	G= 6.06kN/m²

Surcharges d'exploitation Q = 4 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 la poutre, elles sont articulées à leurs extrémités et soumises à des charges uniformément réparties, elles sont généralement dimensionnées par la condition de la flèche.

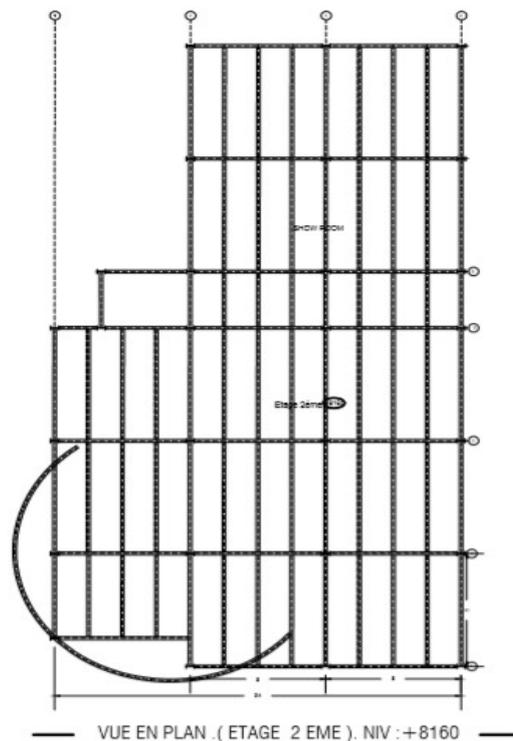


Fig II.1 : vue en plan plancher courant.

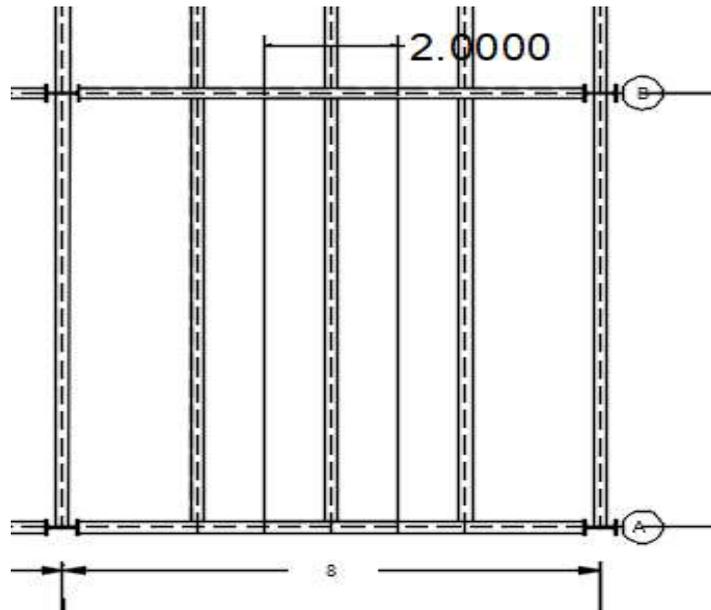


Fig II.2 : schéma des solives.

II.4.1. Calcul des solives de planchers courant (2^{ème} étage)

a. Phase de construction

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

- Poids propre du profilé IPE200..... $g_p = 0.224\text{kN/ml}$
- Poids propre du béton frais (dalle de 15cm)..... $G_b = 3.75\text{kN/m}^2$
- 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 200**.

Tab.II.4 : caractéristique du profilé IPE 200.

Profilé	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G Kg/m	A cm 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 200	22.4	28.5	200	100	8.5	1943	142.4	220.6	44.61	8.26	2.24

▪ **Combinaisons des charges**

Langueur de portée : **L=8 m**

L’entraxe entre les solives est de : **e=2 m**.

ELU

$$q_u = [1,35 \times (G_b + g) + 1,5 \times Q] \times e + 1.35 G_p$$

$$q_u = [1,35 \times (3.75 + 0,13) + (1,5 \times 0,75)] \times 2 + (1,35 \times 0,224)$$

$$q_u = 13.03 \text{ kN/ml}$$

ELS

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

$$q_{ser} = [3.75 + 0.13 + 0,75] \times 2 + 0,224$$

$$q_{ser} = 9.48 \text{ kN/ml}$$

▪ Vérification de résistance

• Moment fléchissant

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

$$M_{sd} \leq M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times F_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{\max} = M_{sd} = \frac{q_u \times (L/2)^2}{8} = \frac{13.03 \times 4^2}{8} = 26.06 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{220.6 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1} = 60.67 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl,Rd} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

$$r = \frac{M_{sd}}{M_{pl,Rd}} \times 100 = \frac{26.06}{60.67} \times 100 = 42.95\%$$

• Effort tranchant

On doit vérifier que

$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}}$$

Où :

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

A_v : aire de cisaillement.

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

$$A_v = 1401.6 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{275 \times 1401.6 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1} = 222.53 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{13.03 \times 4}{2} = 26.06 \text{ kN}$$

$$V_{sd} < V_{pl,Rd} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

$$r = \frac{V_{sd}}{V_{pl,Rd}} \times 100 = \frac{26.06}{222.53} \times 100 = 11.71\%$$

$$V_{sd} < 0,5V_{pl,Rd} \Rightarrow 26.06 \text{ kN} < 111.27 \text{ kN}$$

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 : $f^{max} \leq f^{adm}$

$$f^{max} = \frac{5 \times q_{ser} \times L^4}{384 \times E \times I_y} \quad \left\{ \begin{array}{l} q_{ser} = 9.48 \text{ kN/ml.} \\ L = 4\text{m.} \\ E = 2,1.10^5 \text{MPa} \\ I_y = 1943 \text{ cm}^4. \end{array} \right.$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f^{max} = \frac{5 \times 9.48 \times (4000^4)}{384 \times 2.1.10^5 \times 1943 \times 10^4} = 7.75 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$f^{adm} = \frac{4000}{250} = 16 \text{ mm}$$

$f^{max} \leq f^{adm}$ Condition Vérifiée

$$r = \frac{f^{max}}{f^{adm}} \times 100 = \frac{7.75}{16} \times 100 = 48.44\%$$

• **Vérification du déversement**

Le moment résistant de déversement est donnée par :

$M_{sd} \leq M_{b,rd}$ → Condition de vérification

$$M_{b,rd} = X_{LT} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec :

- $\beta_w = 1$ (section de classe I).
- $K_w = 1$ (Appuis simples aux deux extrémités)
- $C_1 = 1.132$
- $C_2 = 0.459$
- $C_3 = 0.525$
- $\alpha_{LT} = 0.21$ (Profilé laminé)
- X_{LT} : Est le facteur de réduction pour le déversement.

$$X_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}$$

$$\Phi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\lambda_{LT} = \frac{KL / iz}{\sqrt{C1 \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 + \frac{1}{20} \left(\frac{KL / iz}{h / tf} \right)^2 \right]^{0.25}}} = \frac{1 \times 4000 / 22.4}{\sqrt{1.132 \left[(1)^2 + \frac{1}{20} \left(\frac{4000 / 22.4}{200 / 8.5} \right)^2 \right]^{0.25}}}$$

$$\lambda_{LT} = 149$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93.91\varepsilon} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{149}{86.81} \times \sqrt{1} = 1.71 \quad ; \quad 93.91\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 86.81$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 1.71 \Rightarrow$ Ilya un risque de déversement

$$\Phi_{LT} = 2.12$$

$$\rightarrow X_{LT} = 0.44$$

$$\rightarrow M_{b,rd} = 26.69 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} < M_{b,rd} \Rightarrow$ Déversement vérifié

$$r = \frac{M_{sd}}{M_{brd}} \times 100 = \frac{26.06}{26.69} \times 100 = 97.64\%$$

b. 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 IPE200..... $g_p = 0.224 \text{ kN/ml}$.
- Charge permanente..... $G_c = 6.06 \text{ kN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation..... $Q_c = 4 \text{ kN/m}^2$

▪ **Combinaisons des charges**

L'entraxe entre les solives est $d_{ee} = 2 \text{ m}$.

ELU :

$$q_u = 1.35 [g_p + (G_c \times e)] + 1.5(Q_c \times e)$$

$$q_u = 1.35 [0.224 + (6.06 \times 2)] + 1.5(4 \times 2) = \mathbf{28.66 \text{ kN/m}}$$

ELS :

$$q_{ser} = g_p + (G_c \times e) + (Q_c \times e)$$

$$q_{ser} = 0.224 + (6.06 \times 2) + (4 \times 2) = \mathbf{20.34 \text{ kN/m}}$$

▪ **Largeur efficace 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 :

$$B_{eff} = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \times l_0}{8} = \frac{2 \times 8}{8} = 2 \text{ m} \\ b = 2 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\mathbf{b_{eff} = 2 \text{ m}}$$

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

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

$$R_{\text{Béton}} = \left(\frac{0.85 \times 25}{1.5} \times 2000 \times 95 \right) \times 10^{-3} = 2691.67 \text{ kN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \times A_a \Rightarrow R_{\text{Acier}} = (0,95 \times 275 \times 2850) \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow R_{Acier} = 744.56 \text{ kN}$$

$$R_{Béton} > R_{Acier}$$

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

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

$$M_{plrd} = 744.56 \times \left[\frac{200}{2} + 150 - \left\{ \frac{744.56}{2691.67} \times \frac{95}{2} \right\} \right] \times 10^{-3} = 176.36 \text{ kn.m}$$

$$M_{sd} = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{28.66 \times (8)^2}{8} = 229.32 \text{ kn.m}$$

$$M_{sd} > M_{pl, rd} \quad \Rightarrow \text{condition non Vérifiée}$$

Remarque : Le moment n'est pas vérifié on augmente le profil

On prend un **IPE 240**

Tab.II.5 : caractéristique du profilé IPE 240

Profilé	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G Kg/m	A cm 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 270	30.7	39.1	240	120	9.8	3692	283.6	366.6	73.92	9.97	2.69

$$R_{Acier} = 0,95 \times f_y \times A_a \Rightarrow R_{Acier} = (0,95 \times 275 \times 3910) \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow R_{Acier} = 1021.49 \text{ kN}$$

$$M_{plrd} = 1021.49 \times \left[\frac{240}{2} + 150 - \left\{ \frac{1021.49}{2691.67} \times \frac{95}{2} \right\} \right] \times 10^{-6} = 257.39 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{28.78 \times (8)^2}{8} = 230.21 \text{ kN.m}$$

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

$$r = \frac{M_{sd}}{M_{plrd}} \times 100 = \frac{230.8}{334.37} \times 100 = 89.44 \%$$

▪ **Effort tranchant**

$$V_{plrd} = \frac{275 \times 1914 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1} = 303.69 \text{ Kn}$$

$$V_{sd} = \frac{28.78 \times 8}{2} = 115.11 \text{ Kn}$$

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

$$r = \frac{V_{sd}}{V_{plrd}} \times 100 = \frac{115.4}{351.52} \times 100 = 37.90\%$$

On a : $V_{sd}^{max} = 115.40 \text{ kN} < 0,5V_{PRD} = 151.85 \text{ kN} \Rightarrow$ il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

▪ **Vérification du déversement**

Dans cette phase il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement, car la solive est maintenue par le béton dur.

▪ **Vérification de la rigidité**

Il faut vérifier que : $f^{max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{E I_c} \leq \bar{f}$

Avec :

$$\begin{cases} q_{ser} = 20.43 \text{ kN/ml.} \\ L = 8 \text{ m.} \\ E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ kN/mm}^2 \end{cases}$$

$$I_c = \frac{A_a \times (h_c + 2 \cdot h_p + h_a)^2}{4 \times (1 + mv)} + \frac{b_{eff} \times h_c^3}{12 \times m} + I_a$$

$$V = \frac{A_a}{A_b} = \frac{3910}{2000 \times 95} = 0.02$$

$$m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = \frac{3910 \times ((95 + 2 \times 55 + 240))^2}{4(1 + 15 \times 0.02)} + \frac{2000 \times 95^3}{12 \times 15} + 3692 \times 10^4 = 1.96 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f_{max} = \frac{5 \times (8000)^4 \times 20.43}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 1.96 \times 10^8} = 26.42 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$f_{adm} = \frac{8000}{250} = 32 \text{ mm}$$

$f_{max} < f_{adm}$ Condition vérifiée

$$r = \frac{f_{max}}{f_{adm}} \times 100 = \frac{26.42}{32} \times 100 = 82.56\%$$

▪ **Calcul des connecteurs (connexion totale)**

Détermination de la résistance du goujon :

- Type de goujon : h=95mm
D=19mm

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

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

$\gamma_v = 1,25$.

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

$\alpha = 1$

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

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

Pour les solives les nervures seront perpendiculaires

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

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

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

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

$$P_{rd} = 0.81 \times \text{Inf} \begin{cases} 0.29 \times 1 \times (19)2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30.5 \times 10^3}}{1.25} = 73133.28 \text{ N} \\ 0.8 \times 450 \times \frac{\pi \times (19)^2}{4 \times 1.25} = 81656.27 \text{ N} \end{cases}$$

$P_{rd} = 59.9$ kN

$RL = \text{Inf}(R_{\text{béton}} ; R_{\text{acier}}) = \text{Inf}(2691.67 ; 1021.49) = 1021.49$ kN

$$N_{br} = \frac{RL}{P_{rd}} = \frac{1021.49}{59.9} = 18.2$$

Soit $N = 18$ goujons sur la demi longueur de la Solive ; c'est-à-dire 36 connecteurs sur toute la longueur totale de la solive.

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

$e_{\max} = 6 \times h_{sc} = 570$ mm

$$\Rightarrow \text{Esp} = \frac{8000}{36 - 1} = 228.57 \text{ mm}$$

Donc on prend 36 connecteurs, avec un espacement de 200mm.

II.4.2. Calcul des solives des autres planchers

De la même méthode de calcul les résultats pour les autres types de plancher sont résumés dans le tableau suivant :

Tab.II.6 : solive des autres planchers.

Terrasse inaccessible		
Msd = 153.89 kN.m	Mpl,rd = 257.39 kN.m	Ratio : 59.79 %
Vsd = 76.95 kN	Vpl,rd = 303.69 kN	Ratio : 25.33%
$f_{\max} = 18.14$ mm	$f_{adm} = 32$ mm	Ratio : 56.69%
Terrasse accessible		
Msd = 176.26kN.m	Mpl,rd = 257.39 kN.m	Ratio : 68.48 %
Vsd = 88.13kN	Vpl,rd = 303.69 kN	Ratio : 29.02 %
$f_{\max} = 20.68$ mm	$f_{adm} = 32$ mm	Ratio : 64.63 %

Donc on gardera les mêmes solives **IPE240** pour tous les planchers

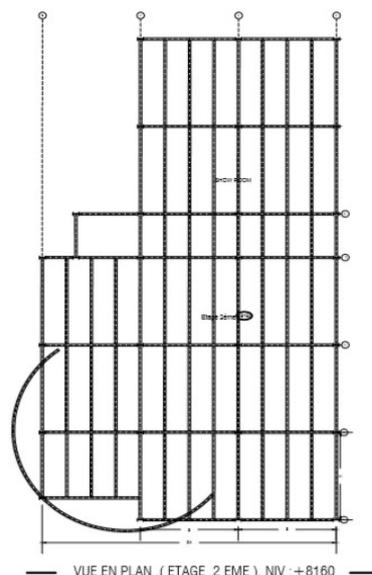
Remarque :

Les poutres secondaires ce calcul avec la même méthode est donne les mêmes profilés que les solives.

II.5. Pré dimensionnement des poutres principales

Les poutres, sont des éléments généralement horizontaux qui doivent reprendre essentiellement les efforts de flexion. Leur section doit par conséquent présenter une inertie adaptée dans le sens de flexion et donc une certaine hauteur.

Les poutres aussi seront calculées comme des poutres mixtes et suivront les mêmes étapes de calcul que les solives. La poutre la plus sollicitée a une portée **L= 8m**, elle reprend 4 charges concentrées qui représentent les solives et une charge uniformément répartie due à son poids et le poids du béton.



II.5.1. Calcul de I

Fig II.3 : vue en plan plancher courant.

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15} \Rightarrow \frac{8000}{25} \leq h \leq \frac{8000}{15} \Rightarrow 320 \leq h \leq 533.33 \text{ On Prend un IPE330}$$

Tab.II.7: caractéristique du profilé IPE 330

Profilé	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G Kg/m	A mm ²	h mm	b mm	t _r 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	6260	330	160	11.5	11770	788	804	154	13.7	3.55

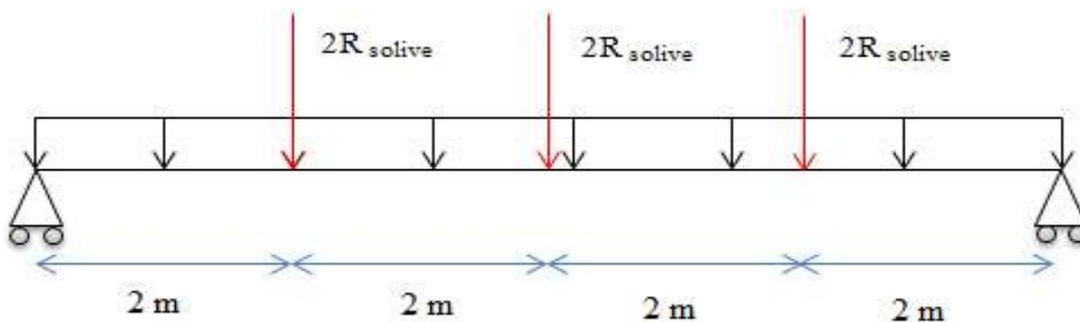


Fig II.4 : Schéma statique de poutre principale

a. 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.....g_p = 0.491kN/ml.
- Poids propre du béton frais.....G_b = 3.75kN/m²
- Poids du bac d’acier.....g = 0,13 kN/m²
- Surcharge de construction (ouvrier).....Q_c = 0,75 kN/m²

▪ **Calcul des réactions des solives**

On calcule les réactions des solives pour chaque phase (phase de construction, phase finale) car le coulage du plancher (solives, poutres) se fait en même temps. On utilise pour les calculées, la formule suivante :

Avec : L_s = 8m

$$R = \frac{q \times L_s}{2}$$

ELU :

$$R_{solvive} = 13.14 \times \frac{8}{2} = 52.56 \text{ kN}$$

$$2 \times R_{solvive} = 105.124 \text{ kN}$$

ELS :

$$R_{solvive} = 9.57 \times \frac{8}{2} = 38.28 \text{ kN}$$

$$2 \times R_{solvive} = 76.56 \text{ kN}$$

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

ELU :

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

$$q_u = 1,35 \times [(3,75 + 0,13) \times 0,16] + 0,491 + 1,5 \times 0,75 \times 0,16$$

$$q_u = 1.68 \text{ kN/ml.}$$

E.L.S :

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

$$q_{ser} = 0,491 + (3,75 + 0,13 + 0,75) \times 0,16$$

$$q_{ser} = 1.23 \text{ kN/m}$$

- **Vérifications**

- **Moment fléchissant**

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

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

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} + \frac{R_u \times L}{2} = \frac{1.68 \times 8^2}{8} + \frac{105.12 \times 8}{2} = 433.93 \text{ kN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{804 \times 10^3 \times 275}{1} \times 10^{-6} = 221.1 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} > M_{pl,rd}$ Condition non vérifié

Remarque : Le moment n'est pas vérifié on augmente le profil

On prend un **IPE 500**

Tab.II.8: caractéristique du profilé **IPE 500**

Profilé	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	11600	500	200	16	48200	2142	2194	335.9	20.43	4.31

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

ELU :

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

$$q_u = 1,35 \times [(3,75 + 0,13) \times 0,17] + 1,5 \times 0,75 \times 0,17$$

$$q_u = 2,50 \text{ kN/ml}$$

ELS :

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

$$q_{ser} = 0,907 + (3,75 + 0,13 + 0,75) \times 0,17$$

$$q_{ser} = 1,83 \text{ kN/ml}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} + \frac{R_u \times L}{2} = \frac{2,50 \times 8^2}{8} + \frac{105,12 \times 8}{2} = 440,46 \text{ kN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2194 \times 10^3 \times 275}{1} \times 10^{-6} = 603,35 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} < M_{plrd}$ Condition Vérifiée

$$r = \frac{M_{sd}}{M_{plrd}} \times 100 = \frac{440,46}{603,35} \times 100 = 73\%$$

- **Effort tranchant**

$$V_{sd} \leq V_{plRd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

$$V_{sd} = \frac{q \times L}{2} + \frac{3 \cdot R_u \cdot L}{2} = \frac{2,5 \times 8}{2} + \frac{3 \times 105,12}{2} = 167,67 \text{ kN}$$

$$V_{plrd} = \frac{5987 \times 275}{\sqrt{3}} \times 10^{-3} = 951,04 \text{ kN}$$

$V_{sd} < V_{plrd}$ Condition Vérifiée

$$r = \frac{V_{sd}}{V_{plrd}} \times 100 = \frac{167,67}{951,04} \times 100 = 17,63\%$$

$V_{sd} = 167,67 \text{ Kn} < 0,5V_{plRd} = 475,52 \text{ kN} \Rightarrow$ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

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

- **La rigidité**

Il faut vérifier que :

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{8000}{250} = 32 \text{ mm}$$

$$f_{max} = f_1 + f_2$$

$$f_1 = \frac{5 \times q_{ser} \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1,83 \times (8000)^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 48200 \times 10^4} = 0,966 \text{ mm}$$

$$f_2 = \frac{19 R_s \bar{x} \cdot L^3}{384 E I_y} = \frac{19 \times 76.56 \times (8000)^3}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 48200 \times 10^4} = 19.16 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 20.13 \text{ mm} < 32 \text{ mm}$$

$$f_{\max} < f_{\text{adm}} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée} \Rightarrow r = \frac{f_{\max}}{f_{\text{adm}}} \times 100 = \frac{20.13}{32} \times 100 = 62.91 \%$$

- **Le déversement**

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

b. 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 500) $g_p = 0.907 \text{ kN/ml}$.
- Charge permanente $G = 6.06 \text{ kN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation $Q = 4 \text{ kN/m}^2$.

- **Calcul des réactions des solives**

ELU :

$$R_{\text{solive}} = 28.78 \times \frac{8}{2} = 115.12 \text{ kN}$$

$$2 \times R_{\text{solive}} = 230.24 \text{ kN}$$

ELS :

$$R_{\text{solive}} = 20.43 \times \frac{8}{2} = 81.72 \text{ kN}$$

$$2 \times R_{\text{solive}} = 163.44 \text{ kN}$$

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

ELU :

$$q_u = 1,35 \times [(G \times b_P) + g_p] + 1,5 \times Q \times b_P$$

$$q_u = 1,35 \times [(6.06 \times 0.17) + 0.907] + (1,5 \times 4 \times 0.17)$$

$$q_u = 4.06 \text{ kN/ml.}$$

ELS :

$$q_{\text{ser}} = g_p + (G \times b_P) + (Q \times b_P)$$

$$q_{\text{ser}} = 0,907 + (6.06 \times 0.17) + (4 \times 0.17)$$

$$q_{\text{ser}} = 2.92 \text{ kN/ml.}$$

Largeur participante de la dalle :

$$b_{\text{eff}} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \times l_0}{8} = \frac{2 \times 8}{8} = 2 \text{ m} \\ e = 8 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$b_{\text{eff}} = 2\text{m}$$

▪ **Vérifications de la résistance**

• **Moment fléchissant**

Position de l'axe neutre plastique:

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

$$R_{\text{Béton}} = \left(\frac{0.85 \times 25}{1.5} \times 2000 \times 95 \right) \times 10^{-3} \Rightarrow R_{\text{Béton}} = 2691.67 \text{ kN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0.95 \times 275 \times 11600 \times 10^{-3} = 3030.50 \text{ kN}$$

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

$$R_w = 0.9 \times f_y \times A_w = 0.9 \times 275 \times 4773.62 \times 10^3 = 1181.47 \text{ kN}$$

$$R_{\text{Béton}} > R_w$$

$$M_{\text{pl,rd}} = R_a \times \left(\frac{h_a}{2} \right) + R_b \times \left(\frac{h_c}{2} + h_p \right)$$

$$M_{\text{pl,rd}} = 3030.50 \times \left(\frac{500}{2} \right) + 2691.67 \times \left(\frac{95}{2} + 55 \right) \times 10^{-3} = 1033.52 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{sd}} = \frac{q_u \times L^2}{8} + \frac{R_u \times L}{2} = \frac{4.06 \times (8)^2}{8} + \frac{230.24 \times 8}{2} = 953.45 \text{ kN.m}$$

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

$$r = \frac{M_{\text{sd}}}{M_{\text{plrd}}} \times 100 = \frac{953.45}{1033.52} \times 100 = 92.25 \%$$

• **Effort tranchant**

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

$$V_{\text{sd}} = \frac{q \times L}{2} + \frac{3 \cdot R_u}{2} = \frac{4.06 \times 8}{2} + \frac{3 \times 230.24}{2} = 361.60 \text{ kN}$$

$$V_{\text{plrd}} = \frac{5987 \times 275}{\sqrt{3}} \times 10^{-3} = 951.04 \text{ kN}$$

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

$$r = \frac{V_{\text{sd}}}{V_{\text{plrd}}} \times 100 = \frac{361.60}{951.04} \times 100 = 38.02 \%$$

$$V_{\text{sd}} = 361.60 \text{ kN} < 0.5 V_{\text{plRd}} = 475.52 \text{ kN}$$

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

• **La rigidité**

$$f_{\text{adm}} = \frac{L}{250} = \frac{8000}{250} = 32 \text{ mm}$$

$$f_{\text{max}} = f_1 + f_2$$

$$m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$V = \frac{A_a}{A_b} = \frac{11600}{2000 \times 95} = 0.06$$

$$I_c = \frac{11600 \times (95 + 2 \times 55 + 500)^2}{4(1 + 15 \times 0.06)} + \frac{2000 \times 95^3}{12 \times 15} + 48200 \times 10^4 = 2.62 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$f1 = \frac{5 \times q_{ser} \times L^4}{384 \times E \times I_c} = \frac{5 \times 2.92 \times 8000^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 2.62 \times 10^8} = 0.28 \text{ mm}$$

$$f2 = \frac{19}{384} \times \frac{R_s \times L^3}{E I_c} = \frac{19}{384} \times \frac{163.44 \times 10^3 \times 8000^3}{2.1 \times 10^5 \times 2.62 \times 10^8} = 7.80 \text{ mm}$$

$$f_{max} = 7.80 \text{ mm} < 32 \text{ mm}$$

$$f_{max \text{ total}} = 20.13 + 7.80 = 27.93 \text{ mm} < 32 \text{ mm} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

$$r = \frac{f_{max}}{f_{adm}} \times 100 = \frac{27.93}{32} \times 100 = 87.28 \%$$

▪ **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

γ_v = 1,25.

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

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

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

Pour les poutres principales les nervures seront parallèles.

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

h_p = 55 mm ; h_{sc} = 95 mm ; d = 19 mm ; b₀ = 88.5 mm

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

$$K_T = \leq 10.6 \times \frac{88.5}{55} \times \left(\frac{95}{55} - 1\right) = 0.7$$

$$P_{rd} = 0.7 \times \text{Inf} \left\{ \begin{array}{l} 0.29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30.5 \times 10^3}}{1.25} = 73133.28 \text{ N} \\ 0.8 \times 450 \times \frac{\pi \times (19)^2}{4 \times 1.25} = 81656.27 \text{ N} \end{array} \right.$$

$$Prd = 51.19 \text{ kN}$$

$$RL = \text{Inf}(R_{\text{béton}} ; R_{\text{acier}}) = \text{Inf}(2691.67 ; 3030.5) = 2691.67 \text{ kN}$$

$$\text{Nbr} = \frac{RL}{Prd} = \frac{2691.67}{51.91} = 41.5$$

Soit $N = 41$ goujons sur la demi longueur de la poutre ; c'est-à-dire 82 connecteurs sur toute la longueur totale de la poutre.

$$\left. \begin{array}{l} e_{\min} = 5 \times d = 95 \text{ mm} \\ e_{\max} = 6 \times h_{sc} = 570 \text{ mm} \end{array} \right\} \text{esp} = \frac{8000}{82 - 1} = 98.7 \text{ mm}$$

Donc on prend 82 connecteurs, avec un espacement de 100 mm

II.5.2. Calcul de poutre principale des autres planchers

Tab.II.9 : poutre principale des autres planchers.

Terrasse inaccessible		
$M_{sd} = 945.81 \text{ kN.m}$	$M_{pl,rd} = 1033.52 \text{ kN.m}$	Ratio : 91.15 %
$V_{sd} = 357.79 \text{ kN}$	$V_{pl,rd} = 951.04 \text{ kN}$	Ratio : 37.62 %
$f_{\max} = 27.87 \text{ mm}$	$f_{adm} = 32 \text{ mm}$	Ratio : 87.10 %
Terrasse accessible		
$M_{sd} = 948.05 \text{ kN.m}$	$M_{pl,rd} = 1033.52 \text{ kN.m}$	Ratio : 91.73%
$V_{sd} = 358.91 \text{ kN}$	$V_{pl,rd} = 951.04 \text{ kN}$	Ratio : 37.74 %
$f_{\max} = 27.89 \text{ mm}$	$f_{adm} = 32 \text{ mm}$	Ratio : 87.15 %

Donc on gardera un profilé **IPE 500** pour tous les planchers

II.6. Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux qui doivent reprendre les charges verticales transmises par les planchers. Leurs sections doivent présenter une bonne rigidité 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 axiale (flambement) suivant l'**Eurocode 3** Partie 1-1.

II.6.1. Principe de calcul

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple en choisissant le poteau le plus sollicité de la structure. C'est-à-dire, un poteau central.

Le poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, on utilisera un calcul basé sur la descente de charge.

II.6.2. Etapes de pré dimensionnement

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.

- Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau d'après la descente des charges.
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.

$$N_u = 1,35G + 1,5Q$$

G : Poids propre des éléments qui sollicite le poteau étudié non compris son poids propre.

Q : Surcharge d'exploitation dans le cas où la charge d'exploitation est la même pour tous les étages, la loi de dégression est équivalente à la règle usuelle dans laquelle les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites.

La structure étudiée possède des poteaux en profilé HEA.

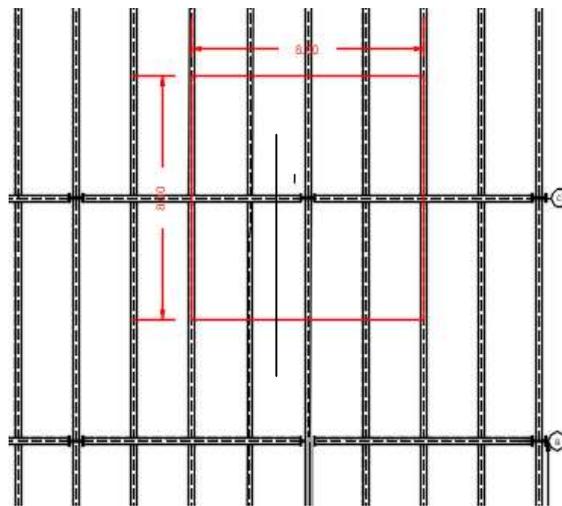


Fig II.5 : Poteau central

II.6.2. Pré dimensionnement de poteau central (le plus sollicité)

a. La descente des charges

$$S_1(\text{Courant}) = 8 \times 8 = 64 \text{ m}^2$$

$$S_1(\text{Terrasse}) = (8 \times 8) 64 \text{ m}^2$$

$$G = (G_{pl} \times S_1) + (G_{pp} \times L_1) + (G_{ps} \times L_2) + n(G_{solive} \times L_3)$$

Avec :

$G_{(pl)}$: charge de plancher terrasse ou courant S_1 : surface reprise par le poteau

G_{pp} : poids propre de la poutre principale L_1 : longueur de la poutre principale

G_{ps} : poids propre de la poutre secondaire L_2 : longueur de la poutre Secondaire

G_{solive} : poids propre des solives L_3 : longueur des solives

$G_{p,t} = 5.86 \text{ kN/m}^2$

$Q_{p,c} = 4 \text{ kN/m}^2$

$G_{p,c} = 6.06 \text{ kN/m}^2$

$G_{pp}(\text{IPE500}) = 0.907 \text{ kN/m}$

$Q_{p,t, \text{incc}} = 1 \text{ kN/m}^2$

$G_{ps}(\text{IPE240}) = 0.307 \text{ kN/m}$

$Q_{p,t \text{ acc}} = 1.5 \text{ kN/m}^2$

$G_{\text{Solive}}(\text{IPE240}) = 0.307 \text{ kN/m}$

Remarque : La loi de digression des charges exploitations selon le **DTR B.C 2.2** comme suit :

Tab.II.10: la loi de dégression

Niveau	Surcharges
Terrasse	$\sum_0=Q_0$
9 ^{eme} étage	$\sum_1=Q_0+Q_1$
8 ^{eme} étage	$\sum_2=Q_0+0,9(Q_1+Q_2)$
7 ^{eme} étage	$\sum_3=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3)$
6 ^{eme} étage	$\sum_4=Q_0+0,7(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$
5 ^{eme} étage	$\sum_5=Q_0+0,6(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$
4 ^{eme} étage	$\sum_6=Q_0+0,5(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$
3 ^{eme} étage	$\sum_7=Q_0,5(Q_1+\dots\dots\dots+Q_7)$
2 ^{eme} étage	$\sum_8=Q_0+0,5(Q_1+\dots\dots\dots+Q_8)$
1 ^{eme} étage	$\sum_9=Q_0+0,5(Q_1+\dots\dots\dots+Q_9)$
RDC	$\sum_{10}=Q_0+0,5(Q_1+\dots\dots\dots+Q_{10})$

Tab.II.11: la descente des charges (les poteaux centraux)

Niveau	G [kN]	Q [kN]	G(cumuler) [kN]	Q(cumuler) [kN]	Nu [kN]
Terrasse	387.152	64	387.152	64	618.66
9 ^{eme}	400	256	787.152	320	1542.66
8 ^{eme}	400	256	1187.152	524	2388.66
7 ^{eme}	400	256	1587.152	678.4	3160.26
6 ^{eme}	400	256	1987.152	780.8	3853.86
5 ^{eme}	400	256	2387.152	832	4470.66
4 ^{eme}	400	256	2787.152	832	5010.66
3 ^{eme}	400	256	3187.152	960	5742.66
2 ^{eme}	400	256	3587.152	1088	6474.66
1 ^{er}	400	256	3987.152	1216	7206.66
RDC	400	256	4387.152	1344	7938.66

b. Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments sollicités en compression axiale, la valeur de calcul N_{sd} de l'effort de compression dans chaque section transversale doit satisfaire à la condition suivante :

$$N_{sd} \leq N_{crd} = \frac{A_{nec} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$f_y = 275 \text{ MPa}$$

$$\text{Section de classe 1 : } N_{crd} = N_{plrd}$$

- **Poteau centrale :**

Poteau du RDC

$$N_{sd} = 1.35 \times G + 1.5Q$$

$$N_{sd} = (1.35 \times 4387.152) + (1.5 \times 1344) = 7938.66 \text{ Kn}$$

$$A_{nec} \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{7938.66 \times 10^3}{275 \times 10^2} = 288.68 \text{ cm}^2$$

On choisit profilé de **HEB700** $\longrightarrow A = 306.4 \text{ cm}^2$

Tab.II.12: les sections et les profilés des poteaux centraux

Niveau	Nsd[kN]	A calculé (cm2)	Profilé	A choisit (cm ²)
9 ^{eme} étage	1542.66	56.10	HEB600	270
8 ^{eme} étage	2388.66	86.86	HEB600	270
7 ^{eme} étage	3160.66	114.93	HEB600	270
6 ^{eme} étage	3853.86	140.14	HEB600	270
5 ^{eme} étage	4470.66	162.57	HEB650	286.3
4 ^{eme} étage	5010.66	182.21	HEB650	286.3
3 ^{eme} étage	5742.66	208.82	HEB650	286.3
2 ^{eme} étage	6474.66	235.44	HEB700	306.4
1 ^{eme} étage	7206.66	262.06	HEB700	306.4
RDC	7938.66	288.68	HEB700	306.4

c. Vérification des poteaux

- **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.

$$\text{Il faut vérifier que : } N_{sd} \leq N_{brd} = \frac{X \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

• **Méthode de calcul :**

avec $X = \min \{ X_y ; X_z \} \leq 1$

$$\left. \begin{array}{l} \beta_A = 1 \\ \beta_A = \frac{A_{\text{eff}}}{A} \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} \text{Classe 1, 2 ou 3} \\ \text{Classe 4} \end{cases}$$

$$\varepsilon = \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0.5} = \left[\frac{235}{275} \right]^{0.5} = 0,92 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \lambda_1 = 93,9 \times \varepsilon = 86.8 \\ l_f = L \times K \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \lambda_y = \frac{l_{f,y}}{i_y} \\ \lambda_z = \frac{l_{f,z}}{i_z} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times (\beta_A)^{0.5} \\ \bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right) \times (\beta_A)^{0.5} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \phi_y = 0.5 \times \left[1 + \alpha \times (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] \\ \phi_z = 0.5 \times \left[1 + \alpha \times (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} X_y = \frac{1}{\phi_y + \left[\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2 \right]^{0.5}} \\ X_z = \frac{1}{\phi_z + \left[\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2 \right]^{0.5}} \end{cases}$$

• **Poteau de RDC**

HEB700 : N= 7938.66kN ; A_{calculé} = 288.68cm² ; A_{choisis}=306.4 cm²

$l_{fz} = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 4.08 = 2.86\text{m}$; $l_{fy} = l_0 = 2.04\text{m}$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{400}{28.96} = 13.81$$

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{286}{6.87} = 41.63$$

$\lambda_z > \lambda_y \Rightarrow$ Plan de flambement y-y

. Axe de flambement z-z

Choix de la courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{700}{300} = 2.33 > 1,2 \quad \text{Courbe de flambement b} \Rightarrow \alpha = 0,34 ;$$

$$t_f = 32 < 100 \quad \text{Courbe de flambement c} \Rightarrow \alpha = 0,49$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{41.63}{86.81} = 0.48$$

$$\phi_z = 0.5 \left[1 + 0.34(0.48 - 0.2) + 0.48^2 \right] = 0.66$$

$$\chi^z = \frac{1}{0.66 + \left(0.66^2 - 0.48^2 \right)^{0.5}} = 0.898$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{13.81}{86.81} = 0.16$$

$$\varphi_y = 0,5 \left[1 + 0,49(0.16 - 0,2) + 0.16^2 \right] = 0.503$$

$$\chi_y = \frac{1}{0.503 + (0.503^2 - 0.16^2)^{0.5}} = 1.02$$

$$X_{\min} = 0.898$$

$$N_{brd} = 0.89 \times \frac{1 \times 275 \times 30640 \times 10^{-3}}{1} = 7566.55 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 7938.66 \text{ kN} > N_{brd} = 7566.55 \text{ kN} \Rightarrow \text{condition non vérifié}$$

Alors on change le profilé par HEB800 ; A= 334.2 cm²

$$N_{brd} = 8253.07 \text{ kN} \Rightarrow N_{sd} < N_{brd} \Rightarrow \text{condition vérifié}$$

Remarque :

Les mêmes étapes seront suivies pour la vérification des autres poteaux, les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tab.II. 13: Vérification au flambement de 9^{ème} étage jusqu'à RDC.

NIVEAU	6, 7, 8,9	3, 4,5	RDC, 1,2
Profilé	HEB600	HEB700	HEB800
α z	0.34	0.34	0,34
λ_z	40.40	41.69	41.69
λ̄_z	0.465	0.48	0.48
φ_z	0.653	0.66	0.66
X_z	0.90	0.898	0.898
N_{sd}	3853.86	5742.66	7938.66
N_{brd}	6682.5	7566.55	8253.07
Condition	Vérifier	Vérifier	Vérifier

Résumé:

Le choix finale des profilées est cité dans le tableau ci-dessous

Tab.II. 14 : choix final des profilés

Niveau	Poteau centrale
6, 7, 8, 9	HEB600
3, 4,5	HEB700
RDC, 1,2	HEB800

Chapitre III

Etude Climatique

III.1. Introduction

Ce chapitre a pour but de déterminer les différentes sollicitations climatiques produites par les charges du vent et de la neige, agissant sur l'ensemble de l'ouvrage et sur ses différentes parties. Cette étude sera réalisée conformément au règlement neige et vent (RNV2013).

Le règlement RNV 2013 s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres.

III.2. Effet de la neige

L'accumulation de la neige sur la toiture produit une surcharge qu'il faut prendre en considération pour la vérification des éléments de la structure.

Notre projet se trouve à une altitude de 146 m.

- **Charge de neige sur le sol**

La charge de neige sur le sol S_k par unité de surface est en fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré.

Notre construction est dans la zone A

L'altitude H est : 146 m.

$$S_k = \frac{0.07 \times H + 15}{100}$$

$$S_k = \frac{0.07 \times 146 + 15}{100}$$

$$S_k = 0.252 \text{ kN/m}^2$$

- **Charge de la neige sur la 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 :

$$S = \mu \times S_k$$

Avec :

S : charge caractéristique de la neige par unité de surface.

μ : coefficient d'ajustement des charges (fonction de la forme).

S_k : la charge de neige sur le sol.

$$0^\circ < \alpha < 30^\circ \Rightarrow \mu = 0.8$$

$$S = 0.8 \times 0.252 \Rightarrow S = \mathbf{0.2016 \text{ kN/m}^2}$$

III.3. Effet du vent

L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et a une grande influence sur la stabilité de la structure. Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La direction.
- L'intensité.
- La région.
- Le site d'implantation.
- La forme géométrique et les ouvertures de la structure.

Les estimations de l'effet du vent se feront en appliquant le RNV02013.

▪ **Données relatives au site**

- Catégorie du terrain **IV**
- Coefficient de topographie $C_T(z)$: Site plat : $C_T = 1$
- Zone du vent **I**
- $q_{réf} = 375 \text{ N/m}^2$
- Facteur de terrain : $K_T = 0,234$
- $Z_0 = 1 \text{ m}$
- $Z_{min} = 10 \text{ m}$

Le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de l'ouvrage.

▪ **Les directions sont comme suit**

La direction **V1** et **V3** du vent : perpendiculaire à la **façade AB**

La direction **V2** et **V4** du vent : perpendiculaire à la **façade BC**

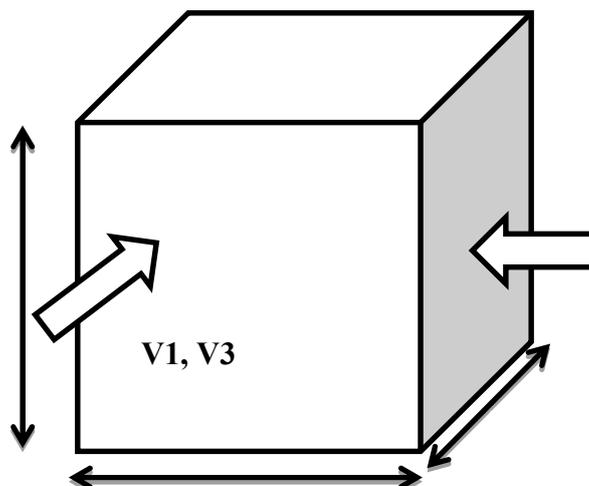


Fig III.1 : direction de vent sur la structure

L'organigramme suivant représente le travail à effectuer afin de déterminer les pressions dues au vent.

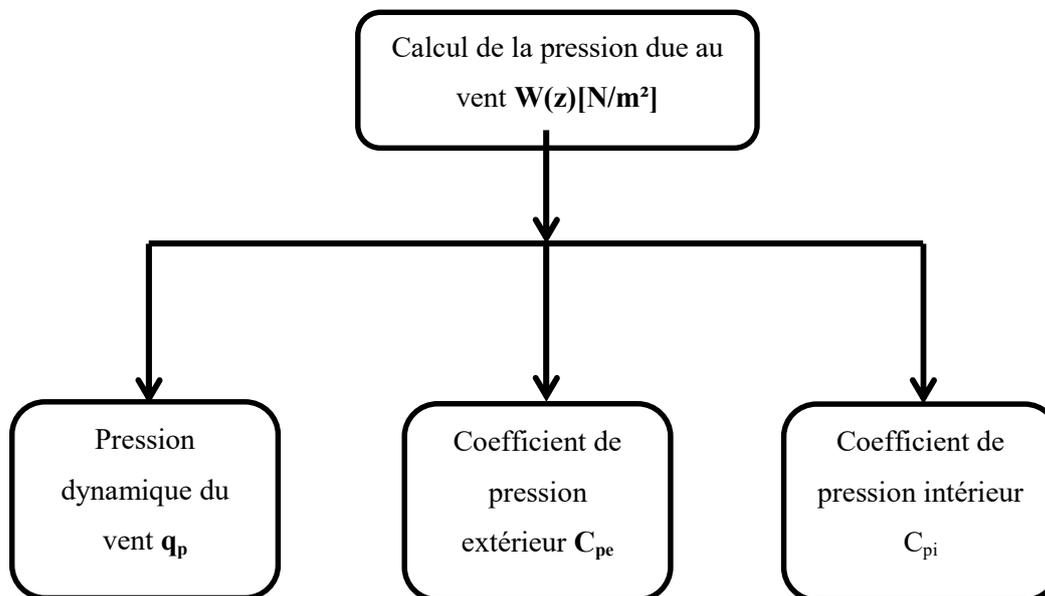


Fig III.2 : Organigramme pour la détermination des pressions dues au vent.

III.3.1. Etude de vent de direction V1 et V3

A. Calcul de la pression dynamique de pointe q_p

La pression dynamique q_h qui s'exerce sur un élément de surface au niveau de la hauteur h est donnée comme suit :

$$q_p(Z_e) = q_p \times C_e(Z_e) \dots \dots [N/m^2]$$

Avec :

- q_{ref} : est la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes donnée par le tableau ci-dessous en fonction de la zone du vent.

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

- $C_e(Z_e)$: est le coefficient d'exposition au vent.

- **Hauteur de référence Z_e**

$$h = 40.8 \text{ m}$$

$$b = 44.5 \text{ m}$$

$$h \leq b \Rightarrow 40.8 < 44.5 \Rightarrow \text{Donc ; } Z_e \text{ correspondant le 1}^{\text{er}} \text{ cas.}$$

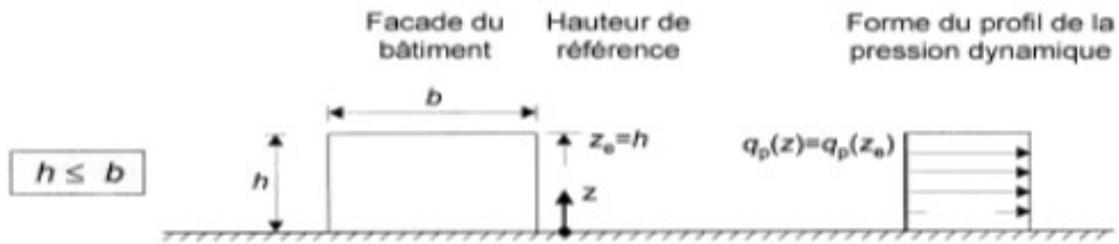


Fig III.3 : hauteur de référence Z_e .

• Coefficient d'exposition $C_e(Z)$

Le coefficient d'exposition au vent C_e tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol. En outre, il tient compte de la nature turbulente du vent.

$$C_e(z) = C_t(z)^2 \times C_r(z)^2 \times [1 + 7I_v(z)]$$

Avec :

- $C_t(z)$: le coefficient de topographie \Rightarrow Site plat $\Rightarrow C_t=1$
- K_T : facteur de terrain $\Rightarrow K_T = 0.234$
- $C_r(z)$: le coefficient de rugosité
- $I_v(z)$: intensité de turbulence
- $Z_{min} = 10$ m
- $Z_0 = 1$
- Catégorie de terrain : IV

Tab III.1 : catégorie de terrain.

Catégorie de terrain	K_t	Z_0 (m)	Z_{min} (m)	ϵ
(IV) Zones dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15m	0.234	1	10	0.67

• Coefficient de rugosité C_r

Le coefficient de rugosité C_r traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est défini par la loi suivante :

$$C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z}{Z_0}\right) \text{ Pour } Z_{\min} \leq z \leq 200\text{m}$$

$$C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right) \text{ Pour } z \leq Z_{\min}$$

• Coefficient de turbulence I_v

$$I_v(Z) = \frac{1}{C_t(Z) \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} \Rightarrow Z > Z_{\min}$$

$$I_v(Z) = \frac{1}{C_t(Z) \times \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right)} \Rightarrow Z \leq Z_{\min}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tab III.2 : les valeurs de q_p sur V_1 et V_3 .

	$Z_e(\text{m})$	C_r	C_t	I_v	C_e	$q_{\text{réf}}(\text{N/m}^2)$	$q_p(\text{N/m}^2)$
Niveau	40.8	0.868	1	0.27	2.18	375	817.5

B. Coefficient de pression extérieure C_{pe}

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$$C_{pe} = C_{pe.1} \quad \text{si : } S \leq 1 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} + C_{pe.1}) \times \log_{10}(S) \quad \text{si : } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.10} \quad \text{si : } S \geq 10 \text{ m}^2$$

Dans notre cas : $S \geq 10 \text{ m}^2$

Alors : $C_{pe} = C_{pe.10}$

B.1. Parois verticales :

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

$$\left. \begin{array}{l} b = 44.5 \text{ m} \\ d = 24.5 \text{ m} \\ h = 40.8 \text{ m} \end{array} \right\} \text{ alors : } e = \min [44.5 ; 81.6]$$

$$e = 44.5 \text{ m}$$

$d \leq e$ alors la paroi est divisée A' , B' qui sont données par la figure suivants :

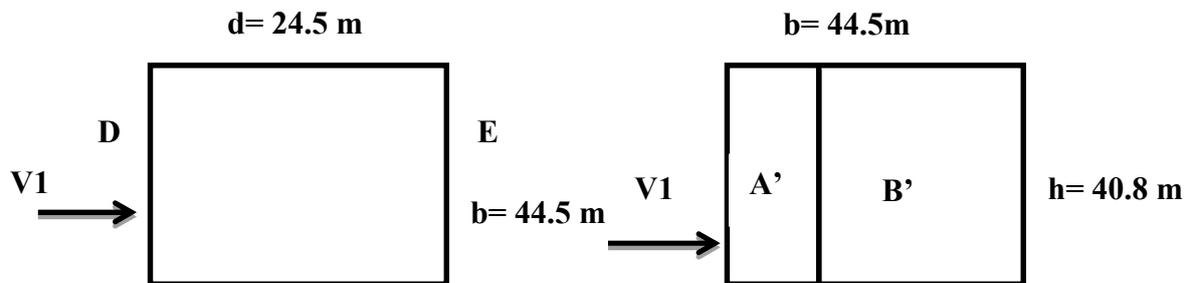


Fig III.4 : Légende pour les parois verticales

Tab III.3 : C_{pe} sur la paroi vertical direction V_1 .

Zone	A'	B'	D	E
Surface	360.45	1452.48	1815.6	1815.6
$C_{pe}=C_{pe.10}$	-1	-0.8	+0.8	-0.3

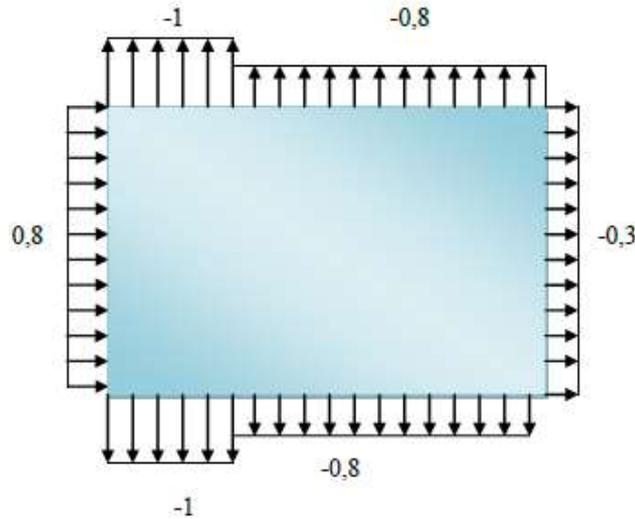


Fig III.5 : zone de pression pour les parois verticales.

B.2. Terrasse

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4°.

Les différentes zones de pression F, G, H, I sont représentées sur la figure

$e = \text{Min} [b; 2h] = \text{Min} [44.5; 81.6]$ $e = 44.5\text{m}$

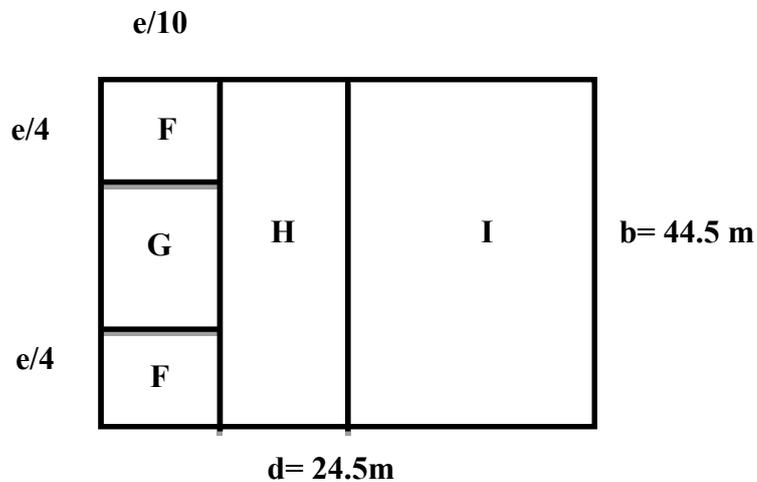


Fig III.6 : Légende pour les toitures plates.

La hauteur de l'acrotère $h_p=0.6$ m nous avant une toiture plate $\alpha < 4^\circ$

on a : $h_p / h = 0.015$

Par interpolation linéaire :

Tab III.4 : C_{pe} sur la terrasse direction V_1 et V_3

Zone	$C_{pe.10}$
F	-1.68
G	-1.14
H	-0,7
I	$\pm 0,2$

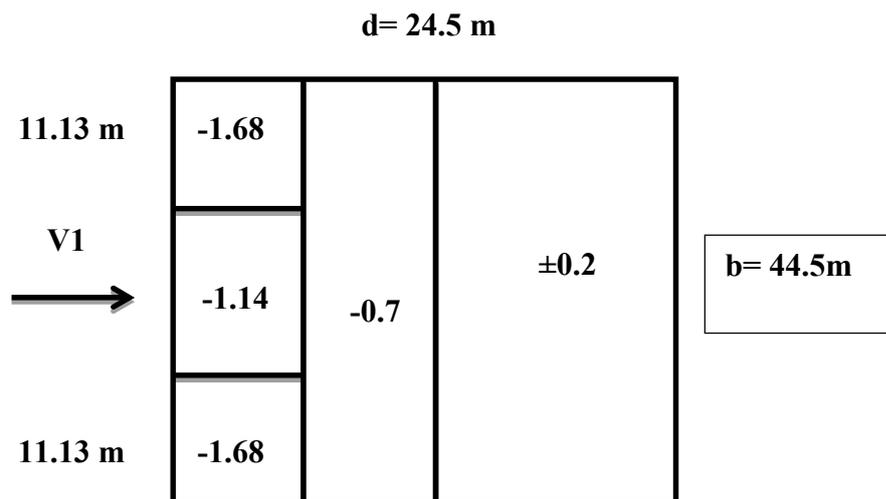


Fig III.7: zone de pression pour la terrasse.

C. Coefficient de pression intérieure C_{pi}

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 :

$$C_{pi1} = 0.8 \quad ; \quad C_{pi2} = -0.5$$

D. Calcul de pression due au vent $W(z)$

$$W(z) = q_p(z_e) \times (C_{pe} - C_{pi}).$$

D.1. Paroi verticale**Tab : II.5 :** $W(z)$ sur la paroi verticale direction V_1 et V_3 .

Zone	A'	B'	D	E
q_p [N/m ²]	817.5			
C_{pe}	-1	-0.8	+0.8	-0.3
C_{pi1}	0.8			
C_{pi2}	-0.5			
$W_1(z)$ [N/m ²]	-1471.5	-1308	0	-899.25
$W_2(z)$ [N/m ²]	-408.75	-245.25	1062.75	163.5

D.2. La terrasse :**Tab III.6 :** $W(z)$ sur la terrasse direction V_1 et V_3 .

Zone	F	G	H	I
q_p [N/m ²]	817.5			
C_{pe}	-1.68	-1.14	-0.7	± 0.2
C_{pi1}	0.8			
C_{pi2}	-0.5			
$W_1(z)$ [N/m ²]	-2027.4	-1585.95	-1226.25	-817.5
$W_2(z)$ [N/m ²]	-964.65	-523.2	-163.5	245.25

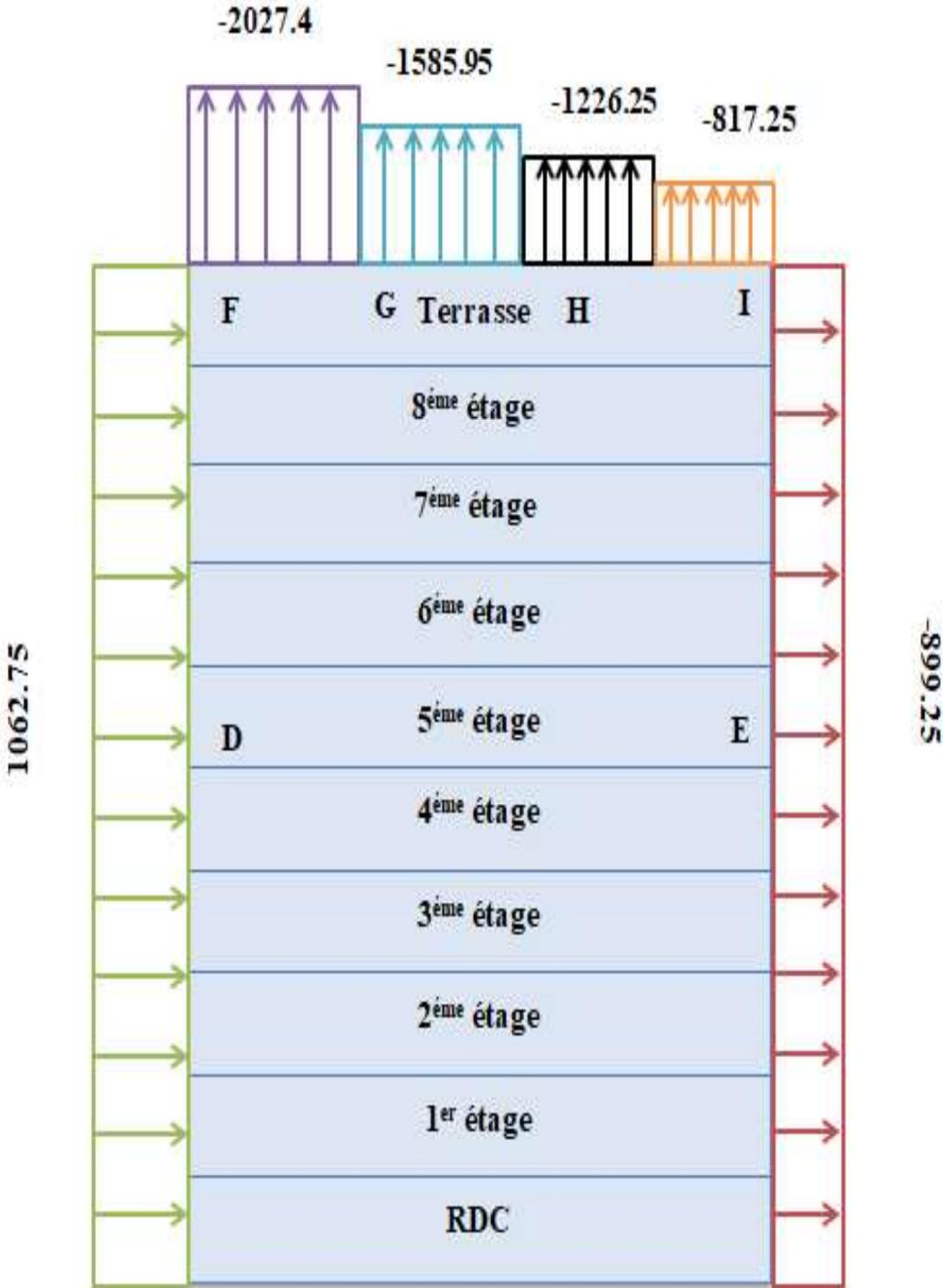


Fig III.8: Pression sur les zones D, E, F, G, H, I(V1 et V3).

III.3.2. Etude de vent de direction V2 et V4

A. Calcul de la pression dynamique de pointe q_p

- Hauteur de référence Z_e

$h = 40.8 \text{ m}$

$b = 24.5 \text{ m}$

$b < h \leq 2b \Rightarrow 24.5 < 40.8 < 49 \Rightarrow$ Donc ; Z_e correspondant à le 2^{ème} cas :

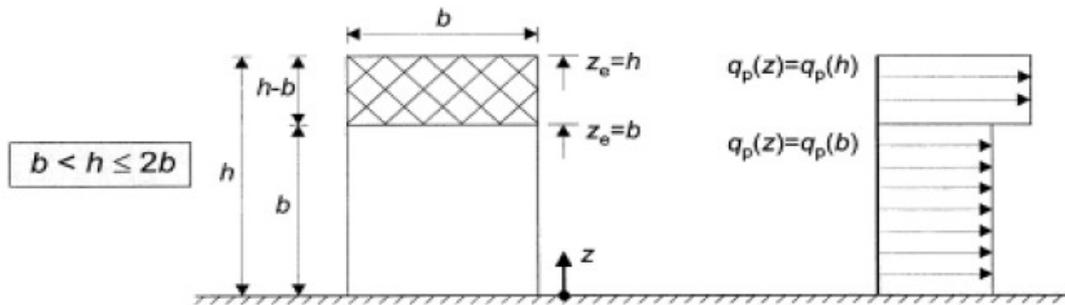


Fig III.9 : hauteur de référence Z_e

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tab III.7 : les valeurs de q_p sur V₂ et V₄.

	$Z_e(\text{m})$	C_r	C_t	I_v	C_e	$q_{\text{réf}}(\text{N/m}^2)$	$q_p(\text{N/m}^2)$
$Z_e(b)$	24.5	0.748	1	0.313	1.785	375	669.38
$Z_e(h)$	40.8	0.868	1	0.27	2.18		817.5

B. Coefficient de pression extérieure C_{pe}

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$C_{pe} = C_{pe.1}$ si : $S \leq 1 \text{ m}^2$

$C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} + C_{pe.1}) \times \log_{10}(S)$ si : $1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$

$C_{pe} = C_{pe.10}$ si : $S \geq 10 \text{ m}^2$

Dans notre cas : $S \geq 10 \text{ m}^2$

Alors : $C_{pe} = C_{pe.10}$

B.1. Parois verticales

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

$b = 24.5 \text{ m}$

$d = 44.5 \text{ m}$

$h = 40.8 \text{ m}$



alors : $e = \min [24.5 ; 81.6]$

$e = 24.5 \text{ m}$

$d > e$ alors la paroi est divisée A, B, C, D, E qui sont données par la figure suivants :

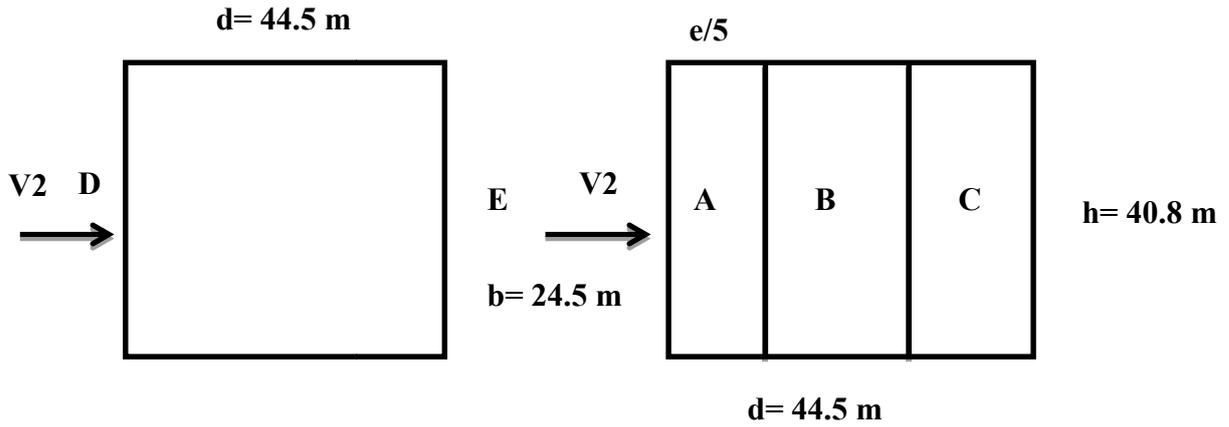


Fig III.10 : Légende pour les parois verticales.

Tab III.8 : C_{pe} sur la paroi vertical direction V_2 .

Zone	A	B	C	D	E
Surface	199.92	799.68	816	1090.25	1090.25
$C_{pe}=C_{pe.10}$	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

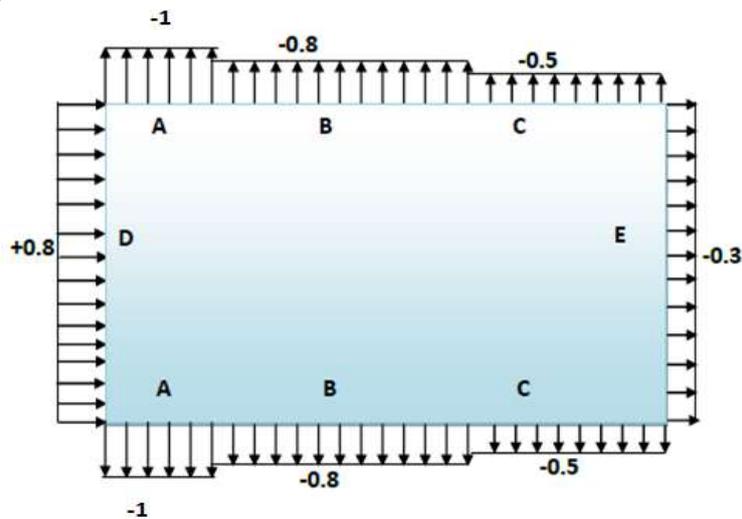


Fig III.11 : zone de pression pour les parois verticales.

B.2. Terrasse

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4°.

Les différentes zones de pression F, G, H, I sont représentées sur la figure

$e = \text{Min} [b; 2h] = \text{Min} [24.5; 81.6]$ $e = 24.5 \text{ m}$

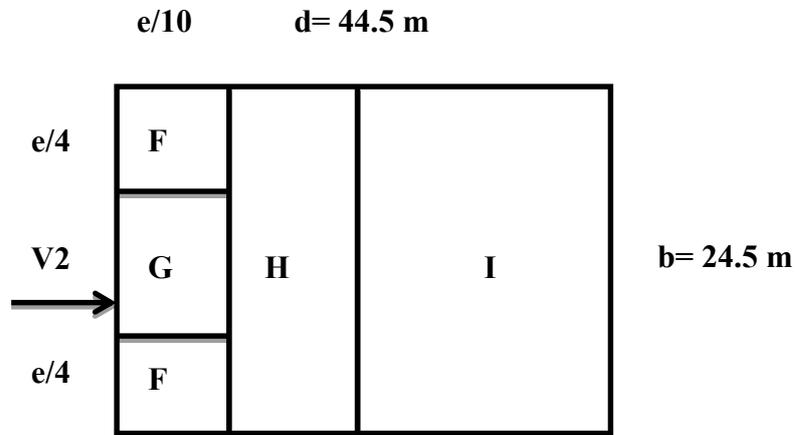


Fig III.12 : Légende pour les toitures plates.

La hauteur de l'acrotère $h_p = 0.6 \text{ m}$ nous avant une toiture plate $\alpha < 4^\circ$

on a : $h_p / h = 0.015$; Par interpolation linéaire :

Tab III.9 : C_{pe} sur la terrasse direction V_2 et V_4 .

Zone	$C_{pe.10}$
F	-1.68
G	-1.14
H	-0,7
I	$\pm 0,2$

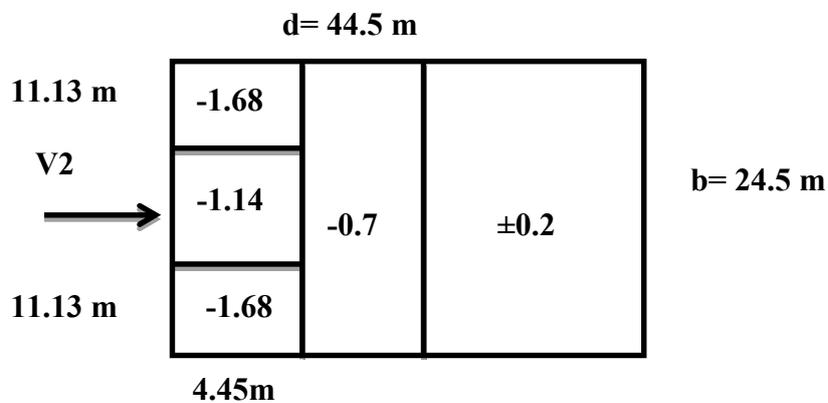


Fig III.13: zone de pression pour la terrasse.

C. Coefficient de pression intérieure C_{pi}

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 :

$$C_{pi1} = 0.8 \quad ; \quad C_{pi2} = -0.5$$

D. Calcul de pression due au vent $W(z)$

$$W(z) = q_p(z_e) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

D.1. Paroi verticale

Tab : II.10 : $W(z)$ sur la paroi verticale direction V_2 et V_4 .

Niveau \ Zone		Zone				
		A	B	C	D	E
$Z_c(b)$	q_p [N/m ²]	669.38				
	C_{pe}	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3
	C_{pi1}	0.8				
	C_{pi2}	-0.5				
	$W_1(z)$ [N/m ²]	-1204.88	-1071	-870.19	0	-736.32
	$W_2(z)$ [N/m ²]	-334.69	-200.81	0	870.19	133.88
$Z_c(h)$	q_p [N/m ²]	817.5				
	C_{pe}	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3
	C_{pi1}	0.8				
	C_{pi2}	-0.5				
	$W_1(z)$ [N/m ²]	-1471.5	-1308	-1062.75	0	-899.25
	$W_2(z)$ [N/m ²]	-408.75	-245.25	0	1062.75	163.5

D.2. La terrasse

Tab III.11 : $W(z)$ sur la terrasse direction V_2 et V_4 .

Niveau \ Zone		F	G	H	I
$Z_e(b)$	q_p [N/m ²]	669.38			
	C_{pe}	-1.68	-1.14	-0.7	±0.2
	C_{pi1}	0.8			
	C_{pi2}	-0.5			
	$W_1(z)$ [N/m ²]	-1660.06	-1298.60	-1004.07	-669.38
	$W_2(z)$ [N/m ²]	-825.27	-428.40	-133.88	200.81
$Z_e(h)$	q_p [N/m ²]	817.5			
	C_{pe}	-1.68	-1.14	-0.7	±0.2
	C_{pi1}	0.8			
	C_{pi2}	-0.5			
	$W_1(z)$ [N/m ²]	-2027.4	-1585.95	-1226.25	-817.5
	$W_2(z)$ [N/m ²]	-964.65	-523.2	-163.5	245.25

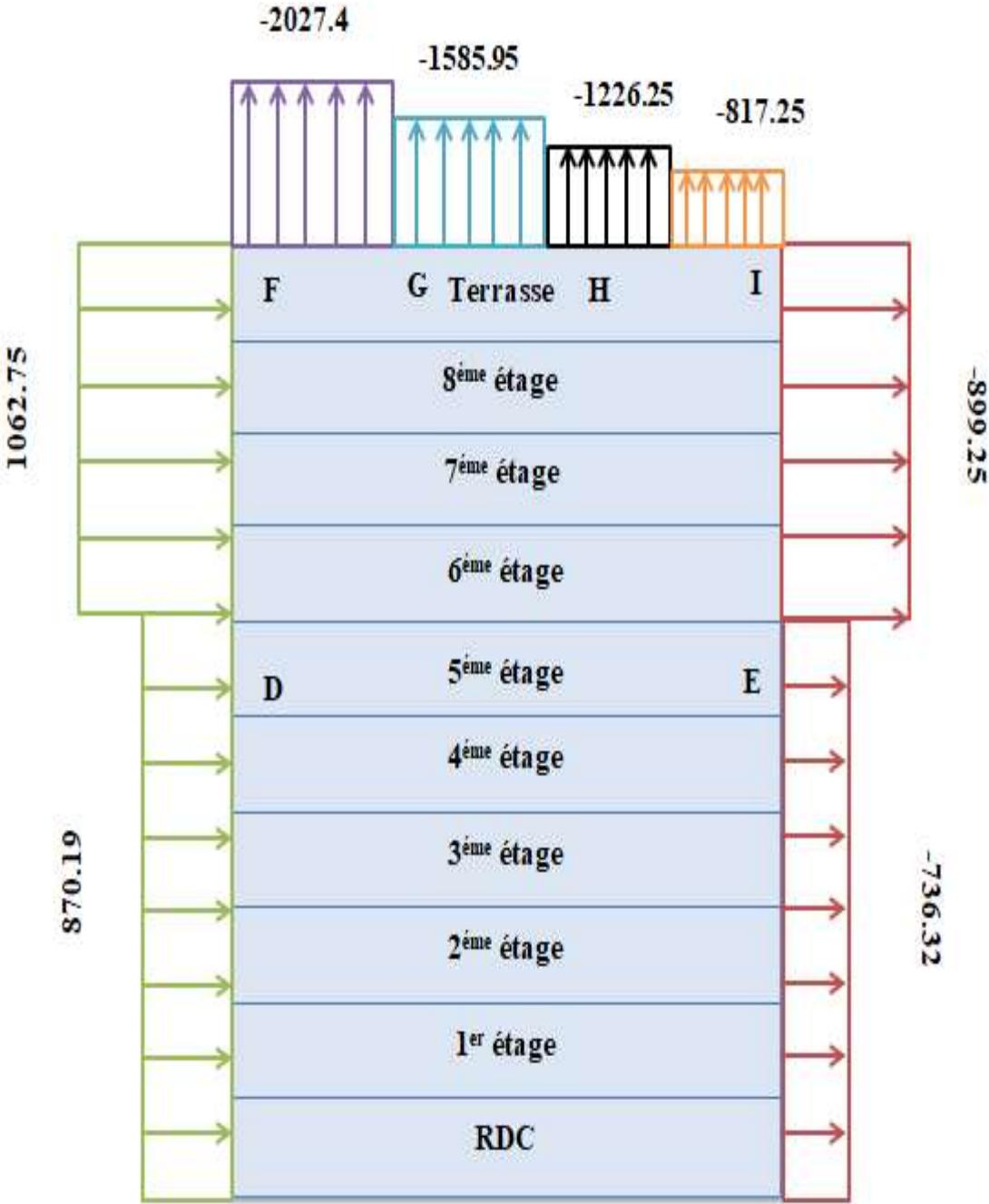


Fig III.14: Pression sur les zones D, E, F, G, H, I(V2 et V4).

III.4. Effets du frottement

Dans le cas des 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 égale à la plus petite des valeurs (2b) et (4d).

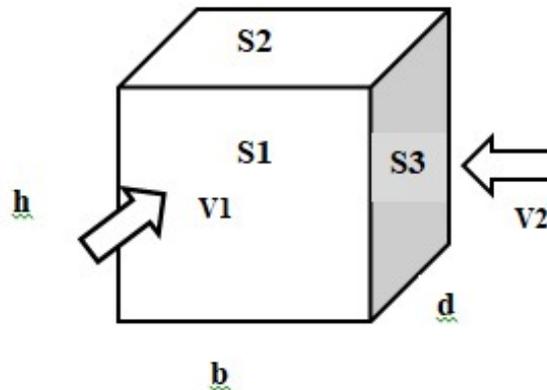


Fig III.15: représentation des surfaces aux vents.

Avec :

- **d** : dimension (en m) de la construction parallèle au vent, $d=24.5\text{m}$.
- **b** : dimension (en m) de la construction perpendiculaire au vent, $b=44.5\text{m}$.
- **h** : hauteur (en m) de la construction, $h=40.8\text{m}$.
- **S1, S2** : surfaces perpendiculaires au vent1.
- **S3** : surfaces parallèles au vent1.

Si : $\sum \text{surfaces // au vent} \leq 4 \sum \text{surfaces } \perp \text{ au vent} \Rightarrow$ la force de frottement est négligeable.

- **Direction V1 et V3**

$$S1 = b \times h = 44.5 \times 40.8 = 1815.6 \text{ m}^2$$

$$S2 = b \times d = 44.5 \times 24.5 = 1090.25 \text{ m}^2$$

$$S3 = d \times h = 24.5 \times 40.8 = 999.6 \text{ m}^2$$

$$S1 + S2 = 2905.85 \text{ m}^2$$

$$4 \times S3 = 3998.4 \text{ m}^2$$

$S1 + S2 \leq 4 \times S3 \Rightarrow$ Condition vérifiée \Rightarrow Donc la force de frottement est négligeable.

- **Direction V2 et V4**

$$S1 = b \times h = 44.5 \times 40.8 = 1815.6 \text{ m}^2$$

$$S2 = b \times d = 44.5 \times 24.5 = 1090.25 \text{ m}^2$$

$$S3 = d \times h = 24.5 \times 40.8 = 999.6 \text{ m}^2$$

$$S1 + S3 = 2815.2 \text{ m}^2$$

$$4 \times S2 = 4361 \text{ m}^2$$

$S1 + S2 \leq 4 \times S3 \Rightarrow$ Condition vérifiée \Rightarrow Donc la force de frottement est négligeable.

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 les conditions et critères de sécurités imposées 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. Etude sismique

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe à cause du nombre de fonctions et éléments existants dans une structure. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

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 attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont 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 $(\beta=0,4)$ pour un bâtiment à usage de restaurant (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

Le choix de la méthode dépend du type de la structure et de ses dimensions. Les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version 2003) proposent trois méthodes de calcul des sollicitations :

- La méthode statique équivalente.

- La méthode d'analyse spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.3.1. La méthode statique équivalente

❖ 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**.

Concernant l'ouvrage faisant l'objet de cette étude, les conditions d'application de la méthode statique équivalente n'étant pas remplies vu l'irrégularité de la structure (**article 4.1.2 des RPA99/2003**), donc nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale.

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

• Utilisation des spectres de réponse

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

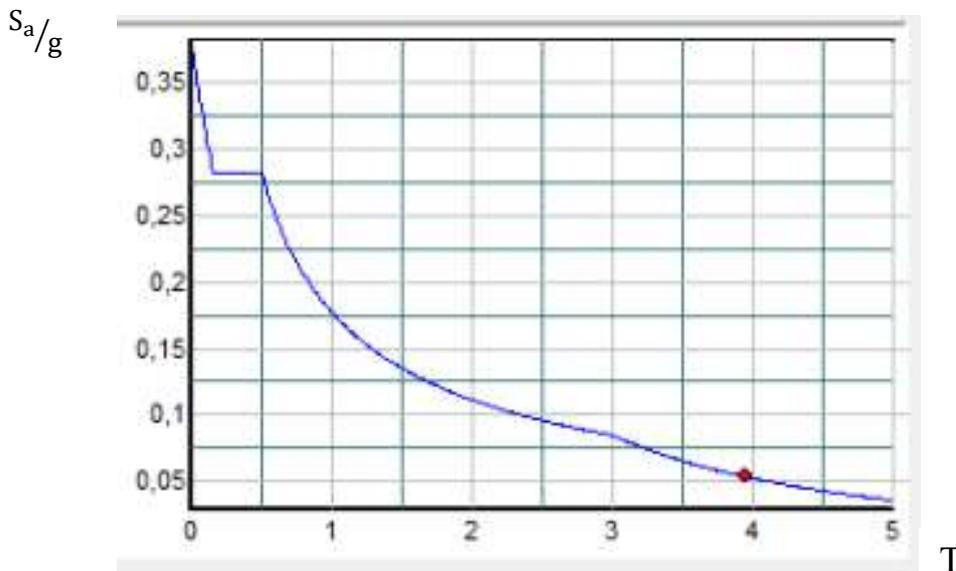
Toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω).

Donc pour des accélérogrammes données 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 :

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

• Représentation graphique du spectre de réponse



Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement.

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

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

Q : Facteur de qualité.

• **Résultante des forces sismiques de calcul**

L'une des premières vérifications préconisées par les « RPA99 version 2003 » est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente « V » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

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

$$r = \frac{0.8V}{V_t}$$

• **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente**

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

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

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).

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

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

- **Catégorie S3** site multiple :
$$\left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \text{ sec.} \\ T_2 = 0.50 \text{ sec.} \end{array} \right.$$
- $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$

Avec $\zeta=5\%$ (Portique en acier dense) $\eta=1$ (Tableau 4.2 des RPA99/version 2003).

• **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 les **RPA99/version 2003** sont :

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

- $C_T = 0,05$ (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.

$h_N = 40.80\text{m}$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} D_x = 24.5 \text{ m} \\ D_y = 44.5 \text{ m} \end{array} \right.$$

$T = C_t \times h_n^{3/4} = 0.05(40.80)^{3/4} = 0.81$; dans les deux directions :

- Suivant la direction (x - x) $T_x = 0.09 \times \frac{40.80}{\sqrt{24.5}} = 0.74\text{s}$
- Suivant la direction (y - y) $T_y = 0.09 \times \frac{40.80}{\sqrt{44.5}} = 0.55\text{s}$

Sens (x-x) : $T_x = \min (0.81 , 0.74) = 0.74\text{sec}$; 1,3 $T_x = 0.97 \text{ sec}$

Sens (y-y) : $T_y = \min (0.81 , 0.55) = 0.55\text{sec}$; 1,3 $T_y = 0.715 \text{ sec}$

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} T_{\text{analytique}} & \text{si } T_{\text{analytique}} < 1.3 T_{\text{empirique}} \\ 1,3 T_{\text{empirique}} & \text{si } T_{\text{analytique}} \geq 1.3 T_{\text{empirique}} \end{array} \right.$$

T =

$$\text{Calcul de D : } \begin{cases} D_x = 2.5 \times \eta = \\ 2.5 D_y = 2.5 \times \eta = 2.5 \end{cases}$$

R : Coefficient de comportement

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'un coefficient de comportement R qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement. Sa valeur unique est donnée par le **tableau (4.3) des RPA 99 v2003**.

On a choisi un R = 4 (Mixte Portique / palée triangulées en V).

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)**.

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

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

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

• **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 l'article **5.10 des 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 : $\bar{\Delta}_{adm} = 1\% h_e$

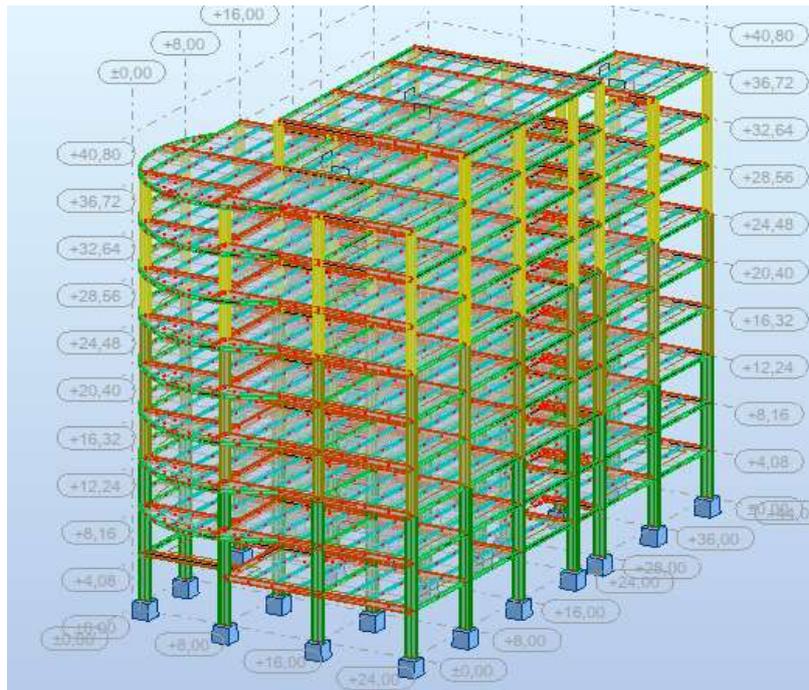
Où : h_e représente la hauteur de l'étage.

Avec :

$$\delta_K^x = R * r_x * \delta_{eK}^x \text{ et } \delta_K^y = R * r_y * \delta_{eK}^y$$

IV.4. Résultat de l'analyse sismique

IV.4.1. Modèle initial

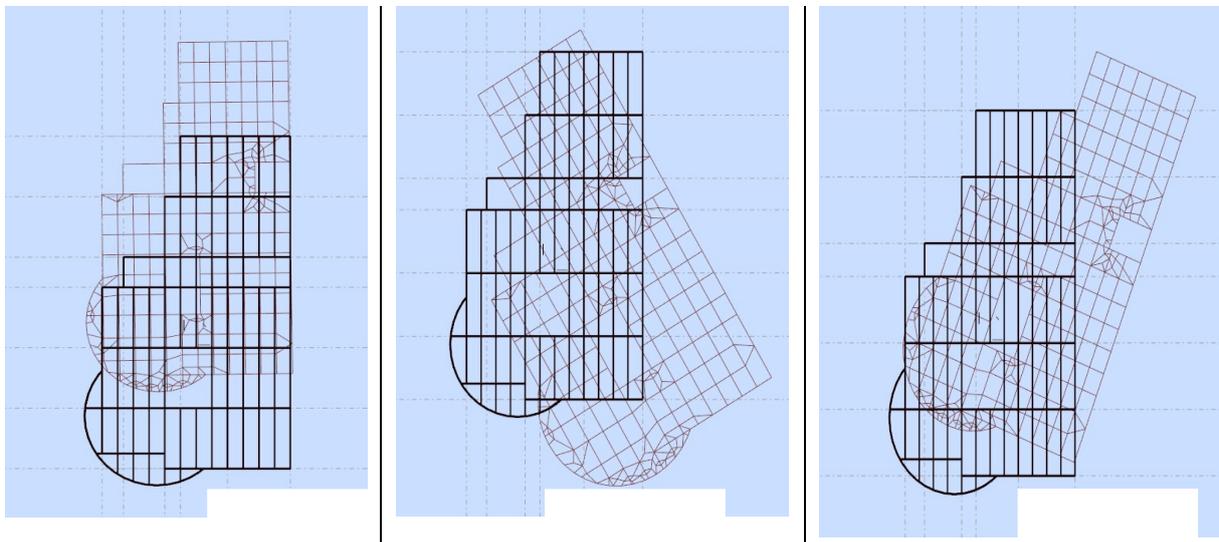


a. Caractéristique dynamique propres du modèle initial

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 5.79\text{sec}$.
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **15^{ème}** mode.

Modes	Période [sec]	SUM UX [%]	SUM UY [%]	UX [%]	UY [%]
1	5,79	0	84,8	0	84,8
2	2,01	0	93,8	0	9,01
3	1,36	73,14	93,8	73,14	0
4	1,3	76,39	94,35	3,25	0,54
5	1,28	76,9	96,56	0,51	2,21
6	0,98	76,9	97,82	0	1,27
7	0,8	76,9	98,6	0	0,78
8	0,7	76,91	98,83	0,01	0,23
9	0,65	76,91	99,24	0	0,4
10	0,58	76,91	99,57	0	0,33
11	0,53	76,92	99,75	0	0,18
12	0,5	76,92	99,88	0	0,14
13	0,48	89,7	99,88	12,78	0
14	0,47	89,76	100	0,06	0,11
15	0,46	90,74	100	0,98	0



b. Résultantes des forces sismiques

$$W = 291978 \text{ kN} \quad \left\{ \begin{array}{l} V_x = \frac{0.3 \times 2.5 \times 1.2}{4} \times 291978 = 65695.05 \text{ kN} \\ V_y = \frac{0.3 \times 2.5 \times 1.2}{4} \times 291978 = 65695.05 \text{ kN} \end{array} \right.$$

Effort tranchant a la base depuis le logiciel donne :

$$F_1 = V_t^x = 42397 \text{ kN}$$

$$F_2 = V_t^y = 51729 \text{ kN}$$

$$r_x = \frac{0.8 V_t}{V_x} = \frac{0.8 \times 65695.05}{42397} = 1.24 > 1$$

$$r_y = \frac{0.8 V_t}{V_y} = \frac{0.8 \times 65695.05}{51729} = 1.02 > 1$$

c. Vérification des déplacements inter étages

$$\Delta_{adm} = 40.8 \text{ mm}$$

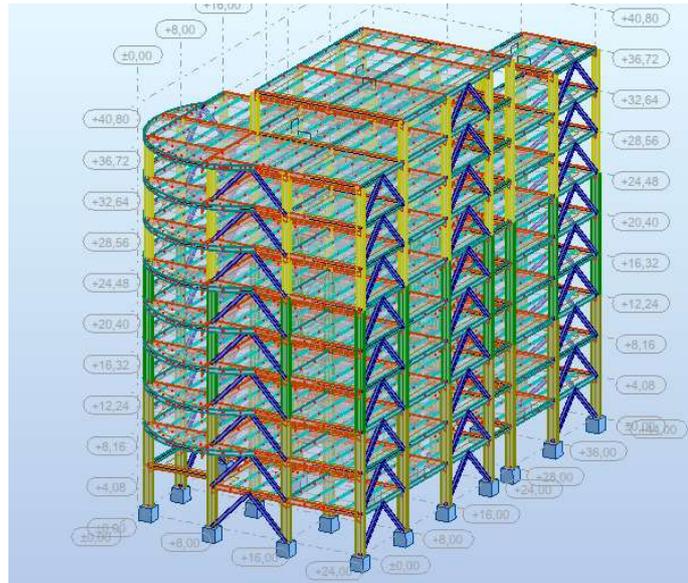
Etage	$\bar{\Delta}_{adm}$ [mm]	Δx [mm]	Δy [mm]	$\Delta x * R$ [mm]	$\Delta y * R$ [mm]
Terrasse	40.8	8,40	63,6	33,6	254,4
9 ^{ème}	40.8	9,70	61,1	38,8	244,4
8 ^{ème}	40.8	9,60	54,2	38,4	216,8
7 ^{ème}	40.8	11,80	51,3	47,2	205,2
6 ^{ème}	40.8	11,20	44,96	44,8	179,6
5 ^{ème}	40.8	10,40	38,1	41,6	152,4
4 ^{ème}	40.8	11,40	31,7	45,6	126,8
3 ^{ème}	40.8	9,80	24,1	39,2	96,4
2 ^{ème}	40.8	8,20	17,5	32,8	70
1 ^{ème}	40.8	7,30	14,3	29,2	57,2

Conclusion

On remarque que les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure, et pour cela et puisque on travaille avec un système de contreventement mixte (Portique + palier triangulée), on commence par augmenter la rigidité du portique (augment des sections des poteaux et des poutres principales et secondaires.)

Alors on augmente les sections des poteaux jusqu'au HEB1000, HEB900, HEB800, et les sections des poutres principales jusqu'au IPE500, et les poutres secondaires IPE450, et pour les contreventements on choisit des tubes CARC 350×350×16.

IV.4.2. Modèle final

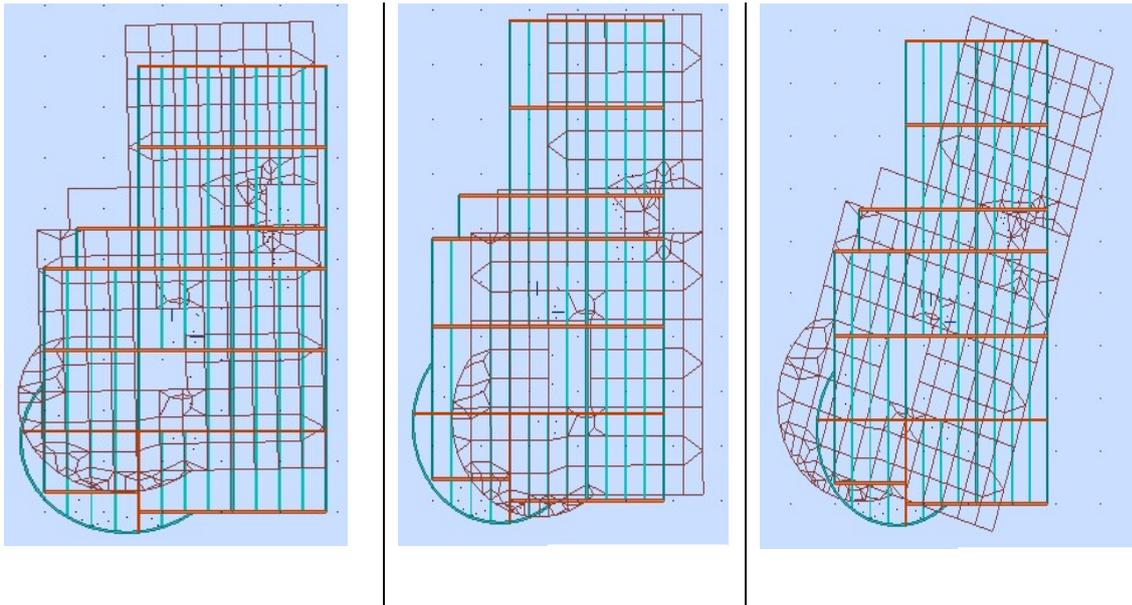


a. Caractéristique dynamique propres du modèle final

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 1,17$ sec.
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **5^{ème}** mode.

Modes	Période [sec]	SUM UX [%]	SUM UY [%]	UX [%]	UY [%]
1	1,17	1,44	79,2	1,44	79,2
2	1,09	76,49	80,74	75,04	1,54
3	0,73	76,61	81,29	0,12	0,55
4	0,42	76,62	90,43	0,01	9,14
5	0,37	90,91	90,43	14,29	0
6	0,31	90,91	93,86	0	3,43
7	0,25	91,27	94,26	0,36	0,4
8	0,24	94,22	94,29	2,96	0,04
9	0,22	94,23	96,63	0,01	2,34
10	0,21	94,45	96,68	0,22	0,05
11	0,18	96,77	96,72	2,32	0,03
12	0,17	96,83	97,87	0,06	1,15
13	0,16	96,85	98,11	0,03	0,25
14	0,14	96,87	98,31	0,01	0,19
15	0,14	97,27	98,7	0,4	0,39



b. Résultantes des forces sismiques

$$W = 29413 \text{ kN} \quad \left\{ \begin{array}{l} V_x = \frac{0.3 \times 2.5 \times 1.2}{4} \times 29413 = 6617.925 \text{ kN} \\ V_y = \frac{0.3 \times 2.5 \times 1.2}{4} \times 29413 = 6617.925 \text{ kN} \end{array} \right.$$

Effort tranchant a la base depuis le logiciel donne :

$$F_1 = V_t^x = 42710 \text{ kN}$$

$$F_2 = V_t^y = 52110 \text{ kN}$$

$$r_x = \frac{0.8 V_t}{V_x} = \frac{0.8 \times 6617.93}{42710} = 0.20 < 1$$

$$r_y = \frac{0.8 V_t}{V_y} = \frac{0.8 \times 6617.93}{52110} = 0.10 < 1$$

c. Vérification des déplacements inter étages

$$\Delta_{adm} = 40.8 \text{ mm}$$

Etage	$\bar{\Delta}_{adm}$ [mm]	Δx [mm]	Δy [mm]	$\Delta x * R$ [mm]	$\Delta y * R$ [mm]
Terrasse	40.8	5,9	8,3	23,6	33,2
9 ^{ème}	40.8	7,2	9,4	28,8	37,6
8 ^{ème}	40.8	7,4	9,6	29,6	38,4
7 ^{ème}	40.8	8,6	9,4	34,4	37,6
6 ^{ème}	40.8	8,4	8,7	33,6	34,8
5 ^{ème}	40.8	8	7,8	32	31,2
4 ^{ème}	40.8	8,3	6,6	33,2	26,4
3 ^{ème}	40.8	7,3	5,3	29,2	21,2
2 ^{ème}	40.8	6,5	5,3	26	21,2
1 ^{ème}	40.8	6,6	8,7	26,4	34,8

d. Vérification des conditions du facteur de comportement R

Suivant l'article 3.4.10 des RPA99/version 2003, dans le cas des ossatures avec contreventement mixtes (portique + palées) la structure doit satisfaire les deux conditions suivantes :

- **Justification des contreventements sous charges verticales**

Les palées de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

L'effort normal total à la base de la structure $P_{Tot} = 298830.27\text{kN}$.

L'effort normal à la base repris par les contreventements $P_{CV} = 1095.95\text{kN}$.

$$\frac{P_{cv}}{P_{tot}} = 1\% < 20\%.$$

Alors les contreventements reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

- **Justification des portiques sous charges horizontales**

Les cadres auto-stables ductiles doivent pouvoir reprendre à eux seuls, au moins 25% des charges horizontales globales.

Étage	Total		Portique		Ratio	
	V _x	V _y	V _x	V _y	X	Y
Terrasse	9833,83	9713,24	9185,29	2408,21	93%	25%
9 ^{ème}	9567,97	9448,78	8953,61	2284,37	94%	24%
8 ^{ème}	9020,16	8923,83	8442,87	2113,98	94%	24%
7 ^{ème}	8331,53	8217,81	7768,3	1938,53	93%	24%
6 ^{ème}	7509,44	7351,15	6978,98	1760,45	93%	24%
5 ^{ème}	6575,09	6338,68	6124,99	1569,4	93%	25%
4 ^{ème}	5517,45	5171,45	5171,74	1347,19	94%	26%
3 ^{ème}	4195,1	3828,2	3945,29	1064,19	94%	28%
2 ^{ème}	2600,81	2366,15	2401,04	696,85	92%	29%
1 ^{ème}	1077,17	1068,99	920,14	310,93	85%	29%

Alors, le choix du coefficient de comportement global de la structure (**R = 4**) est justifié.

e. 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^o 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'

Etage	H_k [mm]	P_k [kN]	V_x [kN]	V_y [kN]	Δx^*R [mm]	Δy^*R [mm]	Θ_x	Θ_y	Observation x	Observation y
Terrasse	4080	298830,27	39375,44	38892,63	23,6	33,2	0,04	0,06	Vérifier	Vérifier
9 ^{ème}	4080	268966,30	38310,95	37833,67	28,8	37,6	0,05	0,07	Vérifier	Vérifier
8 ^{ème}	4080	235553,76	36117,44	35731,76	29,6	38,4	0,05	0,06	Vérifier	Vérifier
7 ^{ème}	4080	202141,22	33360,13	32904,8	34,4	37,6	0,05	0,06	Vérifier	Vérifier
6 ^{ème}	4080	168753,57	30068,4	29434,59	33,6	34,8	0,05	0,05	Vérifier	Vérifier
5 ^{ème}	4080	135365,92	26327,2	25380,6	32	31,2	0,04	0,04	Vérifier	Vérifier
4 ^{ème}	4080	101978,27	22092,3	20706,89	33,2	26,4	0,04	0,03	Vérifier	Vérifier
3 ^{ème}	4080	68653,38	16797,5	15328,41	29,2	21,2	0,03	0,02	Vérifier	Vérifier
2 ^{ème}	4080	36552,59	10413,84	9474,24	26	21,2	0,02	0,02	Vérifier	Vérifier
1 ^{ème}	4080	11875,58	4313,06	4280,32	26,4	34,8	0,02	0,02	Vérifier	Vérifier

Vu les résultats obtenus les conditions Θ_x et $\Theta_y \leq 0,1$ est satisfaites, d'où les effets du 2^{ème} 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.

Il s'agit donc, afin de garantir le degré de sécurité souhaité ou souhaitable, de vérifier que les contraintes et les déformations restent en-deca des limites admissibles.

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.

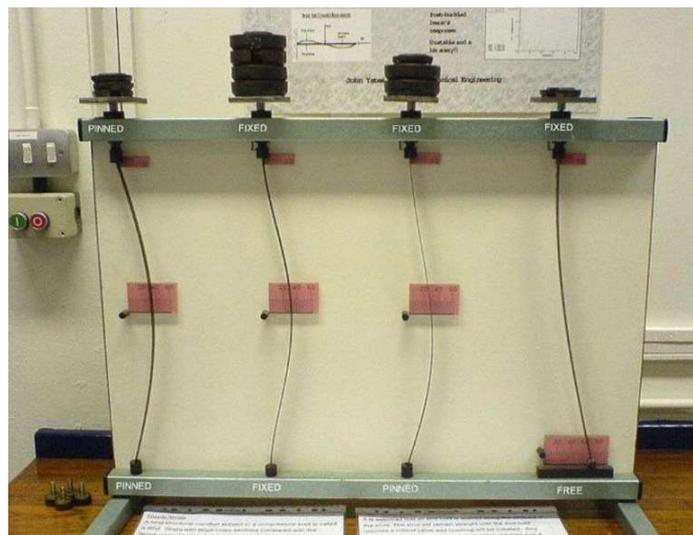


Fig V.1 Phénomène du flambement.

➤ Le déversement

C'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.

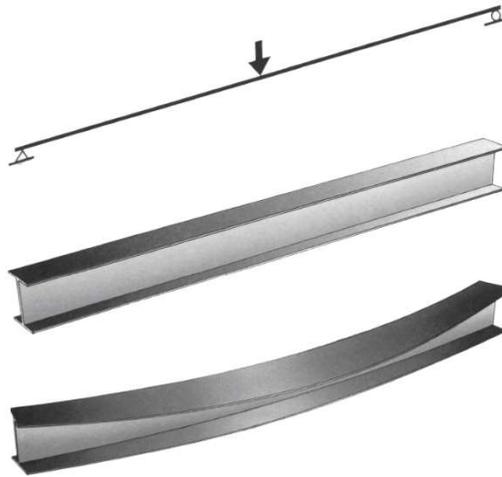


Fig V.2 Phénomène du déversement

➤ Classification des ossatures de la structure

Une structure métallique est classée sur base des critères selon CCM97 :

- **Classification en ossature contreventées ou non-contreventées**

Une ossature est classée comme contreventée lorsque le système de contreventement réduit les déplacements horizontaux d'au moins 80%.

D'après l'EC3 partie 5.2.5.3, on doit vérifier que : $\psi_{CV} \leq 0.2 \psi_{non-c}$

$$\psi_{CV} \leq 0.2 \psi_{non-c}$$

La condition étant vérifiée, alors les ossatures sont classées comme contreventées.

- **Classification en ossature rigide ou souple**

Une ossature est classée comme ossature rigide, selon l'EC3 partie 5.2.5.2, si : $\alpha_{cr} = \frac{\delta \cdot V}{h \cdot H} \leq 0.1$

$$\alpha_{cr} = \frac{\delta \cdot V}{h \cdot H} \leq 0.1$$

La condition est vérifiée, alors notre structure est classé comme une structure à nœuds fixe.

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

- **Combinaisons de charges**

Les vérifications doivent être faites sous les combinaisons suivantes :

- 1,35 G + 1,5 Q
- G + Q ± E
- 0,8 G ± 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 :

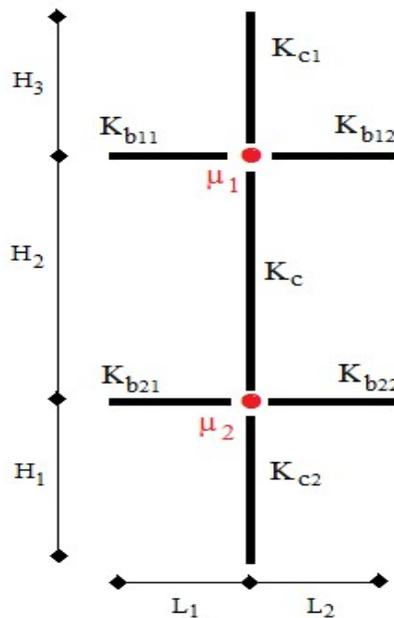
$$\chi \times \frac{N_{sd}}{\gamma_{m1}} + \frac{K_y \times M_{y, sd}}{\frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z \times M_{z, sd}}{\frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

Pour les sections de classe 3 :

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

χ_{\min} Est la plus petite des valeurs de χ_y et χ_z Où χ_y et χ_z sont les coefficients de réduction pour les axes y-y et z-z respectivement.

Et $\beta_{M,y}$ et $\beta_{M,z}$ sont les facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion.



FigV.3 : La rigidité (ou raidisseur) du poteau concerné.

a. Poteau centrale HEB1000

Les efforts internes tirés du logiciel robot :

Tab V.1 : caractéristique du profilé HEB 1000

Profilé	Poids	Section	Caractéristiques							
	G Kg/m	A cm ²	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	i _y cm	i _z cm	W _{el-y} cm ³	W _{pl-y} cm ³	W _{el-z} cm ³	W _{pl-z} cm ³
HEB 1000	314	40000	644700	16280	40.15	6.38	12890	14860	1085	1716

➤ Flambement

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

Avec :

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

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

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

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

• Y-Y

$$\beta_{M,y} = 1.8 - 1.7 \Psi \Rightarrow \Psi = \frac{-3468.85}{3967.15} = -0.87$$

$$\beta_{M,y} = 3.28$$

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

$$K_{Cy} = \frac{I_y}{H} = \frac{644700 \times 10^4}{4080} = 1580147.06 \text{ mm}^3$$

$$K_{By(IPE500)} = \frac{I_y}{L} = \frac{48200 \times 10^4}{8000} = 60250 \text{ mm}^3$$



$$\eta_1 = \frac{1580147.06 \times 2}{(1580147.06 \times 2) + (2 \times 60250)} = 0.96$$

$$\eta_2 = 0 \text{ (encastrement)}$$

$$L_{fy} = 3942 \text{ mm}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{3942/\sqrt{401.5}}{86.9} = 0.11 < 0.2 \text{ Pas de risque de flambement}$$

$$\phi_y = 0.5 \times [1 + 0.21 \times (0.11 - 0.2) + 0.11^2] = 0.497$$

$$\chi_y = \frac{1}{0.497 + \sqrt{0.497^2 - 0.113^2}} = 1$$

$$\mu_y = 0.11 (2 \times 3.28 - 4) = 0.28 \leq 0.90$$

$$K_y = 1 - \frac{0.28 \times 19789.19 \times 10^3}{1 \times 40000 \times 275} = 0.5 \leq 1.5$$

- **Z-Z**

$$\beta_{M,z} = 1.8 - 1.7 \Psi \Rightarrow \Psi = \frac{-125.2}{185.08} = -0.68$$

$$\beta_{M,z} = 2.96$$

$$K_{Cz} = \frac{I_z}{H} = \frac{16280 \times 10^4}{4080} = 39901.96 \text{ mm}^3$$

$$K_{B(IPE500)} = \frac{I_z}{L} = \frac{2142 \times 10^4}{8000} = 2677.5 \text{ mm}^3$$

$$\eta_1 = \frac{39901.96 \times 2}{(39901.96 \times 2) + (2 \times 2677.5)} = 0.94$$

$$\eta_2 = 0 \text{ (encastrement)}$$

$$L_{fz} = 3851 \text{ mm}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{3851/\sqrt{63.8}}{86.9} = 0.7 > 0.2 \text{ Il y'a risque de flambement}$$

$$\phi_z = 0.5 \times [1 + 0.34 \times (0.7 - 0.2) + 0.737^2] = 0.83$$

$$\chi_z = \frac{1}{0.83 + \sqrt{0.83^2 - 0.695^2}} = 0.79 \leq 1$$

$$\mu_z = 0.695(2 \times 2.96 - 4) = 0.34 \leq 0.90$$

$$K_z = 1 - \frac{1.34 \times 19789.19 \times 10^3}{0.79 \times 40000 \times 275} = 0.22 \leq 1.5$$

$$\frac{1611.23 \times 10^3}{0.786 \times \frac{40000 \times 275}{1.1}} + \frac{0.5 \times (3967.15 \times 10^6)}{\frac{12890000 \times 275}{1.1}} + \frac{0.22 \times (150.74 \times 10^6)}{\frac{1085000 \times 275}{1.1}} = 0.93 \leq 1$$

➤ **Déversement**

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 :

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

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

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

Avec:

$$I_w = 37.64 \times 10^{13} \text{ mm}^4$$

$$I_t = 12.54 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$C1 = 2.609$$

$$C2 = 0$$

$$C3 = 1.957$$

$$K = 1$$

$$K_w = 1$$

$$M_{cr} = 2.35 \times 10^{10} \text{ N. mm}$$

$$\beta_w = \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}} = 0.87$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0.36 < 0.4 \text{ Donc y'a pas de risque de déversement}$$

b. Les autres Poteaux centraux

➤ **Flambement**

Tab V.2 : Vérification des poteaux HEB 900 et HEB800 au flambement

Profilé	Longueur de flambement		Les coefficients			Valeur final δ	$\delta \leq 1$
	L_{fy} [mm]	L_{fz} [mm]	χ_{min}	K_y	K_z		
HEB 900	3915	3847	0.796	1	0.98	0.90	Condition vérifiée
HEB 800	3863	3836	0.81	1	0.99	0.91	Condition vérifiée

➤ Déversement

Tab V.3 : Vérification des poteauxHEB 900 et HEB800 au déversement.

Profilé	Longueur de flambement	Les coefficients				Valeur final δ	$\delta \leq 1$
	L_f [mm]	χ_Z	χ_{LT}	$\bar{\lambda}_{LT}$	K_{LT}		
HEB 900	3987	0.78	0.964	0.355	0.989	0.096	Condition vérifiée
HEB 800	3987	0.77	0.963	0.362	0.989	0.074	Condition vérifiée

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 :

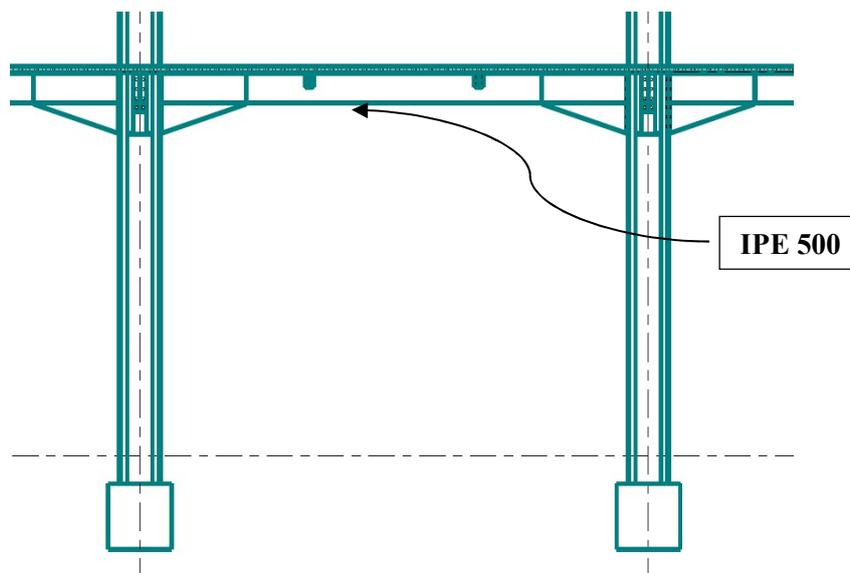
$$M_{sd} \leq M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{mo}}$$

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

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

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

a. Vérification de la poutre principale



FigV.4 : schémas de la poutre principale

Tab V.4 : Caractéristique de la poutre 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	11600	500	200	16	48200	2142	2194	335.9	20.43	4.31

On à :

$$\begin{cases} M_{sd} = 847.86 \text{ kN.m} \\ V_{sd} = 547.75 \text{ kN} \end{cases}$$

➤ **Vérifications de la résistance**

• **Moment fléchissant**

Position de l'axe neutre plastique :

$$R_{\text{Béton}} = \frac{0.85 \cdot f_{ck}}{1.5} \times beff \times hcavec f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$R_{\text{Béton}} = \left(\frac{0.85 \cdot 25}{1.5} \times 2000 \times 95 \right) \times 10^{-3} R_{\text{Béton}} = 2691.67 \text{ kN} \rightarrow$$

$$R_{\text{Acier}} = 0.95 \times 275 \times 11600 \times 10^{-3} = 3030.5 \text{ kN}$$

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

$$R_w = 0.9 \times f_y \times A_w = 0.9 \times 275 \times 4773.62 = 1181.47 \text{ kN}$$

$$R_{\text{Béton}} > R_w$$

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

$$= 3030.50 \times \left(\frac{500}{2}\right) + 2691.6777 \times \left(\frac{95}{2} + 55\right) \times 10^{-3} = 1033.52 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 847.86 \text{ kN.m} < M_{pl,rd} = 1033.52 \text{ kN.m} \quad \text{Condition Vérifiée} \rightarrow$$

• **Effort tranchant**

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{plRd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}$

$$V_{plrd} = \frac{5987 \times 275}{\sqrt{3}} \times 10^{-3} = 951.04 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 547.75 \text{ kN} < V_{plRd} = 951.04 \text{ kN} \text{ Condition Vérifiée} \rightarrow$$

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

b. Vérification de la poutre secondaire IPE 450

➤ **Vérifications de la résistance**

Tab V.5 : Vérification de la résistance de poutre secondaire

Profilé	Moment fléchissant $M_{sd} \leq M_{pl,rd}$		Effort tranchant $V_{sd} \leq V_{plRd}$	
	M_{sd} [kN.m]	$M_{pl,rd}$ [kN.m]	V_{sd} [kN]	V_{plRd} [kN]
IPE 450	440.13	450.36	206.74	733.96
	Condition vérifiée		Condition vérifiée	

Remarque Pour la vérification au déversement

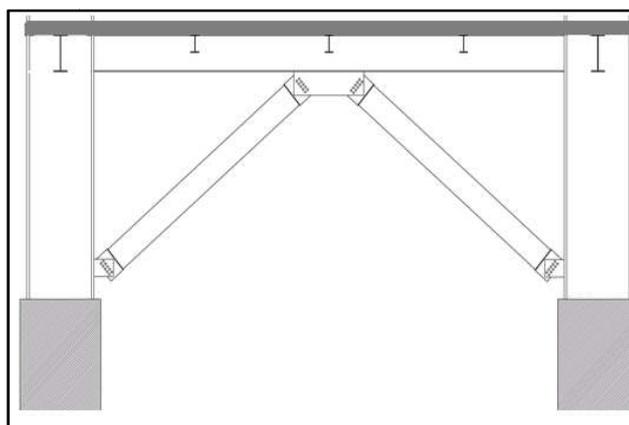
Il n'y a pas lieu de vérifier le déversement pour les poutres car on a un plancher collaborant, donc les poutres sont prémunies contre ce phénomène.

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** dans ce type de palée, le point d'intersection des diagonales se trouve sur la barre horizontale. la résistance à l'action sismique est fournie par la participation conjointe des barres tendue et des barres comprimées.

Le comportement dissipatif global de ce type de palée est de moindre efficacité.

a. Vérification des palées en (V) CARC350*350*16

FigV.5 : Systèmes de contreventements en V

- **Vérification à la traction**

L'effort normal de traction de la barre la plus sollicitée qui est celle du niveau 1^{er} étage

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

- N : Effort normal maximum (traction).
- N_{trd} : Effort normal plastique.

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

$$N_{SD} = 2316.05 \text{ kN}$$

$$N_{trd} = \frac{11200 \times 275}{1} \times 10^{-3} = 3080 \text{ kN}$$

$$N_{sd} \leq N_{trd}$$

$$N_{SD} = 2316.05 \text{ kN} < N_{trd} = 3080 \text{ kN} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

• Vérification a la compression

On a l'effort de compression repris par les palées de stabilité (CARC350*350*16)

$$N_{sd} = 7166.75 \text{ kN}$$

Donc on vérifie : $N_{sd} \leq N_{brd} = \chi \cdot \beta \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$

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 :

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9 \cdot \varepsilon = 86.8 \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = 0.30$$

$$\phi_y = 0,5 \left[1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = \phi_y = 0.50$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} = \chi_y = 0.9 \leq 1$$

$$N_{brd} = 0.9 \times 1 \times 112000 \times 10^{-3} \times \frac{275}{1.1} = 25200 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 7166.75 \text{ kN} < N_{brd} = 25200 \text{ kN} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Chapitre VI

Etude et conception des assemblages

VI.1. Introduction

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces sans générer de sollicitations parasites notamment de torsion. On distingue deux types de fonctionnement.

➤ Fonctionnement par obstacle

C'est le cas des boulons ordinaires non précontraints dont les tiges reprennent les efforts et fonctionnent en cisaillement.

• Le boulonnage

Le boulonnage consiste le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur sites. Pour notre cas le choix a été porté sur le boulon de haute résistance (HR). Il comprend une vis à tige filetée, une tête hexagonale et un écrou en acier à très haute résistance :

Tab VI.1 : Caractéristiques des boulons

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.8
$f_{yb}(N/mm^2)$	240	320	300	400	360	480	640	900
$f_{ub}(N/mm^2)$	400	400	500	500	600	600	800	1000

• Le soudage

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela à pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs. Les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever à la température de fusion brilles des pièces de métal à assembler.

➤ Fonctionnement par adhérence

Dans ce cas la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage et le boulonnage par les boulons à haute résistance.



FigVI.1 : Exemples des assemblages boulonnés

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

- 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 contreventement ;
- Assemblage poteau – poteau ;
- Assemblage Pied de poteau.

VI.2. Assemblage poutre-solive

- Poutre **IPE 500**

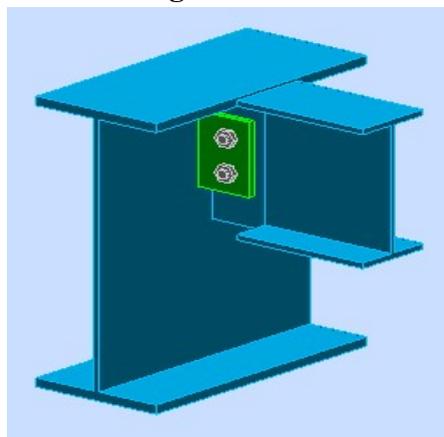
$$\left\{ \begin{array}{l} H = 500\text{mm} ; b = 200\text{mm} ; t_f = 16\text{mm} ; t_w = 10.2\text{mm} \\ A = 115.5\text{cm}^2 \end{array} \right.$$

- Solive **IPE 240**

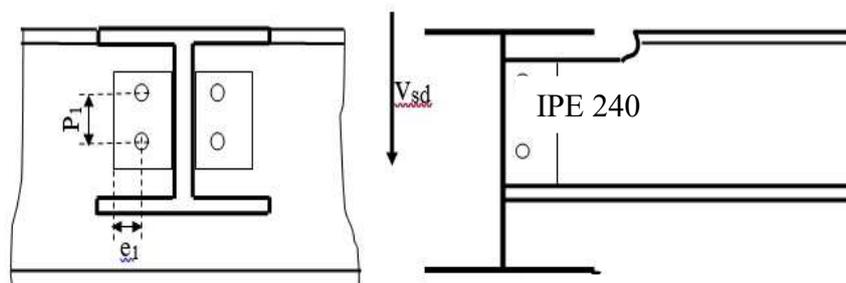
$$\left\{ \begin{array}{l} H = 240\text{mm} ; b = 120\text{mm} ; t_f = 9.8\text{mm} ; t_w = 6.2\text{mm} \\ A = 23.9\text{cm}^2 \end{array} \right.$$

Les efforts maximaux à prendre $V_{sd}=32.81\text{kN}$

VI.2.1. Dimensionnement de l'assemblage



FigVI.2 : Assemblage poutre-solive



FigVI.3 : Schéma d'assemblage poutre-solive

a. Choix de la platine

$$h_p \geq 0.6h_b \longrightarrow 150\text{mm} > 144\text{ mm} \longrightarrow h_p=150\text{mm}$$

$$t_p = 10\text{mm} ; L_p = 90\text{mm}$$

b. Choix de diamètre du boulon

Pour des raisons pratiques on évite toujours la mise en œuvre dans un même assemblage des boulons de diamètre différents ; le choix du diamètre se fera en déterminant leur résistance tout en étant proportionnel à l'épaisseur des pièces assemblées comme suite :

$$t \leq 10\text{ mm} \quad d = (12 ; 14)\text{ mm}$$

$$10 \leq t \leq 25\text{ mm} \quad d = (16 ; 20 ; 24)\text{ mm}$$

$$t \geq 25\text{ mm} \quad d = (24 ; 27 ; 30)\text{ mm}$$

On choisit **4 boulons** de diamètre de **16mm (M16)** de **classe 8.8**

$$M16 \overset{d_0}{=} 18\text{mm} ; d_0 = 18\text{mm}$$

c. Disposition constructive des boulons

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \min(2t; 150\text{mm}) \quad 22.6 \leq e_1 \leq 150\text{mm}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(4t; 200\text{mm}) \quad 39.6 \leq p_1 \leq 161\text{mm}$$

$$1.2d_0 \leq e_2 \leq \min(2t; 150\text{mm}) \quad 27 \leq e_2 \leq 150\text{mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t; 200\text{mm}) \quad 54 \leq p_2 \leq 161\text{mm}$$

D'où :

$$P_1 = 65\text{ mm}; \quad P_2 = 75\text{mm}; \quad e_1 = 42\text{ mm}; \quad e_2 = 40\text{mm}.$$

VI.2.2. Les résultats

a. Boulons assemblant la poutre à la platine

Tab VI.2 : les forces agissant sur les boulons dans l'assemblage platine-poutre

$F_{x,Ed} = 0,09[\text{kN}]$	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x
$F_{z,Ed} = 0,05[\text{kN}]$	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z
$F_{Ed} = 0,11[\text{kN}]$	Effort tranchant résultant dans le boulon
$F_{Rdx} = 59,52[\text{kN}]$	Résistance résultante de calcul du boulon
$F_{Rdz} = 76,63[\text{kN}]$	Résistance résultante de calcul du boulon

$$F_{x,Ed} < F_{Rdx} \rightarrow 0.09 < 59.52 \rightarrow \text{condition vérifiée .}$$

$$F_{z,Ed} < F_{Rdz} \rightarrow 0.05 < 76.63 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$F_{ed} < F_{vrd} \rightarrow$$

$$F_{vrd} = 0,6 f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{Mb}$$

$$F_{vrd} = 38.6 \text{ kN}$$

Il y a 2 boulons en double cisaillement donc :

$$F(V, rd) = n \times F(V, rd) = 4 \times 38.6 = 154.42 \text{ kN} \rightarrow 0.05 < 154.42 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b. Vérification de la section pour le cisaillement de bloc (effort transversal)

• Platine

$$0.5 V_{b.ed} \leq V_{eff.rd} \rightarrow$$

$$V_{eff.rd} = \frac{0.5 \times f_u \times A_{net}}{\gamma_{M2}} + \frac{(\frac{1}{\sqrt{3}}) \times f_y \times A_y}{\gamma_M} = 169.93 \text{ kN} \rightarrow 0.05 \rightarrow 169.93 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• Poutre

$$V_{b.ed} \leq V_{eff.rd} \rightarrow$$

$$V_{eff.rd} = \frac{0.5 \times f_u \times A_{net}}{\gamma_{M2}} + \frac{(\frac{1}{\sqrt{3}}) \times f_y \times A_y}{\gamma_{M0}} = 125.14 \text{ kN} \rightarrow 0.10 \rightarrow 169.93 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

c. Vérification de la résistance affaiblie par les trous

• platine

$$0.9 \times \left(\frac{A_t}{A_{t.net}} \right) \leq (f_y \times \gamma_{M2}) / (f_u \times \gamma_{M0}) \rightarrow 0.011 > 0.01 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$V_{pl.rd} = 238.16 \text{ kN} \text{ (résistance plastique de calcul pour le cisaillement)}$$

$$|0.5 \times V_{b.Ed}| \leq V_{pl.rd} \rightarrow |0.05| < 238.16 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• Poutre

$$0.9 \times \left(\frac{A_t}{A_{t.net}} \right) \leq (f_y \times \gamma_{M2}) / (f_u \times \gamma_{M0}) \rightarrow 0.75 > 0.85 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$|M_0| \leq M_{c.R.net} = W_{net} \times f_{yp} / \gamma_{M0} \rightarrow |0.01| < 11.94 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$V_{b.ed} \leq V_{eff.rd} \rightarrow 0.01 < 206.72 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

d. Vérification des soudures

- Contrainte normale dans la soudure : $\sigma = 0.15 \text{ MPa}$

- Contrainte normale perpendiculaire dans la soudure : $\sigma_{\perp} = 0.11 \text{ MPa}$.

$$|\sigma_{\perp}| \leq 0.9 \times f_u / \gamma_{M2} \rightarrow |0.11| < 291.60 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

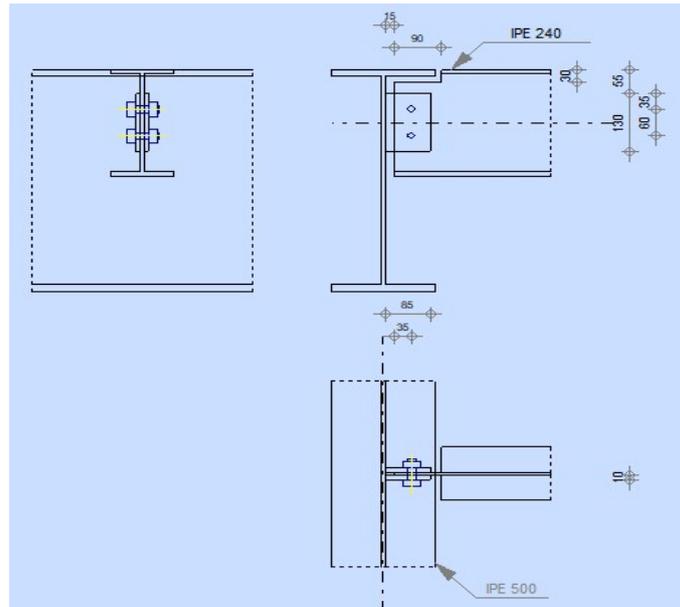
- Contrainte tangentielle perpendiculaire : $\tau_{\perp} = 0.11 \text{ MPa}$

- Contrainte tangentielle parallèle : $\tau_{\parallel} = 0.07 \text{ MPa}$.

- Coefficient de corrélation : $\beta_w = 0.85$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \times (\tau_{\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \times \gamma_{M2}) \rightarrow 0.24 < 381.18 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

L'assemblage poutre-solive satisfaisant vis-à-vis de la norme ; le ration = 0.20



FigVI.4 : Disposition constructive d’assemblage poutre-solive

VI.3. Assemblage poteau-poutre

- Poteau **HEB 1000**

$$\left\{ \begin{array}{l} H = 1000\text{mm} ; b = 300\text{mm} ; t_f = 36\text{mm} ; t_w = 19\text{mm} \\ A = 400.05 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

- Poutre **IPE 500**

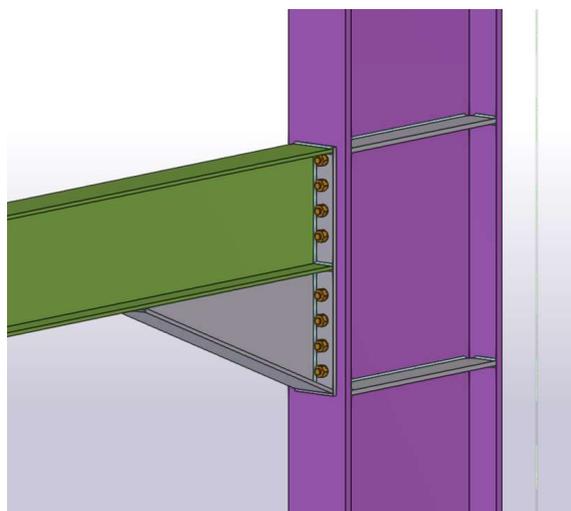
$$\left\{ \begin{array}{l} H = 500 \text{ mm} ; b = 200 \text{ mm} ; t_f = 16 \text{ mm} ; t_w = 10 \text{ mm} \\ A = 115.5 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

- Les efforts maximaux à prendre $V_{sd} = 44.19 \text{ kN}$

$M_{sd} = 73.41 \text{ kN.m}$

$N_{sd} = -15584.25 \text{ kN}$

VI.3.1. Dimensionnement de l’assemblage



FigVI.5 : assemblage poteau-poutre

- **Platine**

Hauteur h_p	Largeur b_p	Epaisseur t_p	Matériau	Résistance F_{yp}
1020 [mm]	200 [mm]	10 [mm]	Acier E28	275 [MPa]

- **Boulons**

Tab VI.4 : caractéristiques des boulons

Diamètre	Classe	Résistance	Nombre de colonnes
M27 :d=27mm	HR 10.9	Ftrd = 396.58 kN	$N_h=2$
Nombre de rangées	Pince (boulon- extrémité)	Ecartement	Entraxe
$N_v = 8$	$h_1 = 90$ mm	$e_1 = 70$ mm	$P_1=105$ mm ; $p_2= 210$ mm

- **Jarret inférieur**

Tab VI.5 : caractéristiques de jarret inférieur

Largeur de la platine	Epaisseur de l'aile	Hauteur de la platine	Epaisseur de l'âme
$W_d = 200$ mm	$t_{fd} = 16$ mm	$h_d = 500$ mm	$t_{wd} = 10$ mm
Longueur de la platine	Angle d'inclinaison	Matériau	F_yb
$l_d = 800$ mm	$\alpha = 32^\circ$	Acier E28	275 MPa

- **Raidisseur poteau**

Tab VI.6: caractéristiques de raidisseur du poteau

	Hauteur	Largeur	Epaisseur
Supérieur	$h_{su} = 928$ mm	$b_{su} = 141$ mm	$t_{su} = 8$ mm
Inférieur			

- **Soudures d'angle**

Tab VI.7 : caractéristiques de soudure.

Soudure âme	Soudure semelle	Soudure du raidisseur	Soudure horizontale
$a_w = 8$ mm	$a_f = 12$ mm	$A_a = 8$ mm	$a_{fd} = 5$ mm

VI.3.2. Les résultats

a. Résistance de la poutre

$$V_{b.ed} / V_{c.rd} \leq 1 \rightarrow$$

$$V_{c.rd} = A_{vb}(f_{yb}/\sqrt{3})/\gamma_{M0} = 1760.33 \text{ kN} \rightarrow 0.03 < 1 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- Résistance plastique de la section à la flexion : $M_{b,pl.rd} = 603.38 \text{ kN}$
- Résistance de calcul de la section à la flexion : $M_{cb.rd} = 1355.88 \text{ kN}$
- Résistance de l'aile et de l'âme comprimées : $F_{c.fb.rd} = 1379.94 \text{ kN}$
- Résistance de l'âme de la poutre : $F_{c.xb.rd.low} = 760.85 \text{ kN}$

b. Résistance du poteau

- Panneau d'âme en cisaillement : $V_{wp.Ed} = 1383.62 \text{ kN}$.
- Résistance du panneau d'âme au cisaillement : $V_{wp.Rd} = 3092.91 \text{ kN}$

$$V_{wp.Ed} / V_{wp.Rd} \leq 1 \rightarrow 0.45 < 1 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- Résistance de l'âme du poteau : $F_{c.wc.Rd} = 1564.65 \text{ kN}$.

c. Résistance de l'assemblage

Tab VI.8 : Tableau 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	911	49,24	793,15	49,24	172,79	367,45	793,15	494,69
2	806	49,24	793,15	49,24	172,79	367,45	793,15	494,69
3	701	49,24	793,15	49,24	172,79	367,45	793,15	494,69
4	596	49,24	793,15	49,24	172,79	367,45	793,15	494,69
5	386	49,24	793,15	49,24	172,79	367,45	793,15	494,69
6	281	49,24	793,15	49,24	172,79	367,45	793,15	494,69
7	176	49,24	793,15	49,24	172,79	367,45	793,15	494,69
8	71	49,24	793,15	49,24	172,79	367,45	793,15	494,69

d. Résistance de l'assemblage à la flexion

$$M_{i,Rd} = \sum h_i \cdot F_{ti,Rd}$$

$$M_{i,Rd} = 193.25 \text{ kN} .$$

$$M_{b1.Ed} / M_{i,Rd} \leq 1 \rightarrow 0.38 < 1 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

e. Résistance de l'assemblage au cisaillement

$$V_{i,Rd} = 2010.10 \text{ kN} .$$

$$V_{b1,Ed} / V_{i,Rd} \leq 1 \rightarrow 0.02 < 1 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

f. Résistance des soudures

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \times (\tau_{\perp \max})^2]} \leq f_u / (\beta_w \times \gamma_{M2}) \rightarrow 25.47 < 381.18 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \times (\tau_{\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \times \gamma_{M2}) \rightarrow 25.42 < 381.18 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 \times f_u / \gamma_{M2} \rightarrow 12.73 < 291.60 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

g. Rigidité de l'assemblage

- Rigidité en rotation initiale : $S_{i,ini} = 20994.74 \text{ kN.m}$

- Rigidité en rotation finale : $S_i = 20994.74 \text{ kN.m}$

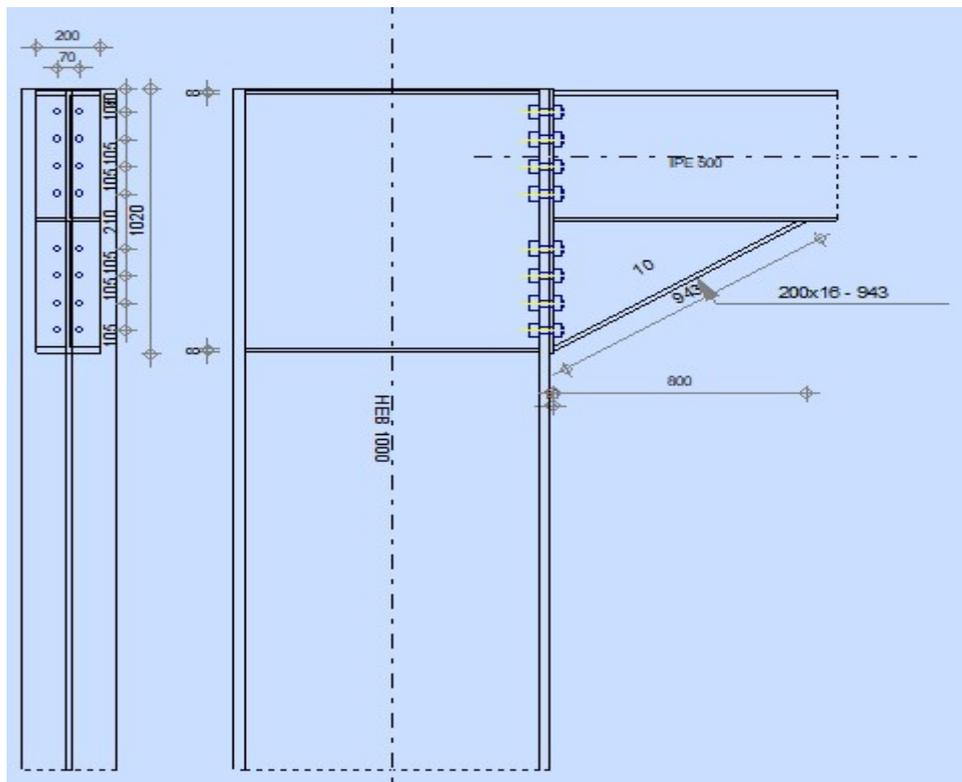
• **Classification de l'assemblage par rigidité**

- Rigidité de l'assemblage rigide : $S_{i,rig} = 101216.85 \text{ kN.m}$

- Rigidité de l'assemblage articulé : $S_{i,pin} = 6326.05 \text{ kN.m}$

$S_{i,pin} \leq S_{i,ini} \leq S_{i,rig} \rightarrow \text{assemblage semi-rigide.}$

Assemblage poteau-poutre satisfaisant vis-à-vis de la norme ; ratio=0.45.



FigVI.6 : Disposition constructive d'assemblage poteau-poutre.

VI.4. Assemblage de contreventement en V

Pour notre cas les diagonales les plus sollicitées sont formées par des tubes, sa dimension

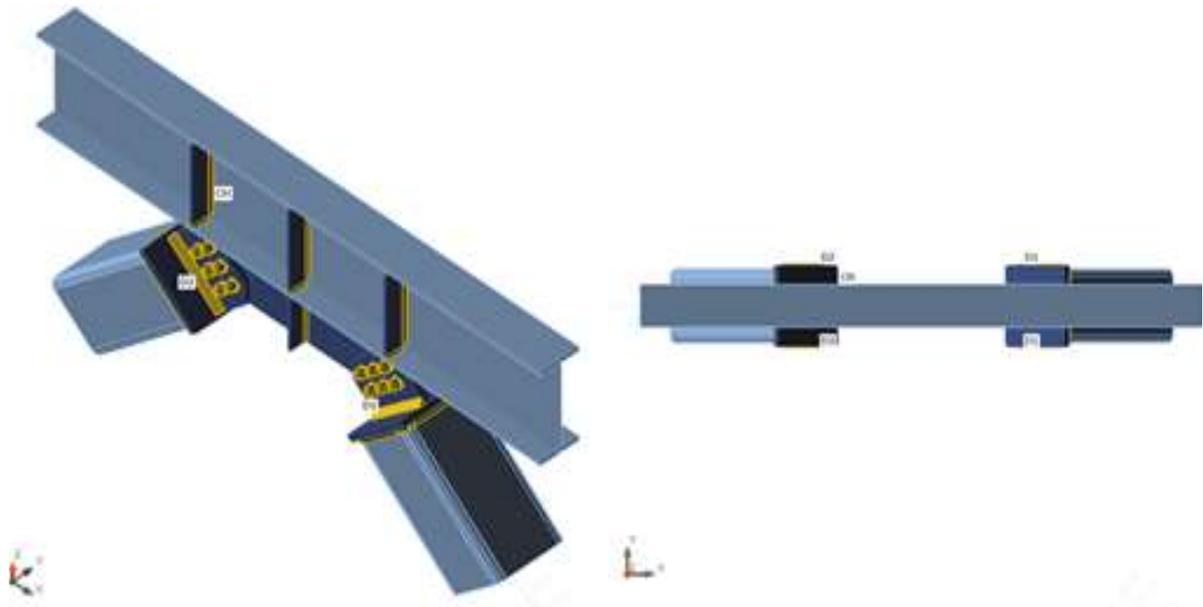
CARC350×350×16ce qui fait les boulons de l’assemblage diagonale-gousset

Vu la capacité des assemblages, on a opté les résultats par logiciel de calcul d’assemblage **IDEA STATICA**.

VI.4.1. Dimensionnement d’assemblage

Tab VI.9 : coordonnées géométriques.

Nom	Section transversale	β – Direction [°]	γ – Angle [°]	α – Rotation [°]	Décalage ex [mm]	Décalage ey [mm]	Décalage ez [mm]	Efforts dans
CH	1 - CON1(IPE500)	0,0	0,0	0,0	0	0	0	Nœud
D1	2 - SHS350/350/16.0	0,0	45,6	0,0	0	0	0	Boulons
D2	2 - SHS350/350/16.0	180,0	45,6	0,0	0	0	0	Boulons



FigVI.7 : l’attache de la diagonale CARC350*350*16-IPE500



FigVI.8 : Section transversale CARC350*350*16-IPE500

- **Boulons**

Tab VI.10 : caractéristiques des boulons

Nom	Groupe de boulons	Diamètre [mm]	fu [MPa]	Superficie brute[mm ²]
M27 10.9	M27 10.9	27	1000,0	573

- **Chargement (équilibre n'est pas exigé)**

Tab VI.11 : les efforts maximaux

Nom	Élément	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kN.m]	My [kN.m]	Mz [kNm]
LE1	D1	-1865,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	D2	1629,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

VI.4.1. Les vérifications

Tab VI.12: les vérifications données par logiciel.

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100,0%	OK
Platines	0,4 < 5%	OK
Boulons	90,9 < 100%	OK
Soudures	98,9 < 100%	OK
Voilement	Pas calculé	

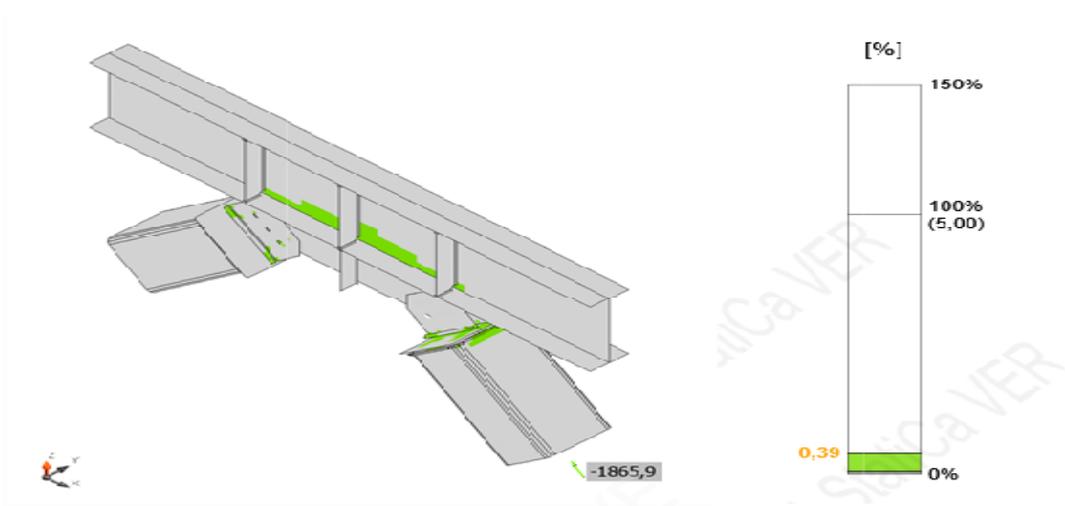
a. **Platine** Tab VI.13: vérification de contrainte équivalente de la platine.

Nom	Épaisseur [mm]	Charges	σ_{Ed} [MPa]	ε_{pl} [%]	Résultat
CH-bfl 1	16,0	LE1	198,4	0,0	OK
CH-tfl 1	16,0	LE1	130,0	0,0	OK
CH-w 1	10,2	LE1	275,2	0,1	OK
D1	16,0	LE1	275,0	0,0	OK
D2	16,0	LE1	253,4	0,0	OK
SP1	30,0	LE1	275,8	0,4	OK
STIFF1a	10,0	LE1	128,7	0,0	OK
STIFF1b	10,0	LE1	128,7	0,0	OK
STIFF1c	10,0	LE1	78,3	0,0	OK
STIFF1d	10,0	LE1	78,3	0,0	OK
STIFF1e	10,0	LE1	166,6	0,0	OK
STIFF1f	10,0	LE1	166,8	0,0	OK
SP 2	10,0	LE1	48,0	0,0	OK
SP 3	10,0	LE1	48,0	0,0	OK
CPL 3a	30,0	LE1	275,1	0,0	OK
CPL 3b	30,0	LE1	246,9	0,1	OK
CPL 3c	30,0	LE1	247,0	0,1	OK
CPL 4a	30,0	LE1	275,3	0,2	OK
CPL 4b	30,0	LE1	249,5	0,1	OK
CPL 4c	30,0	LE1	249,1	0,1	OK

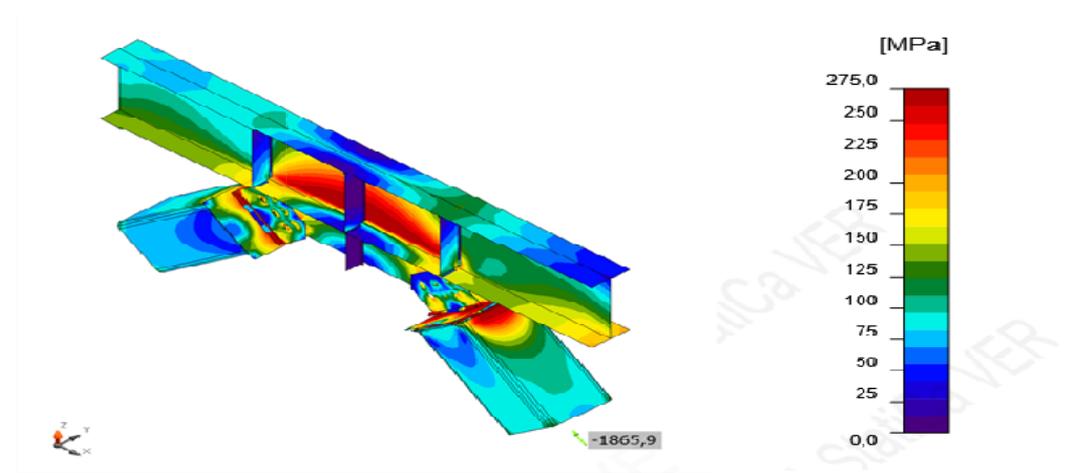
- **Données de conception**

Tab VI.14: tableau des données de conception.

Matériau	F_y [MPa]	ε_{lim} [%]
S275	275,0	5,0



FigVI.9 : Vérification de déformation LE1.



FigVI.10 : Vérification de la contrainte équivalente LE1.

b. Boulons (résultat détaillé pour B12)

• Vérification de la résistance à la tension

$$F_{t,Rd} \geq F_t \rightarrow F_{t,Rd} = \frac{k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = 330.5 \text{ kN} > F_t = 14 \text{ kN} \rightarrow \text{condition Vérifiée.}$$

Avec :

- Coefficient : $k_2 = 0.9$
- Résistance à la traction ultime du boulon : $f_{ub} = 1000 \text{ MPa}$.
- Zone d'effort de traction du boulon : $A_s = 459 \text{ mm}^2$.
- Facteur de sécurité : $\gamma_{M2} = 1.25$

• Vérification de la résistance par poinçonnement

$$B_{p,Rd} \geq F_t \rightarrow B_{p,Rd} = \frac{0.6 \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = 942 \text{ kN} > F_t = 14 \text{ kN} \rightarrow \text{condition Vérifiée.}$$

Avec :

• Vérification de la résistance au cisaillement

$$F_{v,Rd} \geq V \rightarrow F_{v,Rd} = \frac{\beta_p \cdot \alpha_v \cdot A \cdot f_{ub}}{\gamma_{M2}} = 183.6 \text{ kN} > F_t = 161.3 \text{ kN} \rightarrow \text{condition Vérifiée.}$$

Avec :

• Vérification de la résistance à la pression diamétrale

$$F_{b,Rd} \geq V \rightarrow F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d_t}{\gamma_{M2}} = 368.4 \text{ kN} > F_t = 322.6 \text{ kN} \rightarrow \text{condition Vérifiée.}$$

Avec :

• Interaction de la tension et du cisaillement

$$U_{tts} = \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 F_{t,Rd}} = 90.9\%$$

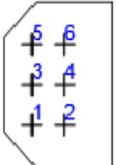
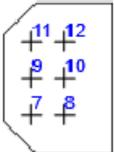
• Utilisation en tension

$$U_{tt} = \frac{F_{t,Ed}}{\min(F_{t,Rd}; B_{p,Rd})} = 4.2\%$$

• Utilisation en cisaillement

$$U_{ts} = \frac{V_{Ed}}{\min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd})} = 87.9\%$$

Tab VI.15: tableau récapitulatif des vérifications des boulons.

	Nom	Charges	F _{t,Ed} [kN]	V [kN]	U _{tt} [%]	F _{b,Rd} [kN]	U _{ts} [%]	U _{tts} [%]	Résultat
	B1	LE1	34,9	144,0	10,5	368,4	78,4	86,0	OK
	B2	LE1	0,0	137,6	0,0	345,8	79,5	74,9	OK
	B3	LE1	36,2	130,1	11,0	368,4	70,8	78,7	OK
	B4	LE1	0,0	130,9	0,0	371,9	71,3	71,3	OK
	B5	LE1	34,5	136,5	10,4	368,4	74,3	81,8	OK
	B6	LE1	0,0	136,3	0,0	365,9	74,5	74,3	OK
	B7	LE1	4,3	155,2	1,3	631,6	84,5	85,5	OK
	B8	LE1	13,6	156,3	4,1	368,4	85,1	88,0	OK
	B9	LE1	4,3	150,8	1,3	631,6	82,2	83,1	OK
	B10	LE1	15,8	148,6	4,8	368,4	80,9	84,3	OK
	B11	LE1	4,7	161,1	1,4	631,6	87,8	88,8	OK
	B12	LE1	14,0	161,3	4,2	368,4	87,9	90,9	OK

c. Soudures (résultat détaillé pour CPL 4a ; CPL 4c)

• **Vérification de la résistance de la soudure**

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \times (\tau_{\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2)]} \leq \sigma_{w.Rd} = f_u / (\beta_w \times \gamma_{M2}) \rightarrow 400.1 \text{ MPa} < 404.7 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition Vérifiée.}$$

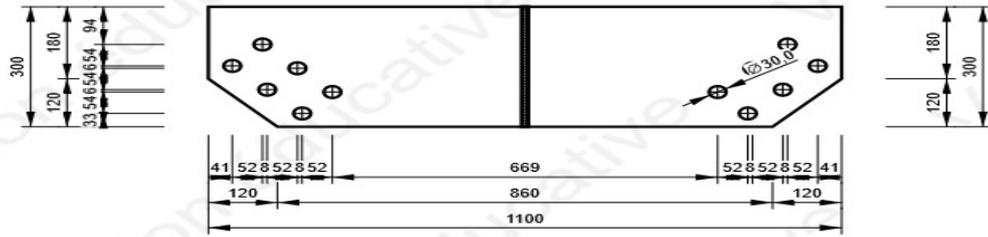
$$|\sigma_{\perp}| \leq \sigma_{\perp.Rd} = 0.9 \times f_u / \gamma_{M2} \rightarrow 186.2 \text{ MPa} < 309.6 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition Vérifiée.}$$

• **Utilisation en contrainte**

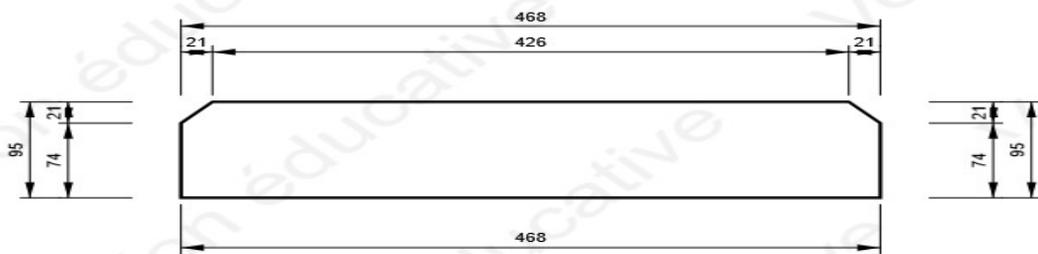
$$U_t = \max\left(\frac{\sigma_{w.Ed}}{\sigma_{w.Rd}}; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp.Rd}}\right) = 98.9\%$$

Tab VI.16: tableau récapitulatif des vérifications des soudures.

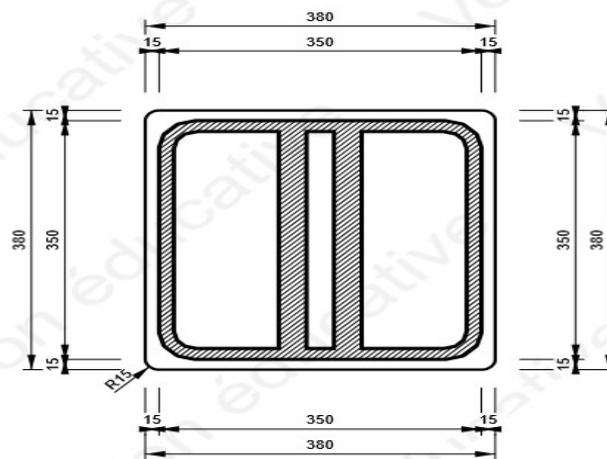
Élément	Bord	Ép. gorge [mm]	Longueur [mm]	Charges	$\sigma_{w.Ed}$ [MPa]	ϵ_{Pl} [%]	σ_{\perp} [MPa]	τ_{\parallel} [MPa]	τ_{\perp} [MPa]	Ut [%]	Ut _c [%]	Résultat
SP1	SP 3	▲8,0▲	300	LE1	32,8	0,0	-6,7	6,0	-17,6	8,1	1,6	OK
		▲8,0▲	300	LE1	29,9	0,0	8,4	4,8	-15,8	7,4	1,5	OK
CH-bfl 1	SP 2	▲8,0▲	80	LE1	27,6	0,0	-17,3	-8,1	-9,4	6,8	3,4	OK
		▲8,0▲	80	LE1	27,1	0,0	18,3	-7,9	-8,4	6,7	4,0	OK
CPL 3a	CPL 3b	▲20,0	350	LE1	398,3	1,0	186,3	81,5	186,2	98,4	54,8	OK
CPL 3a	CPL 3c	▲20,0	350	LE1	398,3	1,1	185,7	-78,8	-187,6	98,4	54,9	OK
CPL 4a	CPL 4b	▲20,0	350	LE1	400,0	2,1	-187,3	79,3	-188,1	98,8	62,5	OK
CPL 4a	CPL 4c	▲20,0	350	LE1	400,1	2,2	-186,2	-78,3	188,9	98,9	62,6	OK
CH-bfl 1	SP 3	▲8,0▲	80	LE1	27,1	0,0	18,3	7,9	8,4	6,7	4,0	OK
		▲8,0▲	80	LE1	27,6	0,0	-17,3	8,1	9,4	6,8	3,4	OK
CPL 3a	D2	▲15,0	1279	LE1	397,3	0,4	192,6	5,6	-200,6	98,2	40,1	OK
CPL 4a	D1	▲15,0	1279	LE1	398,6	1,2	-193,2	9,7	201,0	98,5	49,3	OK



FigVI.11 : P30*300-1100(S275).



FigVI.12 : P10*468-95 (S275).



FigVI.13 : CPL4-CPLa4

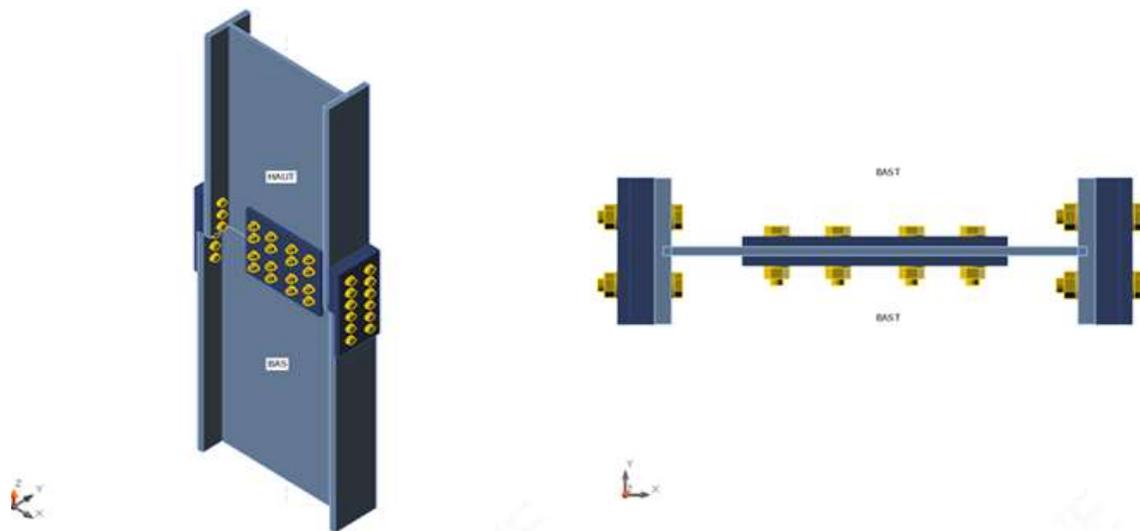
VI.5. Assemblage de continuité (poteau-poteau) HEB1000-HEB900

On a opté les résultats par logiciel de calcul d'assemblage IDEA STATICA.

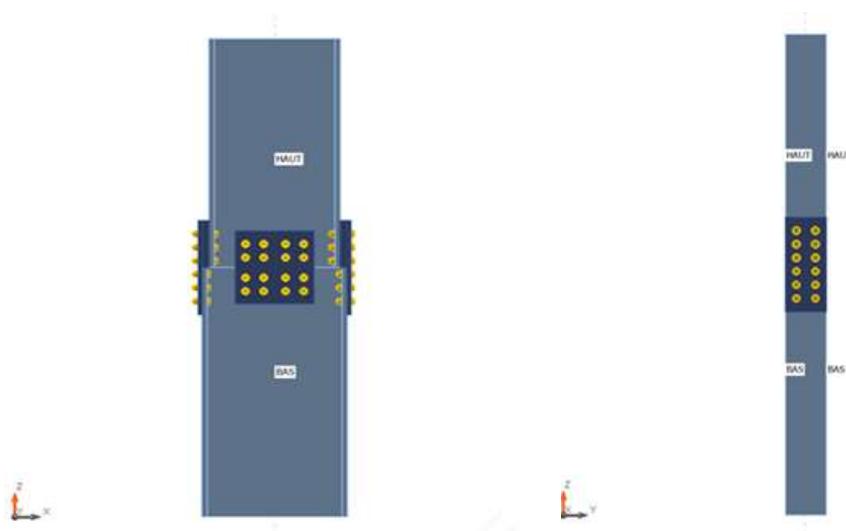
VI.5.1. Dimensionnement d'assemblage

Tab VI.17: coordonnées géométriques.

Nom	Section transversale	β – Direction [°]	γ – Angle [°]	α – Rotation [°]	Décalage ex [mm]	Décalage ey [mm]	Décalage ez [mm]	Efforts dans
HAUT	2 - HEB900	0,0	-90,0	0,0	0	0	0	Nœud
BAS	1 - HEB1000	0,0	90,0	0,0	0	0	0	Nœud



FigVI.14 : assemblage de continuité HEB100-HEB900



FigVI.15 : assemblage de continuité HEB100-HEB900 (section transversale)

Tab VI.18: section transversale

Nom	Matériau	Dessin
2 - HEB900	S 275	
1 - HEB1000	S 275	

• **Boulons**

Tab VI.19: caractéristique des boulons

Nom	Groupe de boulons	Diamètre [mm]	fu [MPa]	Superficie brute [mm ²]
M30 10.9	M30 10.9	30	1000,0	707
M27 10.9	M27 10.9	27	1000,0	573

• **Chargements (efforts en équilibre)**

Tab VI.20: les efforts maximaux

Nom	Élément	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kN.m]	My [kN.m]	Mz [kN.m]
Effort normal Max	HAUT	3502,3	0,0	0,0	0,0	120,0	0,0
	BAS	3502,3	0,0	0,0	0,0	-120,0	0,0

VI.5.2. Les vérifications

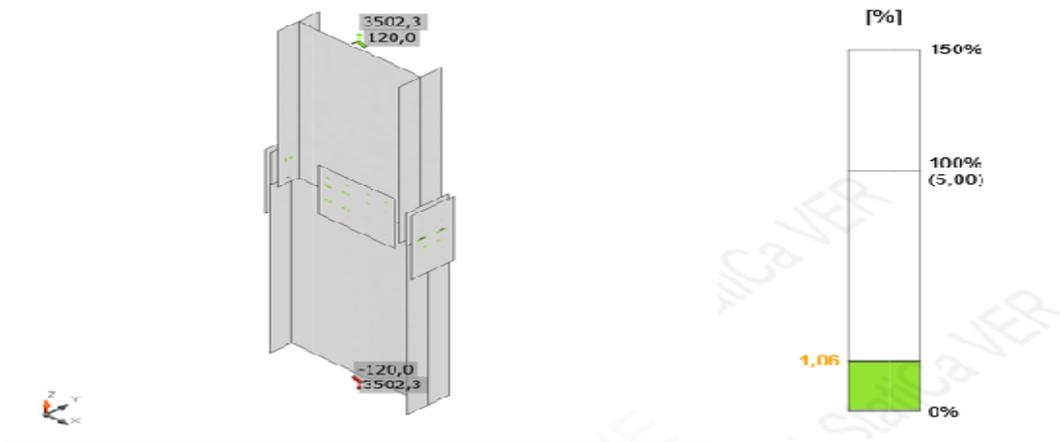
Tab VI.21 : les vérifications données par logiciel.

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100,0%	OK
Platines	1,1 < 5%	OK
Boulons	97,7 < 100%	OK
Voilement	Pas calculé	

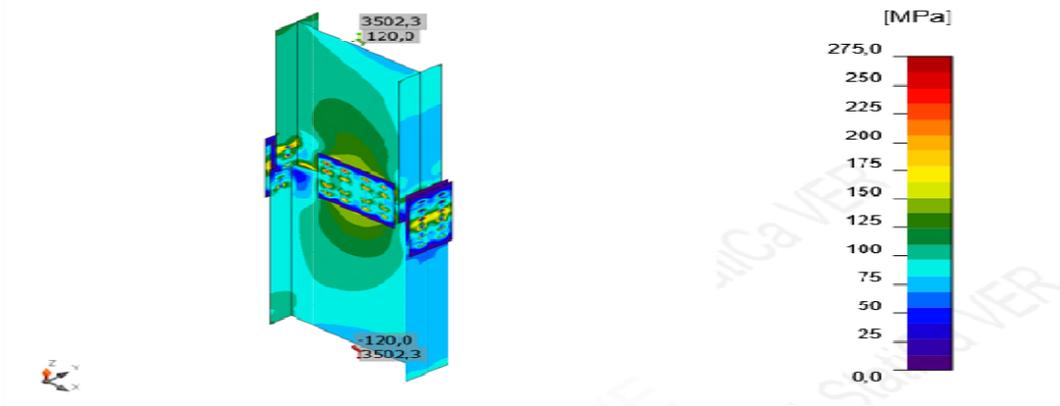
a. Platine

Tab VI.22 : vérification de contrainte équivalente de la platine.

Nom	Matériau	Épaisseur [mm]	Charges	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{pl} [%]	Résultat
HAUT-bfl 1	S 275	35,0	Effort Normal Max	208,3	0,0	OK
HAUT-tfl 1	S 275	35,0	Effort Normal Max	258,7	0,0	OK
HAUT-w 1	S 275	18,5	Effort Normal Max	277,2	1,1	OK
BAS-bfl 1	S 275	36,0	Effort Normal Max	198,6	0,0	OK
BAS-tfl 1	S 275	36,0	Effort Normal Max	149,6	0,0	OK
BAS-w 1	S 275	19,0	Effort Normal Max	276,8	0,9	OK
Platine d'ajustassions 1	S 275 - 1	50,0	Effort Normal Max	72,4	0,0	OK
Platine d'ajustassions 2	S 275 - 1	50,0	Effort Normal Max	88,3	0,0	OK
Eclisse De semelle 1	S 275	25,0	Effort Normal Max	249,9	0,0	OK
Eclisse De semelle 2	S 275	25,0	Effort Normal Max	267,6	0,0	OK
Eclisse d'âme a	S 275	20,0	Effort Normal Max	229,4	0,0	OK
Eclisse d'âme b	S 275	20,0	Effort Normal Max	229,4	0,0	OK



FigVI.16 : vérification de déformation de l'effort normal Max



FigVI.17 : contrainte équivalente de l'effort normal Max

b. Boulons

• **Vérification de la résistance à la tension**

$$F_{t,Rd} \geq F_t \rightarrow F_{t,Rd} = \frac{k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = 330.5 \text{ kN} > F_t = 97 \text{ kN} \rightarrow \text{condition Vérifiée.}$$

• **Vérification de la résistance par poinçonnement**

$$B_{p,Rd} \geq F_t \rightarrow B_{p,Rd} = \frac{0.6 \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = 785 \text{ kN} > F_t = 97 \text{ kN} \rightarrow \text{condition Vérifiée.}$$

• **Vérification de la résistance au cisaillement**

$$F_{v,Rd} \geq V \rightarrow F_{v,Rd} = \frac{\beta_p \cdot \alpha_v \cdot A \cdot f_{ub}}{\gamma_{M2}} = 183.6 \text{ kN} > F_t = 140.9 \text{ kN} \rightarrow \text{condition Vérifiée.}$$

• **Vérification de la résistance à la pression diamétrale**

$$F_{b,Rd} \geq V \rightarrow F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d_t}{\gamma_{M2}} = 580.5 \text{ kN} > F_t = 137.3 \text{ kN} \rightarrow \text{condition Vérifiée.}$$

• **Interaction de la tension et du cisaillement**

$$U_{tts} = \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 F_{t,Rd}} = 97.7\%$$

• **Utilisation en tension**

$$U_{tt} = \frac{F_{t,Ed}}{\min(F_{t,Rd}; B_{p,Rd})} = 29.4\%$$

• **Utilisation en cisaillement**

$$U_{ts} = \frac{V_{Ed}}{\min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd})} = 76.6\%$$

Tab VI.23 : Données de conception.

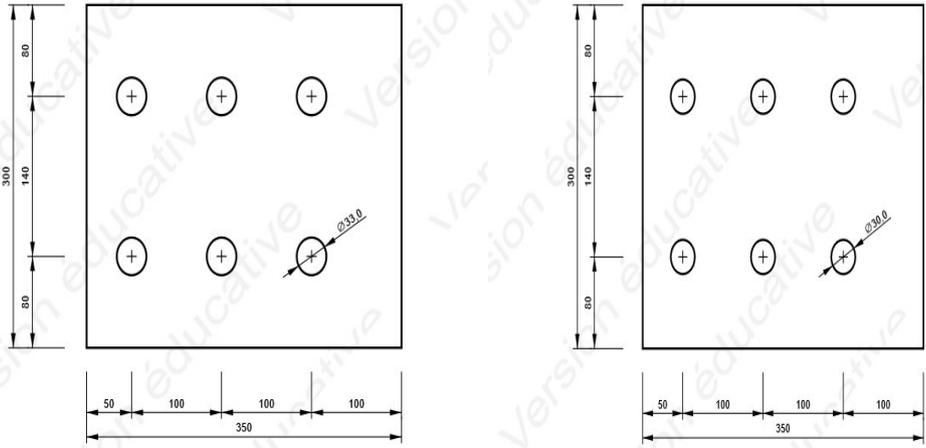
Nom	$F_{t,Rd}$ [kN]	$B_{p,Rd}$ [kN]	$F_{v,Rd}$ [kN]
M30 10.9 - 1	403,9	854,1	224,4
M27 10.9 - 2	330,5	785,0	183,6
M27 10.9 - 3	330,5	628,0	183,6

Tab VI.24 : longueur de serrage de boulons

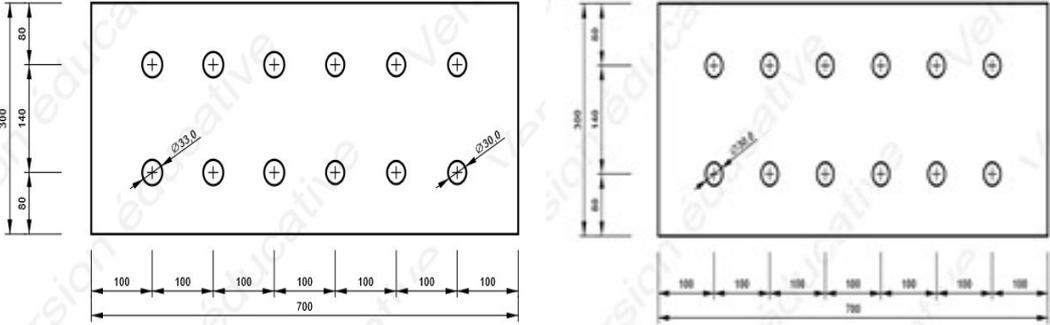
Nom	Longueur de serrage [mm]	Compter
M30 10.9	110	6
M27 10.9	61	12
M27 10.9	110	6
M27 10.9	59	16

c. Voilement

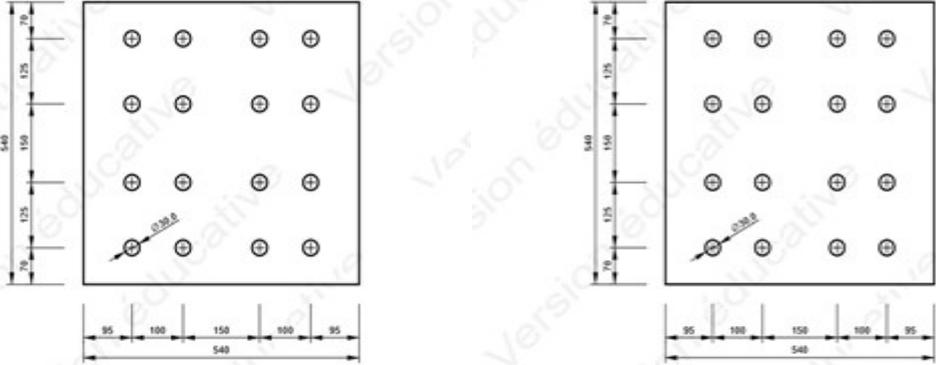
Analyse de flambement n'a pas été calculée.



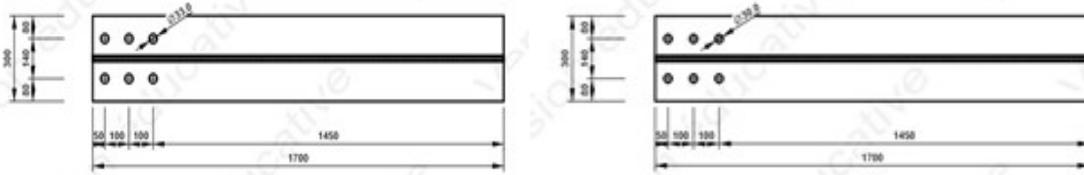
FigVI.18 : platines d'ajustassions '1' et '2'.



FigVI.19 : Eclisse de semelle 1 et 2 .



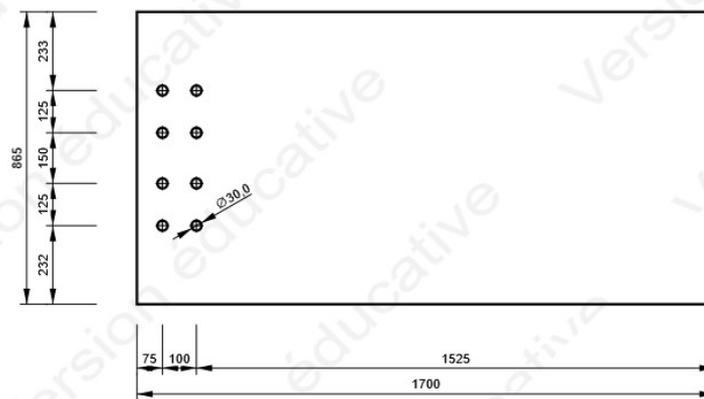
FigVI.20 : Eclisse d'âme 'a' et 'b'.



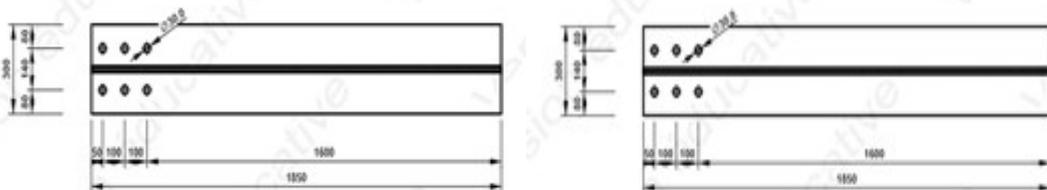
Semelle inférieure 1

Semelle supérieure 1

FigVI.21 : haut HEB 900 (semelles)



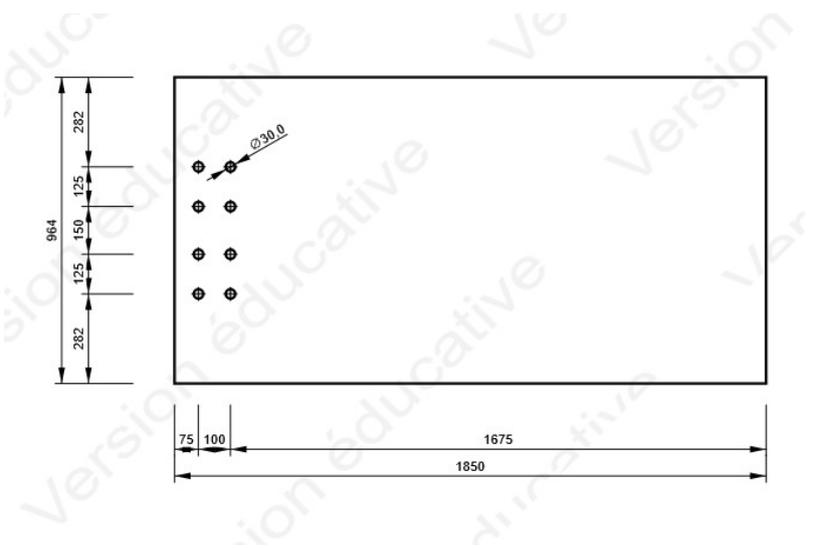
FigVI.22 : haut HEB 900 (âme 1)



Semelle inférieure 1

Semelle supérieure 1

FigVI.23 : Bas HEB 1000 (semelle)



FigVI.24 : Bas HEB 1000 (âme 1)

Chapitre VII

Etude

d'infrastructure

VII.1. Voile périphérique

VII.1.1. Introduction

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous-sol et les fondations.

VII.1.2. Pré dimensionnement

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.

- Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous
- Epaisseur $e \geq 15$ cm
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec B Section du voile.

VII.1.3. Evaluation 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.

$L_x = 3.23$ m ; $L_y = 8$ m.

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 : $Q = A.\gamma.H$

Avec : Q = Contrainte à la base sur une bande de 1m.

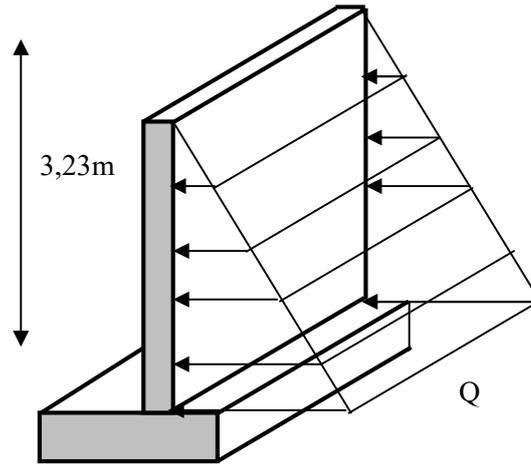
A = Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

γ = Poids spécifique des terres ($\gamma_h = 18$ kN/m³).

H = Hauteur du voile ($H = 3,4$ m).

$$\varphi = 19,1 \Rightarrow A = f(\varphi) = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,507$$

$$\text{Donc } Q = A.\gamma.H = 29.48 \text{ kN} / \text{ml} \Rightarrow Q_u = 1,35Q = 39.79 \text{ kN} / \text{ml}$$



FigVII.1 : Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité.

VII.1.4. Effort dans la dalle

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{3.23}{8} = 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\left[\begin{array}{l} \mu_x = 0.102M_x = \mu_x \cdot Q_u \cdot L_x^2 = 42.43 \text{ kN.m} \\ \mu_y = 0.25M_y = \mu_y \cdot M_x = 10.61 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

- Moment en travée : $\left[\begin{array}{l} M_{tx} = 0.85M_x = 36.07 \text{ kN.m} \\ M_{ty} = 0.85M_y = 9.02 \text{ kN.m} \end{array} \right.$
- Moment sur appuis : $\left[\begin{array}{l} \text{Appui de rive : } M_a = -0.3M_x = -12.73 \text{ kN.m} \\ \text{Appui intermédiaire : } M_a = -0.5M_x = -21.22 \text{ kN.m} \end{array} \right.$

VII.1.5. Calcul du ferrailage

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

Tab 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	36.07	0.079	0	0.103	17.26	6.91	8HA12	9.05	25
	y-y	9.02	0.020	0	0.025	17.82	1.67	4HA10	3.14	25
Appuis de rive	x-x	12.73	0.028	0	0.036	15.41	2.73	4HA10	3.14	25
Appui intermédiaire	x-x	21.22	0.046	0	0.059	17.58	3.99	6HA10	4.71	25

VII.1.6. Conditions exigées par le RPA99/version2003

L'RPA99 préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et sera disposé en deux nappes.

$$A_l = 0,1\% \cdot 100 \cdot 25 = 2,5 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,1\% \cdot 100 \cdot 25 = 2,5 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : **8HA10/ml** soit $A_s = 6,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Avec $S_t = 10 \text{ cm}$.

VII.1.7. Condition de non fragilité

Pour les dalles travaillent dans les deux sens et dont l'épaisseur est compté entre 12 et 30 cm

($12 \leq e \leq 30$) (cm).

$$\left[\begin{array}{l} A_x \geq A_x^{\min} ; A_x^{\min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min} ; A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{array} \right.$$

$\rho_0 = 0,0008$ pour les barres de FeE500

$$\left[\begin{array}{l} A_x^{\min} = 0,0008 \left[3 - \frac{3,23}{8} \right] \frac{100 \times 18}{2} = 1,87 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 18 = 1,44 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

- En travée : $A_x = 9,05 \text{ cm}^2 \geq A_x^{\min} = 1,87 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.

$$A_y = 3,14 \text{ cm}^2 \geq A_y^{\min} = 1,44 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Sur appuis : $A_x = 3,14 \text{ cm}^2 \geq A_x^{\min} = 1,87 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.

$$A_y = 4,71 \text{ cm}^2 \geq A_y^{\min} = 1,44 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VII.1.8. Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c2}$

$$\left. \begin{array}{l} T_x = \frac{q_u \cdot L_x \cdot L_y}{2L_x + L_y} = 71,104 \text{ kN} \\ T_y = \frac{q_u \cdot L_x}{3} = 42,83 \text{ kN} \end{array} \right\} \longrightarrow T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 71,104 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{71,104 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,39 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VII.1.9. Vérification à l'ELS

a. Evaluation des sollicitation à l'ELS

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,4 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,1 \rightarrow 0,05 M_x = \mu_x \cdot Q_u \cdot L_x^2 = 32,29 \text{ kN.m} \\ \mu_y = 0,332 \rightarrow 0,332 M_y = \mu_y \cdot M_x = 10,72 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

$Q_{\text{ser}} = 29,48 \text{ kN/m}$

- Moment en travée : $\begin{cases} M_{tx} = 0.85M_x = 27.45 \text{ kN.m} \\ M_{ty} = 0.85M_y = 9.112 \text{ kN.m} \end{cases}$
- Moment sur appuis : $\begin{cases} \text{Appui de rive : } M_a = -0.3M_x = -9.687 \text{ kN.m} \\ \text{Appui intermédiaire : } M_a = -0.5M_x = -16.15 \text{ kN.m} \end{cases}$

b. Vérification des contraintes

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{srvt} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = 15 \frac{M}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$$

Tab VII.2 : vérification des contraintes à l'ELS.

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	27.45	9.05	4,8	15	228.3	250	OK
	y-y	9.112	3.14	1.96	15	143.6	250	OK
Appuis de rive	x-x	9.687	3.14	2.23	15	155.3	250	OK
Appui intermédiaire	x-x	16.15	4.71	3.32	15	168.7	250	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 :

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \rightarrow 1 > 0.045 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \rightarrow 1 > 0.061 \text{ à } 0.037 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow 4.99 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

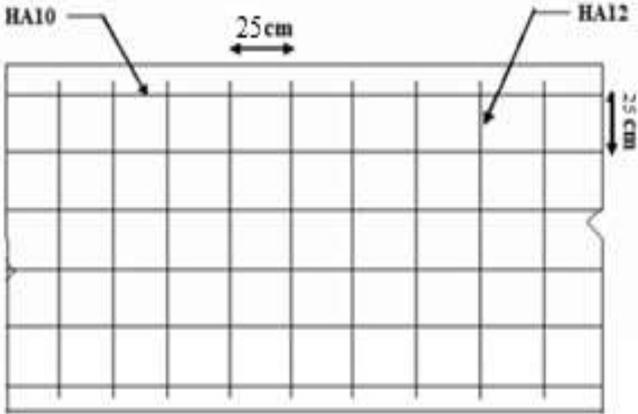
Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Remarque :

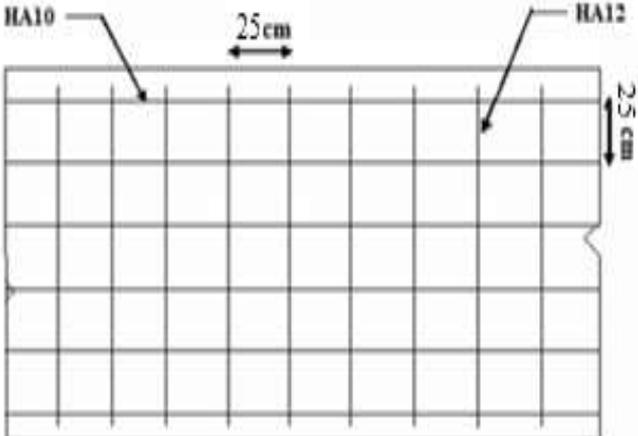
1. Pour le ferrailage des voiles du sous-sol on est amené du point de vue théorique et pratique à uniformiser les armatures, afin d'assurer la continuité des barres (c'est à dire même nombre de barre).

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.

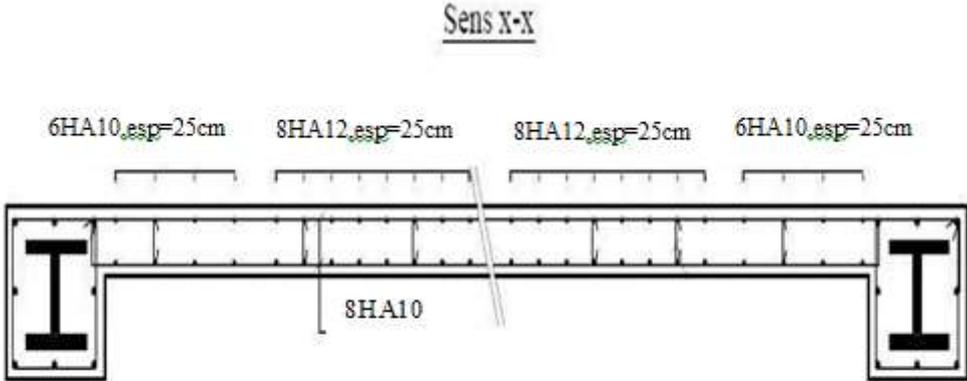
Pour éviter tout risque de lacune dans la réalisation on choisira un modèle de ferrailage simple, uniforme, qui répond aux exigences réglementaires.



FigVII.2 : ferrailage du voile périphérique (sens x-x)



FigVII.3 : ferrailage du voile périphérique (sens y-y)



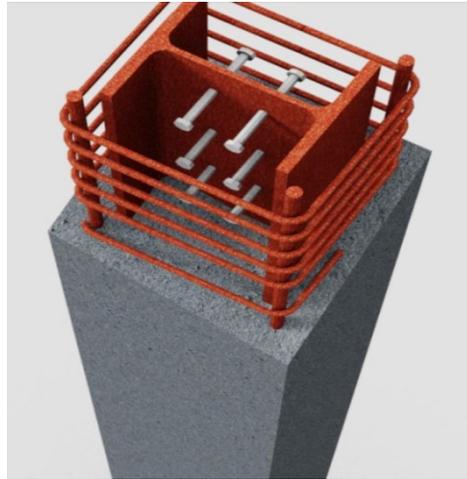
FigVII.4 : ferrailage du voile périphérique

VII.2. Les poteaux mixtes

VII.2.1. Introduction

Ce sont des éléments porteurs verticaux composés essentiellement d'un profilé métallique et du béton armé ou non.

Le béton ajouté au profilé permet de distinguer deux types de poteaux mixtes (circulaire et carrée) :



FigVII.5 : Exemple de poteau mixte.

VII.2.2. Matériaux utilisés dans un élément mixte

Pour réaliser les différents éléments structuraux mixtes, on utilise généralement quatre matériaux de base:

- L'acier de construction
- L'acier d'armature ou de renfort
- Les tôles profilées en acier
- Le béton

❖ Remarque

Dans notre cas on va utiliser la méthode simplifiée qui sera appliquée sur un poteau entièrement enrobé soumis à compression axiale.

VII.2.3. Condition d'utilisation de la méthode simplifiée de calcul

L'application de la méthode simplifiée comporte les limitations suivantes :

- $0.2 \leq \frac{h_c}{b_c} \leq 5$;
- $0.2 \leq \zeta = \left(\frac{A_a \times f_u}{\gamma_a} \right) \frac{1}{N_{pl,Rd}} \leq 0.9$;
- $\lambda \leq 2$;
- Pour la section totalement enrobée :
 - $40\text{mm} \leq c_y \leq 0.4b_c$
 - $40\text{mm} \leq c_z \leq 0.3h_c$

VII.2.4. Hypothèses de calculs

a. Pré dimensionnement de la section en béton

• **Béton C25/30**

$$A_s \geq 0.3\%A_{c.net}$$

$$A_s \leq 0.6\%A_{c.net}$$

$$A_s = 0.5\%A_{c.net}$$

• **Enrobage**

- $40\text{mm} \leq c_y \leq 0.4bc$
 - $40\text{mm} \leq c_z \leq 0.3hc$
- > $C_y = C_z = 100\text{mm}$

Donc :

- $h_c = 2.C_z + h_p = 2 \times 100 + 1000 \rightarrow h_c = 1200$
- $b_c = 2.C_y + b_p = 2 \times 100 + 300 \rightarrow b_c = 500$

Le rapport : $0.2 \leq \frac{hc}{bc} \leq 5 \rightarrow 0.2 < 2.4 < 5 \rightarrow$ Condition vérifiée.

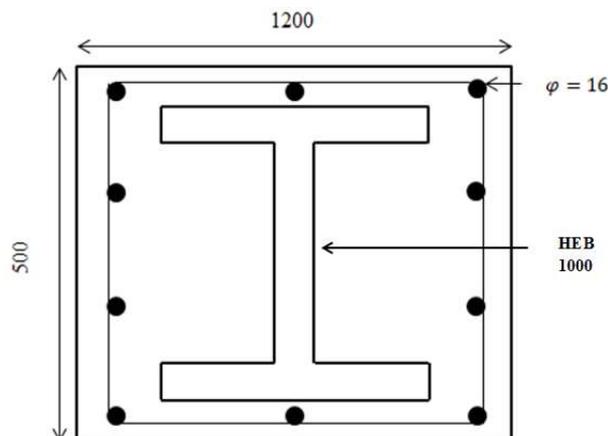
• **Section des armatures**

$$A_s = 0.5\%A_{c.net} = 0.6\%[(1200 \times 500) - 40000] = 16.8\text{cm}^2$$

Le choix 10HA16 $\rightarrow A_s$ choisi = 20.11 cm²

Tab VII.3 : Caractéristiques géométrique.

Profilé laminé	Section	A_a [mm ²]	Matériau
	HEB1000	40000	S275
Armatures	Section	A_s [mm ²]	$C_y = C_z$ [mm]
	10HA16	2011	100
Béton	Section	E_c [MPa]	F_{ck} [MPa]
	$h \times b = 1200 \times 500$	2380000	25



FigVII.6 : schéma de ferrailage de poteau mixte.

VII.2.5. Décence de charge

La décente de charge des 10 planches supérieurs et de niveau de la terrasse donne les valeurs effectives suivantes au sous-sol donné par logiciel **ROBOT Structural Analyse** :

$$N_{sd} = 6225.87 \text{ kN}$$

VII.2.6. Vérification de la résistance

a. Résistance plastique à la compression

$$N_{sd} \leq N_{pl.Rd} = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_{Ma}} + \frac{A_c \times 0.85f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_s \times f_{sk}}{\gamma_s} = 18604.2 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 6225.87 \text{ kN} \leq N_{pl.Rd} = 18604.2 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b. Charge critique élastique de flambement

$$N_{sd} \leq N_{cr} = \frac{\pi^2(E_a \cdot I_a \times E_s \cdot I_s \times E_{cd} \cdot I_c)}{L^2}$$

Avec :

- $I_a = 6.45 \times 10^9 \text{ mm}^4$.
- $I_s = 4.75 \times 10^9 \text{ mm}^4$.
- $I_c = 6.08 \times 10^9 \text{ mm}^4$.

$$N_{sd} = 6225.87 \text{ kN} \leq N_{cr} = 328000 \text{ kN}$$

c. 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:

$$\delta = \frac{A_a \cdot f_y}{N_{pl.Rd}} = 0.54 \rightarrow 0.2 < 0.54 < 0.9 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Elancement réduit :

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl.Rd}}{N_{cr}}} = 0.01 < 2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Rapport des aires de sections

$$\frac{A_s}{A_c} = \frac{2011}{557989.38} = 0.36\% \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les quatre conditions sont vérifiées, donc la méthode simplifiée est applicable.

d. Vérification du voilement local

Pour le cas d'un profilé totalement enrobé, ce risque ne se présente pas.

e. Vérification de la résistance en compression centrée

$$N_{sd} \leq \chi \cdot N_{pl,Rd}$$

$$\lambda = 0.01 \rightarrow \alpha = 0.34 \rightarrow \phi = 0.47 \rightarrow \chi = 1.07$$

$$N_{sd} = 6225.87 \text{ kN} \leq \chi \cdot N_{pl,Rd} = 27544.17 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc le poteau est stable.

VII.3. Fondation**VII.3.1. Introduction**

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés au-dessous du niveau de base (contact avec le sol), auquel elles transmettent les charges et surcharges de la structure au sol, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

a. Classification des fondations

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise des fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).
- Lorsque les couches de terrain capable de supportées l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise des fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

b. Choix du type de fondation

Le choix de type de fondation se fait suivent trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

c. 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 : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.

- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

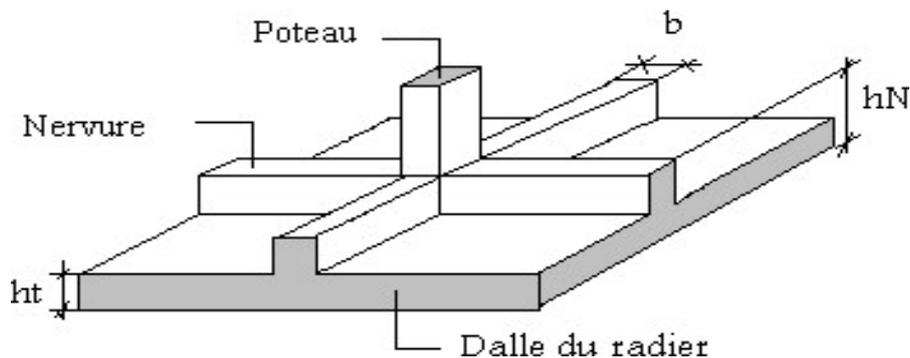
VII.3.2. Calcul du radier

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.



FigVII.7 : surface nécessaire du radier.

VII.3.3. Calcul la Surface nécessaire du radier

Pour déterminer la surface du radier il faut que : $\sigma_{\max} \leq \sigma_{\text{sol}}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{nec}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \rightarrow S_{\text{nec}} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} N = 27058.87 \text{ kN} \\ \sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars} \end{cases}$$

$$\text{On trouve : } S_{\text{nec}} \geq 13529.4 \text{ m}^2$$

$$\text{La surface du bâtiment : } S_{\text{bati}} = 22686.9 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc surface totale du radier est : } S_{\text{nec}} = 14002.8 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 1.9 \text{ bars} \leq \sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VII.3.3. Pré dimensionnement du radier

a. Dalle

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

❖ **Condition forfaitaire**

$$\frac{L_{\max}}{25} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{20}$$

- L_{\max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$\frac{800}{25} = 32\text{cm} \leq h_1 \leq \frac{800}{20} = 40\text{cm} \rightarrow h = 35\text{ cm.}$$

❖ **Condition de cisaillement**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0.1f_{c28}; 3\text{ MPa}) = 2.5\text{ MPa}$

$$\text{Avec : } T_u = \frac{qL}{2}; q = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} = 1.93\text{ kN/ml} \rightarrow T_u = \frac{1.93 \times 8}{2} = 7.72\text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u \cdot L}{2bd \cdot S_{\text{rad}}} = \frac{N_u \cdot L}{2b(0.9h) \cdot S_{\text{rad}}} \leq \bar{\tau}_u = 2.5\text{ MPa}$$

$$h \geq \frac{N_u \cdot L}{2b(0.9\bar{\tau}_u) \cdot S_{\text{rad}}} = 34.35\text{ cm} \rightarrow h_2 \geq 34.35\text{cm}$$

$$h \geq \text{Max}(h_1; h_2) = 35\text{ cm}$$

Donc on prendre : $h=40\text{ cm.}$

b. Dimensionnement des nervures❖ **Largeur de la nervure (Condition de coffrage)**

$$b > \frac{L_{\max}}{10} = \frac{800}{10} = 80\text{cm}$$

Donc on opte : $b = 100\text{cm.}$

❖ **La hauteur de nervure**• **Condition de la flèche**

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche : $\frac{L_{\max}}{15} \leq h_N \leq \frac{L_{\max}}{10}$

$$\frac{800}{15} = 53.33\text{cm} \leq h_N \leq \frac{800}{10} = 80\text{cm} \rightarrow h_N = 70\text{cm}$$

• **Condition de la raideur**

La nervure est rigide si : $\frac{\pi}{2} \cdot l_e \geq l_{\max}$

$$\text{Avec : } l_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{B_{\text{SFK}}}}$$

E: Module de Young (E=20000MPa),

K_{sol} : Coefficient de raideur du sol ($0,5kg/cm^3 \leq K \leq 12kg/cm^3$), pour notre cas $K= 4kg/m^3$ (densité moyenne)

b_{SF} : Largeur de la semelle ($b_{SF}=1m$),

I: Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$.

b_N : Largeur de la nervure ($b=1m$).

On aura : $h_N \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times K_{sol} \times b_{SF} \times L_{max}^4}{E \times b_N \times \pi^4}} \rightarrow h_N \geq 1.59 m$

- Selon RPA les pièces fléchies (un élément linéaire ou à deux dimensions, soumis à la flexion simple ou déviée), pour lequel on satisfait aux conditions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} V_{max} \leq 0,1 \\ h \leq l/4 \end{array} \right\}$$

h: représente la hauteur de la section droite de l'élément

l: est la portée entre nus de l'élément

La pièce est dite "courte" lorsque $h > l/4$

$$h_N \leq l_{max}/4 = 8/4 = 2m$$

$$h_N = 160 \text{ cm}$$

❖ **Choix final**

- Epaisseur de la dalle du radie : $h=40 \text{ cm}$;
- Les dimensions de la nervure : $h_N = 160 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$.

VII.3.4. 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 :

$$N_u \leq 0.045 \mu_c h \frac{f_{c2}}{\gamma_b}$$

N_u : la charge de calcul du poteau le plus sollicité = -4513.84 KN.

μ_c : périmètre du contour cisailé = $2(a + h) + 2n$

$$h \geq 4 \left(\frac{N_u \cdot \gamma_b}{0.045 f_{c2}} - 4\alpha \right) \rightarrow h = 35 \text{ cm}$$

VII.3.5. Caractéristiques géométriques du radier

Tab VII.4 : Caractéristiques géométrique du raider.

Position de centre de gravité		Moments d'inerties	
$x_G(m)$	$y_G(m)$	$I_{xx}(m^4)$	$I_{yy}(m^4)$
14.91	12.94	75245.25	47674.9

VII.3.6. Vérification de la stabilité du radier

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage dus aux efforts horizontaux.

$$e_0 = \frac{M_R}{N_R} \leq \frac{B}{4}$$

Avec :

e_0 : la plus grande valeur de l'excentricité due aux charges sismiques.

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

N_R : effort normal de la structure.

B : la largeur du radier.

$$N_R = N_{\text{structure}} + N_{\text{radier}} = 27058.87 + (25 \times 14002.8 \times 0.4) = 167086.87 \text{ kN.}$$

$$M_R = M_0 + V_0 \cdot h = 28456.52 \text{ kN.m}$$

$$e_0 = \frac{28456.52}{167086.87} = 1.7 \leq \frac{40}{4} = 10 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc le bâtiment est stable.

VII.3.7. Calcul des contraintes

a. Sollicitation du premier genre

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{rad}}} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

$$N_{\text{ser}} = 167086.87 \text{ kN}$$

$$\sigma_{\text{ser}} = 119.32 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 200 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b. Sollicitation du second genre

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_2) :

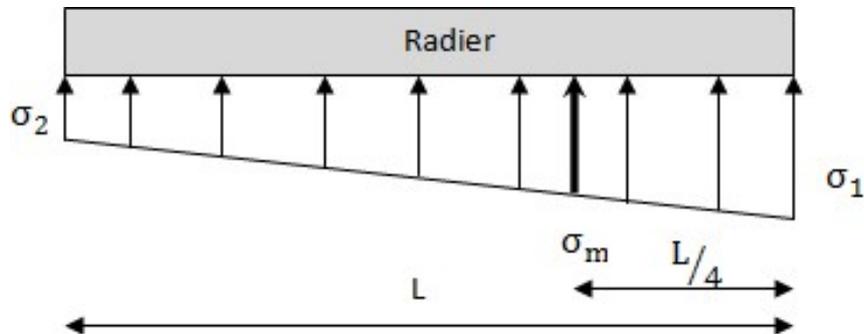
$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_R}{I} X_G \quad ; \quad \sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_R}{I} Y_G$$

Avec : - σ_1 : contrainte maximale du sol.

- σ_2 : contrainte minimale du sol.

• si $\sigma_2 > 0$: la répartition est trapézoïdale ; $\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$.

• si $\sigma_2 = 0$: la répartition est triangulaire ; $\sigma_1 \leq 1.33\sigma_{\text{sol}}$.



FigVII.8 : surface nécessaire du radier.

❖ ELU

$$N_u = N_{\text{structure}} + 1.35N_{\text{radier}} = 189037.8 \text{ kN.}$$

$$M_R = 28456.52 \text{ kN.}$$

Tab VII.5 : Contrainte sous le radier à l'ELU.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	191.38	183.94	189.52
Sens y-y	223.9	212.24	221
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{\text{sol}} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{\text{sol}} = 266$

❖ ELS

$$N_u = 167086.87 \text{ kN.}$$

$$M_R = 28456.52 \text{ kN.}$$

Tab VII.6 : Contrainte sous le radier à l'ELS.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	175.71	168.26	173.85
Sens y-y	208.32	196.65	205.40
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{\text{sol}}$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{\text{sol}}$

Conclusion :

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens à l'ELU et l'ELS, donc pas de risque de soulèvement

c. Détermination des sollicitations les plus défavorables

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivante :

ELU : $\sigma_u = 221 \text{ kN/m}^2$

ELS : $\sigma_{ser} = 205.4 \text{ qrkN/m}^2$

VII.3.8. Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé. Le ferrailage de la dalle du radier se fait comme celui du plancher.

La fissuration est considérée préjudiciable.

a. Ferrailage de la dalle du radier

❖ **Valeur de la pression sous radier**

ELU : $q_u = 1 \text{ m. } \sigma_u = 221 \text{ kN/m}^2$

ELS : $q_{ser} = 1 \text{ m. } \sigma_{ser} = 205.4 \text{ qrkN/m}^2$

❖ **Calcul des moments**

Si $0.4 < \frac{L_x}{L_y} < 1 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$M_x = \mu_x \cdot q L_x^2 \rightarrow$ sens de la petite portée.

$M_y = \mu_y \cdot M_x \rightarrow$ sens de la grande portée.

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastres au niveau des appuis, d'ou on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

• **Panneau de rive**

- Moment en travée : $M_{tx} = 0.85M_x$

$M_{ty} = 0.85M_y$

- Moment sur appuis : $M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x$

- $M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8}$

Tab VII.7 : Calcul des moments.

Panneaux	L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
ELU	3.9	5.4	0.72	0.0658	0.4624	221.52	188.29	102.43	87.06	110.76
ELS	3.9	5.4	0.72	0.0658	0.4624	205.57	174.73	95.06	80.80	102.79

❖ Calcul du ferrailage

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis. On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple (organigramme I, voire annexe).

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$; $h=40\text{cm}$
 $d=0,9h=36\text{cm}$.

Tab VII.8 : ferrailage des panneaux du radier.

	Sens	$M_u(\text{kNm})$	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$	S_t
Travée	x-x	188.29	15.89	8HA16	16.08	25
	y-y	87.06	7.12	8HA14	12.32	25
Appui	x-x	110.56	9.13	8HA14	12.32	25
	y-y					

b. Vérifications nécessaires

❖ Espacement

$$Esp \leq \text{Min}(4h; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(160\text{cm}; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

Sens x-x :

$$S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < 40\text{cm} \rightarrow \text{on opte: } S_t = 10\text{cm}.$$

Sens y-y :

$$S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < 40\text{cm} \rightarrow \text{on opte: } S_t = 15\text{cm}.$$

❖ Condition de non fragilité

$$A_s^{min} = 0.23bd \frac{f_{c28}}{f_e} = 4.34\text{cm}^2 < 12.32\text{cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification des contraintes à l'ELS

Tab VII.9 : Vérification des contraintes.

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$	Vérification
Travée	x-x	174.73	16.08	9.84	15	224.01	201,6	non
	y-y	80.80	12.32	5.02	15	133.62	201,6	oui
Appuis	x-x	102.79	12.32	6.39	15	113.32	201,6	oui
	y-y							

N.B : les contraintes dépassent les valeurs admissibles, donc il faut augmenter la section de ferrailage.

Tab VII.10 : Vérification des contraintes du nouveau choix.

	Sens	M _{ser} (kNm)	Choix	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s	Vérification
Travée	x-x	174.73	8HA20	25.13	6.98	15	194.81	201,6	non
	y-y	80.80	7HA20	12.32	4.07	15	145.36	201,6	non
Appuis	x-x	102.79	7HA16	12.32	6.08	15	165.74	201,6	non
	y-y								

❖ Vérification de la contrainte tangentielle du béton

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0.1f_{c28}; 4\text{MPa})$

$T_u = \frac{q_u \cdot L}{2} = 430.95 \text{ kN}$. $\rightarrow \tau_u = 1.20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée.

VII.3.9. Ferrailage des nervures

a. Calcul des efforts

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire.

On a : $M_0 = \frac{P \cdot L^2}{8}$

- Moment en travée : $M_t = 0.85M_0$

- Moment sur appuis : $M_a = 0.5M_0$

b. Calcul de ferrailage

$h_N = 160 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = 144 \text{ cm}$; $A_s^{\text{min}} = 0.5\%b \cdot h$

❖ Sens y-y

$P_u = 221 \text{ kN}$.

$L_y = 5.4 \text{ m}$.

Tab VII.11 : Ferrailage des nervures (y-y).

	$M_u(\text{kNm})$	μ	α	$Z(\text{cm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	684.71	0.023	0.029	142.30	13.82	8HA20	25.13
Appuis	402.77	0.014	0.017	143	8.10	8HA16	16.08

❖ Sens x-x

$P_u = 221 \text{ kN}$.

$L_x = 3.9 \text{ m}$.

Tab VII.12 : Ferrailage des nervures (x-x).

	$M_u(\text{kNm})$	μ	α	$Z(\text{cm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	357.15	0.012	0.015	143.12	7.17	6HA14	9.24
Appuis	210.1	0.007	0.0089	143.48	4.21	3HA14	4.62

c. Vérifications nécessaires

❖ Condition de non fragilité

$$A_s^{\text{min}} = 0.23bd \frac{f_{c28}}{f_e} = 17.39 \text{ cm}^2 < 25.13 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification des contraintes à l'ELS

$P_{\text{ser}} = 205.4 \text{ kN}$.

$L_y = 5.4 \text{ m}$.

$L_x = 3.9 \text{ m}$.

Tab VII.13 : Vérification des contraintes.

Nervures	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
1 Porteuse	Travée	636.38	25.13	3.30	15	162.76	201,6	OK
	Appui	374.34	16.08	2.94	15	134.41	201,6	OK
2	Travée	331.94	9.24	2.34	15	117.38	201,6	OK

Non p.	Appui	195.26	4.62	1.64	15	70	201,6	OK
--------	-------	--------	------	------	----	----	-------	----

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0.1f_{c28}; 4\text{MPa})$

$T_u = \frac{q_u \cdot L}{2} = 430.95\text{kN}$. $\rightarrow \tau_u = 1.20\text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée.

❖ **Armatures transversales**

• **BAEL 91 modifié99**

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj}K}{0.8f_e} ; K = 1 \text{ pas de reprise bétonage}$$

$S_t \leq \text{Min}(0.9d ; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$

$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2} ; 0.4\text{MPa}\right) = 0.4\text{MPa}$

• **RPA99 version 2003**

$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.003b_0$

$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4} ; 12\varphi\right) = 15\text{cm} \dots \dots \dots$ zone nodale

$S_t \leq \frac{h}{2} = 25\text{cm} \dots \dots \dots$ zone courante

Tab VII.14 : choix des armatures transversales.

	Section	Sens	Zone	St(cm)	Φt (cm)	At calculée (cm ²)	Choixdes armatures	At (cm ²)
Nervures	60x125	Porteur	Courante	25	1,0	4,5	7HA10	5,5
			Nodale	15		2,7	7HA10	5,5
		Non porteur	Courante	25		4,5	6HA10	4,71
			Nodale	15		2,7	6HA10	4,71

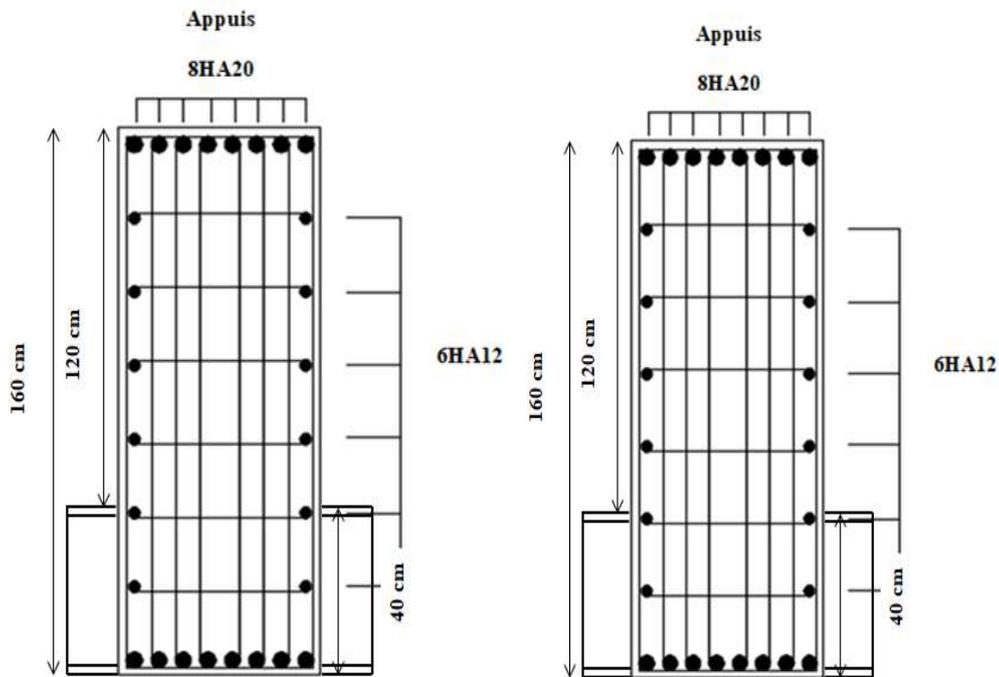
❖ **Armatures de peau**

Les armatures de peau sont réparties à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins 3cm² par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculaire à leur direction

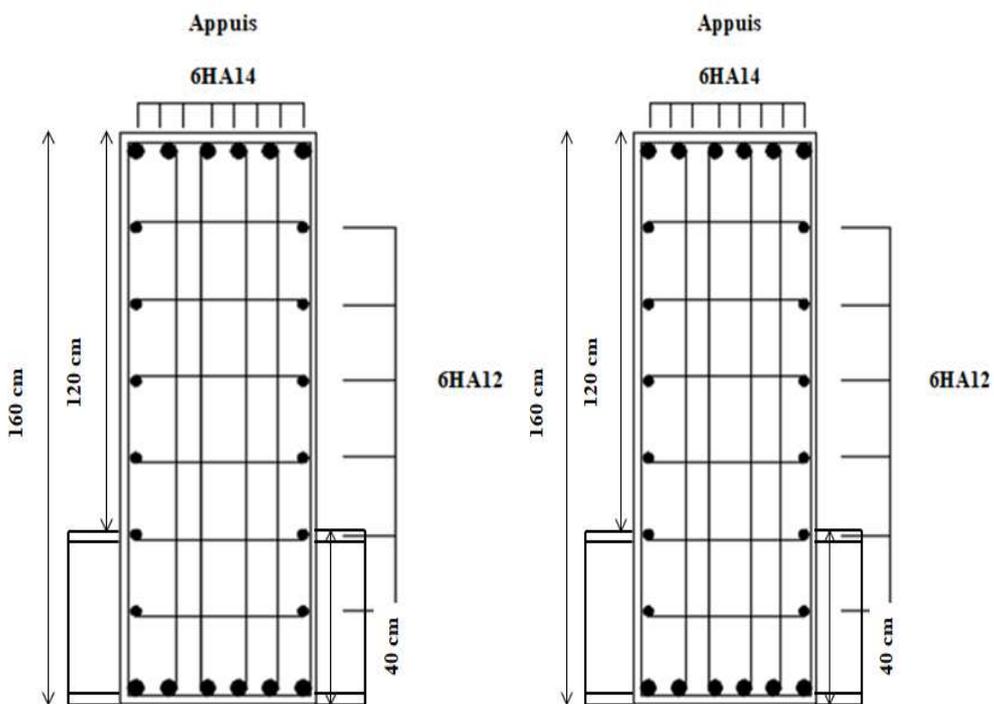
Dans notre cas : **h** = 160 cm

$A_p = 3\text{cm}^2/\text{ml} \times 160 = 4.80\text{ cm}^2$

On opte : 6HA12 $\rightarrow A_p = 6.79 \text{ cm}^2$.



FigVII.9 : Schéma de ferrailage de la nervure dans le sens porteur.



FigVII.10 : Schéma de ferrailage de la nervure dans le sens non porteur.

Conclusion

générale

Conclusion Générale

L'étude de ce projet est notre première vraie épreuve avant de s'insérer dans la vie active, ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul de structure par élément finis, ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

Ce travail a pour l'objectif de voir au détail l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'un bâtiment, ainsi que le choix de ces éléments et leurs dimensionnement, donc la conception du bâtiment.

En effet, la réalisation d'un ouvrage ne peut se faire sans qu'on fasse une bonne étude "un ouvrage bien conçu est un ouvrage bien étudié et bien réalisé".

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumées dans les points suivants :

- L'étude dynamique en zone sismique a été faite par la méthode modale spectrale ; on a modélisé la structure en utilisant le logiciel « **Autodesk Robot structural analysis 2019** ». Après plusieurs tâtonnements et pour arriver à un model final vérifié on a opté des palées de stabilité en V.
- La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique d'une importance équivalente à celle du dimensionnement des éléments pour la sécurité finale de la structure ; le calcul des assemblages est fait par le logiciel« **Autodesk Robot structural analysis 2019** » et « **IDEA Statica 10** ».
- Nous avons approfondi nos connaissances en matière d'application des règlements et des certaines méthodes Tel que : **Eurocode III et IV, L'Eurocode IX, CCM97, RPA99** etc.
- Le vent, comme le séisme, peut engendrer des dégâts importants dans les constructions, ce qui fait de l'étude au vent une étape très importante dans les calculs des structures métalliques. Le règlement **neige & vent 2013 « RNV 2013 »** est utilisé pour calculer la pression due au vent.
- Vu sa bonne rigidité et son poids léger, l'acier nous offre la possibilité de concevoir des éléments de grandes portées.
- Utilisation de l'outil informatique (logiciel **ROBOT, AUTOCAD, Microsoft Excel**) permet d'obtenir des résultats précis ; gagner du temps et facilite l'étude de la structure.

Références bibliographique

- [1] Règles Parasismiques Algériennes RPA99 modifiées 2003, 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 sikafill :

Sikafill peut être appliqué sur de nombreux supports

Béton et Mortier

Fibrociment

Briques

Tôle

Poutres

Acier-Zinc-Aluminium

Avantages

- Empêche la pénétration des eaux de pluie tout en laissant « respirer » le support.
- Tenue aux intempéries, au vieillissement, à l'action prolongée du gel et des U.V.
- Élasticité : conserve une excellente souplesse.
- Résiste à la micro-fissuration du support.
- Adhère sur de nombreux supports.
- Application facile et propre.
- Sans solvant.

BUILDING TRUST 

SIKAFILL®



Revêtement souple de protection contre les intempéries



Conditionnement

- Sacs de 5 kg

Couleurs

 Blanc

 Terre Cuivrée

Consommation

- Dépend de la porosité et de la rugosité du support. Sur béton : 0,800 à 1,2 kg/m² en deux couches.

Séchage (à 20°C à titre indicatif)

Iters possible	Sec	Repassable
2-3 heures	5-6 heures	24 heures

SMA EL DAZAR

25, route de Louisa
50112 Pocholpa - Alger
Tél: 021 50 00 00 ou 01
Fax: 021 50 00 00
Mét: 046 00 00 00
E-mail: sma@el-dazar.com
Contact: sma@el-dazar.com





SIKAFILL®

Un moyen d'imperméabilisation durable, facile, simple et propre

BUILDING TRUST 

Conditions d'application

- Les supports doivent être propres, secs, débarrassés de toutes parties non adhésives (grasses, huiles, résidus peints...).
- Les supports synthétiques (PVC, polyester) seront légèrement poncés afin de créer une micro-rugosité.
- Les supports métalliques seront soigneusement dégraissés.
- Les toitures ou terrasses doivent avoir une pente correcte pour le drainage.
- Sikafill ne peut pas être en contact permanent avec l'eau ou l'humidité.
- Ne pas appliquer par temps de pluie, de gel ou sous forte chaleur (Température maximale d'application : + 30° C).

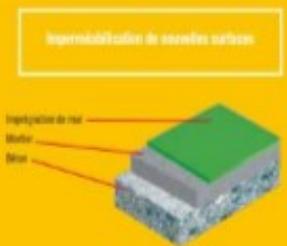
Domaines d'application

- Protection des façades contre les infiltrations d'eau de ruissellement.
- Étanchéité des toitures.
- Réparation de toiles, de gouttières en zinc ou PVC.
- Portage des joints et fissures.

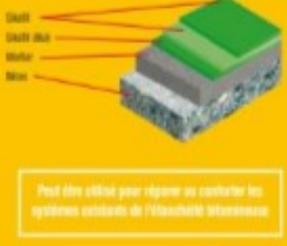
Mise en œuvre

- Mélanger le produit manuellement jusqu'à ce qu'il soit homogène.
- Le SIKAFILL est vendu prêt à l'emploi. Le produit doit être appliqué par à l'aiguillage de la couche d'impression.
- La couche d'impression (sur béton ou mortier) : Dans un récipient propre diluer Sikafill avec 10 à 20 % d'eau.
- Avec un rouleau ou une brosse, étendre la dilution sur la surface comme primaire.
- Laisser sécher la couche d'appât (environ 2 heures) puis appliquer un minimum de deux couches de Sikafill non dilué. Avant d'appliquer une couche sur la précédente, vérifier que la précédente est complètement sèche.

Imperméabilisation de nouvelles surfaces



Peut être utilisé pour réparer ou compléter les systèmes existants de l'étanchéité bitumineuse





ANNEXE I :

Annexe B

- Fiche technique plancher technique

⇒ CARACTÉRISTIQUES TECHNIQUES

CARACTÉRISTIQUES TECHNIQUES		DT 30		DT 40				DTBC 30		DTBC 40		DTB 30	DTB 40	OPTICAL
	SERIE FACS	170U AC308 (1,5 mm)		A42 (1,6 mm)		170U AC308 (1,5 mm)		94C AC308 (1,5 mm)		94C AC308 (1,5 mm)		94C AC308 (1,5 mm)	94C AC308 (1,5 mm)	94C AC308 (1,5 mm)
	Finiss surface	lustré / avec enduit sans saupis		lustré	lustré	10e abr (1,5 mm)								
EPURE CONCRÉTÉ DE HAUTE CLASSE (kg)	Aspiration (sans fibres)	280	220	254	212	450	344	250	220	375	344	220	344	200
	T60 6 (30 x 30 x 1,5 mm)	250	200	400	250	480	410	250	200	480	410	200	410	-
	T60 7 (30 x 30 x 1,5 mm)	400	300	650	540	710	650	600	500	710	650	500	650	-
EPURE CONCRÉTÉ AU CENTRE DE LA DALLE (kg)	Aspiration (sans fibres)	450	290	373	309	640	500	390	290	503	500	290	500	220
	T60 6 (30 x 30 x 1,5 mm)	450	320	470	250	670	540	450	220	670	540	320	540	-
	T60 7 (30 x 30 x 1,5 mm)	650	520	600	540	800	720	650	520	800	720	520	720	-
CHARGE ADMISSIBLE (kg)	Aspiration (sans fibres)	1440	1100	1300	1060	2250	1600	1250	1100	1900	1600	1100	1600	-
Coefficient sécurité γ	Aspiration (sans fibres)	1A (20 30)		1A (20 30)				/		1A (20 30)		/		1A (20 10)
	T60 6 (30 x 30 x 1,5 mm)	/	/	/	/	/	/	/	/	1A (20 40)	/	/	/	/

Certification NF EN 12825 en cours

⇒ DÉFINITION DE LA NORME NF EN 12825

- Charge de rupture** : valeur maximum de l'effort admissible lors de la rupture de l'élément pendant l'essai de charge de rupture.
- Charge admissible** : charge égale au quotient de la charge de rupture divisée par coefficient de sécurité. La charge admissible est parfois appelée "charge d'utilisateur" ou "charge nominale".

Le coefficient de sécurité utilisé par DALTEC et la plupart des constructeurs est de 2.

CLASSE DE LA CHARGE	CLASSE						CLASSE DE LA FLÈCHE	FLÈCHE MAXIMALE
	1	2	3	4	5	6	A (le + correspondant)	2,5 mm
CHARGE DE RUPTURE	> 4 kN	> 6 kN	> 8 kN	> 9 kN	> 10 kN	> 12 kN	B	3 mm
CHARGE ADMISSIBLE	> 2 kN	> 3 kN	> 4 kN	> 4,5 kN	> 5 kN	> 6 kN	C (le - correspondant)	4 mm

Avant rupture, l'élément doit avoir supporté la charge de rupture correspondant à sa classe indiquée dans les colonnes ci-dessus.

Lorsque la charge appliquée est égale à la charge admissible, la flèche mesurée ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessus.

⇒ Selon la norme NF 67101 • Certificat CDB N° 976 94 002 J - 976 94 042 J • Toutes les dalles DT et DTB sont classées NF classe béton • Optical est classé NF (PN N° BA 01 021 - BA 01 022)

* Selon la norme européenne NF EN 12825 • Certificat 2008 453 1 • Résistance électrique transversale comprise entre 1×10^7 et 2×10^7 ohms selon la qualité du revêtement et la conception de la dalle (norme NF 62103 partie C) • Coefficient acoustique des dalles DALTEC varie entre 38 et 50 dB(A) selon la hauteur du béton et du revêtement utilisé.

ANNEXE I :

Annexe C

- Fiche technique tôle Hi-bond 55

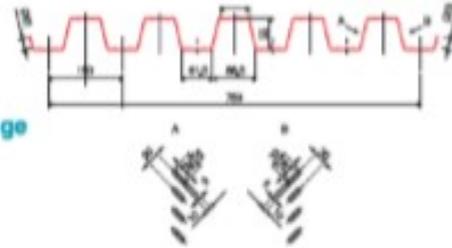


Identification

Ép. t en cm	Masse en kg/m ²
0,75	9,56
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	8,18
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/v ₁	Module de résistance I/v ₂
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

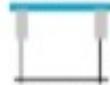
Distances maximales franchissables par tôle HI-BOND, telles que mesurées selon la figure de la colonne de gauche, admissibles sans étalement, pour chaque épaisseur de plancher, en fonction de l'épaisseur nominale t de la tôle et du nombre de travées couvertes par la tôle, pour une déformation du coffrage de 240/1^{ème} de la portée. Les colonnes de droite indiquent la distance maximale de part et d'autre d'une file de détails éventuelle.

ACIER



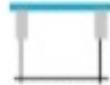
Portée = Clair + 5 cm

Béton



Portée = Clair + 5 cm

Bois



Portée = Entraxe

Épaisseur Plancher h en mm	t = 0,75 mm				t = 0,88 mm				t = 1,00 mm				t = 1,20 mm			
	5x	2x2	3x3x3	4x4												
10	2,70	3,60	3,33	3,35	2,85	3,80	3,52	3,53	2,96	3,95	3,66	3,67	3,14	4,08	3,86	4,23
11	2,80	3,48	3,32	3,15	2,74	3,66	3,30	3,48	2,85	3,81	3,53	3,71	3,02	4,00	3,73	4,08
12	2,91	3,36	3,11	2,95	2,89	2,94	3,28	3,26	2,76	3,69	3,41	3,57	2,93	3,91	3,62	3,91
13	2,43	3,26	3,02	2,78	2,97	3,44	3,19	3,18	2,68	3,59	3,32	3,44	2,85	3,81	3,52	3,77
14	2,37	3,17	2,94	2,64	2,90	3,34	3,00	3,01	2,61	3,49	3,23	3,33	2,76	3,70	3,42	3,64
15	2,31	3,10	2,87	2,51	2,44	3,26	3,02	2,86	2,54	3,41	3,15	3,17	2,69	3,61	3,34	3,53
16	2,25	3,02	2,80	2,39	2,38	3,19	2,95	2,72	2,48	3,30	3,08	3,02	2,63	3,50	3,26	3,43
17	2,20	2,95	2,73	2,29	2,33	3,12	2,86	2,80	2,43	3,26	3,01	2,89	2,57	3,45	3,19	3,33
18	2,15	2,89	2,67	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	2,63	2,11	2,23	3,00	2,77	2,40	2,34	3,13	2,90	2,66	2,48	3,33	3,08	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	2,65	2,41	3,27	3,02	2,96
22	2,00	2,69	2,49	1,93	2,11	2,84	2,62	2,15	2,21	2,96	2,74	2,58	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	2,88	2,66	2,23	2,27	3,05	2,82	2,68

Pour les valeurs en italique, l'épaisseur de plancher est supérieure à 35.

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 Bouda • Chemin Berbessa • BP233 Koléa • Tipaza • Algérie
 Tél. : 024 59 34 17/ 20/ 21
 Fax : 05 54 30 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 D

- **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 E

ORGANIGRAMME -1- SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

Cas générale

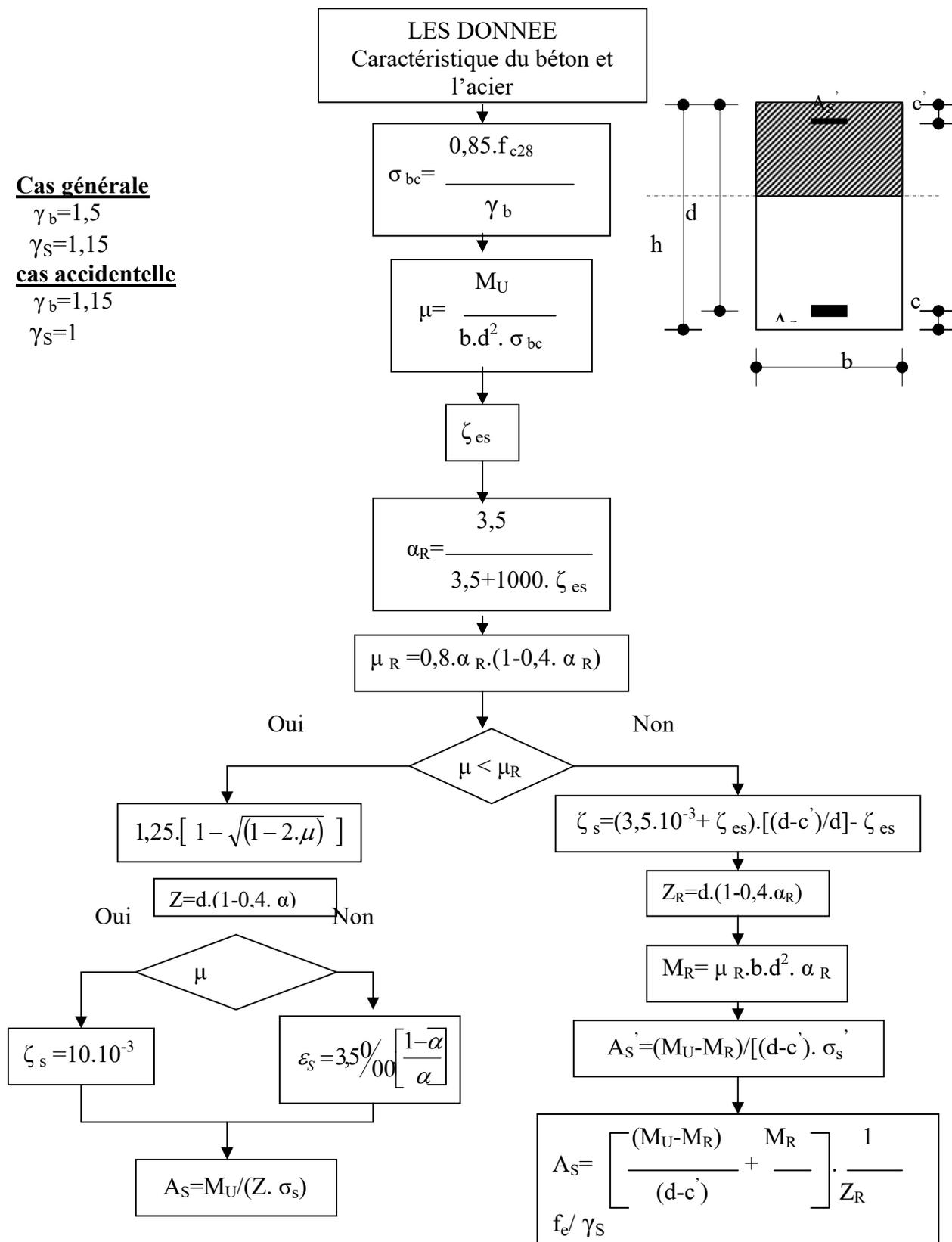
$$\gamma_b = 1,5$$

$$\gamma_s = 1,15$$

cas accidentelle

$$\gamma_b = 1,15$$

$$\gamma_s = 1$$



ANNEXE I :

ORGANIGRAMME-4- FLEXION COMPOSEE A E.L.S

