

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO)
Faculté du Génie de la Construction
Département de Génie Civil



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

*En vue de l'obtention du diplôme de master
de l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou*

Filière : Génie Civil

Spécialité : Construction métallique

Thème

**Étude paramétrique de l'influence du type de
contreventement sur le comportement d'un
bâtiment en C.M**

Présenté par :

M^{elle} SEKHI Chanez

Devant le jury composé de :

Mr ILLOULI Said	Professeur à l'UMMTO	Président.
Mr AKKOUCHE Karim	Maitre-assistant à l'UMMTO	Examineur.
Mr LABIOD Mahfoud	Maitre-assistant A à l'UMMTO	Encadrant.

Remerciements

Je tiens avant tout à exprimer ma profonde gratitude à **Allah**, Le Tout-Puissant, pour m'avoir accordé la force, la patience, la santé et la persévérance nécessaires pour mener à bien ce travail. Sans Sa volonté, rien de tout cela n'aurait été possible.

Je tiens à adresser mes plus sincères remerciements à **Mr LABIOD.M**, mon encadreur, pour sa disponibilité, sa rigueur scientifique et ses conseils éclairés tout au long de cette étude. Son implication, son sens de l'écoute et ses remarques toujours pertinentes ont été d'une aide précieuse dans l'orientation et l'approfondissement de ce mémoire. C'est grâce à son accompagnement attentif que j'ai pu franchir les étapes les plus exigeantes de ce travail avec confiance.

J'exprime mes profondes reconnaissances à nos deux professeurs **Mr DAHMANI.L** et **Mr AKKOUCHE. K** pour le temps qu'ils nous ont accordés, de leurs orientations efficaces durant l'évolution de ce travail

Je remercie également les membres du jury qui me font l'honneur de présider et d'examiner ce travail.

Mes remerciements s'adressent également à **l'ensemble des enseignants** en particulier ceux de la spécialité qui ont contribué, tout au long de mon parcours, à ma formation académique et personnelle.

Dédicace

À **ma chère mère,**

Toi qui es mon pilier, mon refuge et ma lumière dans les moments d'ombre.
Pour ton amour inconditionnel, tes prières silencieuses, tes sacrifices immenses et ton soutien de chaque instant...

Ce travail t'est dédié, avec tout mon amour et ma reconnaissance éternelle.

À **mon père,**

Pour ta sagesse, ta force tranquille et ta présence rassurante.
Merci d'avoir toujours cru en moi, même dans le silence.
Ton exemple m'a inspiré à persévérer et à viser plus haut.

À **mes sœurs : Céline, Damia et Massilva,**

Merci pour votre tendresse, vos encouragements et vos mots qui ont su, parfois, soulager les moments les plus stressants.

Votre présence est une richesse inestimable dans ma vie.

À **toute la famille SEKHI,**

Pour votre affection, vos encouragements, et cette chaleur familiale qui ne m'a jamais quittée.

Merci de faire partie de cette belle aventure.

À **cette personne si chère a mes yeux,**

À toi, qui as su être un phare lors de mes moments de doute et de découragement. Ta patience, ta bienveillance et tes mots réconfortants ont été un véritable soutien tout au long de ce chemin.

Ta présence m'a donné la force d'avancer, le courage de persévérer, et le sourire quand tout devenait lourd.

Ce mémoire porte aussi la trace de ton aide précieuse et de ta lumière discrète. Merci, du fond du cœur. À toi Rida.

À **toute la promotion "Construction Métallique",**

Pour ces années partagées, les échanges, les efforts communs et les souvenirs inoubliables.
Ce chemin parcouru ensemble restera gravé dans ma mémoire.

Table des matières

Introduction générale	1
------------------------------------	----------

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction :	2
I.2 Présentation de l'ouvrage :	2
I.3 Caractéristique géométrique du projet :	2
I.4 Lieu d'implantation du projet :	2
I.5 Vu en 3D :	3
I.6 Matériaux utilisés :	3
I.7 Les assemblages :	4
I.8 Conception structural :	5
I.9 Les escaliers :	7
I.10 Les balcons :	8
I.11 Toiture :	8
I.12 Les fondations :	9

Chapitre II : Les différents types de contreventements

II.1 Introduction :	10
II.2 Contexte et importance du contreventement en construction métallique :	10
II.3 Principes de fonctionnement du contreventement en construction métallique :	10
II.4 Principes généraux du contreventement :	11
II.4.1 Stabilité et rigidité des structures métalliques :	11
II.5 Classification des types de contreventement :	12
II.5.1 Ossature contreventée par palées triangulées :	12
II.5.2 Ossature contreventée par portiques :	15
II.6 Effets spécifiques du type de contreventement :	16
II.6.1 Répartition des efforts :	16
II.6.2 Ductilité et dissipation d'énergie :	16
II.6.3 Effort de torsion :	16
II.7 Conclusion :	17

Chapitre III : Évaluation des charges et surcharges

III.1	Introduction :.....	17
III.2	Charge climatique :	17
III.2.1	Effet du vent :.....	17
III.2.2	Action de neige :	28
III.3	Charges permanentes :.....	29
III.3.1	Plancher étage courant :.....	29
III.3.2	Murs extérieurs :.....	30
III.3.3	Les escaliers :.....	30
III.4	Surcharge d'exploitation :.....	31

Chapitre IV : Prédimensionnement des éléments secondaires

IV.1	Introduction :.....	32
IV.1.1	Les pannes :.....	32
IV.2	Prédimensionnement de l'échantignolle :.....	41
IV.3	Calcul des liernes :	42
IV.4	Conclusion :.....	44

Chapitre V : Étude du plancher mixte

V.1	Introduction :.....	45
V.2	Épaisseur de la dalle :.....	45
V.3	Prédimensionnement des solives (poutrelles).....	46
V.3.1	Phase de construction :	46
V.3.2	Phase finale :.....	48
V.3.3	Calcul des connecteurs :	50
V.4	Prédimensionnement des poutres principales :.....	53
V.4.1	Phase de construction :	53
V.4.2	Phase d'exploitation :	54
V.4.3	Calcul des connecteurs :	56
V.5	Prédimensionnement des poutres secondaires :.....	58
V.5.1	Phase de construction :	58
V.5.2	Phase d'exploitation :	59

V.6 Conclusion :	63
------------------	----

Chapitre VI : Prédimensionnement des éléments porteurs

VI.1 Introduction :	64
VI.2 Prédimensionnement de la traverse :	64
VI.3 Prédimensionnement des poteaux :	68
VI.3.1 Vérification des charges :	68

Chapitre VII : Prédimensionnement des éléments secondaires

VII.1 Introduction :	72
VII.2 Prédimensionnement des escaliers :	72
VII.2.1 Escalier à trois volées :	72
VII.3 Prédimensionnement des balcons :	81

Chapitre VIII : Étude sismique

VIII.1 Introduction :	84
VIII.2 Objectif de l'étude sismique	84
VIII.3 Méthode statique équivalente :	85
VIII.3.1 Principe :	85
VIII.3.2 Condition relative de la hauteur :	85
VIII.3.3 Condition de régularité en plan :	85
VIII.3.4 Condition liée a l'excentricité :	85
VIII.3.5 Condition de décrochement :	85
VIII.3.6 Condition sur les ouvertures :	86
VIII.3.7 Condition de régularité en élévation :	86
VIII.3.8 Calcul de la force sismique :	86
VIII.4 Conclusion :	97

Chapitre IX : Calcul des contreventements

IX.1 Introduction :	98
IX.1.1 Prédimensionnement des contreventements :	98

Chapitre X : Modélisation de la structure

X.1 Introduction :	102
X.2 Description du logiciel robot :	102

X.3	Étapes de modélisation par le logiciel Robot structural analysis :.....	102
X.3.1	Lancement du logiciel :	102
X.3.2	Réglage des préférences et des préférences de la tâche :	103
X.3.3	Unités et formats :	104
X.3.4	Norme de conception :.....	104
X.3.5	Modélisation du projet :.....	105
X.3.6	Définition des sections :.....	106
X.3.7	Définition de la structure :	107
X.3.8	Condition d'appuis :	107
X.3.9	Chargement :.....	107
X.3.10	Analyse de La structure :	108
X.4	Conclusion :	109

Chapitre XI : Comparaison entre les types des contreventements

XI.1	Introduction :.....	110
XI.2	Description des systèmes de contreventement :.....	110
XI.3	Conclusion :	114

Chapitre XII : Vérification des éléments de la structure avec robot

XII.1	Introduction :.....	116
XII.2	Méthode de travail :.....	116
XII.3	Résultat des vérifications a l'aide du logiciel robot a LELU :.....	117
XII.3.1	Vérification des poutres principales : <i>IPE 360</i>	117
XII.3.2	Vérification des poutres secondaires : <i>IPE O 270</i>	118
XII.3.3	Vérification des pannes : <i>IPE 180</i>	119
XII.3.4	Vérification des traverses : <i>IPE 360</i>	121
XII.3.5	Vérification des poteaux : <i>HEB 340</i>	122
XII.3.6	Vérification de la solive : <i>IPE 240</i>	123

Chapitre XIII : Calcul des assemblages

XIII.1	Introduction :.....	125
XIII.2	Assemblage poteau-poutre principale HEB 340 – IPE360	125

XIII.3	Vérification des assemblages avec le logiciel ROBOT :.....	130
--------	--	-----

Chapitre XIV : Étude des fondations

XIV.1	Introduction :.....	165
-------	---------------------	-----

XIV.2	Calcul de la base du poteau :	165
-------	-------------------------------------	-----

XIV.2.1	Données de base :	165
---------	-------------------------	-----

XIV.2.2	Calcul de la section nécessaire de la plaque d'assise :	165
---------	---	-----

XIV.2.3	Calcul de la section résistante :	165
---------	---	-----

XIV.2.4	Les dimensions de la plaque d'assise :	166
---------	--	-----

XIV.2.5	Calcul de l'épaisseur de la plaque d'assise :	166
---------	---	-----

XIV.2.6	Calcul des fondations :.....	166
---------	------------------------------	-----

Conclusion générale	172
----------------------------	--------------	------------

LISTE DES FIGURES

FIGURE I- 1 : FAÇADE PRINCIPALE DE L'OUVRAGE.	3
FIGURE I- 2 : COURBE CONTRAINTE DÉFORMATION	4
FIGURE I- 3: PLANCHER COLLABORANT ACIER-BÉTON.....	5
FIGURE I- 4: LA VUE DES CONTREVENTEMENTS EN Y SELON LA DIRECTION X-X.	6
FIGURE I- 5: LA VUE DES CONTREVENTEMENTS EN CHEVRON SELON LA DIRECTION X-X.....	6
FIGURE I- 6 : DIFFÉRENTES SECTIONS DES POTEAUX MÉTALLIQUES.....	7
FIGURE I- 7 : ESCALIER A DEUX VOLÉES	7
FIGURE I- 8 : ESCALIER HÉLICOÏDAL	7
FIGURE I- 9: BALCON.....	8
FIGURE I- 10: PANNEAU SANDWICH	ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.
FIGURE II- 1 : LES DIFFÉRENTS TYPES DES CONTREVENTEMENTS EXCENTRÉS.	13
FIGURE II- 2: LES DIFFÉRENTS TYPES DES CONTREVENTEMENTS EXCENTRÉS.....	13
FIGURE II- 3: CONTREVENTEMENT EN X.....	14
FIGURE II- 4: CONTREVENTEMENT EN K.....	14
FIGURE II- 5: CONTREVENTEMENT EN V ET V INVERSE.	15
FIGURE II- 6: OSSATURE EN PORTIQUES (À DES TRAVÉES)	16
FIGURE III- 1 : VALEUR DES COEFFICIENTS DE PRESSION EXTÉRIEUR CPE SUR LA PAROI VERTICALE.	18
FIGURE III- 2 : ZONE DE CPE LA TOITURE PLATE DIRECTION V1 DU VENT.....	19
FIGURE III- 3: ZONE DE CPE LES PAROIS VERTICALE DIRECTION V2 DU VENT.	22
FIGURE III- 4: ZONE DE CPE LA TOITURE PLATE DIRECTION V2 DU VENT.	23
FIGURE III- 5: CHARGE PERMANENTE DU MUR.....	30
FIGURE III- 6: CHARGES PERMANENTES DU VOLÉE.....	30
FIGURE III- 7: CHARGE PERMANENTE DU PALIER	30
FIGURE IV- 1: DISPOSITION DE LA TOITURE.....	32
FIGURE IV- 2: SCHÉMA STATIQUE DES CHARGES PERMANENTES G SUR LES PANNES	33
FIGURE IV- 3: DISPOSITION DE L'ÉCHANTIGNOLE.....	41
FIGURE IV- 4 : LA DISPOSITION DU LA LIERNE	42
FIGURE V- 1: LES COMPOSANTS DU PLANCHER MIXTE.....	45
FIGURE V- 2: LES CARACTÉRISTIQUES DE LA TÔLE HI-BOND.	46
FIGURE V- 3 : LA DISPOSITION DES SOLIVES	46

FIGURE V- 4: COUPE TRANSVERSALE D'UN PLANCHER MIXTE.....	48
FIGURE V- 5: LA POSITION D'UN CONNECTEUR.	50
FIGURE V- 6: DIMENSIONS MINIMALES DES GOUJONS.....	51
FIGURE V- 7: DISTRIBUTION PLASTIQUE DES CONTRAINTES NORMALES : CAS DE L'AXE NEUTRE PLASTIQUE DANS LA DALLE	55
FIGURE V- 8: GOUJONS BOULONNÉS.....	56
FIGURE VI- 1: DISPOSITION DES POTEAUX	68
FIGURE VII- 1 : ESCALIER A TROIS VOLÉES.....	72
FIGURE VII- 2: SCHÉMA DES ÉLÉMENTS CONSTITUTIFS D'UN ESCALIER MÉTALLIQUE.	73
FIGURE VIII- 1 : LA RÉPARTITION DE L'EFFORT SISMIQUE LONGITUDINAL SELON LA HAUTEUR...	96
FIGURE VIII- 2 : LA RÉPARTITION DE L'EFFORT SISMIQUE LONGITUDINAL SELON LA HAUTEUR...	97
FIGURE IX- 1 : CONTREVENTEMENT EN CHEVRON.....	98
FIGURE IX- 2 : CONTREVENTEMENT EN Y.....	100
FIGURE XI- 1: L'ÉVOLUTION DES DÉPLACEMENTS (EN MILLIMÈTRES) SELON LA HAUTEUR DU BÂTIMENT, COMPARANT DEUX TYPES DE CONTREVENTEMENT : EN V ET EN Y.....	111
FIGURE XI- 2: L'ÉVOLUTION DES EFFORTS SELON LA HAUTEUR DU BÂTIMENT, COMPARANT DEUX TYPES DE CONTREVENTEMENT : EN V ET EN Y.....	112
FIGURE XIII- 1: ASSEMBLAGE SOUDÉ POUTRE-PLATINE	125
FIGURE XIV- 1 : PIEDS DE POTEAU ENCASTRÉ.....	167

Liste des tableaux

TABLEAU III- 1: CPE POUR LES ZONES A,B,C,E	18
TABLEAU III- 2 : PRESSION AÉRODYNAMIQUE DU VENT $\theta = 0^{\circ}$	21
TABLEAU III- 3: CPE POUR LES ZONES A,B,C,D,E.....	22
TABLEAU III- 4: : CPE POUR LES ZONES F, G, H, I.....	24
TABLEAU III- 5: PRESSION AÉRODYNAMIQUE DU VENT $\theta = 90^{\circ}$	24
TABLEAU III- 6 : VALEURS DES FORCES HORIZONTALES ET VERTICALES (DIRECTION DU VENT $\theta = 0^{\circ}$ AVEC PRESSION INTÉRIEURE DE + 0.2.....	26
TABLEAU III- 7: VALEURS DES FORCES HORIZONTALES ET VERTICALES (DIRECTION DU VENT $\theta = 0^{\circ}$ AVEC PRESSION INTÉRIEURE DE - 0.3.....	26
TABLEAU III- 8: VALEURS DES FORCES HORIZONTALES ET VERTICALES (DIRECTION DU VENT $\theta = 90^{\circ}$ AVEC PRESSION INTÉRIEURE DE + 0.2.....	27
TABLEAU III- 9: VALEURS DES FORCES HORIZONTALES ET VERTICALES (DIRECTION DU VENT $\theta = 90^{\circ}$ AVEC PRESSION INTÉRIEURE DE - 0.3.....	27
TABLEAU III- 10: VALEURS DES FORCES LES PLUS DÉFAVORABLES ET COORDONNÉS DES POINTS D'APPLICATION (VENT $\theta = 0^{\circ}$)	28
TABLEAU III- 11: LES VALEURS DES CHARGES SUPPORTER PAR LE PLANCHER MIXTE	29
TABLEAU IV- 1 : LES CARACTÉRISTIQUES DU PROFILÉ IPE 120.....	34
TABLEAU IV- 2 : LES CARACTÉRISTIQUES DU PROFILÉ IPE 180.....	38
TABLEAU V- 1: LES CARACTÉRISTIQUES DU PROFILÉ IPE 240	47
TABLEAU V- 2: LES CARACTÉRISTIQUES DU PROFILÉ IPE360.....	53
TABLEAU V- 3 : LES CARACTÉRISTIQUES DU PROFILE IPE O270.....	59
TABLEAU VII- 1: LES CARACTÉRISTIQUES DU PROFILÉ UPN 200.....	77
TABLEAU VII- 2 : CARACTÉRISTIQUES DE L' IPE 220.....	80
TABLEAU VII- 3: COEFFICIENT D'ACCÉLÉRATION DE ZONE A	86
TABLEAU VII- 4: VALEUR T1 ET T2.....	87
TABLEAU VII- 5: VALEURS DE COEFFICIENT DE COMPORTEMENT R	89
TABLEAU VII- 6: POIDS DES ÉLÉMENTS CONSTITUANT DE L'ÉTAGE 1er, 2eme	92
TABLEAU VII- 7: POIDS DES ÉLÉMENTS CONSTITUANT DU 3eme ÉTAGE	92
TABLEAU VII- 8 : POIDS DES ÉLÉMENTS CONSTITUANT AU COMBLE.....	93
TABLEAU VII- 9: VALEURS DES POIDS DE LA STRUCTURE.....	93

TABLEAU VII- 10: VALEURS DE L'EFFORT SISMIQUE DANS LES DEUX SENS (LONGITUDINAL ET TRANSVERSAL)	94
TABLEAU VII- 11: VALEURS DES FORCES SISMIQUES SELON LE SENS LONGITUDINAL.....	94
TABLEAU VII- 12: VALEURS DES FORCES SISMIQUES SELON LE SENS TRANSVERSAL	95
TABLEAU VII- 13: VALEURS DES EFFORTS TRANCHANTS SELON LE SENS LONGITUDINAL	95
TABLEAU VII- 14: VALEURS DES EFFORTS TRANCHANTS SELON LE SENS TRANSVERSAL	96

LISTE DES NOTIONS

G : Charges permanents.

N: Surcharges climatiques de neige.

V : Surcharge climatique du vent.

Fw : Force de frottement.

Mcr : Moment critique élastique de déversement.

Nsd : Effort normal.

Vysd : Effort tranchant dans le plan des semelles.

Vzsd: Effort tranchant dans le plan de l'âme.

Vpl rd: Résistance de la section a l'effort tranchant.

Mely rd: Moment fléchissant de résistance élastique suivant yy.

Melz rd: Moment fléchissant de résistance élastique suivant zz.

Mply rd: Moment fléchissant de résistance plastique suivant yy.

Mplz rd: Moment fléchissant de résistance plastique suivant zz.

Mbrd : Moment fléchissant de résistance au déversement.

Mvrd : Moment fléchissant de résistance plastique réduit compte tenu de l'effort tranchant.

E: Module d'élasticité longitudinale.

Fy : Limite élastique de matériau.

Fu : Limite à la rupture du matériau ou résistance à la traction minimale spécifiée.

ν : Coefficient de Poisson.

A : Aire de la section brute.

Anet : Aire de la section nette au droit des trous de fixation.

Iy : Moment d'inertie suivant l'axe yy.

Iz : Moment d'inertie suivant l'axe zz.

d0 : Diamètre de trou.

\emptyset : Diamètre de boulon.

t : Epaisseur de la tôle.

tf : Epaisseur de la semelle.

tw : Epaisseur de l'âme.

b : Largeur de la semelle.

h : Hauteur de la section.

r : Rayon de raccordement âme/semelle.

i_y : Rayon de giration suivant l'axe yy .

i_z : Rayon de giration suivant l'axe zz .

Y_y : Axe parallèle aux semelles (Axe fort).

Z_z : Axe perpendiculaire aux semelles (Axe faible).

$l.l_0$: Longueur de l'élément.

l_y : Longueur de flambement autour de l'axe yy .

l_z : Longueur de flambement autour de l'axe zz .

L : Longueur de flambement latéral (pour le déversement).

W_{ely} : Module de résistance élastique de la section suivant l'axe yy .

W_{elz} : Module de résistance élastique de la section suivant l'axe zz .

ψ : Coefficient de combinaison.

λ : Elancement.

λ_1 : Elancement eulérien.

$\tilde{\lambda}$: Elancement réduit vis-à-vis du flambement.

$\tilde{\lambda}_{LT}$: Elancement réduit vis-à-vis du déversement.

χ : Facteur de réduction vis-à-vis du flambement.

χ_{LT} : Facteur de réduction vis-à-vis du déversement.

α : Facteur d'imperfection pour le flambement.

α_{LT} : Facteur d'imperfection pour le déversement.

F_y : Fleche suivant l'axe yy .

F_z : Fleche suivant l'axe zz .

F_{adm} : Fleche admissible.

λ_{lim} : L'élancement limite.

c : Largeur d'appui additionnelle pour les plaques d'assises.

t_p : L'épaisseur minimale de la plaque d'assise.

F_{ck} : Résistance du béton a la compression.

F_{jd} : Résistance de calcul a l'écrasement du matériau de scellement.

F_{cd} : Résistance de calcul a l'écrasement du béton.

F_{vrd} : Résistance de calcul au cisaillement du scellement de la plaque l'assise du poteau.

I_t : Moment d'inertie de torsion. c_1 : Facteur sans dimension qui dépend de la nature du diagramme des moments.

γ_c : Coefficient partiel de sécurité sur les propriétés du béton.

F_{ub} : Résistance ultime du boulon d'ancrage.

I_p : Inertie du poteau.

W_{ply} : Module de résistance plastique de la section suivant l'axe yy.

W_{plz} : Module de résistance plastique de la section suivant l'axe zz.

P : Poids propre.

γ_M : Facteur partiel de sécurité du matériau.

ΣN_i : Somme des efforts dans les boulons tendus

b_{eff} : Entraxe rangées des boulons.

f_{ctm} : Valeur moyenne de la résistance du béton à la traction.

N_1 : L'effort maximal de traction du boulon le plus éloigné du centre de rotation.

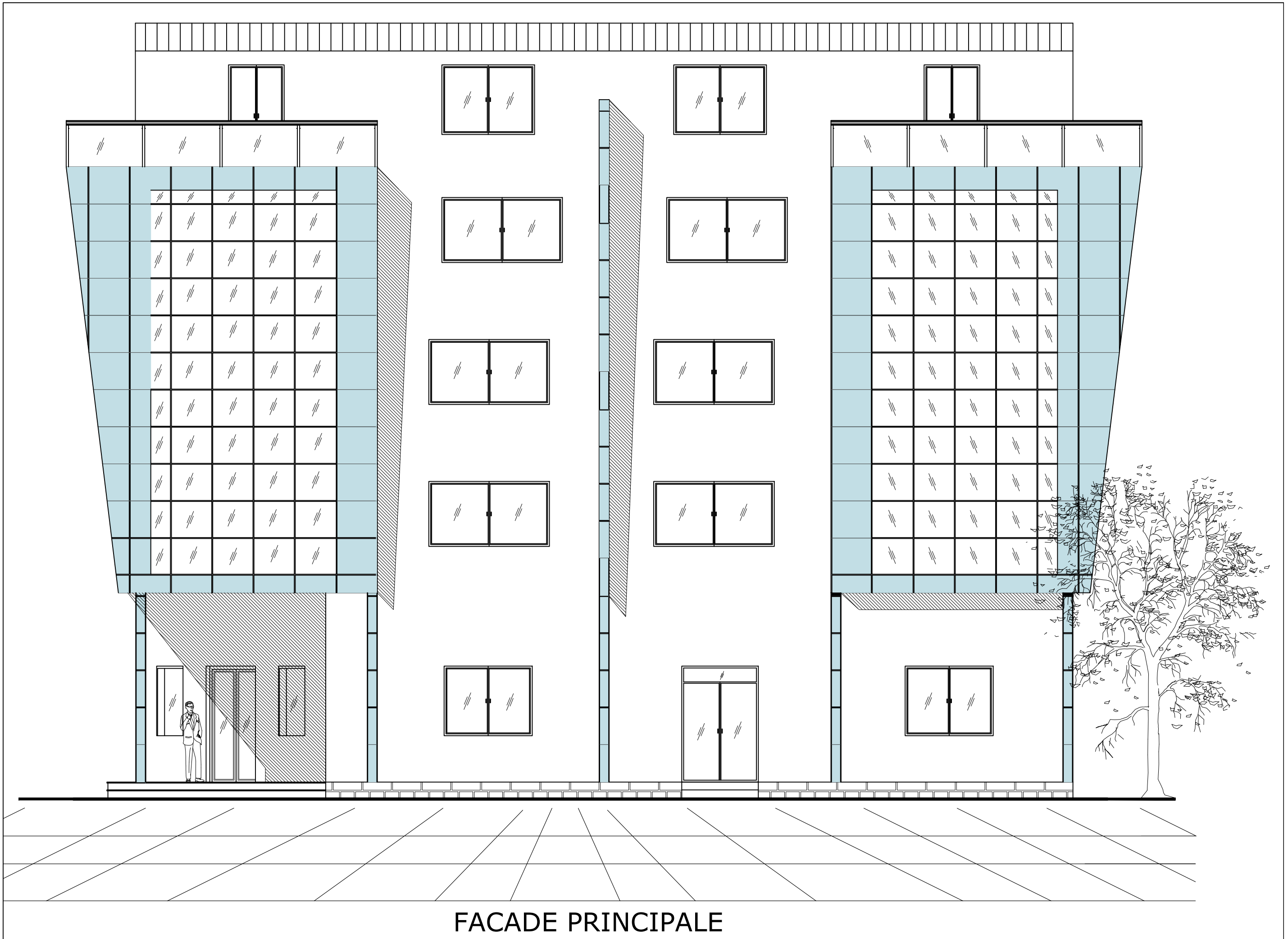
F_{trd} : Résistance de l'âme du Poteau à la traction.

N_{sd} : Effort normal de compression dans le poteau.

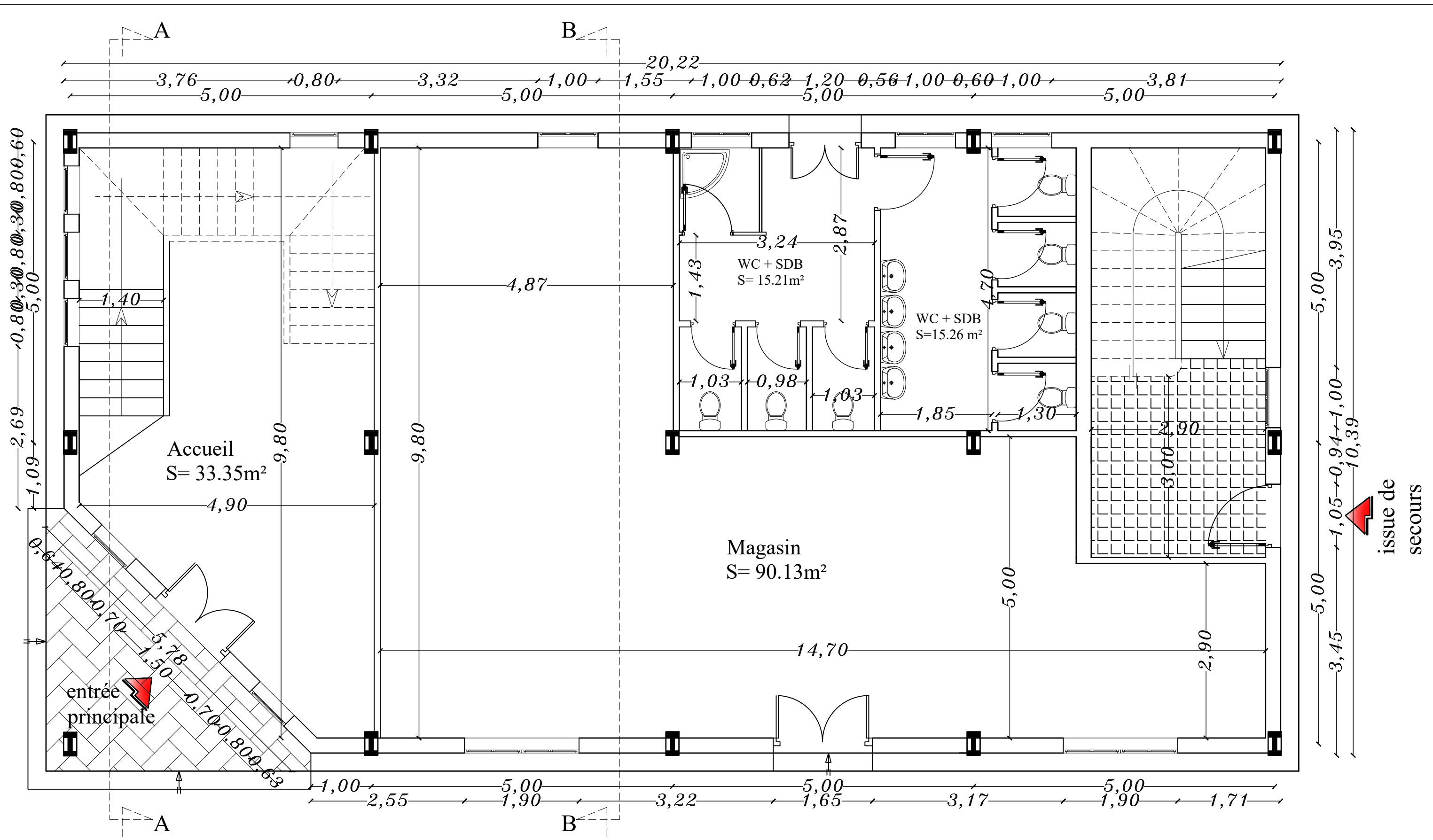
d_i : Distance des boulons par rapport au centre de rotation.

N : Nombre

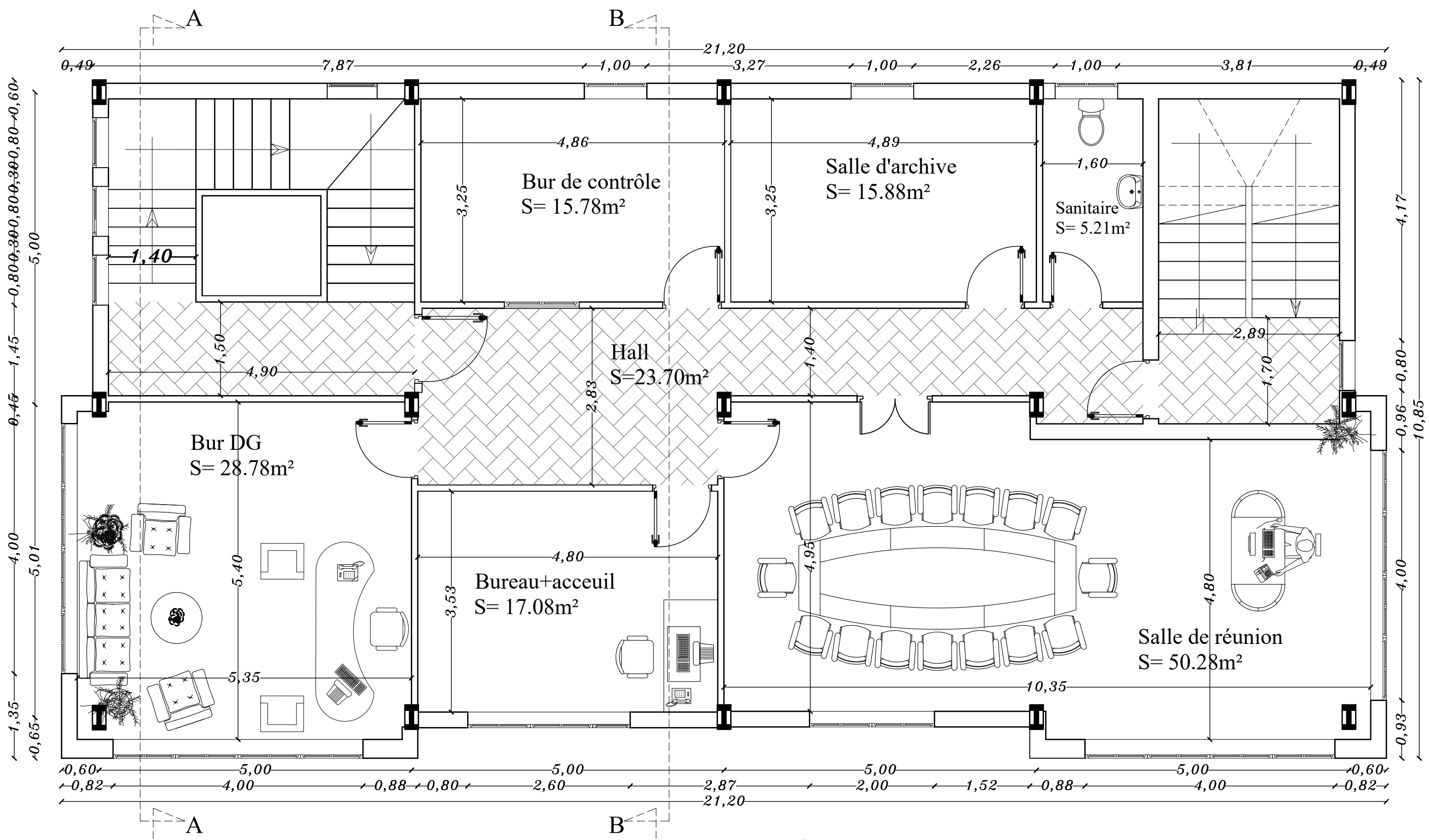
Les plans



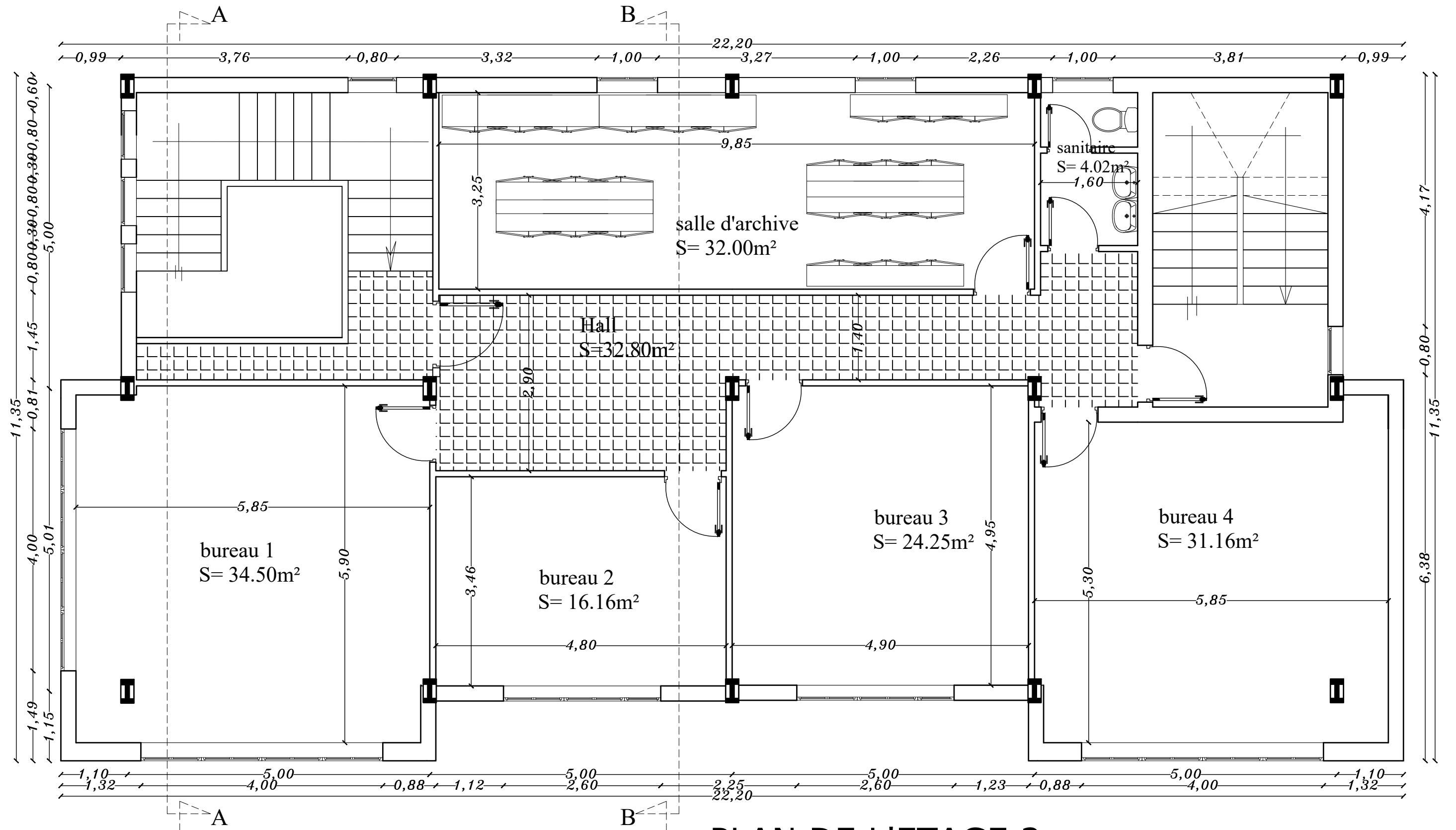
FACADE PRINCIPALE



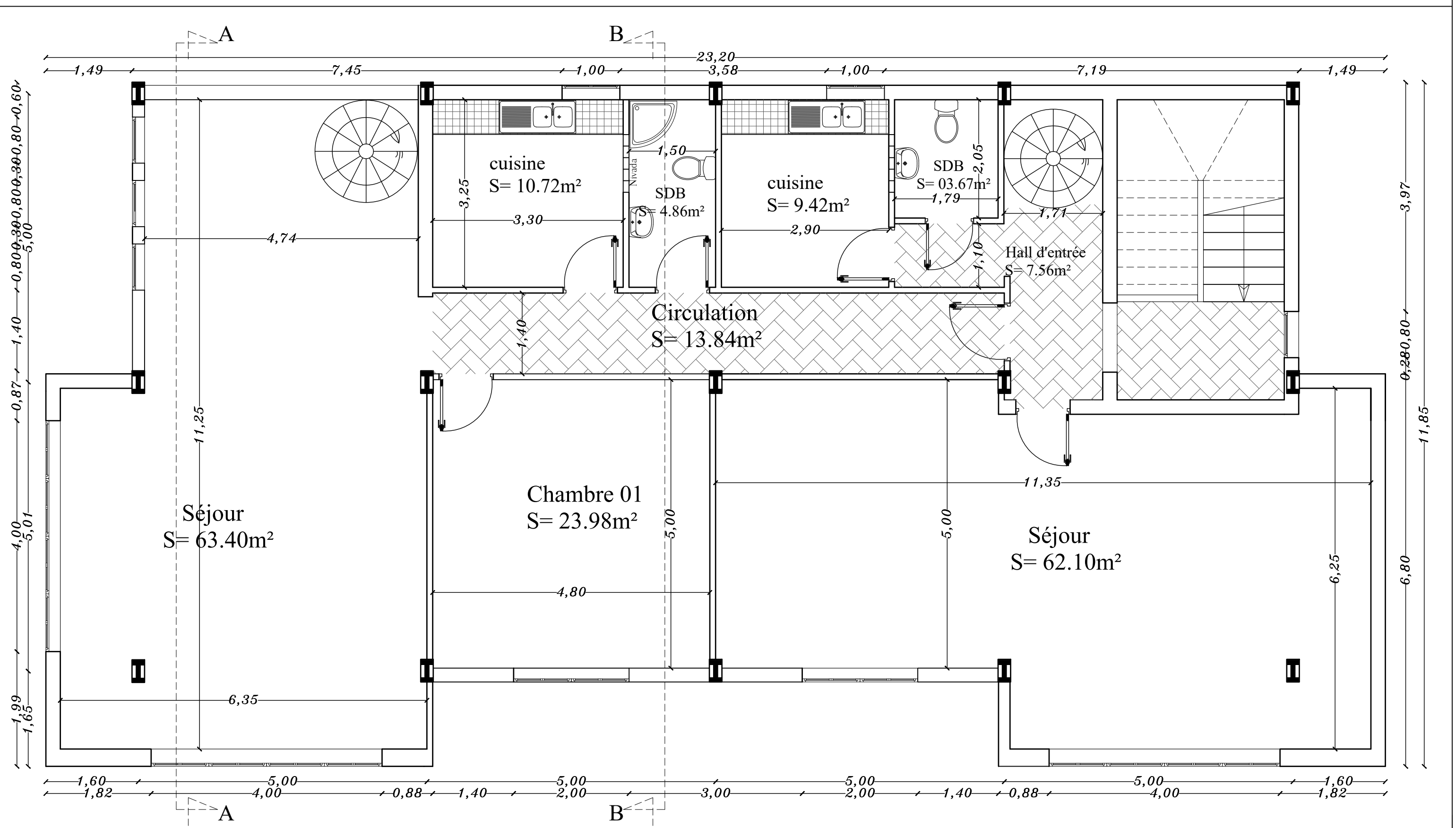
PLAN DU RDC



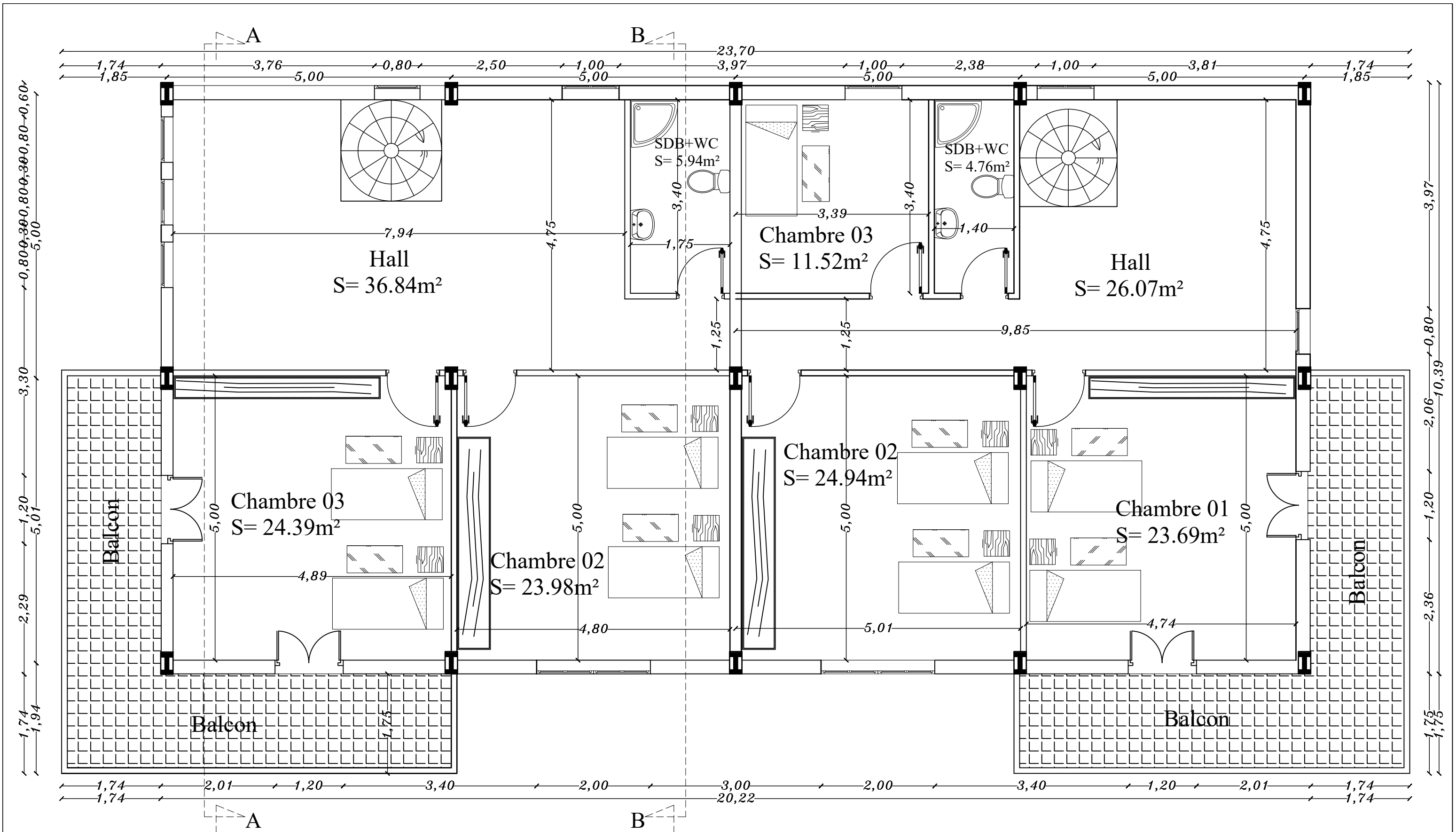
PLAN DE L'ETAGE 1



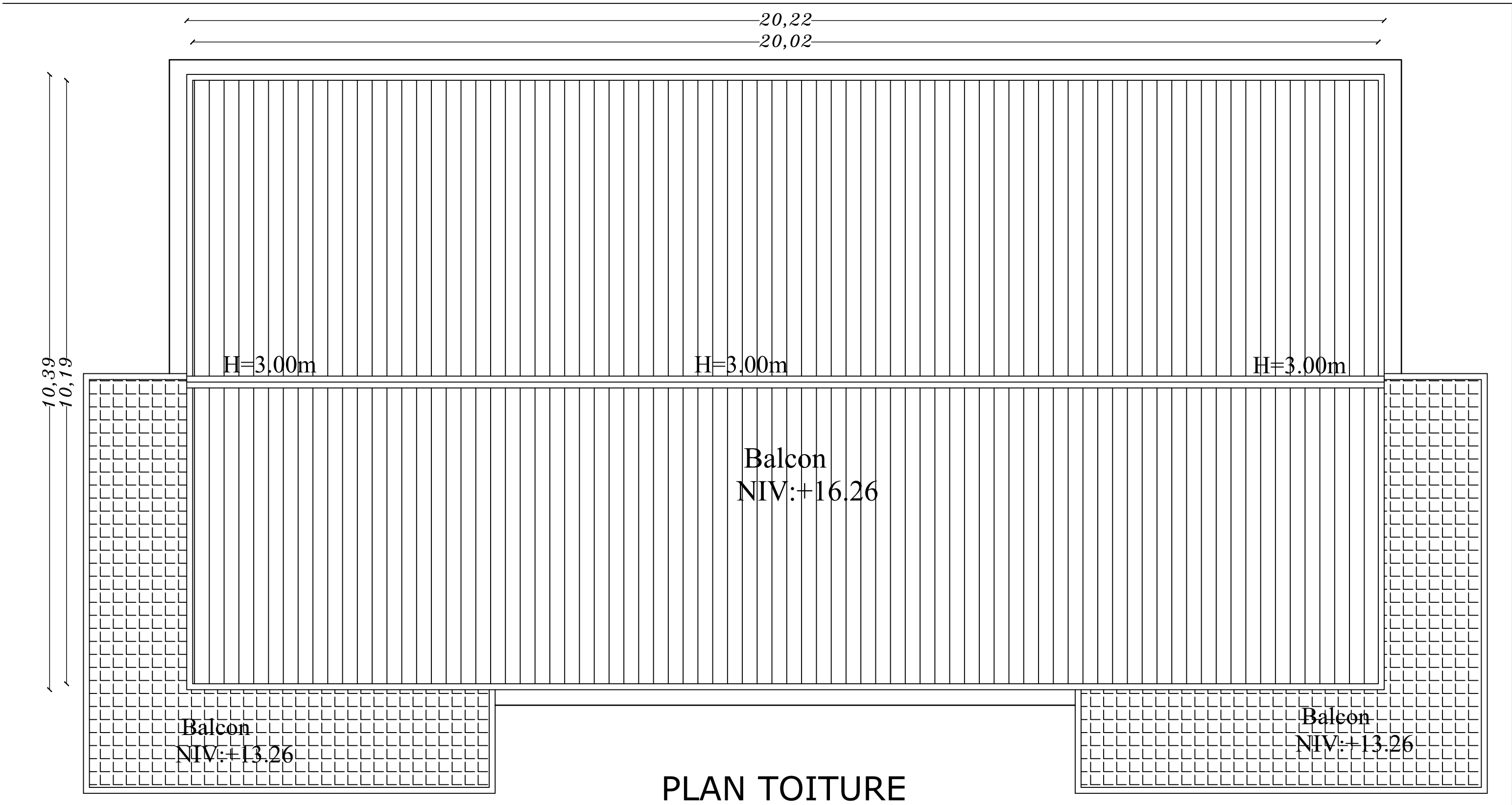
PLAN DE L'ETAGE 2

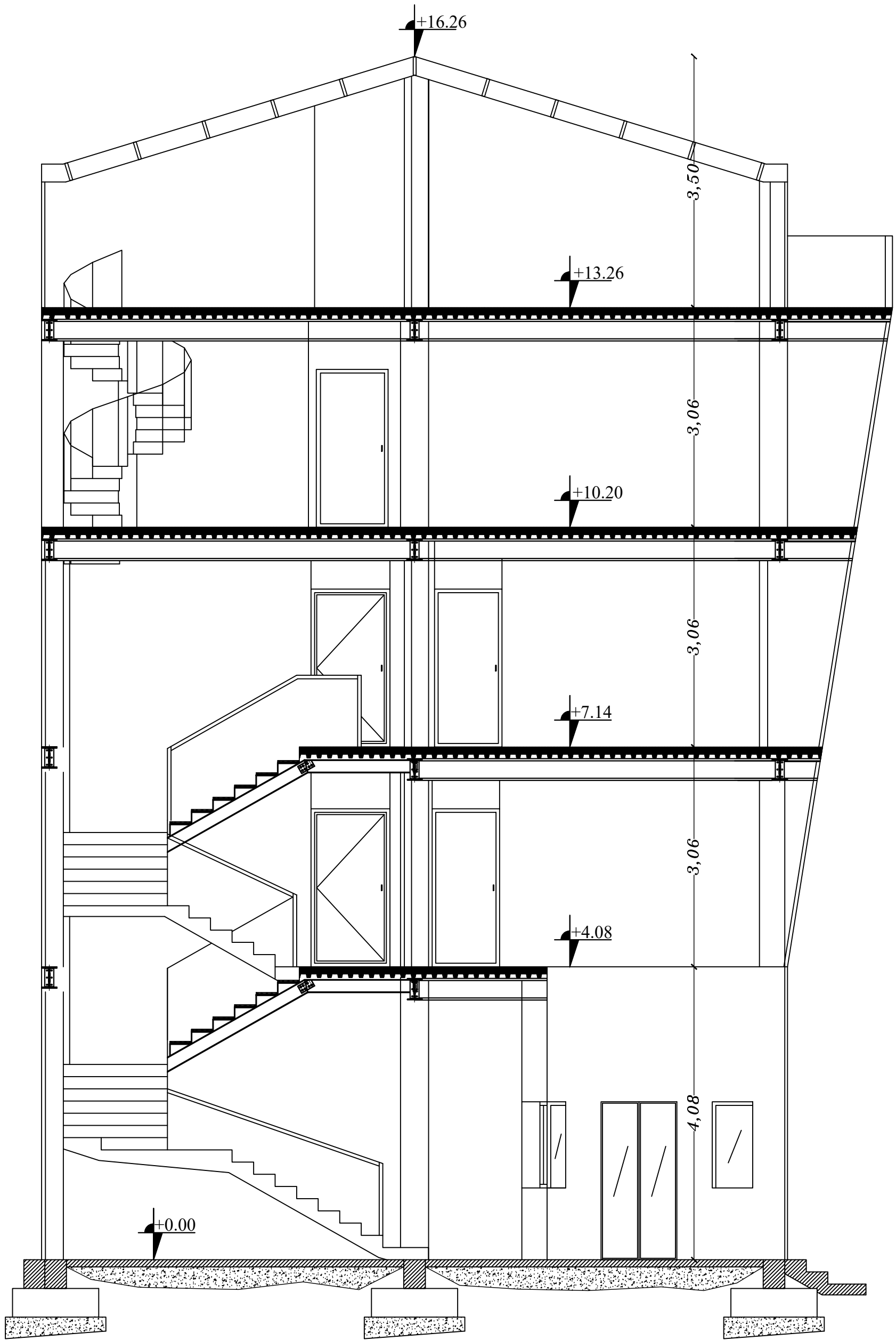


PLAN DE L'ETAGE 3

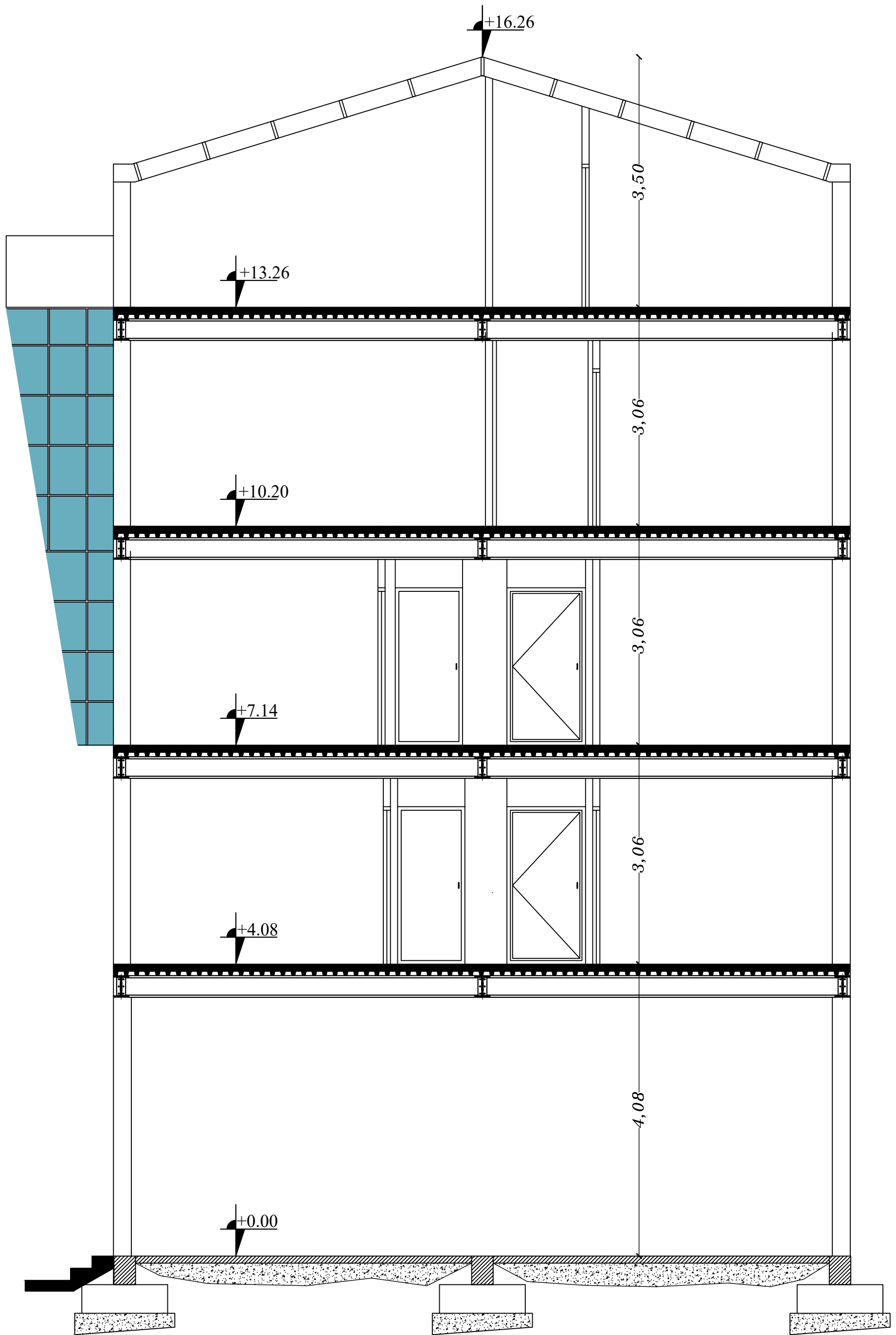


PLAN COMBLE





COUPE A-A



COUPE B-B

Introduction générale

Introduction générale :

L'évolution constante du domaine de la construction impose aux ingénieurs civils d'optimiser à la fois la sécurité, la performance et l'économie des structures. Dans ce contexte, la construction métallique s'impose comme une solution privilégiée, notamment pour les bâtiments soumis à des conditions de charges particulières telles que le vent ou les séismes. La conception des structures modernes, qu'elles soient résidentielles, industrielles ou institutionnelles, ne se limite plus à répondre à des besoins fonctionnels, mais s'inscrit également dans une logique de performance, de durabilité et de résistance aux aléas naturels.

Cependant, la stabilité des structures métalliques ne peut être assurée sans la mise en place de systèmes de contreventement adéquats. Le contreventement joue un rôle fondamental dans la résistance aux efforts latéraux, permettant de limiter les déplacements indésirables et de prévenir les déformations ou effondrements. Il existe divers types de contreventements, chacun offrant des performances différentes selon la configuration du bâtiment, la nature des charges et les contraintes architecturales.

C'est dans ce contexte que s'inscrit notre travail de fin d'études. En nous appuyant sur l'étude d'un bâtiment métallique à usage mixte, nous avons mené une analyse comparative des effets de différents types de contreventements sur le comportement structurel global. Ce mémoire, essentiellement basé sur le calcul et la modélisation numérique, vise ainsi à éclairer les choix techniques en mettant en avant l'impact direct du système de contreventement sur la performance, la stabilité et la sécurité de l'ouvrage.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction :

Dans ce premier chapitre, nous exposons les principales définitions ainsi que les concepts essentiels qui permettront de cerner le cadre théorique et méthodologique de ce mémoire.

I.2 Présentation de l'ouvrage :

Notre projet de fin d'études porte sur l'étude d'un bâtiment en charpente métallique à usage mixte (bureautique et habitation), en R+4 avec toiture. Le RDC, le 1^{er} et le 2^{eme} étages sont destinés à un usage bureautique, tandis que le troisième étage et les comble sont aménagés pour l'habitation. L'ouvrage est situé dans la ville de Tizi Rached, wilaya de Tizi Ouzou.

I.3 Caractéristique géométrique du projet :

Notre ouvrage est caractérisé par les dimensions suivantes :

- Largeur de 10m
- Longueur de 20m
- Hauteur totale au faitage de 16.76m
- Hauteur sans toiture de 15.01m
- Hauteur du RDC de 4.08m
- Hauteur du 1^{er}, 2^{eme} et 3^{eme} de 3.06m
- Hauteur du comble 3.05m
- L'angle de la toiture de 25.02°

I.4 Lieu d'implantation du projet :

Le projet est implanté dans un terrain plat

- Altitude 406m
- Zone de neige : A
- Zone du vent : I
- Zone sismique : IIa
- Catégorie de terrain : III

I.5 Vu de la façade :

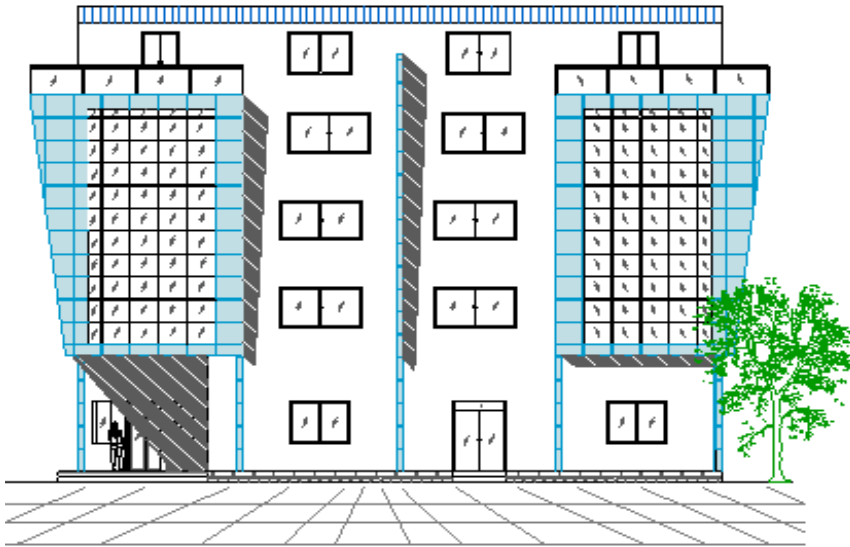


Figure I- 1 : Façade principale de l'ouvrage.

I.6 Matériaux utilisés :

I.6.1 Acier :

L'acier est un alliage métallique utilisé dans le domaine de la construction métallique. Constitué essentiellement de fer et de carbone (de 0,02 % à 1,67 % en masse).

Ses caractéristiques mécaniques, qui servent au dimensionnement, sont définies par un essai de traction. Celui-ci prend la mesure de la déformation d'une éprouvette soumise à une force croissante. La courbe obtenue présente trois phases :

- Phase élastique (segment OA) : La contrainte est proportionnelle à la déformation, conformément à la loi de Hooke. Durant cette phase, la déformation est réversible ; l'éprouvette retrouve sa forme initiale après suppression de la charge.
- Phase plastique (segment AC) : Une fois la limite d'élasticité dépassée, le matériau entre en phase de pastification. La déformation devient alors permanente.
- Phase de rupture (point D) : Une striction (réduction de section) de l'éprouvette intervient, accompagnée d'une chute brutale de la contrainte. La déformation continue jusqu'à la rupture finale du matériau.

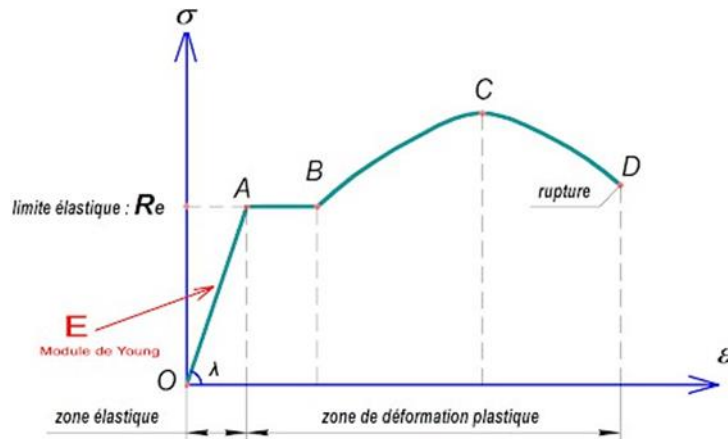


Figure I- 2 : Courbe Contrainte déformation

- La résistance à la traction : $f_u = 360 \text{ MPa}$.
- La limite élastique : $f_y = 235 \text{ MPa}$.
- Le module de Young : $E = 210\,000 \text{ MPa}$.
- Poids volumique : $\rho = 7850 \text{ daN/m}^3$.
- Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$.
- Module de cisaillement : $G = E / (2(1 + \nu)) = 81000 \text{ MPa}$

I.6.2 Béton :

Le béton est un matériau composite constitué principalement de granulats (mélange de gravillons et de sable), d'un liant hydraulique (ciment) et d'eau. La réaction d'hydratation du ciment avec l'eau forme une matrice pâteuse qui, après durcissement, confère au matériau ses propriétés mécaniques, notamment une résistance élevée en compression. Cette pâte assure la cohésion de l'ensemble en liant les granulats, qui jouent quant à eux un rôle de squelette mécanique.

I.7 Les assemblages :

Les assemblages principaux assurant la stabilité de notre ouvrage comprennent :

I.7.1 Le boulonnage :

- Boulons ordinaires classe 6.8 (Résistance : 500 MPa)
- Boulon HR 10.9 (1000 MPa)

I.7.2 La soudure :

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela a 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.

I.8 Conception structural :

I.8.1 Structure horizontale :

I.8.1.1 Plancher courant :

Une dalle mixte est un élément de construction des bâtiments métalliques à ossature mixte. Elle est composée d'une tôle nervurée sur laquelle on coule une dalle en béton comportant un léger treillis d'armature destiné à limiter la fissuration du béton due au retrait et aux effets de la température. Dans ce type de dalles (appelés aussi planchers collaborant), la tôle nervurée sert de plate-forme de travail lors du montage, de coffrage pour le béton et d'armature inférieure pour la dalle après durcissement du béton. Elle peut également servir de contreventement horizontal provisoire lors du montage de la structure porteuse du bâtiment, à condition qu'elle soit fixée à la poutraison de façon adéquate.

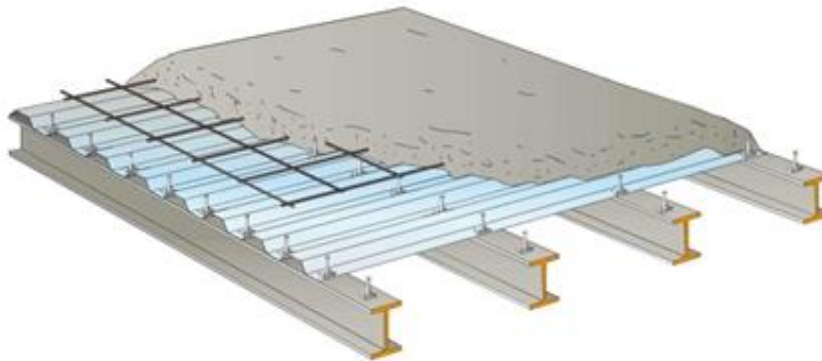


Figure I- 3: Plancher collaborant acier-béton

I.8.1.2 Les poutres :

La poutre constitue l'élément structural horizontal de base de toute construction ; elle franchit la portée comprise entre ses deux appuis et transmet principalement par flexion les charges qui lui sont appliquées. Les poutres métalliques, que l'on peut réaliser à partir d'une grande diversité de formes et de sections structurales, peuvent souvent être dimensionnées principalement par la flexion. Ces éléments sont souvent constitués à partir de profilés en I ou en H.

I.8.2 Structure verticale :

I.8.2.1 Murs extérieurs :

Les murs sont en double cloison composés de deux murs en briques creuses de 10 et 10cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5cm qui assure l'isolation thermique.

I.8.2.2 Les contreventements :

La stabilité globale de la structure vis-à-vis des actions horizontales(vent) notamment celles, est assurée par l'intégration de systèmes de contreventement disposés en façade. Ces dispositifs consistent en des palées de stabilité à treillis triangulés, adoptant des configurations en Y et en V inversé, implantées selon la direction longitudinale (long-pan). Leur rôle est de garantir la rigidité latérale de l'ossature et de limiter les déplacements horizontaux sous sollicitations dynamiques ou statiques.

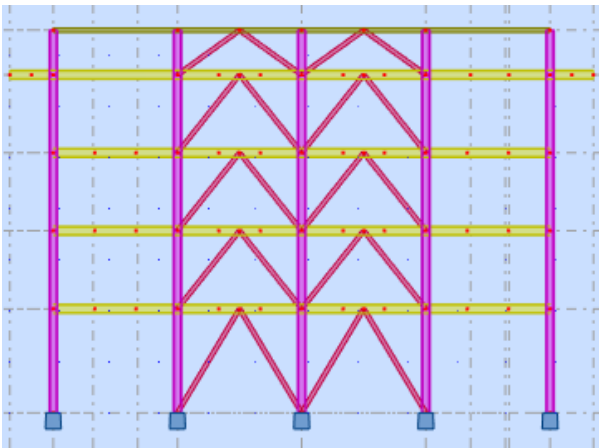


Figure I- 5: la vue des contreventements en chevron selon la direction X-X.

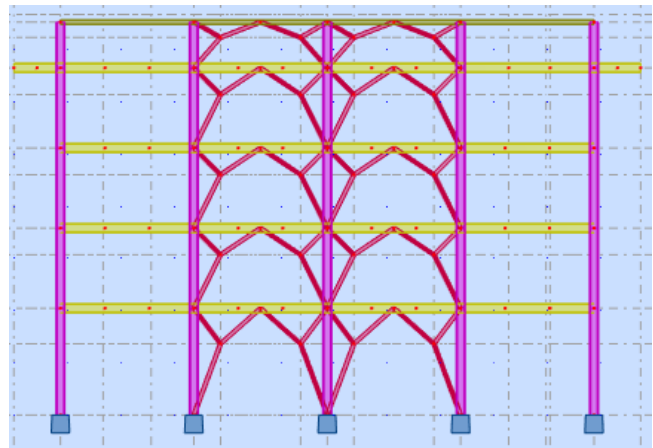


Figure I- 4: la vue des contreventements en y selon la direction X-X.

I.8.2.3 Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux qui transmettent les charges verticales des planchers aux fondations. Les moyens de transmettre ces charges verticales sont liés au système structural particulier utilisé pour la conception de l'ossature et sont généralement des profilés en I ou en H. Les poutres supportent les éléments de plancher et transmettent les charges verticales aux poteaux et sont aussi constitués à partir de profilés en I ou en H.

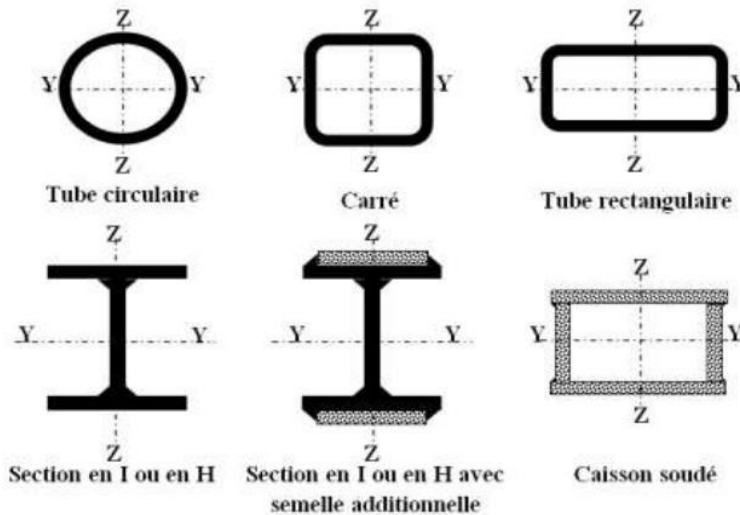


Figure I- 6 : Différentes sections des poteaux métalliques

I.9 Les escaliers :

Le bâtiment est pourvu de deux typologies d'escaliers métalliques :

- **Des escaliers à deux et trois volées**, situés dans les espaces bureaux, assurant une circulation fluide entre les niveaux.
- **Un escalier hélicoïdal**, intégré dans la partie habitation, alliant fonctionnalité et esthétique structurelle.



Figure I- 8 : escalier hélicoïdal



Figure I- 7 : escalier a deux volées

I.10 Les balcons :

Un balcon en construction métallique est une plateforme en saillie fixée à la structure d'un bâtiment, composée d'une ossature en acier et d'un platelage. Il offre une grande résistance avec une faible masse, permet des portées importantes, et doit être conçu pour supporter les charges d'usage tout en résistant à la corrosion et aux sollicitations externes.



Figure I- 9: Balcon

I.11 Toiture :

La toiture en construction métallique est l'élément de couverture placé au sommet d'une structure, destiné à protéger le bâtiment contre les intempéries (pluie, vent, neige, soleil, etc.). Elle est généralement constituée des composants suivants :

- Les pannes : ce sont des profilés métalliques horizontaux fixés sur la charpente principale. Elles servent de support intermédiaire aux éléments de couverture.
- Les panneaux sandwich : ces éléments assurent l'étanchéité et l'isolation thermique de la toiture. Ils sont composés de deux parements en tôle métallique entourant un isolant (généralement en mousse rigide).
- Les traverses : il s'agit de barres ou profilés disposés perpendiculairement aux pannes,

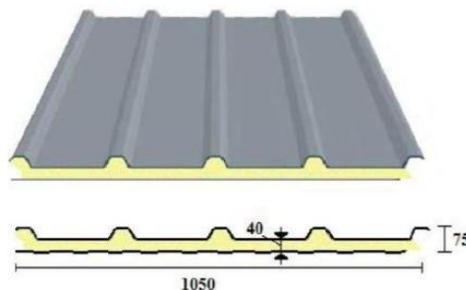


Figure I- 10: Panneau sandwich

qui assurent la stabilité transversale et facilitent la fixation des panneaux

I.12 Les fondations :

La base des poteaux a pour rôle la transmission des charges aux fondations qui vont à leur tour les transmettre au sol. Dans le cas de ce projet de fin de cycle, les fondations seront réalisées par des semelles isolées.

Chapitre II : Les différents types de contreventements

II.1 Introduction :

L'ingénierie de la construction métallique joue un rôle crucial dans le développement des infrastructures modernes, alliant robustesse et légèreté pour répondre aux besoins d'architectures audacieuses et fonctionnelles. L'analyse des différents types de contreventement utilisés dans cette discipline est essentielle pour assurer la stabilité et la durabilité des bâtiments. La compréhension des concepts fondamentaux qui régissent ces systèmes contribue non seulement à optimiser leur performance, mais aussi à garantir la sécurité structurelle face aux charges sismiques et aux vents puissants. Par conséquent, l'étude approfondie du contreventement, intégrée dès la phase de conception, permet de minimiser les risques liés à l'instabilité et de prolonger la durée de vie des ouvrages métalliques. Cette introduction vise à établir les fondements théoriques et pratiques qui s'imposent dans l'analyse des systèmes de contreventement, assurant ainsi une transition efficace vers des constructions métalliques avancées et résilientes.

II.2 Contexte et importance du contreventement en construction métallique :

Le contreventement en construction métallique est un élément indispensable qui assure la stabilité des bâtiments face aux forces latérales telles que le vent et les séismes. Dans le contexte de l'ingénierie moderne, où les structures deviennent de plus en plus hautes et complexes, le rôle du contreventement ne se limite pas seulement à soutenir des charges verticales, mais il contribue également de manière significative à la rigidité latérale. Le développement de nouveaux matériaux et techniques de construction apporte des solutions innovantes, permettant aux ingénieurs de concevoir des structures plus résistantes. Étant donné l'accroissement des exigences en termes de sécurité et de performances structurelles, les méthodes de contreventement se sont diversifiées pour inclure des systèmes tels que la triangulation, le treillis, et les cadres rigides. La maîtrise de ces concepts est cruciale pour les professionnels de la construction métallique qui doivent équilibrer considérations esthétiques et efficacité structurelle, afin d'assurer l'intégrité et la longue durée de vie des bâtiments. Ainsi, le contreventement constitue le socle de la sécurité et de la résilience dans la construction métallique moderne.

II.3 Principes de fonctionnement du contreventement en construction

métallique :

Le contreventement se définit comme le système de soutien nécessaire à la stabilisation des structures face aux forces latérales telles que le vent, les tremblements de terre et autres charges dynamiques. Son rôle principal est de prévenir le flambement et les défaillances potentielles en améliorant la rigidité et la résistance de la structure. Dans les constructions métalliques, le contreventement utilise souvent des éléments comme les croisillons en acier ou les diagonales qui forment un réseau résistant aux charges de cisaillement. Par ces moyens, le contreventement

assure que les charges appliquées soient efficacement transférées aux fondations, minimisant ainsi les risques de torsion et d'effondrement. En renforçant les points critiques de la structure, il permet une distribution équilibrée des tensions et assure la sécurité et la durabilité des bâtiments complexes.

II.4 Principes généraux du contreventement :

II.4.1 Stabilité et rigidité des structures métalliques :

Une structure métallique doit satisfaire trois conditions essentielles pour garantir sa stabilité et sa durabilité :

II.4.1.1 L'équilibre statique :

Le principe fondamental de l'équilibre statique stipule que la somme des forces et des moments appliqués à un système doit être nulle en tout point. Cela signifie que :

$$\sum F_x = 0 \quad \sum F_y = 0 \quad \sum M = 0$$

En l'absence de contreventement adéquat, une structure métallique risque de présenter des déplacements indésirables qui peuvent entraîner des efforts supplémentaires non prévus sur les éléments porteurs et les assemblages.

II.4.1.2 La rigidité latérale :

La rigidité latérale d'une structure dépend principalement de la déformabilité de ses assemblages et de ses éléments constitutifs. Elle est définie comme la capacité de la structure à limiter les déplacements horizontaux sous l'effet des charges appliquées.

On évalue cette rigidité à travers le coefficient de dérive θ , défini par :

$$\theta = \frac{\delta}{H}$$

D'où :

- δ : est le déplacement horizontal du sommet du bâtiment.
- H : est la hauteur totale du bâtiment.

II.4.1.3 La robustesse structurelle :

La robustesse d'une structure est sa capacité à éviter un effondrement progressif en cas de défaillance locale. Un bon système de contreventement assure une redondance des chemins de charge, permettant ainsi une redistribution des efforts en cas de rupture d'un élément.

II.5 Classification des types de contreventement :

Dans la construction métallique, le contreventement se divise en plusieurs typologies, chacune étant choisie en fonction des besoins structurels spécifiques du bâtiment à ériger. Classiquement il y a deux types de contreventement : selon (RPA99 version 2003).

- Ossature contreventée par palées triangulées.
- Ossature contreventée par portiques.

Chacune fournissant une solution distincte face aux forces latérales. La sélection d'un type particulier dépend de divers facteurs, tels que :

- La hauteur et la géométrie du bâtiment.
- Les charges à supporter (vent, séisme, etc.).
- Les contraintes architecturales (ouvertures, esthétique).
- Le coût et la complexité de mise en œuvre.

Comprendre cette classification est essentiel pour optimiser la stabilité et la durabilité des structures métalliques, et chaque méthode dispose de caractéristiques propres en termes de flexibilité, de coût et de facilité de mise en œuvre. L'ingénieur doit donc faire preuve d'une connaissance approfondie pour choisir le contreventement le mieux adapté tout en tenant compte des normes réglementaires en vigueur.

II.5.1 Ossature contreventée par palées triangulées :

Le contreventement en triangulé est couramment utilisé pour sa capacité à offrir une haute résistance avec un minimum de matériaux. Ce type de structure est constitué de barres disposées en triangles, offrant une grande rigidité et stabilité. Sont particulièrement efficaces pour résister aux charges latérales et à la flexion, et sont généralement utilisés dans les bâtiments à grande portée comme les ponts ou les hangars. Leur conception permet une répartition uniforme des charges, réduisant le stress sur les joints et assurant une meilleure durabilité. L'installation nécessite une planification minutieuse pour garantir l'alignement précis et l'intégrité structurale.

II.5.1.1 Contreventement par barres excentrées :

Se distingue par une intersection des diagonales décalée des nœuds, formant un tronçon d'excentrement. La dissipation de l'énergie sismique s'effectue par la plastification des barres tendues ou par la formation de rotules plastiques en flexion ou en cisaillement. Il est crucial d'adopter des configurations garantissant l'activation de ces tronçons pour maximiser l'absorption d'énergie et assurer un comportement structurel optimal sous sollicitations dynamiques.

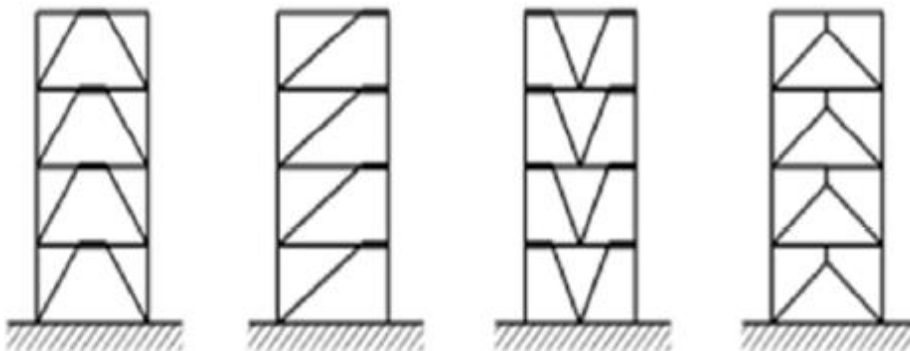


Figure II- 1 : Les différents types des contreventements excentrés.

II.5.1.2 Contreventement par barres centrées :

Se caractérise par une intersection des diagonales située au niveau des nœuds de la structure, coïncidant avec les jonctions poteaux-poutres. L'absorption de l'énergie sismique repose principalement sur la plastification des barres tendues, tandis que celles en compression doivent être dimensionnées pour éviter le flambement. Il est donc essentiel que les zones dissipatives se concentrent dans les barres soumises à la traction afin d'optimiser la performance du système.

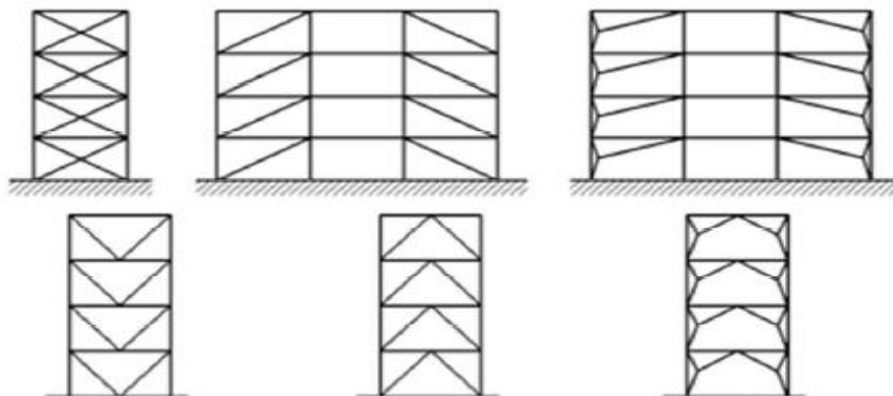


Figure II- 2: Les différents types des contreventements excentrés.

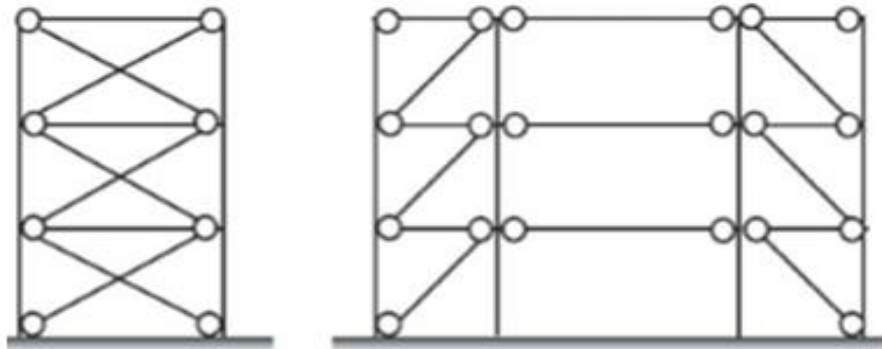
II.5.1.2.1 Types de contreventement par barres centrées :

II.5.1.2.1.1 Contreventement en X :

Ce type de contreventement utilise des diagonales croisées reliant les nœuds de la structure, formant ainsi un système rigide et efficace contre les efforts horizontaux.

D'un point de vue comportemental, il répartit les charges latérales de manière équilibrée, réduisant ainsi les déformations globales. Il offre une excellente rigidité mais peut engendrer des efforts de traction et de compression importants dans les diagonales, nécessitant un dimensionnement précis.

Le coût de mise en œuvre est relativement élevé en raison des assemblages complexes et des efforts internes qu'il induit. Il est privilégié dans les structures de grande hauteur et en zones sismiques où la stabilité est un enjeu majeur.



II.5.1.2.1.2 Contreventement en K :

Le contreventement en K est constitué de diagonales connectées à mi-hauteur des poteaux, ce qui réduit les efforts de flexion dans ces derniers.

En termes de comportement, il limite les sollicitations dans les poutres, mais il est moins efficace pour résister aux charges dynamiques que d'autres configurations. Ce type de contreventement est souvent utilisé dans des structures où l'espace doit être optimisé pour des ouvertures telles que les fenêtres ou les portes.

Son coût est relativement réduit, car il ne nécessite pas de connexions complexes. Il est principalement employé dans les structures industrielles et les entrepôts.

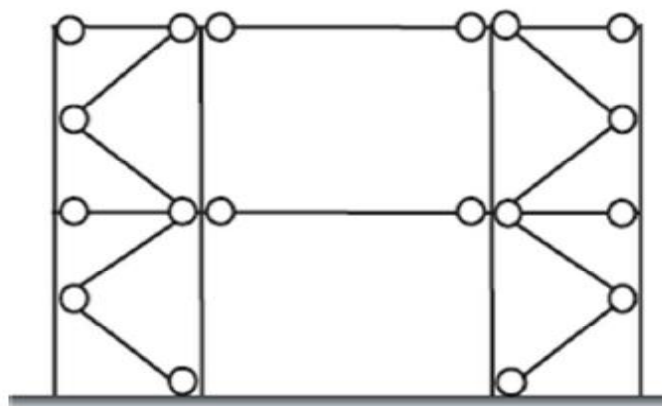


Figure II- 4: Contreventement en K

II.5.1.2.1.3 Contreventement en V ou en V inverse :

Ce système est constitué de diagonales inclinées formant un V inversé, souvent attaché à la poutre intermédiaire de la structure.

Sur le plan du comportement, il permet une meilleure absorption des charges latérales tout en laissant une certaine flexibilité architecturale. Cependant, il peut induire des efforts de cisaillement supplémentaires dans les poutres, nécessitant un renforcement localisé.

Son coût est modéré par rapport à la croix de Saint-André, car il nécessite moins de matériaux et d'assemblages rigides. Il est particulièrement utilisé dans les bâtiments où la présence d'ouvertures est un critère important

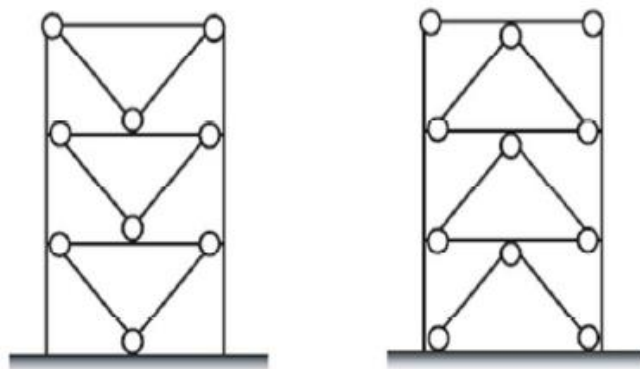


Figure II- 5: Contreventement en V et V inverse.

II.5.2 Ossature contreventée par portiques :

Dans ce type de structure, la résistance aux forces horizontales est assurée principalement par la flexion des poteaux et des poutres, la rigidité latérale nécessaire est apportée par la rigidité flexionnelle de ces deux éléments ainsi que par leurs liaisons rigides. Il convient donc que les zones dissipatives soient principalement situées dans des rotules plastiques formées dans les poutres, de sorte que l'énergie soit dissipée par flexion cyclique. Bien que ces structures soient très dissipatives, leur comportement flexible peut favoriser leur mise en résonance avec le sol surtout dans le cas d'un signal sismique potentiellement riche en basses fréquences (longues périodes). Dans ce cas, il est préférable de prévoir des contreventements afin de réduire leur période propre d'oscillation et d'exclure une éventuelle mise en résonance avec le sol d'assise.

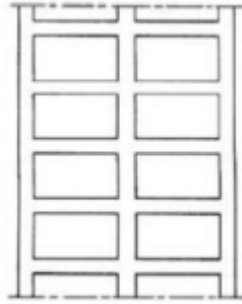


Figure II- 6: Ossature en portiques (à des travées)

II.5.2.1 Ossature contreventée par portiques auto stables ordinaires :

Ce type de structure ou la stabilité du bâtiment est assurée par des portiques rigides (formés de poteaux et de poutres) capables de résister seuls aux forces horizontales (comme le vent ou les séismes) sans avoir besoin de croisillons ou de murs de contreventement. On les dit "ordinaires" car ils sont conçus selon des règles classiques, sans dispositifs spéciaux pour dissiper l'énergie.

II.5.2.2 Ossature contreventée par portiques auto stables ductiles :

Contrairement aux portiques ordinaires, ces portiques sont ductiles, c'est-à-dire qu'ils sont conçus pour se déformer de manière contrôlée en cas de séisme, sans s'effondrer. Cette ductilité permet à la structure d'absorber et de dissiper l'énergie générée par les mouvements sismiques, ce qui améliore la sécurité du bâtiment en cas de tremblement de terre.

II.6 Effets spécifiques du type de contreventement :

II.6.1 Répartition des efforts :

Le type de contreventement influe sur la manière dont les efforts sont transmis et répartis dans la structure

II.6.2 Ductilité et dissipation d'énergie :

Le coefficient de comportement, lié à la ductilité et à la capacité de dissiper de l'énergie, dépend fortement du système de contreventement. Un bon système permet à la structure de subir des déformations inélastiques sans rupture, améliorant ainsi la sécurité en cas de séisme

II.6.3 Effort de torsion :

Le positionnement et le type de contreventement influencent la torsion de la structure. Un mauvais équilibre entre centre de masse et centre de raideur peut entraîner des torsions importantes, ce qui est à éviter par une disposition adaptée des éléments de contreventement

II.7 Conclusion :

Le choix du type de contreventement ne repose pas uniquement sur des considérations structurelles, mais doit également tenir compte des contraintes architecturales spécifiques au projet. Dans notre cas, la présence de nombreuses ouvertures en façade, notamment des fenêtres, limite l'utilisation de systèmes de contreventement classiques. Ainsi, l'adoption des contreventements en V inversé et en Y s'est imposée comme une solution optimale. Ces configurations permettent de concilier stabilité structurelle et respect des exigences architecturales, en libérant les zones centrales des travées tout en assurant une bonne reprise des efforts horizontaux.

Chapitre III : Evaluation des charges et surcharges

III.1 Introduction :

Ce chapitre traite l'ensemble des charges susceptibles agissant sur la structure tout au long de sa durée de vie. Il comprend l'identification des charges permanentes, des charges d'exploitation, ainsi que celles liées à l'environnement extérieur, telles que la neige et le vent. Chaque type de charge est étudié selon les normes en vigueur et les spécificités du site, afin de garantir un dimensionnement rigoureux et sécurisé. Cette démarche permet d'assurer que la structure répond aux exigences de stabilité et de performance, en intégrant l'ensemble des sollicitations prévisibles.

III.2 Charge climatique :

III.2.1 Effet du vent :

Le vent représente une action importante à considérer dans le dimensionnement des structures métalliques.

Données relatives au site :

Le site du projet se trouve à Tizi-Rached la Wilaya de Tizi-Ouzou :

- Zone 1 : $q_{ref} = 37.5 \text{ daN/m}^2$ (RNV2013, §2.3.1)
- Catégorie : (RNV2013, §2.3.1)
 - Facteur de terrain : $K_t = 0.215$
 - Le paramètre de rugosité : $Z_0 = 0.3 \text{ m}$
 - La hauteur minimale : $Z_{min} = 5 \text{ m}$
- Nature du site : Plat $C_1 = 1$ (RNV99, §4.3.3 P.48)
-
- Coefficient de rugosité C_r :

On a la hauteur de la structure $z = 16.76 \text{ m}$

Dou : $Z_{min} \leq Z \leq Z_{max} = 200 \text{ m}$

$$C_r(z) = K_t \times \ln\left(\frac{z}{Z_0}\right) \rightarrow C_r(z) = 0.215 \times \ln\left(\frac{16.76}{0.3}\right) \rightarrow C_r(z) = 0.865$$

- Coefficient d'exposition C_e :

$$C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times \left[1 + \frac{7 \times K_t}{C_r(z) \times C_t(z)}\right]$$

$$C_e(z) = 1^2 \times 0.865^2 \times \left[1 + \frac{7 \times 0.215}{0.865 \times 1}\right]$$

$$C_e(z) = 2.0501$$

- La pression dynamique de pointe q_p :

$$q_p(z) = q_{ref} \times C_e(z) \rightarrow q_p(z) = 37.5 \times 2.0501 \rightarrow q_p(z) = 76.87 \text{ daN/m}^2$$

- Coefficient dynamique de pointe C_{pi} :
 - Pression intérieure : $C_{pi} = +0.2$
 - Dépression intérieure : $C_{pi} = -0.3$
- Coefficient de pression extérieur $C_{pe} = C_{pe 10} = S \geq 10m^2$

Direction du vent (parallèle au pignon) :

Tableau III- 1: C_{pe} pour les zones A,B,C,E

A	B	D	E
-0.1	-0.8	+0.8	-0.3

Direction du vent (perpendiculaire au long pan) :

a. Pour les parois verticales :

$b=20.22\text{ m}$ $d_1= 10.39\text{ m}$ $H=16.76\text{ m}$
 $e=\min (b ;2h)$
 $e= \min (20.22 ; 2 \times 16.76)$
 $e=\min (20.22 ; 33.52)$
 $e= 20.22\text{ m}$

$d < e$: La paroi est divisée en 2 zones de pression A, B, C=0

$$A = e/5 = 33.52/5 = 6.70\text{ m}$$

$$B = d - e/5 = 10.39 - 6.70 = 3.688\text{ m}$$

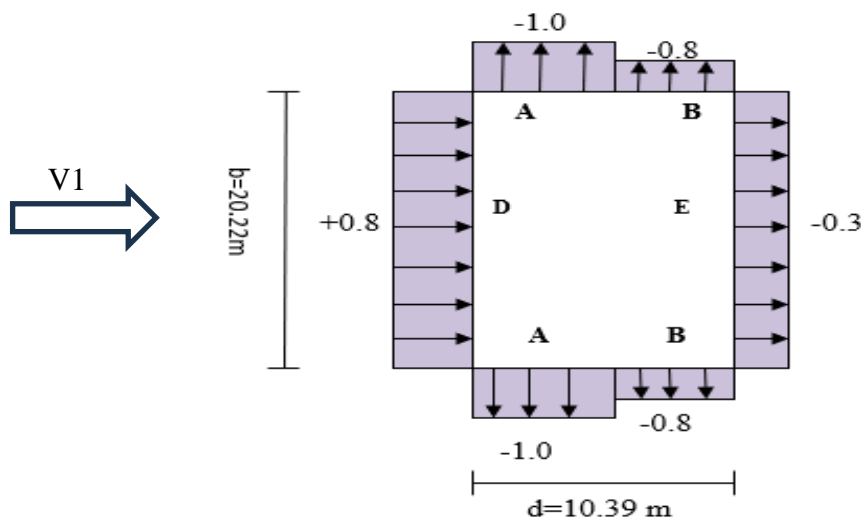


Figure III- 1 : Valeur des coefficients de pression extérieur c_{pe} sur la paroi verticale.

b. Versant de la toiture :

$b=20.22 \text{ m} \quad d_1=10.39 \text{ m} \quad H=16.76 \text{ m}$

Valeurs de c_{pe} de la toiture a deux versants pour : $\theta=0^\circ$

➤ Zone F :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La largeur de la zone : } F = \frac{e}{10} = \frac{20.22}{10} = 2.022 \text{ m} \\ \text{La longueur de la zone : } F = \frac{e}{4} = \frac{20.22}{4} = 5.055 \text{ m} \end{array} \right.$$

➤ Zone G :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La largeur de la zone : } G = \frac{e}{10} = \frac{20.22}{10} = 2.022 \text{ m} \\ \text{La longueur de la zone : } G = b - 2 \frac{e}{4} = 20.22 - 2 \cdot \frac{20.22}{4} = 10.11 \text{ m} \end{array} \right.$$

➤ Zone H :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La largeur de la zone : } H = \frac{d}{2} - \frac{e}{10} = 3.173 \text{ m} \\ \text{La longueur de la zone : } H = b = 20.22 \text{ m} \end{array} \right.$$

➤ Zone I :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La largeur de la zone : } I = \frac{d}{2} - \frac{e}{10} = 3.173 \text{ m} \\ \text{La longueur de la zone : } I = b = 20.22 \text{ m} \end{array} \right.$$

➤ Zone J :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La largeur de la zone : } J = \frac{e}{10} = \frac{20.22}{10} = 2.022 \text{ m} \\ \text{La longueur de la zone : } J = b = 20.22 \text{ m} \end{array} \right.$$

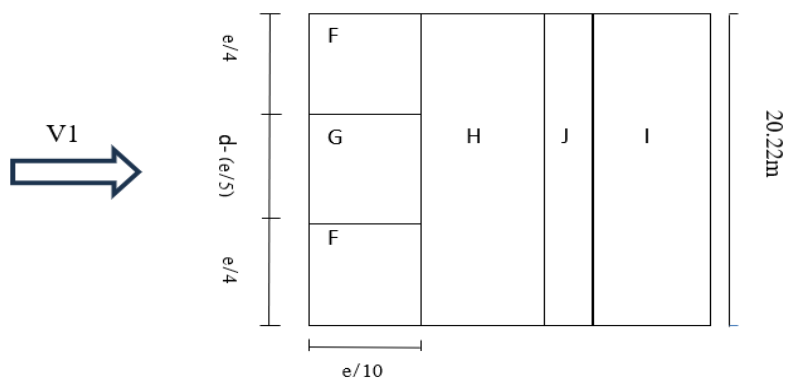


Figure III- 2 : Zone de C_{pe} la toiture plate direction V1 du vent

On a la pente du versant $\alpha=19.29 \quad 15 < \alpha < 30$

$$f(x) = f(x_0) + \frac{f(x_1) - f(x_0)}{x_1 - x_0} \times (x - x_0)$$

$S_F = 10.22 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$

$$\begin{aligned}
 S_H &= 10.22 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \\
 S_I &= 64.15 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \\
 S_J &= 40.88 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \\
 S_G &= 20.44 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Les surfaces des Zones F, G, H, I et J dépassent 10 m^2 , on utilise les valeurs de C_{pe} 10

- Action ver le haut :

$$\text{Zone F : } C_{pe} = -0.9 + \frac{-0.5 - (-0.9)}{30 - 15} \times (19.29 - 15) = -0.843$$

$$\text{Zone G : } C_{pe} = -0.8 + \frac{-0.5 - (-0.8)}{30 - 15} \times (19.29 - 15) = -0.714$$

$$\text{Zone H : } C_{pe} = -0.3 + \frac{-0.2 - (-0.3)}{30 - 15} \times (19.29 - 15) = -0.271$$

$$\text{Zone J : } C_{pe} = -1.0 + \frac{-0.5 - (-1.0)}{30 - 15} \times (25.02 - 15) = -0.857$$

$$\text{Zone I : } C_{pe} = -0.4 + (-0.4 - (-0.4)) \times \log 5,66 = -0.4$$

Pression aérodynamique du vent $W(z)$: (RNV 2013, §2.5)

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

➤ Direction du vent $\theta = 0^\circ$ (parallèle au pignon) :

Tableau III- 2 : Pression aérodynamique du vent $\theta = 0^\circ$

Pression intérieure de + 0.2					Dépression intérieure de - 0.3				
Parois Vertical									
Zon _e	$q_p(z)$ daN/ m^2	C_{pe}	C_{pi}	$W(z)$ daN/ m^2	Zon _e	$q_p(z)$ daN/ m^2	C_{pe}	C_{pi}	$W(z)$ daN/ m^2
A	76.87	- 1.0	+ 0.2	-61.5	A	76.87	+ 0.8	-0.3	-53.809
B	76.87	- 0.8	+ 0.2	- 76.87	B	76.87	-0.8	- 0.3	-38.435
D	76.87	+0.8	+ 0.2	46.12	D	76.87	+ 0.8	- 0.3	84.557
E	76.87	- 0.3	+ 0.2	- 38.44	E	76.87	- 0.3	- 0.3	0
Versant de toiture									
F	76.87	-0.843	+0.2	-80.175	F	76.87	-0.843	- 0.3	-41.74
G	76.87	-0.714	+ 0.2	-70.25	G	76.87	-0.714	- 0.3	-31.82
H	76.87	-0.271	+0.2	-36.21	H	76.87	-0.271	- 0.3	2.22
I	76.87	-0.4	+0.2	-46.12	I	76.87	-0.4	- 0.3	-7.687
J	76.87	-0.857	+0.2	-81.25	J	76.87	-0.857	- 0.3	- 42.82

Direction du vent perpendiculaire au pignon V1 :

a. Pour les parois verticales :

- Pour cette direction : $\Theta=90^\circ$

$$b=10.39m \quad d=20.22m \quad H=16.76m$$

$$e=\min (b ; 2h)$$

$$e= \min (10.39 ; 2 \times 20.22)$$

$$e=\min (10.39 ; 40.44)$$

$$e= 10.39 \text{ m}$$

$$d > e : C \neq 0$$

$$A = e/10 = 10.39/5 = 2.078$$

$$B = e - e/5 = 10.39 - 10.39/5 = 8.312$$

$$C = d - e = 20.22 - 10.39 = 9.83$$

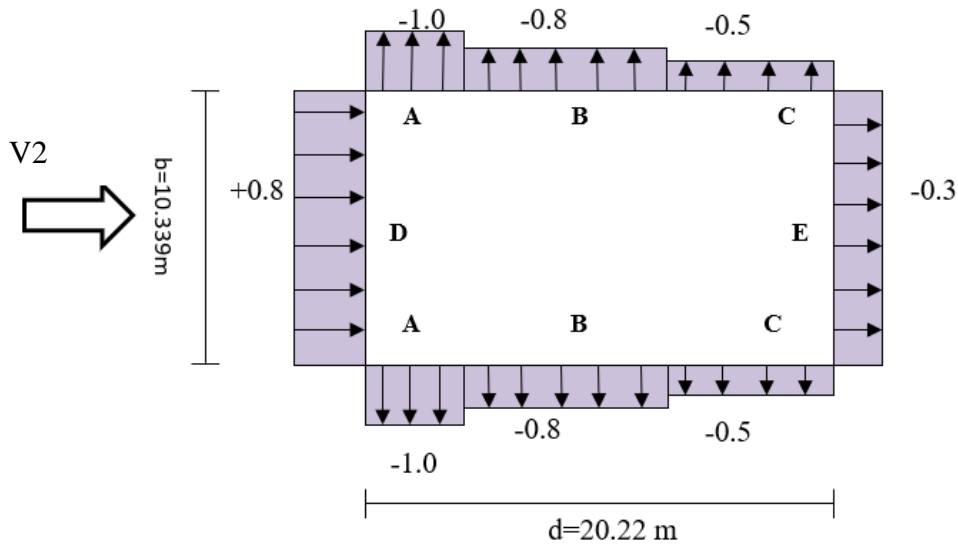


Figure III- 3: Zone de Cpe les parois verticale direction V2 du vent.

- Coefficient de pression extérieure Cpe
 $C_{pe10} \rightarrow S > 10m^2$

Tableau III- 3: Cpe pour les zones A,B,C,D,E

A	B	C	D	E
-0.1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

b. Versant de la toiture : $\Theta=90^0$

$b=10.39m$

$d=20.22m$

$H=16.76m$

$e=10.39m$

➤ Zone F :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La largeur de la zone : } F = \frac{e}{10} = \frac{10.39}{10} = 1.039 \text{ m} \\ \text{La longueur de la zone : } F = \frac{e}{4} = \frac{10.39}{4} = 2.598 \text{ m} \end{array} \right.$$

➤ Zone G :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La largeur de la zone : } G = \frac{e}{10} = \frac{10.39}{10} = 2.022 \text{ m} \\ \text{La longueur de la zone : } G = b - 2 \frac{e}{4} = 5.195 \text{ m} \end{array} \right.$$

➤ Zone H :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La largeur de la zone : } H = \frac{b}{2} = 5.195 \text{ m} \\ \text{La longueur de la zone : } H = \frac{e}{2} - \frac{e}{10} = 4.156 \text{ m} \end{array} \right.$$

➤ Zone I :

$\left\{ \begin{array}{l} \text{La largeur de la zone : } I = d - \frac{e}{10} = 15.025 \text{ m} \\ \text{La longueur de la zone : } I = b = 10.39 \text{ m} \end{array} \right.$

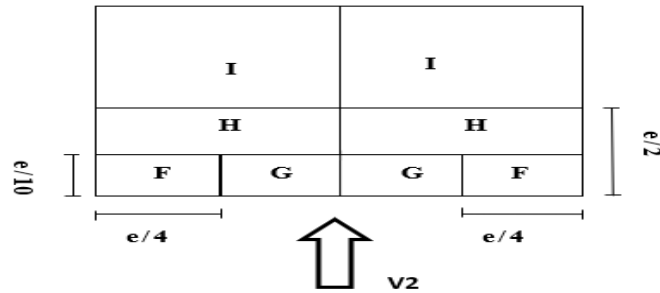


Figure III- 4: Zone de Cpe la toiture plate direction V2 du vent.

$$S_F = 2.598 \times 1.0392.699m^2$$

$$S_H = 4.156 \times 5.195 = 43.18m^2$$

$$S_I = 10.39 \times 15.195 = 156.109m^2$$

$$S_G = 5.195 \times 1.039 = 5.3976m^2$$

On la pente du versant $\alpha = 19,29$

Pour F et G $\rightarrow 1m^2 < S < 10m^2$

➤ Zone F :

$$C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log A$$

• Pour $\alpha = 15^\circ$

$$C_{pe} = -2.0 + (-0.9 - (-0.2)) \log \times 2.699$$

$$C_{pe} = -1.526$$

• Pour $\alpha = 30^\circ$

$$C_{pe} = -1.5 + (-0.5 - (-1.5)) \log \times 2.699$$

$$C_{pe} = -1.069$$

Interpolation linéaire :

$$C_{pe} = -1.526 + \frac{-1.069 - (-1.526)}{30 - 15} \times (19.29 - 15)$$

$$C_{pe} = -1.395$$

➤ Zone G :

• Pour $\alpha = 15^\circ$

$$C_{pe} = -1.5 + (-0.8 - (-1.5)) \log \times 5.397$$

$$C_{pe} = -0.987$$

• Pour $\alpha = 30^\circ$

$$C_{pe} = -1.5 + (-0.5 - (-1.5)) \log \times 5.397$$

$$C_{pe} = -0.769$$

Interpolation linéaire :

$$C_{pe} = -0.987 + \frac{-0.768 - (-0.987)}{30 - 15} \times (19.29 - 15)$$

$$C_{pe} = -0.957$$

➤ Zone H :

$$C_{pe} = -0.3 + \frac{-0.2 - (-0.3)}{30 - 15} \times (19.29 - 15)$$

$$C_{pe} = -0.271$$

➤ Zone I :

$$C_{pe} = -0.4 + \frac{-0.4 - (-0.4)}{30 - 15} \times (19.29 - 15)$$

$$C_{pe} = -0.4$$

Tableau III- 4 : Cpe pour les zones F, G, H, I.

F	G	H	I
-1.395	-0.957	-0.271	-0.4

✓ Pression aérodynamique du vent $\theta = 90^\circ$

Tableau III- 5: Pression aérodynamique du vent $\theta = 90^\circ$

Pression intérieure de + 0.2					Dépression intérieure de - 0.3				
Parois Vertical									
Z o n e	$q_p(z)$ daN/ m ²	C_{pe}	C_{pi}	$W(z)$ daN/ m ²	Zon e	$q_p(z)$ daN/ m ²	C_{pe}	C_{pi}	$W(z)$ daN/ m ²
A	76.87	- 1.0	+ 0.2	-92.24	A	76.87	-1.0	-0.3	-53.81
B	76.87	- 0.8	+ 0.2	- 76.87	B	76.87	-0.8	- 0.3	-38.43
C	76.87	- 0.5	+ 0.2	-53.81	C	76.87	-0.5	- 0.3	-15.374
D	76.87	0.8	+ 0.2	46.122	D	76.87	0.8	- 0.3	84.55
E	76.87	- 0.3	+0.2	-38.435	E	76.87	-0.3	- 0.3	0
Versant de toiture									
F	76.87	-1.395	+0.2	- 109.23	F	76.87	-1.395	- 0.3	-84.17
G	76.87	-0.957	+ 0.2	-88.90	G	76.87	-0.957	- 0.3	-50.50
H	76.87	- 0.271	+0.2	-36.19	H	76.87	- 0.271	- 0.3	2.229
I	76.87	-0.4	+0.2	-46.122	I	76.87	-0.4	- 0.3	-7.687

- Calcul de la force de frottement F_{fr} : (RNV 2013, §2.6.3)

Condition à vérifier $S1 + S2 \leq 4S3$

Avec :

- S1 : La surface du long pan
- S2 : La surface du pignon
- S3 : La surface de la force perpendiculaire au vent

$$S1 + S2 = (20.22 \times 14.39) + \frac{10.39/2}{\cos 19.29} \times 20.22$$

$$S1 + S2 = 402.26m^2$$

$$S3 = (10.39 \times 14.39) + (10.39 \times \tan 19.29)$$

$$S3 = 153.14m^2$$

$$4S3 = 4 \times 153.14 = 612.56m^2$$

$$S1 + S2 = 402.26m^2 < 4S3 = 612.56m^2 \rightarrow \text{La force de frottement est négligeable}$$

$$\text{Donc : } F_{fr} = 0$$

Action d'ensemble :

$$F_{fr} = \sum w(z) \times A_{ref} + \sum F_{fr}$$

- Direction du vent ($\Theta=0^\circ$) : long pan

Calcul des surfaces tributaires de chaque zone de versant de toiture : (Projection horizontale)

➤ ZONE F_1 : $S_{F1} = \left(\frac{e}{10}\right) \times \left(\frac{e}{4}\right) = \left(\frac{20.22}{10}\right) \times \left(\frac{20.22}{4}\right) = 10.22m^2$

➤ ZONE F_2 : $S_{F1} = \left(\frac{e}{10}\right) \times \left(\frac{e}{4}\right) = \left(\frac{20.22}{10}\right) \times \left(\frac{20.22}{4}\right) = 10.22m^2$

➤ Zone G : $S_G = \left[b - \left(\frac{2e}{4}\right)\right] \times \left(\frac{e}{10}\right) = \left[20.22 - \left(\frac{2 \times 20.22}{4}\right)\right] \times \left(\frac{20.22}{10}\right) = 20.44m^2$

➤ Zone H : $S_H = \left[\left(\frac{d}{2}\right) - \left(\frac{e}{10}\right)\right] \times b = \left[\left(\frac{10.39}{2}\right) - \left(\frac{20.22}{10}\right)\right] \times 20.22 = 64.15m^2$

➤ Zone I : $S_I = \left[\left(\frac{d}{2}\right) - \left(\frac{e}{10}\right)\right] \times b = \left[\left(\frac{10.39}{2}\right) - \left(\frac{20.22}{10}\right)\right] \times 20.22 = 64.15m^2$

➤ Zone J : $S_J = \left(\frac{e}{10}\right) \times b = \left(\frac{20.22}{10}\right) \times 20.22 = 40.88m^2$

➤ Zone D : $S_D = 14.39 \times 20.22 = 290.96m^2$

➤ Zone E : $S_E = 14.39 \times 20.22 = 290.96m^2$

Tableau III- 6 : Valeurs des forces horizontales et verticales (direction du vent $\theta = 0^\circ$ avec pression intérieure de + 0.2

Zone	Composante horizontale F_{wx} (daN)	Composante verticale F_{wz} (daN)
D	$46.12 \times 290.96 = 13\,419.08 \rightarrow$	0
E	$38.435 \times 290.96 = 11\,183.04 \rightarrow$	0
F1	$80.175 \times 10.22 \times \tan(19.29) = 290.78 \leftarrow$	$64.03 \times 10.22 = 654.39 \uparrow$
F2	$64.03 \times 10.22 \times \tan(19.29) = 286.78 \leftarrow$	$64.03 \times 10.22 = 654.39 \uparrow$
G	$70.25 \times 20.44 \times \tan(19.29) = 502.21 \leftarrow$	$61.42 \times 20.44 = 1\,255.43 \uparrow$
H	$36.21 \times 64.15 \times \tan(19.29) = 996.73 \leftarrow$	$33.29 \times 64.15 = 2\,135.55 \uparrow$
I	$46.12 \times 64.15 \times \tan(19.29) = 1\,380.87 \rightarrow$	$46.12 \times 64.15 = 2\,958.59 \uparrow$
J	$81.25 \times 40.88 \times \tan(19.29) = 1\,162.52 \rightarrow$	$66.56 \times 40.88 = 2\,720.97 \uparrow$
Total	$F_{wx} = 25\,059.44 \rightarrow$	$F_{wz} = 10\,379.32 \uparrow$

Tableau III- 7 : Valeurs des forces horizontales et verticales (direction du vent $\theta = 0^\circ$ avec pression intérieure de - 0.3

Zone	Composante horizontale F_{wx} (daN)	Composante verticale F_{wz} (daN)
D	$84.55 \times 290.96 = 24\,600.68 \rightarrow$	0
E	0.0 \rightarrow	0
F1	$25.59 \times 10.22 \times \tan(19.29) = 122.06 \leftarrow$	$25.59 \times 10.22 = 261.52 \uparrow$
F2	$25.59 \times 10.22 \times \tan(19.29) = 122.06 \leftarrow$	$25.59 \times 10.22 = 261.52 \uparrow$
G	$22.98 \times 20.44 \times \tan(19.29) = 219.23 \leftarrow$	$22.98 \times 20.44 = 469.71 \uparrow$
H	$5.150 \times 64.15 \times \tan(19.29) = 154.19 \leftarrow$	$5.15 \times 64.15 = 330.37 \uparrow$
I	$7.687 \times 64.15 \times \tan(19.29) = 230.15 \rightarrow$	$7.68 \times 64.15 = 492.67 \uparrow$
J	$28.13 \times 40.33 \times \tan(19.29) = 536.72 \rightarrow$	$28.13 \times 40.88 = 1\,149.95 \uparrow$
Total	$F_{wx} = 24\,969.24 \rightarrow$	$F_{wz} = 2\,965.74 \uparrow$

➤ Direction du vent ($\Theta=90^\circ$) :

Calcul des surfaces tributaires de chaque zone des parois vertical

➤ Zone D : $S_D = 14.39 \times 10.39 = 149.51 m^2$

➤ Zone E : $S_E = 14.39 \times 10.39 = 149.51 m^2$

Calcul des surfaces tributaires de chaque zone de versant de toiture (Projection horizontale)

- ZONE F_1 : $S_{F_1} = \left(\frac{e}{10}\right) \times \left(\frac{e}{4}\right) = \left(\frac{10.39}{10}\right) \times \left(\frac{10.39}{4}\right) = 2.699m^2$
- ZONE F_2 : $S_{F_2} = \left(\frac{e}{10}\right) \times \left(\frac{e}{4}\right) = \left(\frac{10.39}{10}\right) \times \left(\frac{10.39}{4}\right) = 2.699m^2$
- Zone G : $S_G = \left[b - \left(\frac{2e}{4}\right)\right] \times \left(\frac{e}{10}\right) = 5.397m^2$
- Zone H : $S_H = \left[\left(\frac{d}{2}\right) - \left(\frac{e}{10}\right)\right] \times b = \left[\left(\frac{10.39}{2}\right) - \left(\frac{10.39}{10}\right)\right] \times 10.39 = 43.18m^2$
- Zone I : $S_I = \left[d - \left(\frac{e}{10}\right)\right] \times b = \left[20.22 - \left(\frac{10.39}{10}\right)\right] \times 10.39 = 156.11m^2$

Tableau III- 8: Valeurs des forces horizontales et verticales (direction du vent $\theta = 90^\circ$ avec pression intérieure de + 0.2

Zone	Composante horizontale F_{wy} (daN)	Composante verticale F_{wz} (daN)
D	$46.12 \times 149.51 = 6\ 895.4 \rightarrow$	0
E	$38.43 \times 149.51 = 5\ 745.66 \rightarrow$	0
F1	0	$2.699 \times 109.23 = 293.83 \uparrow$
F2	0	$2.699 \times 109.23 = 293.83 \uparrow$
G	0	$5.397 \times 136.06 = 734.03 \uparrow$
H	0	$43.18 \times 33.28 = 1437.03 \uparrow$
I	0	$156.11 \times 46.12 = 67\ 667.04 \uparrow$
Ffr	0	0
Total	$F_{wy} = 12\ 641.06 \rightarrow$	$F_{wz} = 9\ 958.8 \uparrow$

Tableau III- 9: Valeurs des forces horizontales et verticales (direction du vent $\theta = 90^\circ$ avec pression intérieure de - 0.3.

Zone	Composante horizontale F_{wy} (daN)	Composante verticale F_{wz} (daN)
D	$84.55 \times 149.51 = 12\ 641.07 \rightarrow$	0
E	0	0
F1	0	$70.79 \times 2.699 = 191.06 \uparrow$
F2	0	$70.79 \times 2.699 = 191.06 \uparrow$
G	0	$97.62 \times 5.39 = 263.94 \uparrow$
H	0	$5.150 \times 43.18 = 222.38 \uparrow$
I	0	$156.11 \times 7.687 = 1\ 200.02 \uparrow$
Ffr	0	0
Total	$F_{wy} = 12\ 641.07 \rightarrow$	$F_{wz} = 2\ 068.46 \uparrow$

Tableau III- 10: Valeurs des forces les plus défavorables et coordonnées des points d'application (vent $\theta = 0^\circ$)

Zone	Composante horizontale F_{wx} (daN)	Composante verticale F_{wz} (daN)
D	13 419.08 →	0
E	11 183.04 →	0
F1	305.42 ←	654.39 ↑
F2	305.42←	↑
G	585.42 ←	↑
H	996.73 ←	↑
I	1 380.87 →	2 958.59 ↑
J	1 269.96 →	2 720.97 ↑
F_{wx}	25 059.44 →	
F_{wz}		10 379.32 ↑

III.2.2 Action de neige :

III.2.2.1 Charge de neige sur le sol : (RNV 2013, §4)

On a : La zone de neige : Zone A (annexe 1 Zone de neige, RNV 2013)

L'altitude : $H = 406 \text{ m}$

$$S_k = \frac{0.07H+15}{100} = \frac{0.07 \times 406 + 15}{100} \rightarrow S_k = 0.434 \text{ KN/m}^2 = 43.4 \text{ daN/m}^2$$

III.2.2.2 Charge de neige sur la toiture : (RNV 2013, §3.1)

On a une toiture a deux versant égaux avec une pente de $15^\circ < \alpha = 19.29^\circ < 30^\circ$

Donc $\mu_1 = 0.8$ (Tableau 2, RNV 2013, §6.2.2)

$$\text{D'où : } S = S_k \times \mu_1 = 85 \times 0.434 \rightarrow S = 0.347 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 0.347 \times \cos 19.29$$

$$S = 0.327 \text{ daN/m}^2 \rightarrow S = 32.7 \text{ KN/m}^2$$

III.3 Charges permanentes :

Ce terme désigne le poids propre de tous les éléments permanents constituant l'ouvrage terminé. Il s'agit donc non seulement du poids de l'ossature mais aussi de tous les éléments du bâtiment (planchers, plafonds, cloisons, revêtements de sol, installations fixes).

III.3.1 Plancher étage courant :

Tableau III- 11: Les valeurs des charges supporter par le plancher mixte

Type de charge	Épaisseur	Charge permanentes
Revêtement en carrelage	2cm	$0.02 \times 2000 = 40 \text{ daN/m}^2$
Mortier de pose	2cm	$0.02 \times 2000 = 40 \text{ daN/m}^2$
Cloison de réparation	5cm	45 daN/m^2
Isolation thermique	4cm	$0.04 \times 400 = 16 \text{ daN/m}^2$
Poids de la dalle		$83 \times 10^{-3} \times 2500 = 207.540 \text{ daN/m}^2$
HI_BOND 55_750		9.56 daN/m^2
Faux plafond	1cm	$0.01 \times 1000 = 10 \text{ daN/m}^2$
Total		368.06 daN/m^2

III.3.2 Murs extérieurs :

Figure III- 5: Charge permanente du mur

Élément	Épaisseur	La charge
Mortier de ciment	2cm	36 daN/m ²
Brique creuse	10cm	90 daN/m ²
Brique creuse	10cm	90 daN/m ²
Enduit plâtre	2cm	20 daN/m ²
Total		236 daN/m ²

III.3.3 Les escaliers :

➤ Volée :

Figure III- 6: Charges permanentes du volée

Élément	Épaisseur	La charge
Tôle striée	5cm	45daN/m ²
Mortier de pose	2cm	40daN/m ²
Revêtement	2cm	40daN/m ²
Total		125daN/m ²

➤ Palier :

Figure III- 7: Charge permanente du palier

Élément	Épaisseur	La charge
HI – BOND 55_750		9.56daN/m ²
Dalle en béton	10.5cm	300daN/m ²
Mortier de pose		4daN/m ²
Revêtement	2cm	40daN/m ²
Total		353,56daN/m ²

III.4 Surcharge d'exploitation :

Les surcharges d'exploitation représentent les charges variables dues à l'usage quotidien de la structure elles incluent le poids des personnes du mobilier ainsi que des équipements temporaires ou permanentes ces charges dépendent de la destination des espaces (leur fonction dans le bâtiment bureaux logement...)

Dans notre cas la structure est composée de niveaux à usages distincts :

Bureaux : rez de chaussée 1^{er} étage et 2^{eme} étage

Habitation : 3^{eme} étage et le comble

Les valeurs des surcharges d'exploitation ont considéré, conformément au règlement technique DTR B.C2.2 charges permanentes et les charges d'exploitation sont suivantes

Plancher à usages bureaux (RDC, étage 1 et 2) : $250\text{dan}/\text{m}^2$

Plancher à usages habitation (étage 3 et comble) : $150\text{dan}/\text{m}^2$

Chapitre IV :
Prédimensionnement des
éléments secondaires

IV.1 Introduction :

Dans ce chapitre, nous nous intéressons au calcul des éléments secondaires qui composent le bâtiment et qui sont soumis à différentes sollicitations. Le principe de vérification repose sur l'évaluation de la résistance et de la stabilité de la structure. Les formules utilisées pour ces vérifications sont issues de l'Eurocode.

IV.1.1 Les pannes :

Les pannes sont des poutres destinées à transmettre les charges et les surcharges s'appliquant sur la couverture à la traverse ou bien la ferme

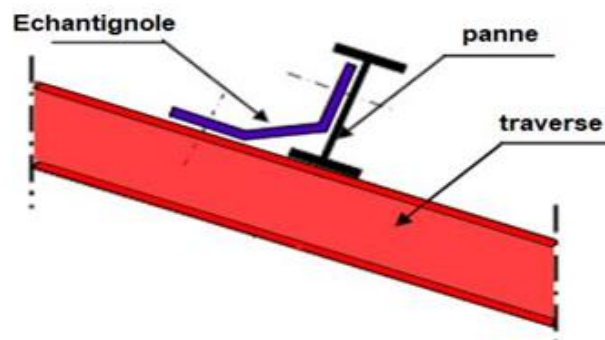


Figure IV- 1: disposition de la toiture.

➤ Charges et surcharges :

- Le poids propre estimé du panneau sandwich : $G_p = 10.67 \text{ dan/m}^2$
- La pente du versant : $\alpha = 19.29^\circ$
- L'entre axe des pannes : $e = \frac{1.38}{\cos \alpha} = 1.52$
- Accessoire de pose : 5 dan/m^2
- Longueur de la panne : 5 m
- Surcharge de neige : $N = 31.4 \text{ dan/m}^2$
- Surcharge du vent : $V = -109.23 \text{ dan/m}^2$ (Zone F).

➤ Charge permanente G :

$$G = (10.67 + 5) \times 1.52$$

$$G = 23.82 \text{ daN/m}$$

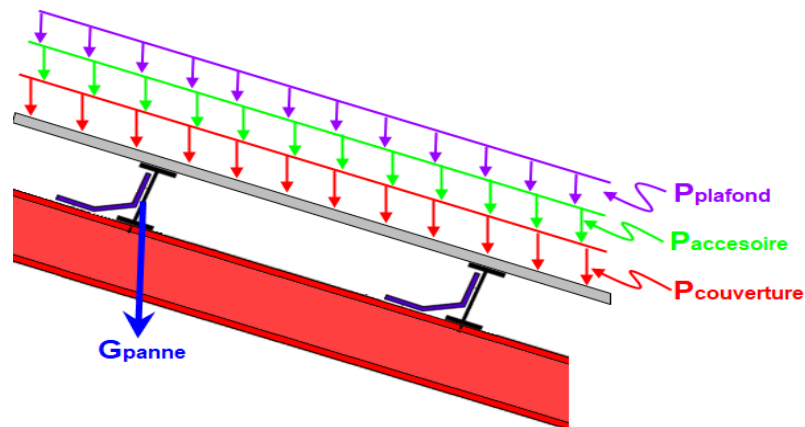


Figure IV- 2: Schéma statique des charges permanentes G sur les pannes

➤ Surcharge d’entretien E :

D’après le tableau des charges d’entretien :

Roof slope , α degree	$qk(KN/m^2)$
$\alpha < 30^\circ$	0.6
$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$0.6[(60 - \alpha)/30]$
$\alpha \leq 60^\circ$	0

On a $\alpha = 19.29^\circ < 30^\circ \rightarrow E = 60 \times 1.52 = 91.2 \text{ dan/ml}$

➤ Surcharge climatique

- Neige : $N = 34.7 \times 1.52 = 52.74 \text{ dan /ml}$
 $N = 32.7 \times 1.52 = 49.70 \text{ dan /ml}$
- Vent : $V = 109.23 \times 1.52 = 166.03 \text{ dan /ml}$

Combinaison de charge les plus défavorable :

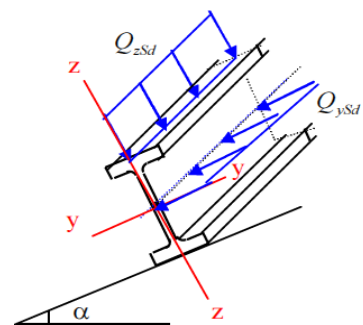
Remarque : d’après le nouveau règlement (DTR) la surcharge d’entretien E ne se combine pas avec les charges climatique (neige N et vent V)

➤ Action vers le bas à l’ELS ↓ :

$$Q_{sd1} = G + E = 23.82 + 91.2 = 115.02 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{sd2} = G + N = 23.82 + 52.74 = 76.56 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{sd} = \max [Q_{sd1} ; Q_{sd2}] = \max [115.02 ; 76.56] = 115.02 \text{ daN/ml.}$$



$$Q_{z,sd} = Q_{sd} \times \cos(\alpha) = 115.02 \times \cos(19.29) = 108.56 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y,sd} = Q_{sd} \times \sin(\alpha) = 115.02 \times \sin(19.29) = 38 \text{ daN/ml}$$

➤ Action vers le haut à l'ELS ↑ :

$$Q_{z,sd} = G \times \cos(\alpha) - V = 23.82 \times \cos(19.29) - 166.03 = -143.54 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y,sd} = G \times \sin(\alpha) = 23.82 \times \sin(19.29) = 7.87 \text{ daN/ml}$$

IV.1.1.1 Prédimensionnement de l'élément :

➤ **Flèche Verticale :**

On a $fz \leq fad$ et $fad = \frac{l}{200} = \frac{500}{200} = 2.5 \text{ cm}$

Et:

$$fz = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z,sd} \times l^4}{E \times I_y}$$

$$I_y = \frac{5}{384} \times \frac{143.54 \times 10^{-2} \times 500^4}{2.1 \times 10^6 \times 2.5}$$

$$I_y \geq 223.91 \text{ cm}^4$$

• **Flèche Latérale:**

$fz \leq fad$ et $fad = \frac{l/2}{200} = \frac{250}{200} = 1.25 \text{ cm}$

Et:

$$f_y = \frac{2.05}{384} \times \frac{Q_{y,sd} \times (l/2)^4}{E \times I_z}$$

$$I_z = \frac{5}{384} \times \frac{48.64 \times 10^{-2} \times 250^4}{2.1 \times 10^6 \times 1.25}$$

$$I_z \geq 3.87 \text{ cm}^4$$

Donc on opte pour *L IPE120*

Tableau IV- 1 : les caractéristiques du profilé IPE 120

G (kg/m)	h (mm)	b (mm)	d (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	A (mm ²)	A _{vz} (mm ²)	A _{vy} (mm ²)
10.4	120	64	93.4	4.4	6.3	13.2 × 10 ²	6.31 × 10 ²	10.44 × 10 ²
I _y (mm ⁴)	I _z (mm ⁴)	W _{pl,y} (mm ³)	W _{pl,z} (mm ³)	i _y (mm)	i _z (mm)	I _t (mm ⁴)	I _w (mm ⁶)	r (mm)
318 × 10 ⁴	27.7 × 10 ⁴	60.7 × 10 ³	13.6 × 10 ³	4.90 × 10	1.45 × 10	0.89 × 10 ⁴	1.74 × 10 ⁹	7

On a le poids propre de la panne IPE120 est : $G = 10.4 \text{ daN/ml}$

Donc : $G = (10.67 + 5) \times 1.52 + 10.4$

$$G = 34.22 \text{ daN/ml}$$

- Action vers le bas à l'ELU ↓

:

$$Q_{sd1} = 1.35 G + 1.5 E = 1.35 \times 34.22 + 1.5 \times 91.2 = 182.99 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{sd2} = 1.35 G + 1.5 N = 1.35 \times 34.22 + 1.5 \times 47.73 = 117.79 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{sd} = \max [Q_{sd1} ; Q_{sd2}] = \max [182.99 ; 117.79] = 182.99 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{z,sd} = Q_{sd} \times \cos(\alpha) = 182.99 \times \cos (25.02) = 165.82 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y,sd} = Q_{sd} \times \sin(\alpha) = 182.99 \times \sin (25.02) = 77.39 \text{ daN/ml}$$

- Action vers le haut à l'ELU ↑

:

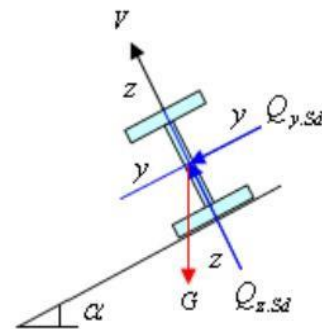
$$Q_{z,sd} = G \times \cos(\alpha) - 1.5 V$$

$$= 34.22 \times \cos(25.02) - 1.5 \times 166.03$$

$$Q_{z,sd} = -218.03 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y,sd} = 1.35G \times \sin(\alpha) = 1.35 \times 34.22 \times \sin(25.02)$$

$$Q_{y,sd} = 19.53 \text{ daN/m}$$



- Action vers le bas à l'ELS ↓ :

$$Q_{sd1} = G + E = 34.22 + 91.2 = 125.42 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{sd2} = G + N = 34.22 + 47.73 = 81.95 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{sd} = \max [Q_{sd1} ; Q_{sd2}] = \max [125.42 ; 81.95] = 125.42 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{z,sd} = Q_{sd} \times \cos(\alpha) = 125.42 \times \cos (25.02) = 113.65 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y,sd} = Q_{sd} \times \sin(\alpha) = 125.42 \times \sin (25.02) = 53.04 \text{ daN/ml}$$

- Action vers le haut à l'ELS ↑ :

$$Q_{z,sd} = G \times \cos(\alpha) - V = 34.22 \times \cos (25.02) - 166.03 = -135.02 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y,sd} = G \times \sin(\alpha) = 34.22 \times \sin (25.02) = 14.37 \text{ daN/ml}$$

- Calcul du moment sollicitant sous l'action vers le bas :

On a la longueur de la Panne est : $l = \frac{20}{4} = 5\text{m}$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l^2}{8} = \frac{165.82 \times 5^2}{8} = 518.19 \text{ dan.m}$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{77.39 \times 2.5^2}{8} = 60.46 \text{ dan.m}$$

Calcul du moment sollicitant sous l'action vers le haut :

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l^2}{8} = \frac{218.03 \times 5^2}{8} = 681.34 \text{ dan.m}$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{19.54 \times 2.5^2}{8} = 15.27 \text{ dan.m}$$

Calcul du moment résistant :

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{60.7 \times 23.5}{1.1} = 1296.77 \text{ dan.m}$$

$$M_{plz,rd} = \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{13.6 \times 23.5}{1.1} = 290.54 \text{ dan.m}$$

➤ Vérification a la flexion déviée :

On a une section en I et l'effort normal $N=0$

→ $\alpha = 2$ et $\beta = 1$

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{ply,rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{plz,rd}}\right)^\beta$$

- Sous l'action vers le bas :

$$\left(\frac{518.19}{1296.77}\right)^2 + \left(\frac{60.46}{290.54}\right)^1 = 0.36 < 1$$

- Sous l'action vers le haut :

$$\left(\frac{681.34}{1296.77}\right)^2 + \left(\frac{15.27}{290.54}\right)^1 = 0.32 < 1$$

Dou : la panne est vérifiée à la flexion déviée

➤ Vérification au cisaillement :

- Calcul de l'effort tranchant sollicitant :

$$V_{z,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l}{2} = \frac{218.03 \times 5}{2} = 545.07 \text{ daN}$$

$$V_{y,sd} = \frac{0.625 \times Q_{z,sd} \times l}{2} = \frac{0.625 \times 77.3 \times 5}{2} = 120.78 \text{ daN}$$

- Calcul de l'effort tranchant résistant :

$$V_{plz,rd} = \frac{Avz \times \left(\frac{fy}{\sqrt{3}}\right)}{y_{M0}} = \frac{6.31 \times \left(\frac{2350}{\sqrt{3}}\right)}{y_{M0}} = 7782.94 \text{ daN}$$

$$V_{ply,rd} = \frac{Avy \times \left(\frac{fy}{\sqrt{3}}\right)}{y_{M0}} = \frac{(13.2 - 6.31) \times \left(\frac{2350}{\sqrt{3}}\right)}{y_{M0}} = 8498.33 \text{ danN}$$

➤ **Vérification de l'interaction du moment vis-à-vis de l'effort tranchant**

$$0.5 \times V_{pl.y.Rd} = 0.5 \times 8489.33 = 4244.67$$

$$0.5 \times V_{pl.z.Rd} = 0.5 \times 7782.94 = 3891.47$$

On a :

$$V_{y.sd} < 0.5 \times V_{pl.y.Rd} \quad \text{et} \quad V_{z.sd} < 0.5 \times V_{pl.z.Rd}$$

Donc : Il n'y a pas d'interaction du moment de résistance plastique vis-à-vis de l'effort tranchant.

On a :

$$V_{z.sd} < V_{pl.z.Rd} \quad \text{et} \quad V_{y.sd} < V_{pl.y.Rd}$$

$$545.07 < 7782.94 \quad \text{et} \quad 120.78 < 8498.33$$

D'où : La panne est vérifiée au cisaillement

➤ **Vérification à l'instabilité (diversement) :**

- La semelle supérieure de la panne n'est pas susceptible de déverser sous l'action des charges gravitaires vue qu'elle est fixée à la couverture sur toute sa longueur.
- La semelle inférieure par contre risque de déverser sous l'action du vent de soulèvement du moment qu'elle est libre sur toute sa longueur.

- Calcul du moment sollicitant (sous l'action du vent soulèvement)

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times l^2}{8} = \frac{218.03 \times 5^2}{8} = 681.34 \text{ dan.m}$$

$$M_{z.sd} = \frac{Q_{y.sd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{19.54 \times 2.5^2}{8} = 15.27 \text{ dan.m}$$

- Calcul du moment critique de déversement élastique

On suppose que la charge est appliquée au centre de gravité de la section et uniformément répartie sur le long de l'élément

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \times \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}}$$

$$M_{cr} = 1.132 \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 27.7}{500^2} \times \sqrt{\frac{890}{27.7} + \frac{500^2 \times 8 \times 10^3 \times 1.74}{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 27.7}}$$

$$M_{cr} = 656.77 \text{ KN.cm}$$

- Calcul de l'élancement réduit :

On a une section de classe 1 donc on utilise W_{ply}

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{60.7 \times 23.5}{656.77}} = 1.47$$

Et aussi : $\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}$ section de classe 1 et 2

$$\text{On a } \lambda_1 = 93,9 \text{ et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\text{Et : } \lambda_{LT} = \frac{l_{iz}}{C_1^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l_{iz}}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{500/1.45}{1.132^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{500/1.45}{12/0.63} \right)^2 \right]^{0.25}} = 158.72$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{158.72}{93.9} = 1.69 \text{ (plus défavorable)}$$

$$\text{On a : } \frac{h}{b} = \frac{120}{64} = 1.88 < 2 \text{ (tableau annexe 1)}$$

Donc : courbe de flambement "a"

DAPRES LE TABLEAU χ_{LT} (annexe 2)

On prend $\chi_{LT} = 0.3026$

- Calcul du moment résistant au déversement :

$$M_{b,rd} = \chi_{LT} \times M_{pl,y,rd} = 0.3026 \times 1296.77 = 392.40 \text{ daN.m}$$

• **Vérification au déversement sous flexion déviée :**

$$\frac{M_{y,sd}}{M_{b,rd}} + \frac{M_{z,rd}}{M_{pl,z,rd}} = \frac{681.34}{392.40} + \frac{15.26}{290.54} = 1.79 > 1$$

Donc : la panne IPE120 n'est pas vérifiée vis-à-vis du déversement

Donc on doit redimensionner la section de la panne

On prend **IPE180**

Tableau IV- 2 : les caractéristiques du profilé IPE 180.

G (kg/m)	h (mm)	b (mm)	d (mm)	t _w	t _f (mm)	A (mm ²)	A _{vz} (mm ²)	A _{vy} (mm ²)
-------------	--------	--------	--------	----------------	---------------------	-------------------------	---------------------------------------	---------------------------------------

				(mm)				
18.8	180	91	146	5.3	8	23.9×10^2	11.3×10^2	12.6×10^2
I_y (mm ⁴)	I_z (mm ⁴)	$W_{pl,y}$ (mm ³)	$W_{pl,z}$ (mm ³)	i_y (mm)	i_z (mm)	I_t (mm ⁴)	I_w (mm ⁶)	R (mm)
1317×10^4	101×10^4	60.7166×10^3	34.6×10^3	7.42×10	2.05×10	4.79×10^4	7.43×10^9	9

On a le poids propre de la panne $G_{IPE180} = 18.8 \text{ daN/m}^2$

Donc : $G = (10.67 + 5) \times 1.52 + 18.8$

$G = 42.62 \text{ daN/ml}$

- Action vers le bas à l'ELU ↓ :

$$Q_{sd1} = 1.35 G + 1.5 E = 1.35 \times 42.62 + 1.5 \times 91.2 = 194.34 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{sd2} = 1.35 G + 1.5 N = 1.35 \times 42.62 + 1.5 \times 47.75 = 129.13 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{sd} = \max [Q_{sd1} ; Q_{sd2}] = \max [194.34 ; 129.13] = 194.34 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{z,sd} = Q_{sd} \times \cos(\alpha) = 194.34 \times \cos(25.02) = 176.1 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y,sd} = Q_{sd} \times \sin(\alpha) = 194.34 \times \sin(25.02) = 82.19 \text{ daN/ml}$$

- Action vers le haut à l'ELU ↑ :

$$Q_{z,sd} = G \times \cos(\alpha) - 1.5 V = 42.62 \times \cos(25.02) - 1.5 \times 166.03 = -210.42 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y,sd} = 1.35 G \times \sin(\alpha) = 1.35 \times 42.62 \times \sin(25.02) = 24.33 \text{ daN/ml}$$

- Action vers le bas à l'ELS ↓ :

$$Q_{sd1} = G + E = 42.62 + 91.2 = 133.82 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{sd2} = G + N = 42.62 + 47.73 = 90.35 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{sd} = \max [Q_{sd1} ; Q_{sd2}] = \max [133.82 ; 90.35] = 133.82 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{z,sd} = Q_{sd} \times \cos(\alpha) = 133.82 \times \cos(25.02) = 121.26 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y,sd} = Q_{sd} \times \sin(\alpha) = 133.82 \times \sin(25.02) = 56.59 \text{ daN/ml}$$

- Action vers le haut à l'ELS ↑ :

$$Q_{z,sd} = G \times \cos(\alpha) - V = 42.62 \times \cos(25.02) - 166.03 = -127.41 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y,sd} = G \times \sin(\alpha) = 42.62 \times \sin(25.02) = 18.03 \text{ daN/ml}$$

- Calcul moment sollicitant (sous le vent soulèvement) :

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l^2}{8} = \frac{210.42 \times 5^2}{8} = 657.06 \text{ dan.m}$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{24.33 \times 2.5^2}{8} = 19.00 \text{ dan.m}$$

Calcul du moment résistant :

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{166 \times 23.5}{1.1} = 3546.36 \text{ dan.m}$$

$$M_{plz,rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{34.6 \times 23.5}{1.1} = 739.18 \text{ dan.m}$$

- Calcul du moment critique de déversement élastique :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \times \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}}$$

$$M_{cr} = 1.132 \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 101}{500^2} \times \sqrt{\frac{7340}{101} + \frac{500^2 \times 8 \times 10^3 \times 4.79}{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 101}}$$

$$M_{cr} = 2182.79 \text{ KN.cm} \rightarrow 2182.79 \text{ daN.m}$$

- Calcul de l'élancement réduit :

On a une section de classe 1 donc on utilise W_{ply}

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{166 \times 23.5}{2182.79}} = 1.34$$

Et aussi : $\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}$ section de classe 1 et 2

$$\text{On a } \lambda_1 = 93,9 \text{ et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\text{Et : } \lambda_{LT} = \frac{l/i_z}{C_1^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l/i_z}{h/t_f}\right)^2\right]^{0.25}} = \frac{500/2.05}{1.132^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{500/2.05}{18/0.3}\right)^2\right]^{0.25}} = 141.57$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{141.57}{93.9} = 1.51 \text{ (plus défavorable)}$$

$$\text{On a : } \frac{h}{b} = \frac{180}{91} = 1.97 < 2 \text{ (tableau annexe 1)}$$

Donc : courbe de flambement "a"

DAPRES LE TABLEAU χ_{LT} (annexe 2)

On prend $\chi_{LT} = 0.3682$

Calcul du moment résistant au déversement :

$$M_{b,rd} = \chi_{LT} \times M_{pl,y,rd} = 0.3682 \times 3546.36 = 1305.17 \text{ daN.m}$$

Vérification au déversement sous flexion déviée :

$$\frac{M_{y,sd}}{M_{b,rd}} + \frac{M_{z,rd}}{M_{pl,z,rd}} = \frac{657.06}{1305.76} + \frac{19}{739.08} = 0.529 < 1 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

Donc : la panne IPE180 est vérifiée vis-à-vis du déversement.

IV.2 Prédimensionnement de l'échantignolle :

L'échantignolle est un élément de fixation en plat plié qui relie les pannes aux fermes ou traverses. Elle résiste aux efforts dus aux charges permanentes, à la neige et au vent, et se fixe par boulonnage ou soudage.

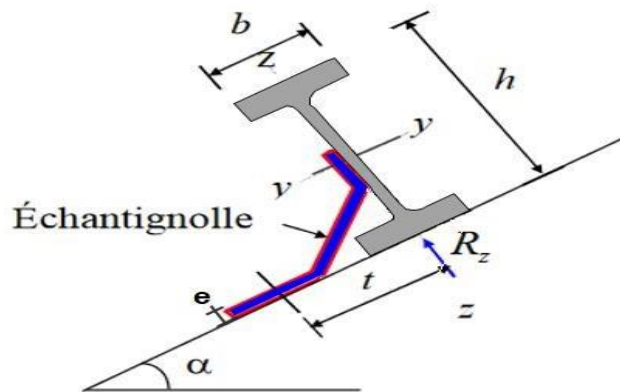


Figure IV- 3: Disposition de l'échantignolle.

IV.2.1.1 Calcul structural :

L'excentrement "t" est limité par la condition suivante :

$$2\left(\frac{b}{2}\right) \leq t \leq 3\left(\frac{b}{2}\right)$$

Pour LIPE 180 : $h = 18\text{cm}$ et $b = 9.1\text{cm}$

Donc : $10 \leq t \leq 15$ on prend $t = 12\text{cm}$

- L'action de soulèvement :

$$Q_{z,sd} = G \times \cos(\alpha) - 1.5 V = 42.62 \times \cos(25.02) - 1.5 \times 166.03 = - 210.42 \text{ daN/ml}$$

- Réactions d'appuis :

$$R = 2 \times \frac{Q_{z,sd} \times l_y}{2} = 2 \times \frac{210.42 \times 5}{2} = 1052.1 \text{ daN}$$

- Calcul du moment du renversement :

$$M_r = R_z \times t = 1052.1 \times 12 = 12625.2 \text{ daN.cm}$$

- Dimensionnement de l'échantignole :

$$M_{sd} \leq M_{c,Rd}$$

On a : $M_{c,Rd} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{M_0}}$; $M_{sd} = M_r$ et $W_{el} = W_{ech}$

Dou :

$$M_r \geq \frac{W_{ech} \times f_y}{\gamma_{M_0}} \rightarrow W_{ech} \geq \frac{M_r \times \gamma_{M_0}}{f_y} \rightarrow W_{ech} \geq \frac{12625.2 \times 1.1}{2350}$$

$$\rightarrow W_{ech} = 5.90 \text{ cm}^3$$

Avec :

$$W_{ech} = \frac{b \times e^2}{6} \rightarrow \frac{b \times e^2}{6} \geq 5.90 \rightarrow e \geq \sqrt{\frac{5 \times 5.90}{12}} \rightarrow e \geq 1.57 \text{ cm}$$

On prend : $e = 16 \text{ mm}$.

IV.3 Calcul des liernes :

Les liernes, souvent en barres ou cornières, assurent la stabilité latérale des pannes en les reliant entre elles, notamment au faîtage, pour éviter leur déformation et préserver l'esthétique de la couverture.

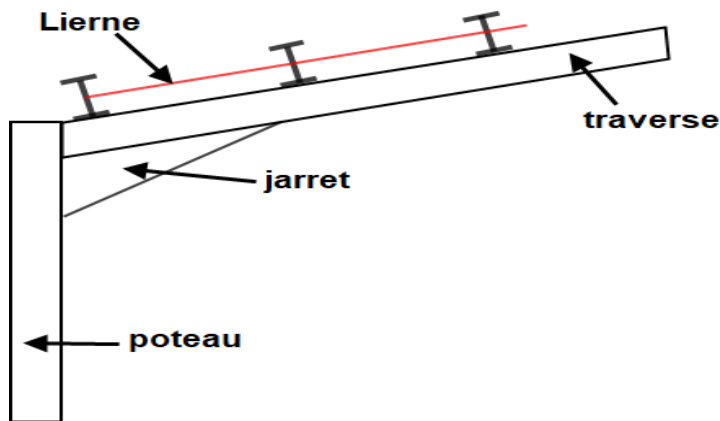


Figure IV- 4 : la disposition du la lierne

IV.3.1.1 Calcul structural :

Calcul de la lierne la plus chargée revenant à la panne de la toiture

La réaction R au niveau de la lierne :

On a :

$$Q_{y,sd} = 82.19 \text{ daN/ml}$$

$$R_y = 1.25 \times Q_{y,sd} \times l_z = 1.25 \times 82.19 \times 2.5 \quad \rightarrow \quad R_y = 256.8 \text{ daN}$$

➤ L'effort de traction :

- Tronçon de lierne L_1 :

$$T_1 = \frac{R_y}{2} = \frac{256.8}{2} = 128.4 \text{ daN}$$

- Tronçon de lierne L_2 :

$$T_2 = R_y + T_1 = 256.8 + 128.4 = 385.2 \text{ daN}$$

- Tronçon de lierne L_3 :

$$T_3 = R_y + T_2 = 256.8 + 385.2 = 642 \text{ daN}$$

- Effort dans les diagonales L_4 :

$$2 \times T_4 \times \cos \theta = T_3 \quad \rightarrow \quad T_4 = \frac{T_3}{2 \times \cos 26.87} = 359.85 \text{ daN}$$

Avec :

$$\tan \theta = \frac{1.52}{3} \quad \rightarrow \quad \theta = 26.87^\circ$$

IV.3.1.2 Calcul de la section des liernes :

Le tronçon le plus sollicité est L_2 :

$$N_{sd} = T_4 \leq N_{t,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_1}}$$

On a :

$$T_4 \leq \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_1}} \quad \rightarrow \quad A \geq \frac{T_4 \times \gamma_{M_1}}{f_y} \quad \rightarrow \quad A \geq \frac{642 \times 1.1}{2350} = 0.3 \text{ cm}^2$$

On a aussi :

$$A = \frac{\pi \phi}{4} \geq 0.3 \quad \rightarrow \quad \phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0.3}{\pi}} \quad \rightarrow \quad \phi \geq 0.62 = 6.2 \text{ mm}$$

Soit une barre ronde de diamètre : $\phi = 10 \text{ mm}$.

IV.4 Conclusion :

L'étude que nous avons effectuée nous a permis de déterminer le type des profilés des éléments secondaires qui sont capables de résister à leurs poids propres et à tous les efforts extrêmes de vent.

Chapitre V : Étude du plancher mixte

V.1 Introduction :

Dans ce chapitre, on va traiter le prédimensionnement des éléments porteurs d'un plancher mixte acier-béton, notamment les solives, les poutres principales et les poutres secondaires. Le système étudié repose sur l'utilisation d'une tôle profilée de type (HI – BOND 55 – 750), associée à une dalle en béton et à des connecteurs assurant une liaison structurale efficace entre l'acier et le béton. Ce dispositif constructif permet de mobiliser les propriétés mécaniques des deux matériaux, dans le but d'optimiser la résistance, la rigidité et la rentabilité de l'ouvrage.

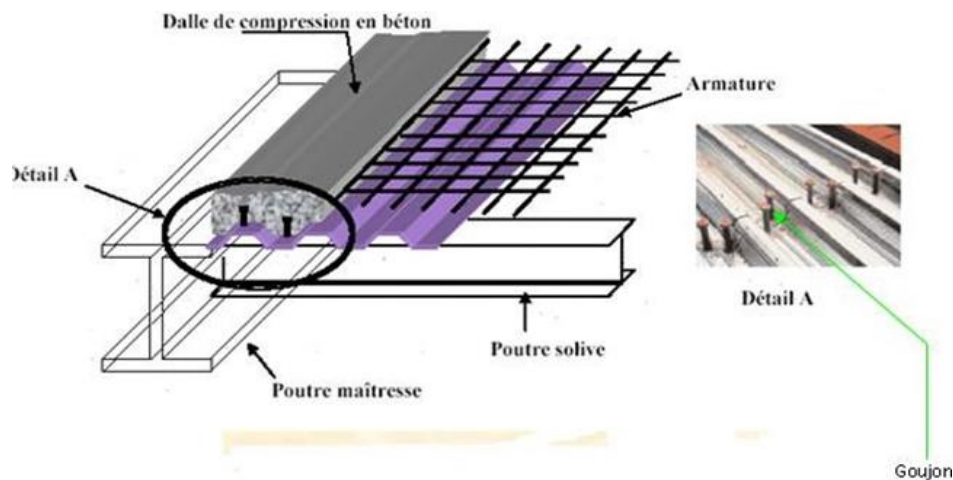


Figure V- 1: Les composants du plancher mixte.

V.2 Épaisseur de la dalle :

D'après les caractéristiques du choix de de la tôle HI-BOND 55-750

Épaisseur du plancher entre 10 cm et 24 cm $\rightarrow h = 11\text{cm}$.

Donc :

- Épaisseur totale de la tôle : $h_p = 55\text{mm}$
- Épaisseur totale du béton : $h_c = 55\text{mm}$

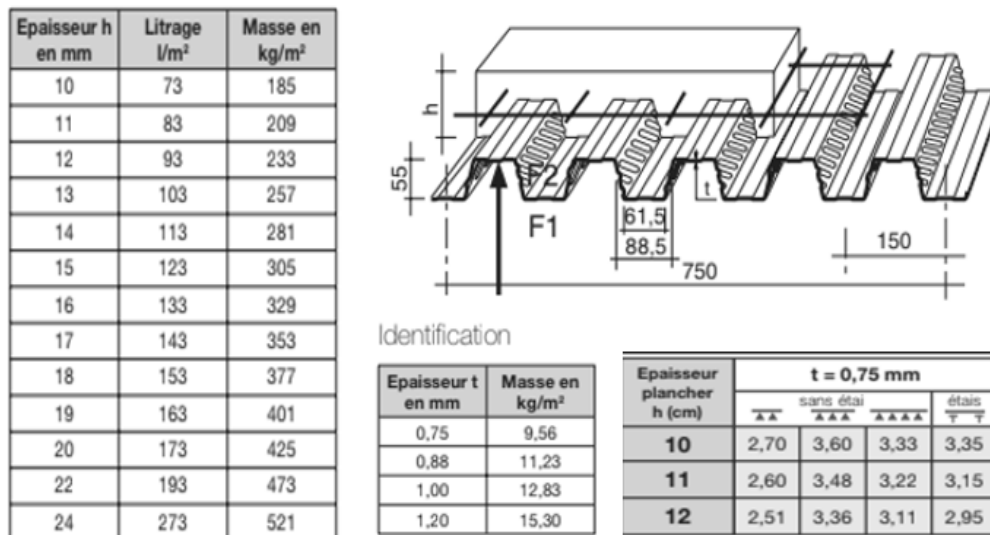


Figure V- 2: les caractéristiques de la tôle HI-BOND.

V.3 Prédimensionnement des solives (poutrelles)

Les solives métalliques sont des éléments porteurs en acier, elles servent à supporter la dalle et à transmettre les charges vers les poutres principales. Dans le cadre de ce projet, l’entraxe des solives on l’a déterminé en fonction du type de tôle utilisé, dont l’épaisseur du vide est de 75 mm, Selon les recommandations et pour bien répartir les charges l’entraxe est de 1,67 m.

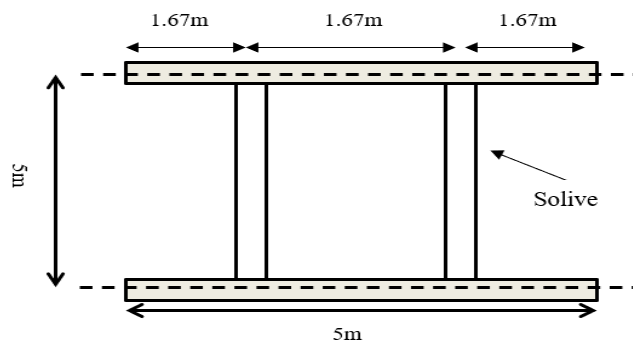


Figure V- 3 : la disposition des solives

V.3.1 Phase de construction :

Cette phase correspondant à la période où le béton de la dalle n’a pas encore atteint sa résistance finale, ce qui veut dire est dans son état frais d’une valeur de 2600 .Le dimensionnement se fait donc en considérant uniquement la résistance de la tôle d’acier et le béton frais

$$G = 9.56 + (2600 \times 5.5 \times 10^{-2})$$

$$G = 152.56 \text{ daN/m}^2$$

➤ **Vérification a la flèche :**

$$F_{max} = \frac{5 \times Q \times l^4}{384 \times E \times I_y} < \frac{L}{250}$$

$$Q_{ELS} = q + G = 1 + 1.53 = 2.53 \text{ KN/m}^2$$

$$= 2.53 \times 1.67 = 4.23 \text{ KN/ml}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 0.0423 \times 500^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^4} = 819.61 \text{ cm}^4$$

On prend **IPE 240**

Tableau V- 1: Les caractéristiques du profilé IPE 240

G (kg/m)	h (mm)	b (mm)	d (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	A (mm ²)	A _{vz} (mm ²)	A _{vy} (mm ²)
30.7	240	120	190.4	6.2	15	39.1 × 10 ²	19.1 × 10 ²	20 × 10 ²
I _y (mm ⁴)	I _z (mm ⁴)	W _{pl,y} (mm ³)	W _{pl,z} (mm ³)	i _y (mm)	i _z (mm)	I _t (mm ⁴)	I _w (mm ⁶)	r (mm)
3892 × 10 ⁴	284 × 10 ⁴	367 × 10 ³	73.9 × 10 ³	9.97 × 10	2.69 × 10	12.9 × 10 ⁴	37.4 × 10 ⁹	15.0

➤ **Vérification a la résistance : (cisaillement)**

- Charge permanente :

$$G = G_{IPE} + [G_{beton} + G_{tole}] = (30.7 \times 10^{-2}) + [1.53 \times 1.67]$$

$$G = 2.86 \text{ KN/ml}$$

- Charge d'exploitation :

$$q = 1 \text{ KN/m}^2 = 1 \times 1.67 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ELU} = 1.35G + 1.5Q$$

$$= (1.35 \times 2.86) + (1.5 \times 1.67) = 6.36 \text{ KN/ml}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{6.36 \times 5}{2} = 15.9 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{M_0} \times \sqrt{3}} = \frac{19.1 \times 235 \times 10^2}{1.1 \times \sqrt{3}} = 235.59 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 15.9 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 235.59 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ Vérification a la résistance : (la flexion)

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6.36 \times 5^2}{8} = 19.88 \text{ KN.m}$$

$$M_{el,y,rd} = \frac{M_{el,y} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{324 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 69.22 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 19.88 \text{ KN.m} < M_{epl,rd} = 69.22 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

V.3.2 Phase finale :

Une fois le béton durci(2200), la dalle devient un élément structural mixte, associant la tôle nervurée et le béton pour travailler conjointement. Cette collaboration est rendue possible par l'ajout de connecteurs, sans oublier. Les charges d'exploitation sont prises en compte.

$$G = 368.06 \text{ dan/m}$$

$$q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$e = 1.67 \text{ m}$$

$$l = 5 \text{ m}$$

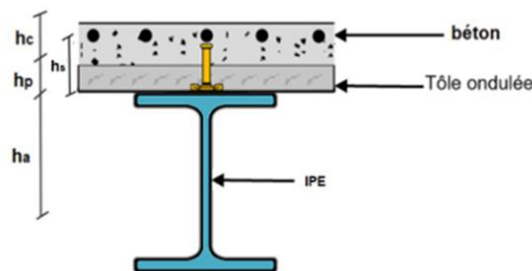


Figure V- 4: Coupe transversale d'un plancher mixte.

➤ Vérification a la flèche :

$$Q_{ELS} = (q + G) \times e + G_{IPE}$$

$$Q_{ELS} = (2.5 + 3.68) \times 1.67 + 0.307$$

$$Q_{ELS} = 10.63 \text{ KN/ml}$$

$$F_{max} = \frac{5 \times Q \times l^4}{384 \times E \times I_y} < \frac{L}{250}$$

$$F_{max} = \frac{5 \times 10.63 \times 10^{-2} \times 500^4}{384 \times 2.1 \times 10^4 \times 3892} = 1.05 < 2$$

- Calcul de la largeur efficace du béton :

La largeur efficace du béton qui participe à l'inertie équivalente I, de la section mixte notée est donnée selon EC4.4.2.2.1 par :

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2}$$

$$\text{On a : } L_e = 5m$$

$$b_1 = \frac{1.67}{2} = 0.835 m$$

$$b_2 = \frac{1.67}{2} = 0.835 m$$

$$b_{ei} = \min \left\{ b_i ; \frac{L_e}{8} \right\}$$

$$b_{e1} = \min \left\{ b_i ; \frac{L_e}{8} \right\} = \min \left\{ b_i ; \frac{5}{8} \right\} = 0.625 m$$

$$b_{e2} = \min \left\{ b_i ; \frac{L_e}{8} \right\} = \min \left\{ b_i ; \frac{5}{8} \right\} = 0.625 m$$

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} = 0.625 + 0.625 = 1.25 m$$

$$F_a = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_a} = \frac{39.1 \times 10^2 \times 235}{1.1} = 835.18 KN$$

$$F_c = 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \times b_{eff} \times h_c = 0.85 \times \frac{30 \times 1.25 \times 10^3 \times 5.5}{1.1}$$

$$F_c = 1593.75 KN$$

$F_c > F_a \rightarrow$ L'axe neutre se trouve dans la dalle en béton

$$z = \frac{\left[\frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} \right]}{\left[\frac{0.85 \times b_{eff} \times F_{ck}}{\gamma_b} \right]}$$

$$z = \frac{\left[\frac{39.1 \times 10^2 \times 235}{1.1} \right]}{\left[\frac{0.85 \times 1.25 \times 10^3 \times 30}{1.5} \right]}$$

$$z = 39.31 mm$$

➤ **Vérification a la résistance : (cisaillement)**

$$G = G_{IPE} + G_{plancher}$$

$$G = (30.7 \times 10^{-2}) + (3.68 \times 1.67)$$

$$G = 6.45 KN/ml$$

Le bâtiment a deux usages : bureau et habitation. Puisque la charge d'exploitation reliée à l'utilisation bureau est plus élevée que celle de l'habitation, le dimensionnement sera réalisé en se basant uniquement sur l'utilisation bureau.

$$Q = 2.5 \times 1.67 = 4.175 KN/ml$$

$$Q_{ELU} = 1.35G + 1.5Q$$

$$Q_{ELU} = (1.35 \times 6.45) + (1.5 \times 4.175)$$

$$Q_{ELU} = 14.97 \text{ KN/ml}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{14.97 \times 5}{2} = 37.43 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{M_0} \times \sqrt{3}} = \frac{19.1 \times 235 \times 10^2}{1.1 \times \sqrt{3}} = 235.59 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 37.43 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 235.59 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification a la résistance : la flexion**

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{14.97 \times 5^2}{8} = 46.78 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply,rd} = F_a \times \left(\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \frac{z}{2} \right)$$

$$M_{ply,rd} = 835.18 \times \left(\frac{240}{2} + 55 + 55 - \frac{39.31}{2} \right)$$

$$M_{ply,rd} = 175.67 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 46.78 \text{ KN.m} < M_{ply,rd} = 175.67 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

Donc **IPE 240** est vérifiée comme solive

V.3.3 Calcul des connecteurs :

Les connecteurs assurent la liaison entre la poutre en acier et la dalle en béton, permettant un transfert efficace du cisaillement longitudinal et garantissant un comportement mixte. Cette

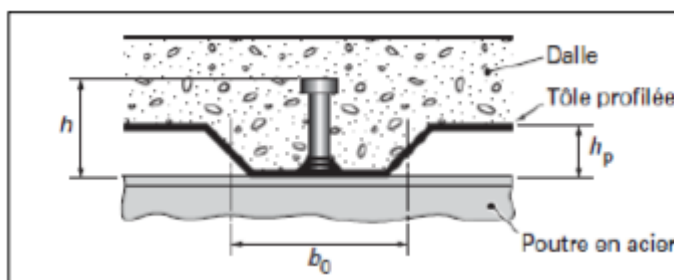


Figure V- 5: La position d'un connecteur.

connexion, dite au cisaillement, permet aux deux matériaux de travailler comme une section homogène.

Les principaux types de connecteurs sont les goujons soudés et les connecteurs cloués. Leur répartition peut être uniforme si leur comportement est ductile, et la vérification au soulèvement peut être omise sous certaines conditions géométriques.

V.3.3.1 Choix des dimensions des connecteurs :

On choisit des connecteurs de diamètre tel qu'ils ne doivent pas être inférieurs à $1.25.d$ et la hauteur moyenne ne doit pas être inférieure à $0.20d$, ni la hauteur minimale inférieure à $0.15d$. Il convient de choisir des goujons soudés tels que la tête de goujon soit d'un diamètre (D) d'au moins $1.5d$ et d'une hauteur (ht) d'au moins $0.4d$ et de hauteur totale ($H \geq 4d$), où d : est le diamètre du fût du goujon ($d \geq 16mm$).

On utilise des goujons en acier de diamètre $d = 22 mm$. Et de hauteur totale "h = 90 mm". Dont l'acier a une résistance ultime en traction spécifiée de $f_u = 400 Mpa$

$$F_{ck} = 30 MPa \quad E_{CM} = 31 KN/mm^2 \quad \gamma_v = 1,25$$

On adopte alors comme connecteurs des goujons à têtes ductiles de :

$$D = 1.5 \times d = 1,5 \times 22 = 33 mm$$

$$H > 4d \rightarrow H > 4 \times 22 = 88 mm \rightarrow H = 90 mm > 88 mm$$

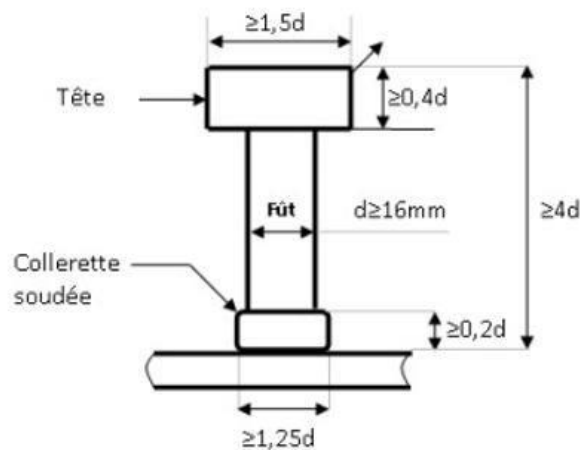


Figure V- 6: Dimensions minimales des goujons.

V.3.3.2 Calcul de nombre de connecteurs (goujons) :

Le nombre de connecteur doit être égal au moins à l'effort de cisaillement de calcul déterminé (Section 6.2 EC4), divisé par la résistance de calcul d'un connecteur

Prd (Section 6.3 ou 6.5EC4) :

$$N \geq \frac{V_l}{Prd}$$

N : nombre de goujons

Vl : L'effort total de cisaillement longitudinal de calcul.

Prd : La résistance de calcul d'un connecteur.

$$Vl = \min \{Fa ; Fc\} = \min \{835.18 ; 1593.75\} = 835.18 \text{ KN}$$

$$Prd = \min \{Prd (1); Prd (2)\}$$

$$Prd (1) = \frac{0,8 f_u \frac{\pi d^2}{4}}{\gamma_v} = \frac{0,8 \times 400 \times 10^{-3} \times \frac{\pi \times 22^2}{4}}{1,25} = 97,31 \text{ KN}$$

$$Prd (2) = \frac{0,29 \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{F_{ck} \times E_{cm}}}{\gamma_v} = \frac{0,29 \times 1 \times 22^2 \times \sqrt{30 \times 10^{-3} \times 31}}{1,25} = 98,85 \text{ KN}$$

$$\alpha = \frac{h}{d} = \frac{90}{22} = 4,09 > 4 \quad \rightarrow \quad \alpha = 1$$

$$Prd = \min \{Prd (1); Prd (2)\} = \min \{97,31; 98,85\} = 97,31 \text{ KN}$$

$$Prd = prd \times kt$$

- Calcul de kt :

$$Kt = \frac{0,7}{\sqrt{nr}} \frac{b_0}{hp} \left[\frac{h}{lhp} - 1 \right] \leq 1 \quad \rightarrow \quad b_0 = \frac{b_1 + b_2}{2} = \frac{61,5 + 88,5}{2} = 75 \text{ mm}$$

$$Kt = \frac{0,7}{1} \times \frac{75}{55} \left[\frac{90}{55} - 1 \right] = 0,61 < 1$$

D'où : la connexion complète

$$Prd = prd \times kt = 97,31 \times 0,61 = 59,36 \text{ KN}$$

$$N = \frac{Vl}{Prd} = \frac{835.18}{59,36} = 15 \text{ goujons}$$

V.3.3.3 Calcul de l'espacement entre les goujons :

Le nombre de connecteurs N est uniformément reparté sur une longueur critique Lcr. Cette dernière est la longueur entre deux (2) sections transversales critiques

$$L_{cr} = L/2 = 5/2 = 2.5 \text{ m}$$

$$S = \frac{L_{cr}}{N} = \frac{250}{15} = 15.6 \text{ cm}$$

Donc l'espacement entre goujons est : 16 cm

V.4 Prédimensionnement des poutres principales :

V.4.1 Phase de construction :

- Charge permanente :

$$G_{beton} = (2600 \times 5.5 \times 10^{-2}) = 143 \text{ daN/m}^2$$

$$G_{tole} = 9.56 \text{ daN/m}^2$$

$$G_{solive} = 30.7 \text{ daN/m}^2$$

$$G_T = (G_b + G_{tole} + G_{solive}) \times l$$

$$G_T = (143+9.56+30.7) \times 5$$

$$G_T = 9.16 \text{ KN/ml}$$

- Charge d'exploitation :

$$Q = 1 \times 5 = 5 \text{ KN/ml}$$

➤ **Vérification a la flèche :**

$$q_{ELS} = G + Q$$

$$= 9.16 + 5$$

$$q_{ELS} = 14.16 \text{ KN/ml}$$

$$F_{max} = \frac{5 \times Q \times l^4}{384 \times E \times I_y} < \frac{L}{250}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times Q \times l^3 \times 250}{384 \times E} \rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 14.16 \times 10^{-2} \times 500^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^4} = 2743.68 \text{ cm}^4$$

Donc on prend **IPE 360**

Tableau V- 2: Les caractéristiques du profilé IPE360.

G (kg/m)	h (mm)	b (mm)	d (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	A (mm ²)	A _{vz} (mm ²)	A _{vy} (mm ²)
57.1	360	170	298.6	8.0	12.7	72.7 × 10 ²	35.1 × 10 ²	37.6 × 10 ²
I _y (mm ⁴)	I _z (mm ⁴)	W _{pl,y} (mm ³)	W _{pl,z} (mm ³)	i _y (mm)	i _z (mm)	I _t (mm ⁴)	I _w (mm ⁶)	r (mm)
16270 × 10 ⁴	1043 × 10 ⁴	1019 × 10 ³	191 × 10 ³	15 × 10	3.79 × 10	37.3 × 10 ⁴	314 × 10 ⁹	18

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$G = G_{IPE} + G_T$$

$$= 0.571 + 9.16$$

$$G = 9.731 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ELU} = 1.35G + 1.5Q$$

$$= (1.35 \times 9.731) + (1.5 \times 5)$$

$$q_{ELU} = 20.64 \text{ KN/ml}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{20.64 \times 5}{2} = 51.6 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{M_0} \times \sqrt{3}} = \frac{35.1 \times 235 \times 10^2}{1.1 \times \sqrt{3}} = 432.93 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 51.6 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 432.93 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

➤ **Vérification a la flexion :**

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{20.64 \times 5^2}{8} = 64.5 \text{ KN.m}$$

$$M_{ely,rd} = \frac{M_{el,y} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{904 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 193.13 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 64.5 \text{ KN.m} < M_{ply,rd} = 193.13 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

Donc **IPE 360** est vérifiée.

V.4.2 Phase d'exploitation :

- Charge permanente :

$$G = G_{Plancher} + G_{Solive} + G_{IPE}$$

$$= (0.307 \times 10) + [(3.68 + 0.571) \times 5]$$

$$G = 24.325 \text{ KN/ml}$$

- Charge d'exploitation :

$$Q = 2.5 \times 5 = 12.5 \text{ KN/ml}$$

Combinaison de charge :

$$q_{ELU} = 1.35G + 1.5Q$$

$$= (1.35 \times 24.325) + (1.5 \times 12.5)$$

$$q_{ELU} = 51.59 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ELS} = G + Q$$

$$= 24.325 + 12.5$$

$$q_{ELS} = 36.83 \text{ KN/ml}$$

- Calcul de la largeur efficace du béton :

La largeur efficace du béton qui participe à l'inertie équivalente I, de la section mixte notée est donnée selon EC4.4.2.2.1 par :

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2}$$

$$\text{On a : } L_e = 5m$$

$$b_1 = \frac{1.67}{2} = 0.835 \text{ m}$$

$$b_2 = \frac{1.67}{2} = 0.835 \text{ m}$$

$$b_{ei} = \min \left\{ b_i ; \frac{L_e}{8} \right\}$$

$$b_{e1} = \min \left\{ b_i ; \frac{L_e}{8} \right\} = \min \left\{ b_i ; \frac{5}{8} \right\} = 0.625 \text{ m}$$

$$b_{e2} = \min \left\{ b_i ; \frac{L_e}{8} \right\} = \min \left\{ b_i ; \frac{5}{8} \right\} = 0.625 \text{ m}$$

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} = 0.625 + 0.625 = 1.25 \text{ m}$$

$$F_a = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_a} = \frac{72.7 \times 10^2 \times 235}{1.1} = 1553.14 \text{ KN}$$

$$F_c = 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \times b_{eff} \times h_c = 0.85 \times \frac{30 \times 1.25 \times 10^3 \times 5.5}{1.1}$$

$$F_c = 1593.75 \text{ KN}$$

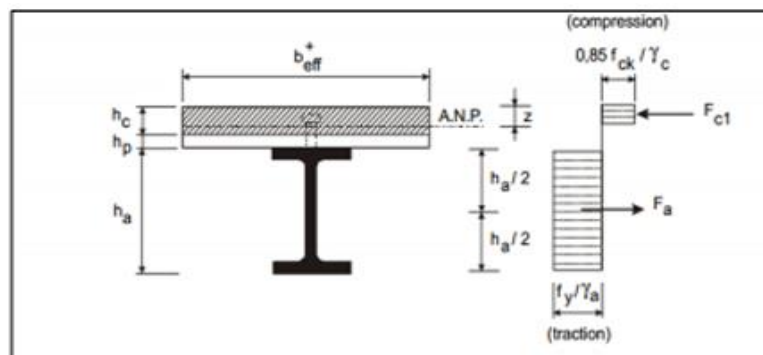


Figure V- 7: Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans la dalle

$F_c > F_a \rightarrow$ L'axe neutre se trouve dans la dalle en béton

$$z = \frac{\left[\frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} \right]}{\left[\frac{0.85 \times b_{eff} \times F_{ck}}{\gamma_b} \right]}$$

$$z = \frac{\left[\frac{72.7 \times 10^2 \times 235}{1.1} \right]}{\left[\frac{0.85 \times 1.25 \times 10^3 \times 30}{1.5} \right]}$$

$z = 73.08 \text{ mm}$

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{51.59 \times 5}{2} = 128.98 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{M_0} \times \sqrt{3}} = \frac{35.1 \times 235 \times 10^2}{1.1 \times \sqrt{3}} = 432.93 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 128.98 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 432.93 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$

➤ **Vérification a la flexion :**

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{51.59 \times 5^2}{8} = 161.22 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply,rd} = F_a \times \left(\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \frac{z}{2} \right)$$

$$M_{ply,rd} = 1553.14 \times \left(\frac{360}{2} + 55 + 55 - \frac{73.08}{2} \right)$$

$$M_{ply,rd} = 393.66 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 161.22 \text{ KN.m} < M_{ply,rd} = 393.66 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$

V.4.3 Calcul des connecteurs :

V.4.3.1 Choix des dimensions des connecteurs :

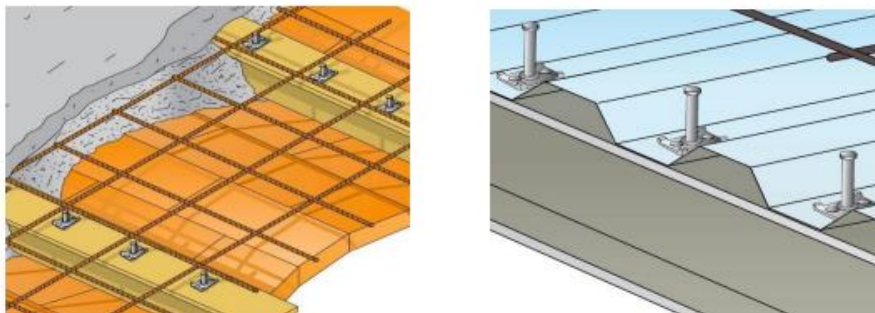


Figure V- 8: Goujons boulonnés

$$F_{ck} = 30 \text{ Mpa} \quad E_{cm} = 31 \text{ KN/mm}^2 \quad \gamma_v = 1,25$$

On adopte alors comme connecteurs des goujons à têtes ductiles de :

$$D = 1,5 \times d = 1,5 \times 22 = 33 \text{ mm}$$

$$H > 4d \rightarrow H > 4 \times 22 = 88 \text{ mm} \rightarrow H=90 \text{ mm} > 88 \text{ mm}$$

V.4.3.2 Calcul de nombre de connecteurs (goujons) :

$$N \geq \frac{V_L}{Prd}$$

$$V_L = \min \{ F_a ; F_c \} = \min \{ 1553.14 ; 1593.75 \} = 1553.14 \text{ KN}$$

$$Prd = \min \{ Prd_{(1)} ; Prd_{(2)} \}$$

$$Prd_{(1)} = \frac{0,8 f_u \frac{\pi d^2}{4}}{\gamma_v} = \frac{0,8 \times 400 \times 10^{-3} \frac{\pi \times 22^2}{4}}{1,25} = 97,31 \text{ KN}$$

$$Prd_{(1)} = \frac{0,29 \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{F_{ck} \times E_{cm}}}{\gamma_v} = \frac{0,29 \times 1 \times 22^2 \times \sqrt{30 \times 10^{-3} \times 31}}{1,25} \\ = 108.29 \text{ KN}$$

$$\alpha = \frac{h}{d} = \frac{90}{22} = 4,09 > 4 \rightarrow \alpha = 1$$

$$Prd = \min \{ Prd_{(1)} ; Prd_{(2)} \} = \min \{ 97.31 ; 108.29 \} = 97,31 \text{ KN}$$

$$Prd = prd \times kl$$

- Calcul de kl :

$$kl = 0,6 \frac{b_0}{h_p} \left[\frac{h}{h_p} - 1 \right] \leq 1 \quad \rightarrow \quad b_0 = \frac{b_1 + b_2}{2} = \frac{61,5 + 88,5}{2} = 75 \text{ mm}$$

$$kl = 0,6 \frac{75}{55} \left[\frac{90}{55} - 1 \right] = 0,52 < 1$$

D'où : la connexion complète $Prd = prd \times kl = 97,31 \times 0,52 = 50,6 \text{ KN}$

$$N = \frac{V_L}{Prd} = \frac{1553.14}{50,6} = 31 \text{ goujons}$$

Nombre total = $31 \times 2 = 62$ goujons

V.4.3.3 Calcul de l'espacement entre les goujons :

$$L_{cr} = L/2 = 5/2 = 2,5 \text{ m}$$

$$S = \frac{L_{cr}}{N} = \frac{250}{20} = 12,5 \text{ cm}$$

Donc l'espacement entre goujons est : **13 cm**

V.5 Prédimensionnement des poutres secondaires :**V.5.1 Phase de construction :**

- Charge permanente :

$$G_{beton} = (2600 \times 5.5 \times 10^{-2}) = 143 \text{ daN/m}^2$$

$$G_{tole} = 9.56 \text{ daN/m}^2$$

$$G_{solive} = 30.7 \text{ daN/m}^2$$

$$G_T = (G_b + G_{tole} + G_{solive}) \times l$$

$$G_T = (143+9.56+30.7) \times 5$$

$$G_T = 9.16 \text{ KN/ml}$$

- Charge d'exploitation :

$$Q = 1 \times 5 = 5 \text{ KN/ml}$$

➤ **Vérification a la flèche :**

$$q_{ELS} = G + Q$$

$$= 9.16 + 5$$

$$q_{ELS} = 14.16 \text{ KN/ml}$$

$$F_{max} = \frac{5 \times Q \times l^4}{384 \times E \times I_y} < \frac{L}{250}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times Q \times l^3 \times 250}{384 \times E}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 14.16 \times 10^{-2} \times 500^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^4} = 2743.68 \text{ cm}^4$$

Donc on prend **IPE 0270**

Tableau V- 3 : Les caractéristiques du profile IPE O270

G (kg/m)	h (mm)	b (mm)	d (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	A (mm ²)	A _{vz} (mm ²)	A _{vy} (mm ²)
42.3	274	136	219.6	7.5	12.2	53.8 × 10 ²	25.2 × 10 ²	28.6 × 10 ²
I _y (mm ⁴)	I _z (mm ⁴)	W _{pl,y} (mm ³)	W _{pl,z} (mm ³)	i _y (mm)	i _z (mm)	I _t (mm ⁴)	I _w (mm ⁶)	r (mm)
6947 × 10 ⁴	514 × 10 ⁴	575 × 10 ³	118 × 10 ³	11.4 × 10	3.09 × 10	24.9 × 10 ⁴	87.6 × 10 ⁹	15.0

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$G = G_{IPE} + G_T$$

$$= 0.423 + 9.16$$

$$G = 9.583 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ELU} = 1.35G + 1.5Q$$

$$= (1.35 \times 9.583) + (1.5 \times 5)$$

$$q_{ELU} = 20.438 \text{ KN/ml}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{20.438 \times 5}{2} = 51.1 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{M_0} \times \sqrt{3}} = \frac{25.2 \times 235 \times 10^2}{1.1 \times \sqrt{3}} = 310.82 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 51.1 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 310.82 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification a la résistance : la flexion**

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{20.438 \times 5^2}{8} = 63.89 \text{ KN.m}$$

$$M_{ely,rd} = \frac{M_{ely} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{507 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 108.31 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 63.89 \text{ KN.m} < M_{ply,rd} = 108.31 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc **IPE 0270** est vérifiée.

V.5.2 Phase d'exploitation :

- Charge permanente :

$$G = G_{plancher} + G_{solive} + G_{IPE}$$

$$= (0.307 \times 10) + [(3.68 + 0.423) \times 5]$$

$$G = 23.59 \text{ KN/ml}$$

- Charge d'exploitation :

$$Q = 2.5 \times 5 = 12.5 \text{ KN/ml}$$

Combinaison de charge :

$$\begin{aligned} q_{ELU} &= 1.35G + 1.5Q \\ &= (1.35 \times 23.59) + (1.5 \times 12.5) \end{aligned}$$

$$q_{ELU} = 50.6 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{aligned} q_{ELS} &= G + Q \\ &= 23.59 + 12.5 \end{aligned}$$

$$q_{ELS} = 36.09 \text{ KN/ml}$$

- Calcul de la largeur efficace du béton :

La largeur efficace du béton qui participe à l'inertie équivalente I, de la section mixte notée est donnée selon EC4.4.2.2.1 par :

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2}$$

$$L_e = 5 \text{ m}$$

$$b_1 = \frac{1.67}{2} = 0.835 \text{ m}$$

$$b_2 = \frac{1.67}{2} = 0.835 \text{ m}$$

$$b_{ei} = \min \left\{ b_i ; \frac{L_e}{8} \right\}$$

$$b_{e1} = \min \left\{ b_i ; \frac{L_e}{8} \right\} = \min \left\{ b_i ; \frac{5}{8} \right\} = 0.625 \text{ m}$$

$$b_{e2} = \min \left\{ b_i ; \frac{L_e}{8} \right\} = \min \left\{ b_i ; \frac{5}{8} \right\} = 0.625 \text{ m}$$

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} = 0.625 + 0.625 = 1.25 \text{ m}$$

$$F_a = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_a} = \frac{53.8 \times 10^2 \times 235}{1.1} = 1149.36 \text{ KN}$$

$$F_c = 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \times b_{eff} \times h_c = 0.85 \times \frac{30 \times 1.25 \times 10^3 \times 5.5}{1.1}$$

$$F_c = 1593.75 \text{ KN}$$

$F_c > F_a \rightarrow$ L'axe neutre se trouve dans la dalle en béton

$$z = \frac{\left[\frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} \right]}{\left[\frac{0.85 \times b_{eff} \times F_{ck}}{\gamma_b} \right]}$$

$$z = \frac{\left[\frac{53.8 \times 10^2 \times 235}{1.1} \right]}{\left[\frac{0.85 \times 1.25 \times 10^3 \times 30}{1.5} \right]}$$

$z = 54.09 \text{ mm}$

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{50.6 \times 5}{2} = 126.5 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v z \times f_y}{\gamma_{M_0} \times \sqrt{3}} = \frac{25.2 \times 235 \times 10^2}{1.1 \times \sqrt{3}} = 310.82 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 126.5 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 310.82 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification a la flexion :**

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{50.6 \times 5^2}{8} = 158.13 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply,rd} = F_a \times \left(\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \frac{z}{2} \right)$$

$$M_{ply,rd} = 1149.36 \times \left(\frac{270}{2} + 55 + 55 - \frac{54.09}{2} \right)$$

$$M_{ply,rd} = 250.51 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 158.13 \text{ KN.m} < M_{ply,rd} = 250.51 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

V.5.2.1 Calcul des connecteurs :

$$H \geq d \quad d = 22 \text{ mm} \quad H = 90 \text{ mm}$$

$$F_u = 450 \text{ Mpa} \quad \gamma_v = 1,25 \quad F_{ck} = 30 \text{ Mpa} \quad E_{cm} = 31 \text{ KN/mm}^2$$

V.5.2.2 Calcul de nombre de goujons :

$$N \geq \frac{V_L}{Prd}$$

N : nombre de goujons

V_L : L'effort total de cisaillement longitudinal de calcul.

Prd : La résistance de calcul d'un connecteur.

$$V_L = \min \{ Fa ; Fc \} = \min \{ 1149.36 ; 1593.75 \} = 1149.36 \text{ KN}$$

$$Prd = \min \{ Prd_{(1)} ; Prd_{(2)} \}$$

$$Prd_{(1)} = \frac{0,8 f_u \frac{\pi d^2}{4}}{\gamma_v} = \frac{0,8 \times 400 \times 10^{-3} \frac{\pi \times 22^2}{4}}{1,25} = 97,31 \text{ KN}$$

$$Prd_{(2)} = \frac{0,29 \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{F_{ck} \times E_{cm}}}{\gamma_v} = \frac{0,29 \times 1 \times 22^2 \times \sqrt{30 \times 10^{-3} \times 31}}{1,25} \\ = 108.29 \text{ KN}$$

$$\alpha = \frac{h}{a} = \frac{90}{22} = 4,09 > 4 \quad \rightarrow \alpha = 1$$

$$Prd = \min \{ Prd_{(1)} ; Prd_{(2)} \} = \min \{ 97.31 ; 108.29 \} = 97,31 \text{ KN}$$

$$Prd = prd \times kt$$

- Calcul de kt :

$$Kl = 0,6 \frac{b_0}{h_p} \left[\frac{h}{h_p} - 1 \right] \leq 1 \quad \rightarrow \quad b_0 = \frac{b_1 + b_2}{2} = \frac{61,5 + 88,5}{2} = 75 \text{ mm}$$

$$Kl = 0,6 \frac{75}{55} \left[\frac{90}{55} - 1 \right] = 0,52 < 1$$

D'où : la connexion complète $Prd = prd \times kt = 97,31 \times 0,61 = 59,36 \text{ KN}$

$$N = \frac{V_L}{Prd} = \frac{1149.36}{59,36} = \mathbf{20 \text{ goujons}}$$

V.5.2.3 Calcul de l'espacement entre les goujons :

Le nombre de connecteurs N est uniformément repartit sur une longueur critique L_{cr} . Cette dernière est la longueur entre deux (2) sections transversales critiques

$$L_{cr} = L/2 = 5/2 = 2.5 \text{ m}$$

$$S = \frac{L_{cr}}{N} = \frac{250}{20} = 12.5 \text{ cm}$$

Donc l'espacement entre goujons est : 13 cm

V.6 Conclusion :

Après avoir effectué le prédimensionnement des éléments du plancher mixte, tant à la phase de construction qu'à la phase finale, voici les résultats obtenus :

L'élément	Le profilé
Solive	IPE 240
Poutre principale	IPE 360
Poutre secondaire	IPE O 270

Chapitre VI :

Prédimensionnement des éléments porteurs

VI.1 Introduction :

Parmi les éléments porteurs fondamentaux d'une ossature métallique figurent les traverses, qui assurent le transfert des charges verticales vers les supports, et les poteaux, qui reprennent ces efforts pour les transmettre aux fondations. Le prédimensionnement de ces éléments dépend de plusieurs paramètres, notamment la portée, les charges permanentes et d'exploitation, les conditions d'appui, ainsi que la configuration architecturale du bâtiment.

VI.2 Prédimensionnement de la traverse :

Les traverses sont des poutres maîtresses utilisées dans les toitures à deux versants. Réalisées le plus souvent en profilés métalliques de type IPE ou HEA, elles ont pour rôle de soutenir les éléments de couverture tout en reprenant les charges permanentes et les surcharges (neige, vent, etc.). Elles sont disposées perpendiculairement aux pannes et assurent la transmission des efforts vers les appuis porteurs, contribuant ainsi à la stabilité globale de la structure.

➤ Évaluation des charges :

- Poids propre des pannes : $18.8 \times 5 \times 5 = 450 \text{ kg}$
- Poids propre des accessoires : $5 \times 5 \times 5 = 125 \text{ kg}$
- Poids propre de l'isolant : $4 \times 5 \times 5 = 100 \text{ kg}$
- Poids propre de l'étanchéité : $4 \times 4 \times 5 = 100 \text{ kg}$
- Poids propre du panneau sandwich : $10.67 \times 5 \times 5 = 266.75 \text{ kg}$

$$G_T = 450 + 125 + 100 + 100 + 266.75$$

$$G_T = 1041.75 \text{ kg}$$

$$G = \frac{G_T}{5} = \frac{1041.75}{5} = 208.35 \text{ Kg/m} = 208.35 \text{ daN/m}$$

$$G = G \cos \alpha = 208.35 \times \cos 19.29$$

$$G = 188.8 \text{ daN/m}$$

➤ Les charges variables :

- Surcharge climatique :
Les traverses les plus sollicitées : (Zone F)
 $V = 109.23 \times 5 = 546.12 \text{ Kg/m}$
- Surcharge de la neige :
 $N = 31.4 \times 5 = 147.12 \text{ daN/m}$
 $N = 31.5 \times \cos 19.29 = 157 \text{ kg/m}$
- Surcharge entretien :
 $Q = 91.2 \times \cos 19.29 = 82.64 \text{ kg/m}$

➤ **Condition de la flèche :**

$$F_{max} = \frac{5 \times Q \times l^4}{384 \times E \times I_y} < \frac{L}{200}$$

$$Q_{ELS} = G + N = 188.8 + 142.27 = 331.07 \text{ daN/m}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 3.31 \times 100^3 \times 200}{384 \times 2.1 \times 10^4} = 410. \text{ cm}^4$$

On prend **IPE 300** $I_z = 604 \text{ cm}^4$

➤ **Vérification a la flexion déviée :**

Pour les sections de classe 1 et 2

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \right)^\beta \leq 1$$

Pour les sections en I et H :

$$\alpha = 2 \quad ; \quad \beta = 5n \geq 1$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}}$$

Dans notre cas l'effort normal : $N_{sd} = 0 \rightarrow \beta = 1$ donc $\beta = 1$

Sous la combinaison :

$$\begin{aligned} Q_{sd} &= G \cos \alpha - 1.5V \\ &= 188.8 - 1.5 \times 546.12 \\ &= -630.38 \text{ daN/ml} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{z,sd} &= Q_{sd} \times \cos \alpha \\ &= 630.38 \times \cos 19.29 \\ &= 594.99 \text{ daN/ml} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{y,sd} &= Q_{sd} \times \sin \alpha \\ &= 630.38 \times \sin 19.29 \\ &= 208.25 \text{ daN/ml} \end{aligned}$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l^2}{8} = \frac{594.99 \times 10^2}{8} = 7140.5 \text{ daN.m}$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \times l/2^2}{8} = \frac{208.25 \times l/2^2}{8} = 833.16 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{628.4 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 13424.9 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz,rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{125 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 26704.5 \text{ daN.m}$$

$$\left(\frac{7140.5}{13424.9}\right)^2 + \left(\frac{833.16}{26704.5}\right)^1 \leq 1$$

$$0.31 \leq 1$$

IPE 300 est vérifiée à la flexion déviée

➤ **Vérification au cisaillement :**

1. $V_{z,sd} \leq V_{plz,rd}$

$$V_{z,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l}{2} = \frac{571.24 \times 10}{2} = 2856.2 \text{ daN}$$

$$V_{plz,rd} = \frac{A_{vz} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{2} = \frac{25.7 \times 10^2 \times \left(\frac{235}{\sqrt{3}}\right)}{2} = 174345.35 \text{ daN}$$

$$V_{z,sd} = 2856.2 \text{ daN} \leq V_{plz,rd} = 174345.35 \text{ daN} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

2. $V_{y,sd} \leq V_{ply,rd}$

$$V_{y,sd} = 0.625 \times Q_{y,sd} \times l/2$$

$$= 0.625 \times 208.25 \times 10/2$$

$$V_{y,sd} = 650.78 \text{ daN}$$

$$V_{ply,rd} = \frac{A_{vy} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{2} = \frac{28.1 \times 10^2 \times \left(\frac{235}{\sqrt{3}}\right)}{2} = 19026.6 \text{ daN}$$

$$V_{y,sd} = 650.78 \text{ daN} \leq V_{ply,rd} = 19026.6 \text{ daN} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification au déversement :**

La semelle inférieure : (vérification)

$$\frac{M_{y,sd}}{M_{b,rd}} + \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \leq 1$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l^2}{8} = \frac{594.99 \times 10^2}{8} = 7437.37 \text{ daN.m}$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \times l/2^2}{8} = \frac{208.25 \times 10/2^2}{8} = 650.78 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{628 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 134163.6 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz,rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{125 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 26704.5 \text{ daN.m}$$

- Calcul du moment critique :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \times \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}}$$

$$M_{cr} = 1.132 \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 60400}{1000^2} \times \sqrt{\frac{126}{60400} + \frac{1000^2 \times 8 \times 10^3 \times 2010}{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 60400}}$$

$$M_{cr} = 240918.78 \text{ KN.cm} \rightarrow 240918.78 \text{ daN.m}$$

Calcul de l'élanement réduit :

On a une section de classe 1 donc on utilise W_{ply}

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E \times W_{ply}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 23.5}{240918.78}} = 59.22$$

Et aussi : $\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}$ section de classe 1 et 2

$$\text{On a } \lambda_1 = 93,9 \text{ et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\text{Et : } \lambda_{LT} = \frac{l/i_z}{C_1^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{1000/3.35}{1.132^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{1000/3.35}{30/1.5} \right)^2 \right]^{0.25}} = 64.11$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{64.11}{93.9} = 0.68 \text{ (plus défavorable)}$$

$$\text{On a : } \frac{h}{b} = \frac{30}{15} = 2 < 1.1 \text{ (tableau annexe 1)}$$

Donc : courbe de flambement "a"

DAPRES LE TABLEAU χ_{LT} (annexe 2)

$$\text{On prend } \chi_{LT} = 0.8569$$

- Calcul du moment résistant au déversement :

$$M_{b,rd} = \chi_{LT} \times M_{pl,y,rd} = 0.8569 \times 87114.5 = 74648.42 \text{ daN.m}$$

- Vérification au déversement sous flexion déviée :

$$\frac{M_{y,rd}}{M_{b,rd}} + \frac{M_{z,rd}}{M_{pl,z,rd}} = \frac{7140.5}{74648.42} + \frac{883.16}{40872.9} = 0.11 < 1 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : la traverse **IPE 300** est vérifiée vis-à-vis du déversement.

VI.3 Prédimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux essentiels conçus pour transmettre au sol les charges verticales et horizontales agissant sur un bâtiment, ils sont fréquemment soumis simultanément à la compression et la flexion, notamment lorsqu'ils font partie des portiques transversaux constituant ossatures des constructions courantes. Les plus souvent on utilise des profils de types HEA et HEB pour réaliser ces poteaux, en raison de leur forte inertie dans les deux directions et de leur facilité d'assemblage.

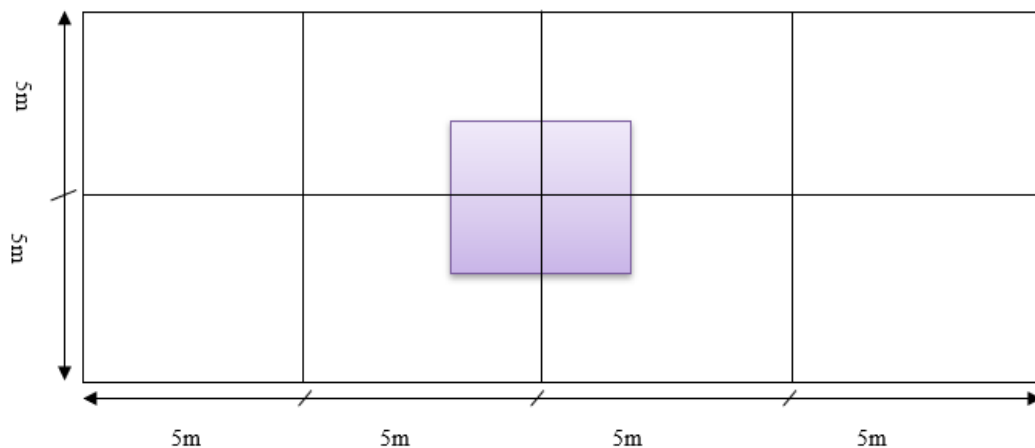


Figure VI- 1: Disposition des poteaux

Le poteau le plus sollicité est le poteau central $S = 5 \times 5 = 25m^2$

D'après les règles empiriques pour un poteau en profile lamine on a : $Lf = L$

$$\frac{Lf}{\lambda_y} < 25 ; iy = \frac{Lf}{\lambda_y} = \frac{1 \times 350}{25} = 14cm$$

On prend : HEB 450 avec $iy = 14.65cm$

VI.3.1 Vérification des charges :

➤ Niveau de la toiture :

- Poids propre des pannes + accessoires : $G = (18.8 + 5) \times 5 \times 5.51$
= 6.55 KN
- Poids propre du panneau sandwich : $G = 0.106 \times 5 \times 5.51$
= 2.92 KN
- Poids propre de la traverse : $G = 2.38 \times 5.51$
= 13.11KN
- Charge d'exploitation : $N = 0.314 \times 5 \times 5.51$
= 8.65 KN

$$\begin{aligned}
 N_{Toiture} &= 1.35G + 1.5N \\
 &= (1.35 \times 22.58) + (1.5 \times 8.65) \\
 N_{Toiture} &= 43.46 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

➤ Niveau 3^{eme} étage + comble :

- Surface : $S = 5 \times 5 = 25m^2$
- Poids des solives : $G_S = P_S \times l \times n = 0.251 \times 5 \times 2 = 2.51 \text{ KN}$
- Poids propre des poutres secondaire : $G_{PS} = P_{PS} \times l \times n = 0.423 \times 5 \times 1 = 2.11 \text{ KN}$
- Poids propre des poutres principales : $G_{PP} = P_{PP} \times l \times n = 0.571 \times 5 \times 1 = 2.86 \text{ KN}$
- Poids propre du plancher : $G_T = P_{PPlancher} \times 25 = 3.68 \times 25 = 92 \text{ KN}$
- Poids propre du poteau : $G_P = 1.34 \times 4.08 = 5.47 \text{ KN}$
- Charge d'exploitation : $Q = 1.5 \times 25 = 37.5 \text{ KN}$

$$\begin{aligned}
 N_{Comble} + N_{3eme\ etage} &= 2[1.35G + 1.5Q] \\
 &= 2[(1.35 \times 104.95) + (1.5 \times 37.5)] \\
 N_{Comble} + N_{3eme\ etage} &= 395.87 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

➤ Niveau 1^{er}, 2^{eme} étage :

- Charge d'exploitation : $Q = 2.5 \times 25 = 62.5 \text{ KN}$

$$\begin{aligned}
 N_{1er\ etage} + N_{2eme\ etage} &= 2[1.35G + 1.5Q] \\
 &= 2[(1.35 \times 104.95) + (1.5 \times 62.5)] \\
 N_{1er\ etage} + N_{2eme\ etage} &= 470.87 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

On a : $N_{sd} = N_{Toiture} + N_{Comble} + N_{3eme\ etage} + N_{2eme\ etage} + N_{1er\ etage}$

$$N_{sd} = 43.46 + 395.87 + 470.87$$

$$N_{sd} = 910.2 \text{ KN}$$

➤ Vérification au flambement :

$$N_{sd} < N_{b,rd}$$

Avec : $N_{b,rd} = \chi_{min} \times \beta_A \times A \times f_y / \gamma_{Mi}$

$$A = 170.9 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta} \quad \text{Et} \quad \lambda = \frac{L}{i} = 93.9$$

- Calcul du facteur de réduction χ_z :

$$\lambda_z = \frac{L_f}{i_z} \quad \text{Avec : } i_z = 7.53 \times 10 \text{ mm}$$

$$L_f = 4080 \times 1 = 4080 \text{ mm}$$

$$\lambda_z = \frac{4080}{75.3} = 54.18$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta} = \frac{54.18}{93.9} = 0.58$$

- Courbe de flambement :

$$h/b = 340/300 = 1.13 < 1.2$$

Axe de flambement z-z \rightarrow courbe de flambement "c"

$$\bar{\lambda}_z = 0.58 \quad \rightarrow \quad \chi_z = 0.7972$$

- Calcul du facteur de réduction χ_y :

$$\lambda_y = \frac{L_f}{i_y} \quad \text{Avec : } i_y = 14.65 \times 10 \text{ mm}$$

$$L_f = 4080 \times 1 = 4080 \text{ mm}$$

$$\lambda_z = \frac{4080}{146.5} = 27.85$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta} = \frac{27.85}{93.9} = 0.30$$

- Courbe de flambement :

$$h/b = 340/300 = 1.13 < 1.2$$

Axe de flambement y-y \rightarrow courbe de flambement "b"

$$\bar{\lambda}_y = 0.30 \quad \rightarrow \quad \chi_z = 0.9641$$

$$\text{Donc : } \chi = \min(\chi_z; \chi_y) = \min(0.9641; 0.7972) = 0.7972$$

Calcul de résistance de l'élancement au flambement :

$$\begin{aligned} N_{b,rd} &= \chi_{min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M_i}} \\ &= 0.7972 \times 1 \times 17090 \times \frac{235}{1.1} \end{aligned}$$

$$N_{b,rd} = 2910.61 \text{ KN}$$

$$N_{b,rd} = 2910.61 \text{ KN} > N_{sd} = 910.2 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc : le profile **HEB340** est vérifiée comme poteau poutre la structure.

Chapitre VII :

Prédimensionnement des éléments secondaires

VII.1 Introduction :

Le prédimensionnement des éléments secondaires comme l'escalier et le balcon est une étape fondamentale. Elle consiste à déterminer leurs dimensions préliminaires pour s'assurer qu'ils peuvent supporter les charges attendues. Cela garantit non seulement leur stabilité, mais fournit également des bases solides pour les choix techniques à venir.

VII.2 Prédimensionnement des escaliers :

La structure comprend trois types d'escaliers : un escalier à trois volées destinées à l'usage bureau, des escaliers à deux volées utilisées pour les issues de secours, et un escalier hélicoïdal réservé à l'habitation

VII.2.1 Escalier à trois volées :

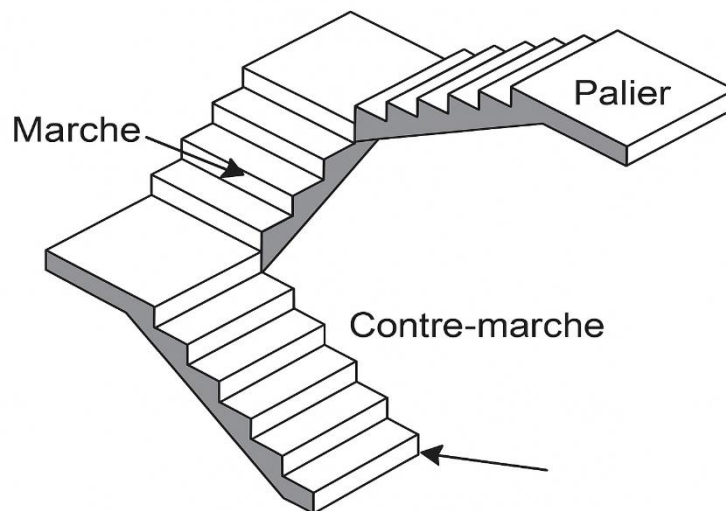


Figure VII- 1 : Escalier a trois volées.

VII.2.1.1 Prédimensionnement des marches :

h : hauteur entre deux marches elle varie entre $16\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$

On prend $h = 17\text{cm}$

H : hauteur a la franchir le confort avec volee

On a la hauteur de l'étage $H = 4.08$

$$H = \frac{4.08}{3} = 1.36\text{m}$$

n : nombre de contre marche

$$n = \frac{H}{h} = \frac{1.36}{0.17} = 8$$

n' = nombre de marche

$$n' = n - 1 = 8 - 1 = 7$$

Donc : on 7 marches et 8 contre marches

Le confort de l'escalier est assuré par la condition suivante : $60\text{cm} \leq g + 2h \leq 64\text{cm}$

g : longueur de la marche elle varie entre $26\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm}$

On prend $g = 29\text{cm}$

$$\text{Donc : } 60\text{cm} \leq 29 + 2 \times 17 \leq 64\text{cm}$$

$$60\text{cm} \leq 63 \leq 64\text{cm}$$

L : longueur de la ligne de foulee

$$L = g \times (n - 1) = 29 \times (8 - 1)$$

- Inclinaison du limon :

$$\tan \alpha = \frac{1.36}{2.03} = 38.82^\circ$$

- La longueur du limon :

$$L = \frac{1.36}{\sin 33.82} = 1.64 \text{ m}$$

Dimensionnement de l'élément porteur :

- La longueur de la marche : 1.40 m
- La longueur de la marche : 0.29 m

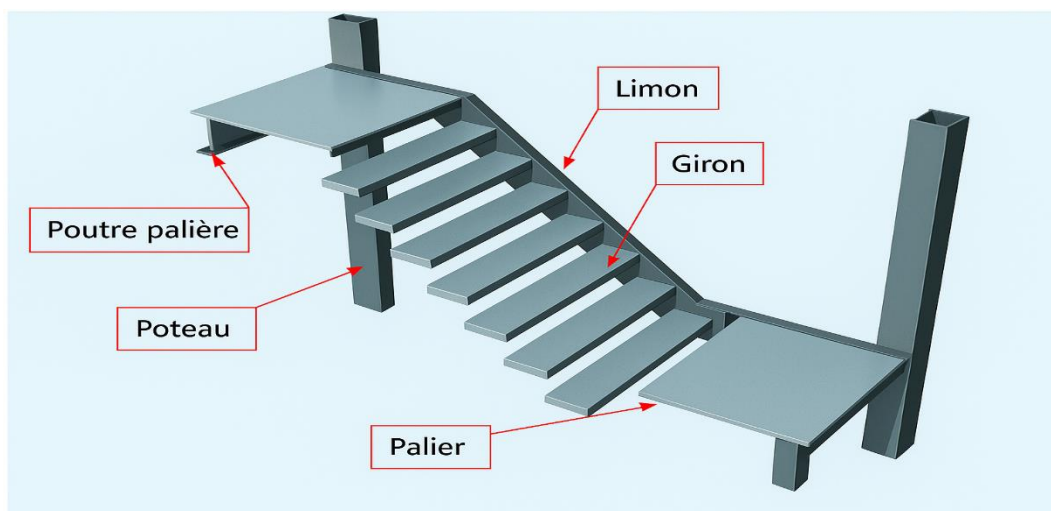


Figure VII- 2: Schéma des éléments constitutifs d'un escalier métallique.

Évaluation de charges et surcharges :

➤ Charge permanente : (sans le poids de profile)

- Tôle striée (5mm)..... $G_1 = 45 \text{ daN/m}^2$.
- Mortier du ciment (2mm)..... $G_2 = 40 \text{ daN/m}^2$.
- Revêtement (2cm)..... $G_3 = 40 \text{ daN/m}^2$.

$$\begin{aligned} G_T &= (G_1 + G_2 + G_3) \times 0.29 \\ &= (45 + 40 + 40) \times 0.29 \\ G_T &= 36.25 \text{ daN/m}^2 \end{aligned}$$

➤ Charge d'exploitation :

$$Q = 250 \times 0.29 = 72.5 \text{ daN/m}$$

Combinaison de charge a LELS :

$$\begin{aligned} q &= G + Q = 36.25 + 72.5 \\ q &= 108.75 \text{ daN/m} \end{aligned}$$

VII.2.1.2 Prédimensionnement des supports des marches :

➤ Condition de la flèche :

$$F_{max} = \frac{5 \times Q \times l^4}{384 \times E \times I_y} < f_{adm} = \frac{L}{300}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q \times l^3 \times 300}{384 \times E}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 108.75 \times 10^{-2} \times 140^3 \times 300}{384 \times 2.1 \times 10^4}$$

$$I_y \geq 5.55 \text{ cm}^4$$

Donc on opte pour une cornière : $L(40 \times 40 \times 6) \rightarrow I_y = 6.31 \text{ cm}^4$

$$G_T = 45 + 40 + 40) \times 0.29 + 3.52$$

$$G_T = 39.77 \text{ daN/m}$$

➤ Vérification au cisaillement :

$$q_{ELU} = 1.35G + 1.5Q$$

$$= (1.35 \times 39.77) + (1.5 \times 72.5)$$

$$q_{ELU} = 162.44 \text{ daN/m}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{162.44 \times 1.4}{2} = 113.71 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{448 \times (23.5 / \sqrt{3})}{1.1} = 5525.77 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 133.71 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 5525.77 \text{ daN}$$

➤ **Vérification a la résistance : la flexion**

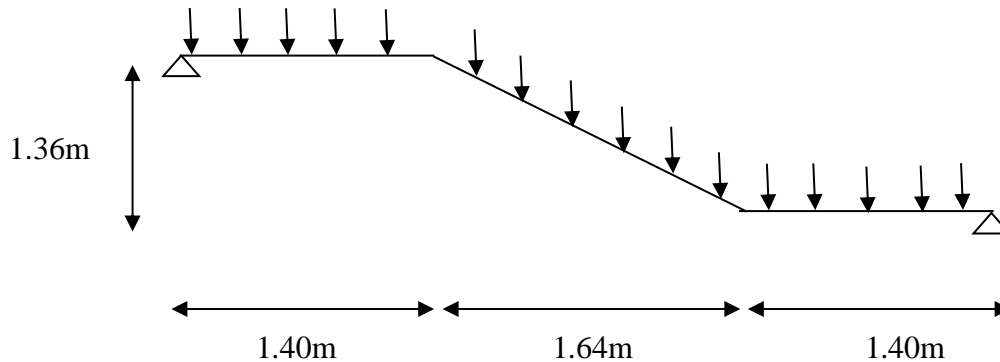
$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{162.44 \times 1.4^2}{8} = 39.8 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{2.25 \times 235}{1.1} = 48.28 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 39.8 \text{ daN.m} < M_{pl,rd} = 48.28 \text{ daN.m}$$

Donc : la cornière (40 × 40 × 6) convient comme support de marche .

Prédimensionnement des limons :



Évaluation des charges

➤ Volée :

- Charge permanente :

- Poids des cornière (40 × 40 × 6) $P_C = 3.56 \text{ dan/m}$
- Tôle d'épaisseur $G_1 = 40 \text{ dan/m}^2$
- Mortier de pose $G_2 = 40 \text{ dan/m}^2$
- Revêtement $G_3 = 40 \text{ dan/m}^2$
- Garde de corps... .. $P_G = 100 \text{ dan/m}$

$$G_T = (G_1 + G_2 + G_3) \times 1.4 + (P_C + P_G)$$

$$G_T = (40 + 40 + 40) \times 1.4 + (2 \times 3.56 + 100)$$

$$G_T = 275.12 \text{ dan/m}$$

- Charge totale pour 1 limon :

$$G = \frac{G_T}{2} = \frac{275.12}{2} = 137.56 \text{ dan/m}$$

- Charge d'exploitation :

$$Q = 250 \times 1.4 = 350 \text{ dan/m}$$

- Charge pour 1 limon :

$$Q = \frac{Q}{2} = \frac{350}{2} = 175 \text{ dan/m}$$

➤ Palier :

- Charge permanente :

- Tôle HI-BOND $G_1 = 9.56 \text{ dan/m}^2$
- Dalle en béton (5.5mm) $G_2 = 207.5 \text{ dan/m}^2$
- Revêtement $G_3 = 40 \text{ dan/m}^2$
- Mortier de pose $G_4 = 40 \text{ dan/m}^2$

- Charge pour un seul limon :

$$G_T = (G_1 + G_2 + G_3 + G_4) \times 1.4$$

$$= (9.56 + 207.5 + 40 + 40) \times 1.4$$

$$G_T = 415.88 \text{ dan/m}$$

$$G = \frac{G_T}{2} = \frac{415.88}{2} = 207.94 \text{ dan/m}$$

- Charge d'exploitation pour un seul limon :

$$Q = \frac{Q}{2} \times 1.4 = \frac{250}{2} \times 1.4 = 175 \text{ dan/m}$$

- La charge équivalente :

Charge équivalente moyenne :

$$G_{eq} = \frac{207.5 \times (1.4 + 1.4) + 137.56 \times 2.1}{4.9}$$

$$G_{eq} = 177.77 \text{ dan/m}$$

➤ Condition de la flèche :

$$q_{ELS} = G + Q$$

$$q_{ELS} = 177.77 + 175$$

$$q_{ELS} = 352.77 \text{ daN/m}$$

$$F_{max} = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I_y} < f_{adm} = \frac{L}{300}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q \times l^3 \times 300}{384 \times E}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 352.77 \times 10^{-2} \times 490^3 \times 300}{384 \times 2.1 \times 10^4}$$

$$I_y \geq 772.01 \text{ cm}^4$$

On opte pour un **UPN 200**

Tableau VII- 1: Les caractéristiques du profilé UPN 200.

G (kg/m)	h (mm)	b (mm)	d (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	A (mm ²)	A _{vz} (mm ²)	A _{vy} (mm ²)
22.8	200	75	151	8.5	11.5	32.2 × 10 ²	13.5 × 10 ²	18.7 × 10 ²
I _y (mm ⁴)	I _z (mm ⁴)	W _{pl,y} (mm ³)	W _{pl,z} (mm ³)	i _y (mm)	i _z (mm)	I _t (mm ⁴)	y _w (mm)	r (mm)
1910 × 10 ⁴	187 × 10 ⁴	220 × 10 ³	63.3 × 10 ³	8.11 × 10	2.54 × 10	8.89 × 10 ⁴	5.41 × 10 ⁹	13

➤ **Vérification de l'effort tranchant (cisaillement)**

$$q_{ELU} = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_{ELU} = (1.35 \times 177.77) + (1.5 \times 175)$$

$$q_{ELU} = 502.49 \text{ daN/m}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{502.49 \times 4.9}{2} = 1231.1 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{M_0} \times \sqrt{3}} = \frac{17.7 \times 2350}{1.1 \times \sqrt{3}} = 21831.7 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 1231.1 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 21831.7 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification a la résistance : la flexion**

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{502.49 \times 4.9^2}{8} = 1508.09 \text{ daN.m}$$

$$M_{el,y,rd} = \frac{W_{el,y} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{191 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 4080.45 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 1508.09 \text{ daN.m} < M_{pl,rd} = 4080.45 \text{ daN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification au déversement :**

$$M_{sd} \leq M_{brd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_{\omega} \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

- Calcul du moment critique au déversement (M_{Cr}) :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \times \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}}$$

$$M_{cr} = 1.132 \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 187 \times 10^4}{4900^2} \times \sqrt{\frac{5.57 \times 10^9}{114 \times 10^4} + \frac{4900^2 \times 8 \times 10^4 \times 9.55 \times 10^4}{\pi^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 114 \times 10^4}}$$

$$M_{cr} = 52492707.86 \text{ N.m} \rightarrow 5249.27 \text{ daN.m}$$

- Calcul de l'élancement géométrique :

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E \times W_{pl,y}}{M_{cr}}}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 220 \times 10^3}{52492707.86}}$$

$$\lambda_{LT} = 93.20$$

- Calcul de l'élancement réduit :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{93.20}{93.9} = 0.99 = 1$$

$$h/b = 200/75 = 2.6 > 2$$

Donc : courbe de flambement "b"

DAPRES LE TABLEAU χ_{LT} (annexe 2)

On prend $\chi_{LT} = 0.4671$

$$M_{b,rd} = \frac{0.4671 \times 1 \times 228 \times 10^{-2} \times 2350}{1.1}$$

$$M_{b,rd} = 2275.20 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 1508.09 \text{ daN.m} < M_{pl,rd} = 2275.20 \text{ daN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

VII.2.1.3 Prédimensionnement de la poutre palière :

La poutre palière supporte la moitié du limon.

Combinaisons des charges :

Détermination de la réaction du limon sur la poutre palière (R) :

La réaction du limon sur la poutre palière est donnée par la formule suivante :

- A LELU :

$$R = (1.35G + 1.5Q) \times L/2$$

$$R = [(1.35 \times 177.77) + (1.5 \times 175)] \times 5/2$$

$$R = 896.23 \text{ daN}$$

- A LELS :

$$R = (G + Q) \times L/2$$

$$R = (177.77 + 175) \times 5/2$$

$$R = 881.93 \text{ daN}$$

- Charges équivalentes :

- A LELU:

$$\frac{4 \times R}{4} + \text{Garde corps} = \frac{4 \times 754,58}{4} + 100 = 854,58 \text{ daN/ml}$$

- A LELS:

$$\frac{4 \times R}{4} + \text{Garde corps} = \frac{4 \times 534,05}{4} + 100 = 634,05 \text{ daN/ml}$$

➤ **Vérification a la flèche :**

$$F_{max} = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I_y} < f_{adm} = \frac{L}{300}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q \times l^3 \times 300}{384 \times E}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 634,05 \times 10^{-2} \times 300 \times 500^3}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 1474,26 \text{ cm}^4$$

On opte pour un **IPE 220** avec $I_y = 2772 \text{ cm}^4$ Tableau :

Tableau VII- 2 : caractéristiques de l’IPE 220

G (kg/m)	h (mm)	b (mm)	d (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	A (mm ²)	A _{vz} (mm ²)	A _{vy} (mm ²)
26.2	220	110	177.6	5.9	9.2	33.4 × 10 ²	15.9 × 10 ²	17.5 × 10 ²
I _y (mm ⁴)	I _z (mm ⁴)	W _{pl,y} (mm ³)	W _{pl,z} (mm ³)	i _y (mm)	i _z (mm)	I _t (mm ⁴)	I _w (mm ⁶)	r (mm)
2772 × 10 ⁴	205 × 10 ⁴	285 × 10 ³	58.1 × 10 ³	9.11 × 10	2.48 × 10	9.07 × 10 ⁴	22.7 × 10 ⁹	12

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{634,05 \times 5}{2} = 1585.13 \text{ daN} = 15.85 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{mo}} = \frac{33,4 \times 10^2 \times 235}{\sqrt{3} \times 1,1} = 41196,57 \text{ daN} = 411,97 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 15.85 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 411,97 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification a la flexion :

$$M_{sd} \leq M_{el,rd}$$

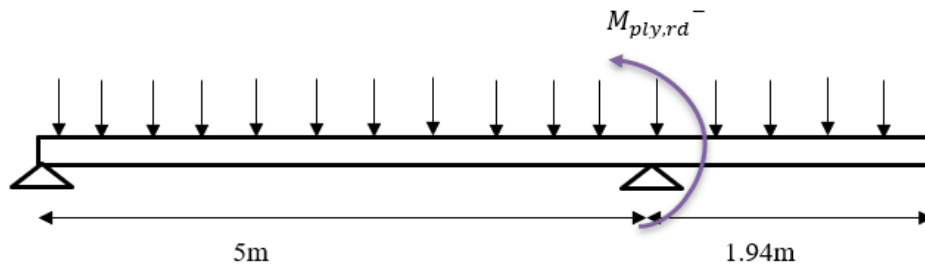
$$M_{sd} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{634,05 \times 5^2}{8} = 1981.4 \text{ daN} \cdot \text{m} = 19.81 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{el,rd} = \frac{W_{el,rd} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{252 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 5383,64 \text{ daN} \cdot \text{m} = 53,84 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{sd} = 19.81 \text{ KN} \cdot \text{m} < M_{el,rd} = 53,84 \text{ KN} \cdot \text{m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

VII.3 Prédimensionnement des balcons :

Dans le cadre du calcul du balcon, celui-ci a été modélisé comme une poutre continue, ce qui permet de prendre en compte les effets d'appuis multiples sur la répartition des efforts internes. Ce type de modélisation met en évidence l'apparition du moment négatif au niveau de l'appui, dus à la continuité de la poutre. Ce moment négatif traduit une compression au-dessus de la poutre et une traction en dessous, notamment dans les zones proches des appuis.



Données de base :

- Poutre IPE O 270
- $h_c = 55 \text{ mm}$, $h_p = 55 \text{ mm}$
- $F_{ck} = 30$, Acier 235 , $F_{sk} =$
- Armature : triller souder $\varnothing = 8 \text{ mm}$, espacement 100×100

Calcul de la largeur efficace b_{eff} :

- Moment max sur travée de rive :

$$L_e = 0.85L = 0.85 \times 5 = 4.25 \text{ m}$$

- Moment max sur l'appui :

$$L_e = 0.25(L_1 + L_2) = 0.25 \times (5 + 1.94) = 1.74 \text{ m}$$

- En travée :

$$b_{e1} = b_{e2} = \min\left(0.835; \frac{L_e}{8}\right) = 0.53 \text{ m}$$

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} = 1.06 \text{ m}$$

- Sur appui :

- $b_{e1} = b_{e2} = \min\left(0.835; \frac{L_e}{8}\right) = 0.22 \text{ m}$

- $b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} = 0.44 \text{ m}$

Nombre de barres :

$$\frac{b_{eff}}{100} = \frac{1060}{100} = 10.6 \approx 11 \text{ barres}$$

$$A_s = 11 \times A\emptyset = 11 \times \pi(4)^2 = 552.92 \text{ mm}^2$$

$$F_s = A_s \times \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 552.92 \times \frac{450}{1.15} = 216.36 \text{ KN}$$

$$F_a = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_a} = \frac{53.8 \times 10^2 \times 235}{1.1} = 1149.36 \text{ KN}$$

$$2b_f \times t_f \times \frac{f_y}{\gamma_a} = 2 \times 136 \times 12.2 \times \frac{235}{1.1} = 708.93 \text{ KN}$$

$$F_a - F_s = 1149.36 - 216.36 = 933 \text{ KN} > 708.93 \text{ KN}$$

L'axe neutre est plus bas → A.N.P dans la section de lame

$$Z_G = \frac{F_s \times \gamma_a}{2 \times f_y \times t_w} < \frac{h}{2} - t_f$$

$$Z_G = \frac{216.36 \times 10^3 \times 1.1}{2 \times 235 \times 7.5} = 67.51 \text{ mm} < 124.8 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Avec :

$$\frac{h}{2} - t_f = \frac{274}{2} - 12.2 = 124.8 \text{ mm}$$

➤ **Vérification au cisaillement :**

On a : $q_{ELU} = 50.6 \text{ KN/ml}$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{50.6 \times 5}{2} = 126.5 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{M_0} \times \sqrt{3}} = \frac{25.2 \times 235 \times 10^2}{1.1 \times \sqrt{3}} = 310.82 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 126.5 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 310.82 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification a la flexion :**

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{50.6 \times 5^2}{8} = 158.13 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply,rd}^- = M_{a,pl,rd} + F_s \left(\frac{h_a}{2} + h_s \right) - F_s \times \frac{Z_G}{2}$$

Avec:

$$M_{a,pl,rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_a} = \frac{507 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 108.31 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply,rd}^- = 108.31 + 216.36 \times \left(\frac{270}{2} + 55 \right) - 216.36 \times \frac{67.51}{2}$$

$$M_{ply,rd}^- = 339.13 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 158.13 \text{ KN.m} < M_{ply,rd} = 339.13 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

Remarque :

La poutre utilisée pour le calcul du balcon est un *IPE O 270* pour la poutre secondaire. Ainsi, la poutre principale qui est de type *IPE 360*, sera automatiquement vérifiée puisque sa section est plus importante. Elle présente une capacité portante supérieure, ce qui garantit sa résistance face aux sollicitations transmises par le balcon.

Chapitre VIII : Étude sismique

VIII.1 Introduction :

Le séisme constitue un aléa naturel majeur susceptible d'entraîner des pertes humaines et des dommages significatifs aux infrastructures. La conception des structures dans les zones sismiques doit donc répondre à des exigences de sécurité strictes, garantissant à la fois la protection des occupants et l'intégrité de l'ouvrage. À cet effet, les normes de conception doivent intégrer les effets dynamiques induits par l'action sismique.

En Algérie, la réglementation en vigueur est le **Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 – version 2003)**, qui définit les principes de conception, de dimensionnement et de vérification des structures exposées aux risques sismiques. Le territoire national y est découpé en cinq zones de sismicité croissante :

- **Zone 0** : sismicité négligeable
- **Zone I** : sismicité faible
- **Zone IIa et IIb** : sismicité modérée
- **Zone III** : sismicité élevée

La structure étudiée dans ce projet est implantée à **Tizi-Ouzou**, classée en **zone IIa**, caractérisée par une sismicité modérée.

VIII.2 Objectif de l'étude sismique

L'objectif principal de l'analyse sismique est d'assurer un comportement structurel satisfaisant face à l'action d'un séisme, en conformité avec les exigences du RPA. Cette analyse vise notamment à :

- Garantir une rigidité et une résistance suffisantes pour limiter les dommages non structuraux et éviter les dommages structuraux lors des séismes fréquents de faible à moyenne intensité, en assurant un comportement globalement élastique de la structure.
- Assurer une ductilité adéquate et une capacité de dissipation d'énergie suffisante pour faire face aux déplacements inélastiques induits par des séismes majeurs, tout en évitant l'effondrement global de la structure.

Le RPA 99 propose trois approches pour le calcul des actions sismiques :

- L'analyse modale spectrale ;
- L'analyse dynamique à partir d'un accélérogramme ;
- L'analyse statique équivalente.

Dans le cadre de cette étude, et compte tenu de la régularité de la structure ainsi que de sa hauteur, l'analyse statique équivalente a été retenue comme méthode de calcul.

VIII.3 Méthode statique équivalente :

VIII.3.1 Principe :

Les efforts dynamiques réels générés par un séisme dans la structure sont remplacés par un système de forces statiques équivalentes dont les effets sont supposés représenter fidèlement ceux de l'action sismique.

Pour que cette méthode soit applicable, certaines conditions doivent être remplies :

VIII.3.2 Condition relative de la hauteur :

Cette condition dépend du niveau de sismicité de la zone :

- La hauteur du bâtiment ne doit pas excéder 65 m en zones I et II,
- Et 30 m en zone III.

Le bâtiment considéré est implanté à **TIZI RACHED**, classé en **zone IIa** selon le RPA 99 (version 2003). Sa hauteur totale est de : $h = 16.76m < 65m$ condition vérifiée.

VIII.3.3 Condition de régularité en plan :

Le bâtiment présente une forme sensiblement symétrique dans les deux directions principales, avec une répartition régulière des masses et de la rigidité..... condition vérifiée.

VIII.3.4 Condition liée a l'excentricité :

À chaque niveau de la structure et pour chaque direction d'analyse, la distance entre le centre de gravité (G) et le centre de torsion (T) ne doit pas dépasser 15 % de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique.

- **Calcul du centre de gravité (ou centre de masse) :**

$$X_G = \frac{\sum x_i \times S_i}{S_i} = \frac{20.22}{2} = 10.11m$$

$$Y_G = \frac{\sum y_i \times S_i}{S_i} = \frac{10.39}{2} = 5.2m$$

$$G = (10.11; 5.2)$$

VIII.3.5 Condition de décrochement :

L'étude du plan architectural montre qu'il n'existe aucun décrochement en plan, ce qui garantit une continuité géométrique favorable au comportement sismique.....

Condition vérifiée.

VIII.3.6 Condition sur les ouvertures :

Pour que le plancher soit considéré comme infiniment rigide, la surface totale des ouvertures ne doit pas dépasser 15 % de la surface du plancher.

Dans notre cas, cette condition est bien respectée.....Condition vérifiée.

VIII.3.7 Condition de régularité en élévation :

La structure est constituée d'un système portique continu du bas vers le haut.

Condition des masses et de rigidité :

$$\begin{cases} M_1 = M_2 \\ M_2 > M_3 \end{cases} \quad \text{Et} \quad \begin{cases} R_1 = R_2 \\ R_2 > R_3 \end{cases}$$

La condition sur la variation des masses et des rigidités est vérifiée.

VIII.3.8 Calcul de la force sismique :

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

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

VIII.3.8.1 Détermination du coefficient d'accélération de Zone :

Le coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 (RPA99/2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

Tableau VII- 3: coefficient d'accélération de zone A

Groupe	Zone		
	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

- Notre structure est située dans le groupe 1B
- Groupe de grande importance dans notre cas A = 0,2

VIII.3.8.2 Facteur d'amplitude dynamique D :

Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (ε) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0 S \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3,0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0 S \end{cases}$$

Avec :

Tableau VII- 4: valeur T1 et T2

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T _{1(sec)}	0,15	0,15	0,15	0,15
T _{2(sec)}	0,30	0,40	0,50	0,70

T₁ et T₂: Des périodes caractéristiques données dans le tableau (RPA99V2003).

On a site meuble S₃

Donc : T₁ = 0.15s et T₂ = 0.5s .

VIII.3.8.3 Facteur de correction d'amortissement :

Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

Pour la valeur de ξ qui est le pourcentage d'amortissement critique :

$$\xi = 5\% \rightarrow \text{Acier dense}$$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + 5)} = 1 \geq 0.7$$

VIII.3.8.4 Calcul de la période fondamentale de la structure :

La période fondamentale (T) de la structure peut être déterminée à l'aide de formules empiriques, ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques. La formule empirique à utiliser est la suivante :

$$T = C_T \times h_N^{\frac{2}{3}}$$

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

Sens x-x :

C_T : coefficient, il est en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, donné par le tab 4.6 p46 : portiques auto stables en acier avec remplissage en maçonnerie ($C_T = 0.05$).

Sens y-y :

C_T : coefficient, il est en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, donné par le tab 4.6 p46 : portiques auto stables en acier avec remplissage en maçonnerie ($C_T = 0.05$).

$$T_x = T_y = 0.05 \times (16.76)^{\frac{3}{4}}$$

$$T_x = T_y = 0.414s$$

$$T_1 = 0.414s$$

Autre méthode de calcul de la période :

$$T = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}}$$

Le RPA propose de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par les tableaux 4.6 et 4.7.

Sens longitudinal :

$$T_1 = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} = \frac{0.09 \times 16.76}{\sqrt{20.22}} = 0.34s$$

$$T_x = \min(0.414; 0.34) = 0.34s$$

Donc la valeur du facteur d'amplification dynamique :

$$D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 1 \left(\frac{0.34}{0.414} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.19$$

Sens transversal :

$$T_1 = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} = \frac{0.09 \times 16.76}{\sqrt{10.39}} = 0.468s$$

$$T_x = \min(0.468; 0.414) = 0.414s$$

Donc la valeur du facteur d'amplification dynamique :

$$D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 1 \left(\frac{0.414}{0.414} \right)^{\frac{2}{3}} = 2,5$$

VIII.3.8.5 Coefficient de comportement R :

Le coefficient de comportement global R dépend du type de contreventement utilisé.

Tableau VII- 5: valeurs de coefficient de comportement R

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
<u>A</u>	<u>Béton armé</u>	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2
<u>B</u>	<u>Acier</u>	
7	Portiques autostables ductiles	6
8	Portiques autostables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	Portiques en console verticale	2
<u>C</u>	<u>Maçonnerie</u>	
12	Maçonnerie porteuse chaînée	2,5

Du tableau 4.3 du RPA99 version 2003 → R = 3 (ossature contreventée par palée triangulées en V ou en Y).

VIII.3.8.6 Facteur de qualité :

Le facteur de qualité de la structure est donné en fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^5 Pq$$

➤ **Les critères de qualité « q » à vérifier sont :**

- **Conditions minimales sur les files de contreventement :**

Système portique : chaque file de portique doit comporter a tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.

Observe : p = 0

Système de voiles : chaque file de voiles dit comporter a tous les niveaux, au moins un (01) trumeau ayant un rapport « hauteur d'étage sur largeur » inférieur ou égal 0,67 ou bien deux (02) trumeaux ayant un rapport « hauteur d'étage sur largeur » inférieure ou égal a 1,0. Ces trumeaux doivent s'élever sur toute la hauteur de l'étage et ne doivent avoir aucune ouverture ou perforation qui puisse réduire de manière significative leur résistance ou leur rigidité.

$\frac{h}{l} \leq 0,67 \quad \rightarrow \text{observe : P} = 0$

- **Redondance en plan :**

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portique et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximales et minimales d'espacement ne dépassant pas 1,5.

Non observe : P = 0.05

- **Régularité en plan :**

La structure est classée régulière en plan.

Observe : P = 0

- **Régularité en élévation :**

La structure est classée régulière en élévation.

Observe : P = 0

- **Contrôle de la qualité des matériaux :**

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise.

Observe : P = 0

- **Contrôle de la qualité de l'exécution :**

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

Observe : : $P = 0$

D'où : $Q = 1 + \sum_1^5 P_i = 1 + (0.05 + 0 + 0 + 0 + 0) = 1.05$

Les charges appliquées :

- Étage : 1^{er}, 2^{eme}, RDC :

$$G = 3.68 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \text{ (bureau)}$$

- Étage : 3^{eme}, Comble :

$$G = 3.68 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \text{ (habitation)}$$

- Calcul de l'effort tranchant a la base :

La force sismique totale V_t , obtenue par combinaison modale, doit être au moins égale à 80 % de la force V_{se} déterminée par la méthode statique équivalente, en se basant sur la période fondamentale estimée par la formule empirique (Art. 4.1 du RPA99/2003).

Cette force sismique V doit être calculée dans les deux directions selon la formule suivante :

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

Avec :

$A = 0,2$ du tableau 4.1(RPA99 version2003)

$R = 3$ du tableau 4.3 (RPA99 version2003)

$Q =$ facteur de qualité $Q = 1.05$

D : facteur d'amplification dynamique moyenne

W : Poids total de la structure $W = \sum W_i$

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

W_{Gi} : poids due aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels.

WQi : poids due aux surcharges d'exploitation

$\beta = 0.20$ coefficient de pondération (tableau 4.5 du RPA99 version 2003)

- calcul des masses :

Surface totale de plancher à un niveau :

$$S = 20 \times 10 = 200m^2$$

Tableau VII- 6: Poids des éléments constituant de l'étage 1^{er}, 2^{eme}

Élément	Poids total de l'élément
G étage	$368 Kg/m^2 \times 200 = 73600 Kg/niveau$
Poutre principale IPE 360	$12 \times 5 \times 57.1 = 3426 Kg$
Poutre secondaire IPEO 270	$10 \times 5 \times 42.3 = 2115 Kg$
Solives IPE 240	$12 \times 5 \times 30.7 = 1852 Kg$
Poteau	$15 \times 3.06 \times 134 = 6150.6 Kg$
Murs extérieures	$236 \times [(20 \times 3.06) \times 0.29 + (10 \times 3.06)0.29] \times 2 = 12656.5Kg$
Total	$\Sigma = 99800.1 Kg$

Tableau VII- 7: Poids des éléments constituant du 3^{eme} étage

Élément	Poids total de l'élément
G étage	$368 Kg/m^2 \times 200 = 73600 Kg/niveau$
Poutre principale IPE 360	$12 \times 5 \times 57.1 = 3426 Kg$
Poutre secondaire IPEO 270	$10 \times 5 \times 42.3 = 2115 Kg$
Solives IPE 240	$14 \times 5 \times 30.7 = 2149 Kg$
Poteau	$15 \times 3.06 \times 134 = 6150.6 Kg$
Murs extérieures	$236 \times [(20 \times 3.06) \times 0.29 + (10 \times 3.06)0.29] \times 2 = 12656.5Kg$
Total	$\Sigma = 100097.1 Kg$

Tableau VII- 8 : Poids des éléments constituant au comble

Élément	Poids total de l'élément
G étage	$368 \text{ Kg/m}^2 \times 200 = 73600 \text{ Kg/niveau}$
Poutre principale IPE 360	$12 \times 5 \times 57.1 = 3426 \text{ Kg}$
Poutre secondaire IPEO 270	$10 \times 5 \times 42.3 = 2115 \text{ Kg}$
Solives IPE 240	$18 \times 5 \times 30.7 = 2763 \text{ Kg}$
Poteau	$\begin{cases} 10 \times 1.75 \times 134 = 2345 \text{ Kg} \\ 5 \times 3.5 \times 134 = 2345 \text{ Kg} \end{cases}$
Murs extérieures	$236 \times [(20 \times 1.75) \times 0.29 + (10 \times 1.75)0.29] \times 2 = 7186.2 \text{ Kg}$
Panneau sandwich	$(10.67 \times 5.51 \times 20) \times 2 = 2351.67 \text{ Kg}$
Traverse	$(238 \times 5.51) \times 10 = 13113.8 \text{ Kg}$
Panne + accessoires	$[(18.8 + 5) \times 5 \times 36] = 4284 \text{ Kg}$
Total	$\Sigma = 110103.67 \text{ Kg}$

Poids des surcharges d'exploitation :

- Etage : 1^{er}, 2^{eme}, RDC : (bureau)

$$Q = 250 \times 200 = 50000 \text{ Kg}$$

- Etage : 3^{eme}, Comble : (habitation)

$$Q = 150 \times 200 = 30000 \text{ Kg}$$

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

Tableau VII- 9: Valeurs des poids de la structure

Étage	W_{Gi} (KN)	W_{Qi} (KN)	$\beta \cdot W_{Qi}$ (KN)	W_i (KN)
RDC	1018.5	500	100	1118.5
Étage 1	998.00	500	100	1098
Étage 2	998.00	500	100	1098
Étage 3	1000.97	300	60	1060.97
Comble	1101.03	300	60	1161.03
Total	$\Sigma = 5116.5$	2100	420	5536.5

Tableau VII- 10: Valeurs de l'effort sismique dans les deux sens (longitudinal et transversal)

	Sens longitudinal	Sens transversal
A	0,2	0,2
D	2,19	2,5
Q	1.05	1.05
R	3	3
W_T	5536.5	5536.5
V_T	$848.75/4 = 212.19$	$968.89/4 = 242.22$

- Distribution de la résultante des forces sismique de hauteur :

$$V = F_t + \Sigma F_i$$

$$F_t = 0,07 T \times V \quad \text{Si } T > 0,7s$$

$$F_t = 0 \quad \text{Si } T < 0,7s$$

Donc $F_t = 0$

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i \times h_i}{\Sigma W_i \times h_i}$$

Tableau VII- 11: valeurs des forces sismiques selon le sens longitudinal

Niveau	W_i (KN)	h_i (m)	$W_i \times h_i$ (KN)	F_i (KN)
RDC	1018.5	4.08	4155.48	16.56
Étage 1	998.00	7.14	7125.72	28.39
Étage 2	998.00	10.26	10239.48	40.8
Étage 3	1000.97	13.26	13272.86	52.89
Étage 4	1101.03	16.76	18453.26	73.54

Tableau VII- 12: valeurs des forces sismiques selon le sens transversal

Niveau	Wi (KN)	hi (m)	Wi × hi (KN)	Fi (KN)
RDC	1018.5	4.08	4155.48	18.90
Étage 1	998.00	7.14	7125.72	32.41
Étage 2	998.00	10.26	10239.48	46.58
Étage 3	1000.97	13.26	13272.86	60.38
Étage 4	1101.03	16.76	18453.26	83.94

Distribution horizontale des efforts tranchants :

$$V_K = F_t + \sum_{i=K}^n F_i$$

Tableau VII- 13: valeurs des efforts tranchants selon le sens longitudinal

Niveau	Fi (KN)	V _K (KN)
Étage 3	16.56	206.13
Étage 2	28.39	189.57
Étage 1	46.58	142.99
RDC	52.89	90.1

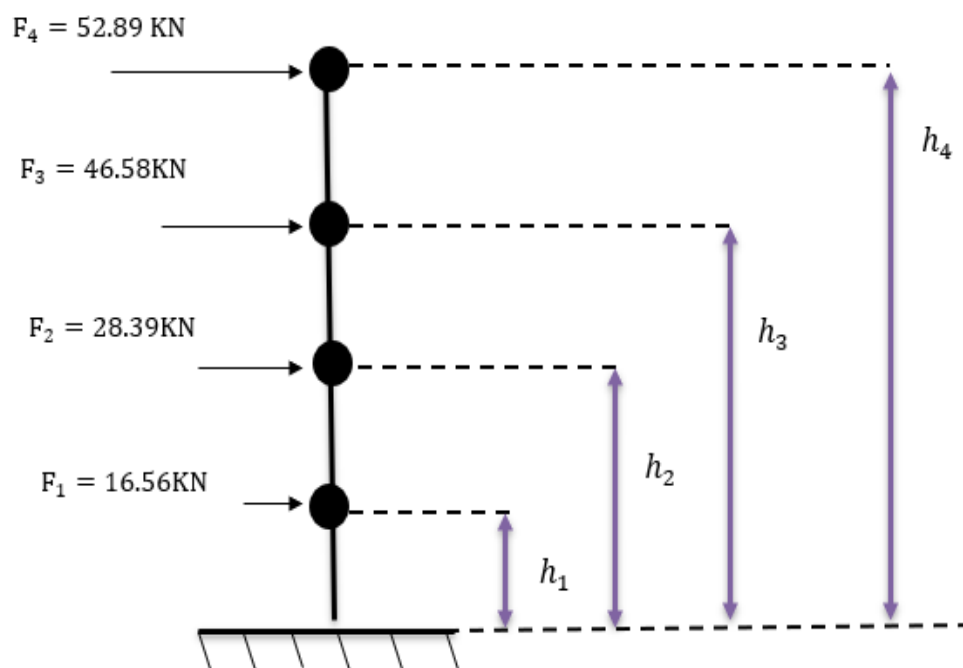


Figure VIII- 1 : La répartition de l'effort sismique longitudinal selon la hauteur

Tableau VII- 14: valeurs des efforts tranchants selon le sens transversal

Niveau	Fi (KN)	V _K (KN)
Étage 3	18.90	242.21
Étage 2	32.41	209.8
Étage 1	46.58	163.22
RDC	60.38	102.84

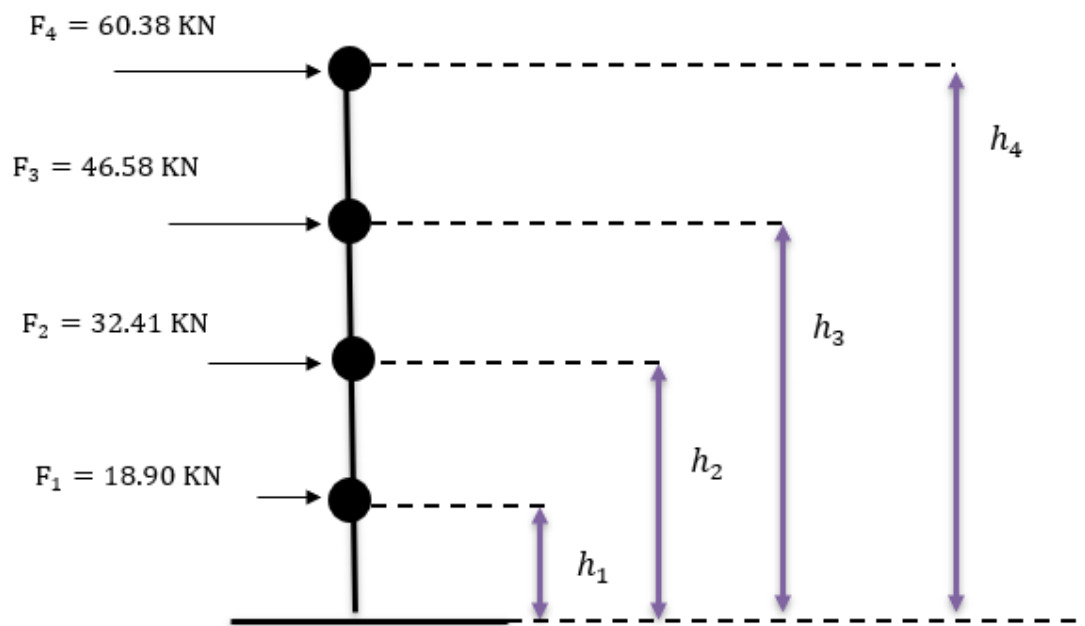


Figure VIII- 2 : La répartition de l'effort sismique longitudinal selon la hauteur

Conclusion :

On constate que les efforts dus au vent sont plus défavorables que ceux générés par l'action sismique. Par conséquent, ce sont les sollicitations dues au vent qui seront prises en compte pour la vérification de la stabilité globale de la structure.

Chapitre IX : Calcul des contreventements

IX.1 Introduction :

Dans notre projet, nous calculons deux types de contreventement selon le sens X-X : le contreventement en V inversé et le contreventement en Y. Ces systèmes ont été étudiés afin de résister aux forces horizontales exercées principalement par le vent. L'objectif est d'analyser et comparer leur efficacité pour assurer la stabilité et la sécurité de la structure face à ces sollicitations latérales.

IX.1.1 Prédimensionnement des contreventements :

IX.1.1.1 Type 1 : contreventement en V inverse :

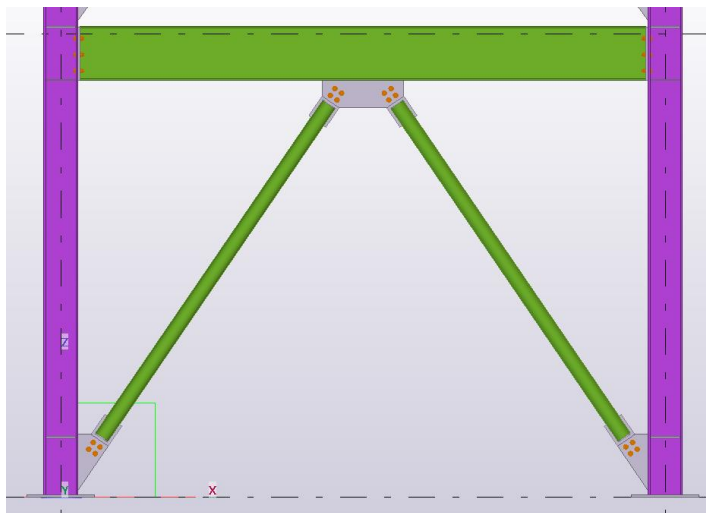


Figure IX- 1 : Contreventement en chevron

IX.1.1.1.1 Calcul de l'effort normal :

En supposant que l'ensemble des charges horizontales est repris exclusivement par le système de contreventement, la charge transmise à chaque barre de contreventement est alors la suivante :

$$N_{sd} = \frac{F_w}{\cos \beta}$$

$$\beta = \tan^{-1} \frac{4.08}{2.5} = 58.5^\circ$$

$$N_{sd} = \frac{250.59}{\cos 58.5} = 479.59 \text{ KN}$$

IX.1.1.1.2 Prédimensionnement de la section :

$$N_{sd} \leq N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{479.59 \times 1.1}{23.5} \rightarrow A \geq 22.58 \text{ cm}^2$$

On opte pour un **UPN 160**

IX.1.1.1.3 Vérification a la compression simple :

On doit vérifier que :
$$N_{sd} \leq N_{b,rd} = \chi \frac{\beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M_1}}$$

Avec

$\beta_A = 1$ Pour les sections de classe 1 et 2

$\gamma_{M_1} = 1,1$

$f_y = 235$ MPa

$L_f = 4.08$ m = 4080 mm

- **Calcul du facteur de réduction :**

$$\lambda_y = \frac{L_f}{i_y} = \frac{4080}{62.1} = 65.7$$

$$\lambda_z = \frac{L_f}{i_z} = \frac{4080}{18.9} = 215.87$$

$\lambda_z > \lambda_y \rightarrow$ le flambement se produit autour de l'axe (y-y)

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta} = \frac{65.7}{93.9} \times \sqrt{1} = 0.69$$

$\frac{h}{b} = \frac{160}{65} = 2.46 > 1.2 \rightarrow$ axe de flambement y-y \rightarrow courbe de flambement a

Pour $\bar{\lambda}_y = 0.69 \rightarrow \chi = 0.8524$ (tableau annexe)

$$N_{b,rd} = 0.8524 \times \frac{1 \times 2400 \times 235}{1.1} \times 10^{-3} = 437.04 \text{ KN}$$

$N_{sd} = 360.75 \text{ KN} < N_{b,rd} = 434.07 \text{ KN} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

IX.1.1.2 Type 2 : contreventement en Y

La méthode adoptée pour l'étude de ce type de contreventement consiste en une modélisation à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis. Une charge horizontale est appliquée au modèle, puis le logiciel fournit la valeur de l'effort normal dans les barres de contreventement. Cette valeur permet ensuite de déterminer la section nécessaire des éléments

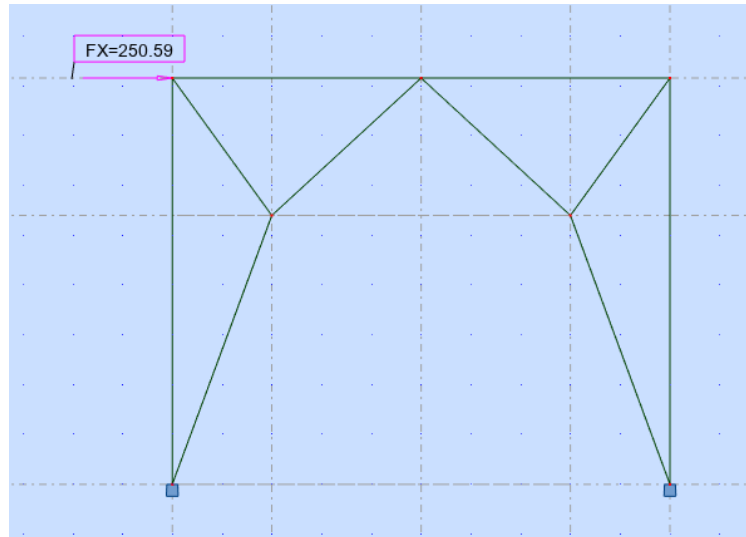


Figure IX- 2 : Contreventement en Y

L'effort sollicitant le plus défavorable calculé par le logiciel robot est :

$$N_{sd} = 360.75 \text{ KN}$$

IX.1.1.2.1 Prédimensionnement de la section :

$$N_{sd} \leq N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{360.75 \times 1.1}{23.5} = 16.85 \text{ cm}^2$$

On opte pour un UPN 140

IX.1.1.2.2 Vérification à la traction simple :

$$\text{Il faut que : } N_{sd} \leq N_{t,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$N_{t,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{2040 \times 235}{1.1} \times 10^{-3} = 435.82 \text{ KN}$$

IX.1.1.2.3 Vérification à la compression simple :

$$\text{Il faut vérifier que : } N_{sd} \leq N_{b,rd} = \chi \frac{\beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M_1}}$$

Avec :

$\beta_A = 1$: Pour les sections de classe 1 et 2

$$\gamma_{M_1} = 1,1$$

$$f_y = 235 \text{ MPa}$$

- $L_f(\text{barre}_1) = 1.70\text{m}$:

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{170}{5.45} = 31.19$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{170}{1.75} = 97.14$$

On a $\lambda_y < \lambda_z \rightarrow$ le flambement se produit autour de l'axe (y - y).

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93.9} = \frac{31.19}{93.9} = 0.33$$

$$h/b = 140/60 = 2.33 > 1.2 \rightarrow \text{courbe de flambement "a"}$$

$$\bar{\lambda}_y = 0.33 \rightarrow \chi_y = 0.9704$$

$$N_{b,rd} = 0.9704 \times \frac{1 \times 2040 \times 235}{1.1} \times 10^{-3} = 422.92 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 360.75 \text{ KN} < N_{b,rd} = 422.92 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- $L_f(\text{barre}_2) = 2.88\text{m}$:

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{288}{5.45} = 52.84$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{288}{1.75} = 164.57$$

On $\lambda_y < \lambda_z \rightarrow$ le flambement se produit autour de l'axe (y - y).

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93.9} = \frac{52.84}{93.9} = 0.56$$

$$h/b = 140/60 = 2.33 > 1.2 \rightarrow \text{courbe de flambement "a"}$$

$$\bar{\lambda}_y = 0.56 \rightarrow \chi_y = 0.9045$$

$$N_{b,rd} = 0.9045 \times \frac{1 \times 2040 \times 235}{1.1} \times 10^{-3} = 394.2 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 360.75 \text{ KN} < N_{b,rd} = 394.2 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Chapitre X : **Modélisation de la** **structure**

X.1 Introduction :

Pour étudier un système, il existe plusieurs méthodes manuelles classiques. Cependant, étant donné que nous disposons du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019, nous avons choisi de l'utiliser pour faciliter le travail. Alors notre tâche consiste à introduire des données et avoir à la fin une note de calcul.

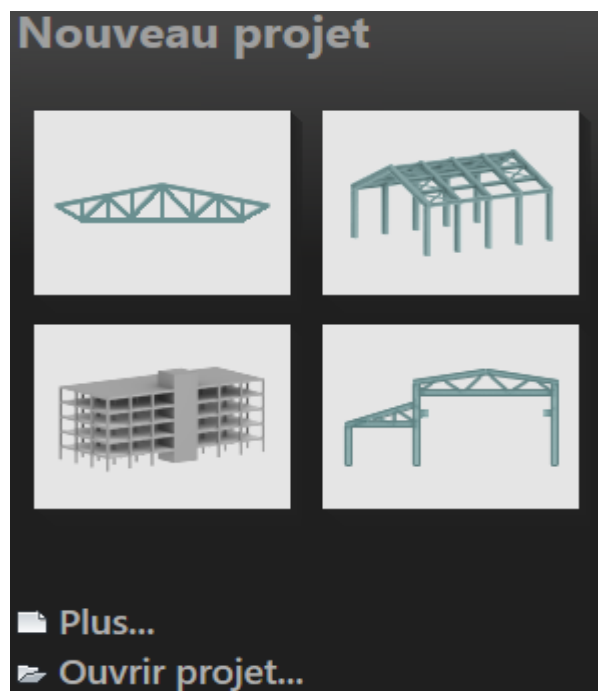
X.2 Description du logiciel robot :

Le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis (souvent appelé simplement « Robot » dans la documentation) est un progiciel de CAO/DAO conçu pour la modélisation, l'analyse et le dimensionnement de différents types de structures. Il permet non seulement de concevoir la structure, mais aussi d'en effectuer le calcul, de vérifier les résultats obtenus et de dimensionner les éléments constitutifs. Robot s'appuie sur la méthode des éléments finis pour analyser des structures aussi bien planes que spatiales, qu'il s'agisse de treillis, de portiques ou de structures mixtes.

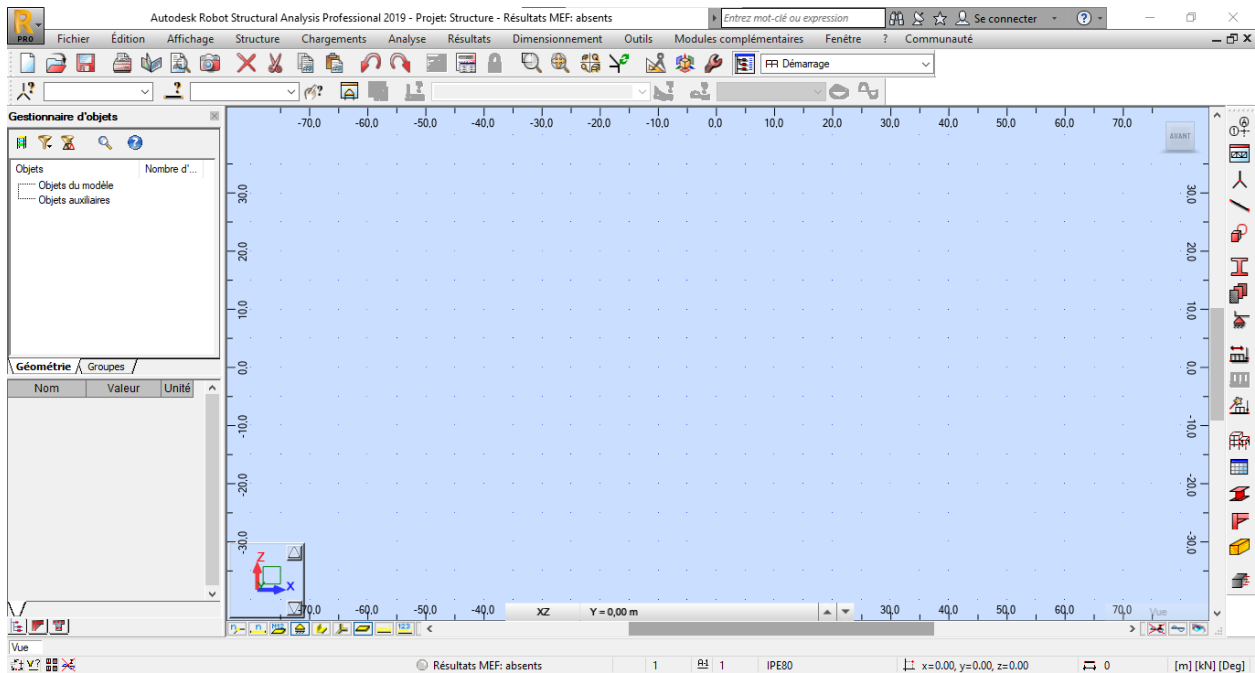
X.3 Étapes de modélisation par le logiciel Robot structural analysis :

X.3.1 Lancement du logiciel :

Lors du lancement du logiciel, une fenêtre d'accueil s'affiche, permettant à l'utilisateur de choisir le type de structure ou l'élément à étudier.

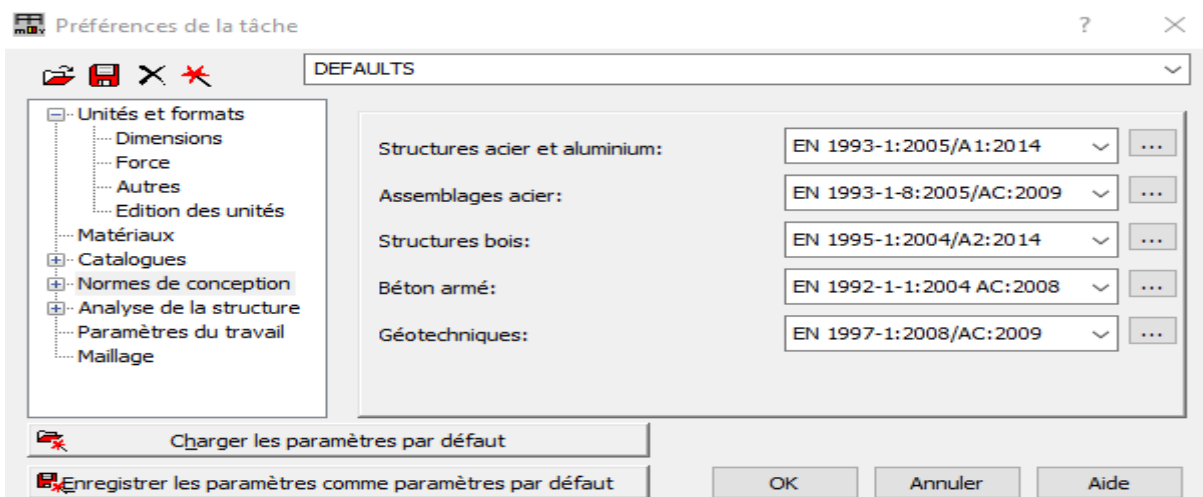


On choisit le module adapté à notre projet, ici l'étude d'un portique spécial. La fenêtre principale s'ouvre avec les menus et barres d'outils en haut, en bas et à droite, et le gestionnaire des objets à gauche.



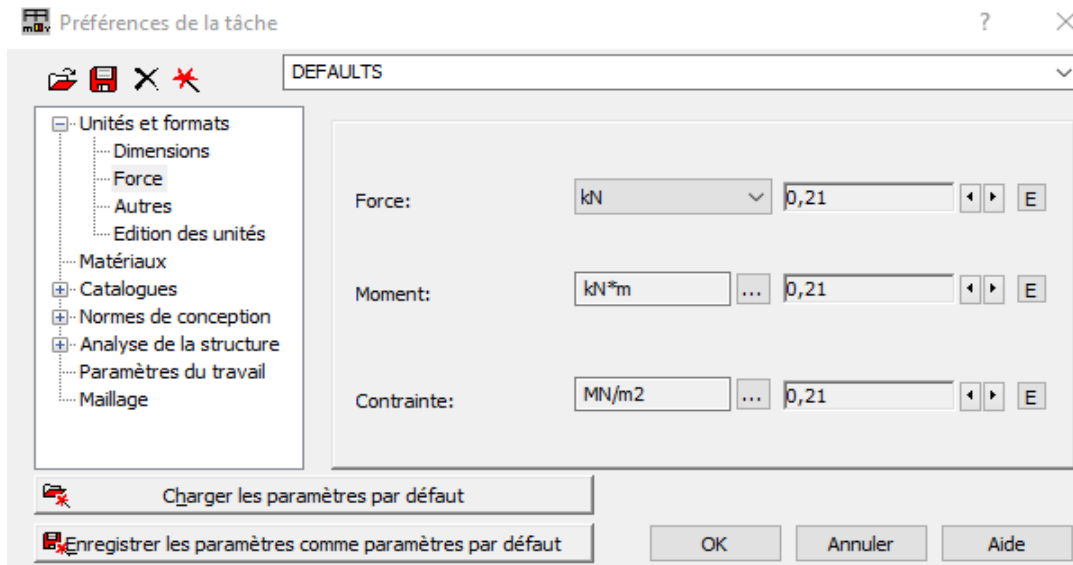
X.3.2 Réglage des préférences et des préférences de la tâche :

Cette fenêtre permet également de modifier différents paramètres comme la langue, l'affichage, les unités et formats, les matériaux, les catalogues ou encore les normes de conception.



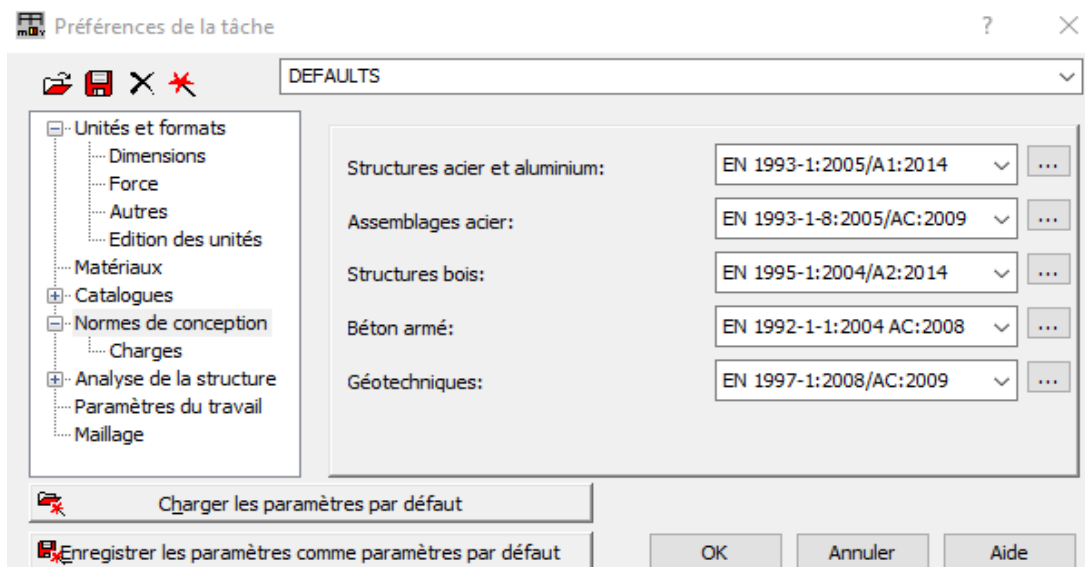
X.3.3 Unités et formats :

À partir de cette fenêtre, on peut modifier les unités utilisées pour les dimensions, les efforts, les angles, les déplacements.....

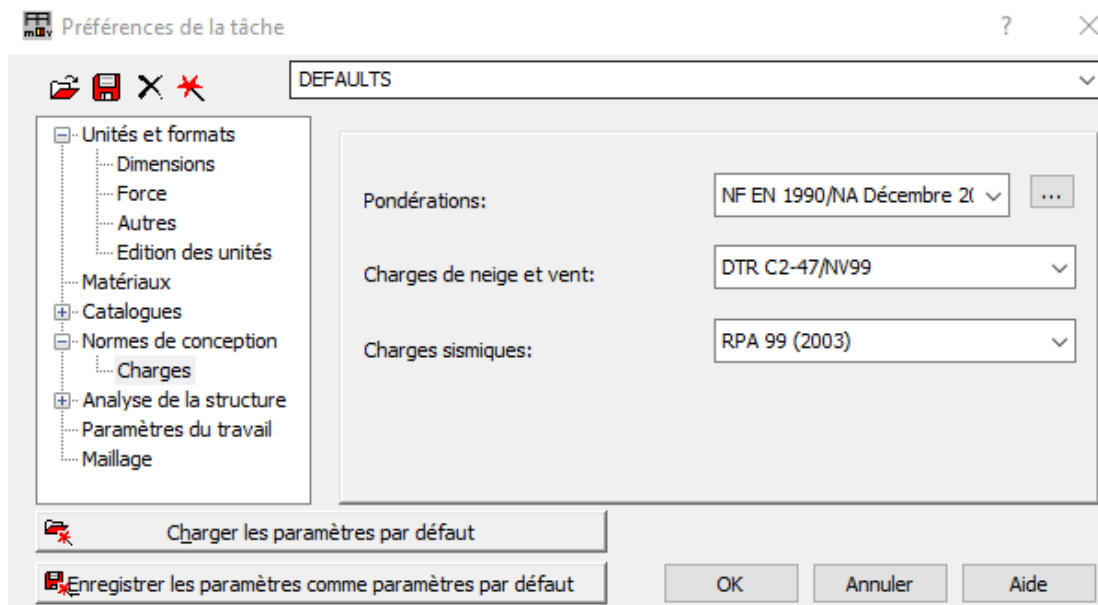


X.3.4 Norme de conception :

Le logiciel met à disposition un large choix de règlements, il est possible de sélectionner la norme applicable à notre pays via un menu déroulant.




De la même façon, les charges sismiques et climatiques s'ajustent selon les normes

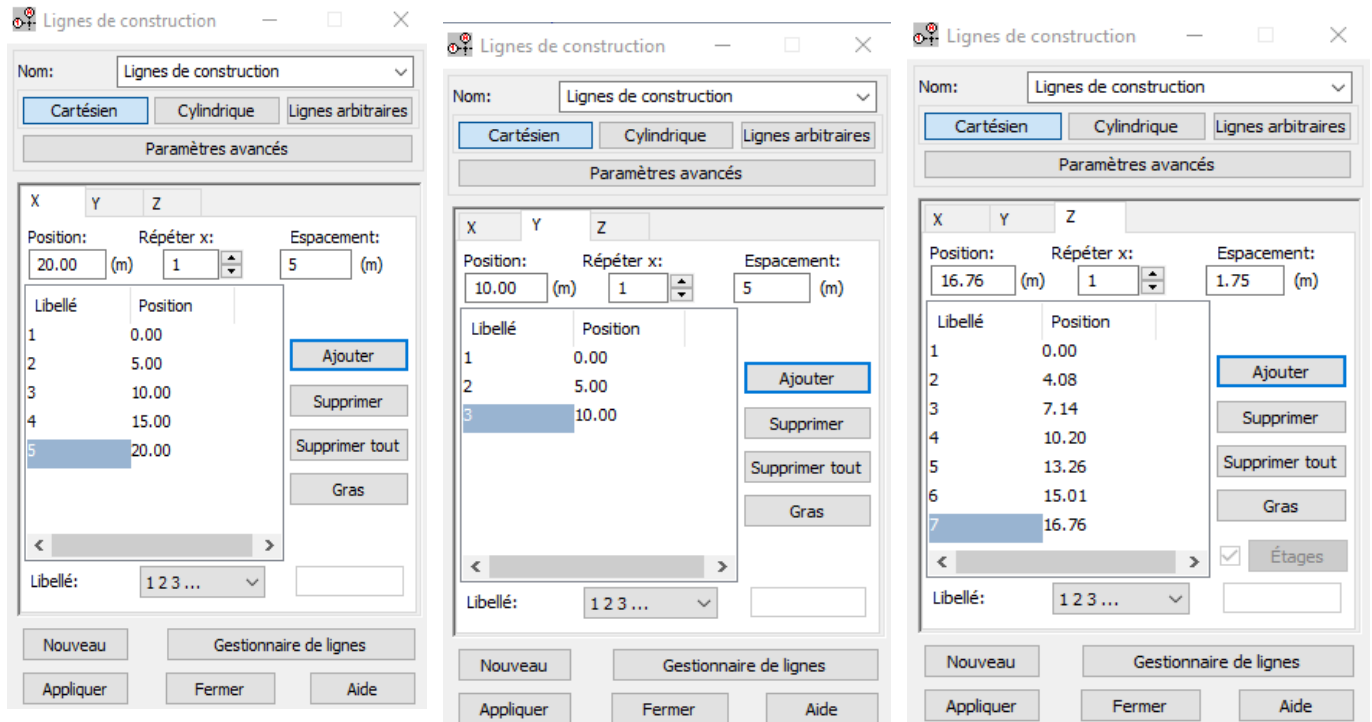


X.3.5 Modélisation du projet :

Les lignes de construction, ou le grillage de la structure, représentent les axes des éléments à modéliser selon les trois directions X, Y et Z. Elles définissent également les extrémités des éléments et les bords des faces de la structure.


Ces lignes, ainsi que leurs intersections, servent de repères pour tracer facilement les barres et les poutres, en les reliant bout à bout. Pour cela, il est nécessaire de connaître les dimensions globales de la structure (longueur, largeur, hauteur), ainsi que tous les détails concernant les espacements et les sections des éléments. Autrement dit, un plan détaillé de la structure est indispensable.

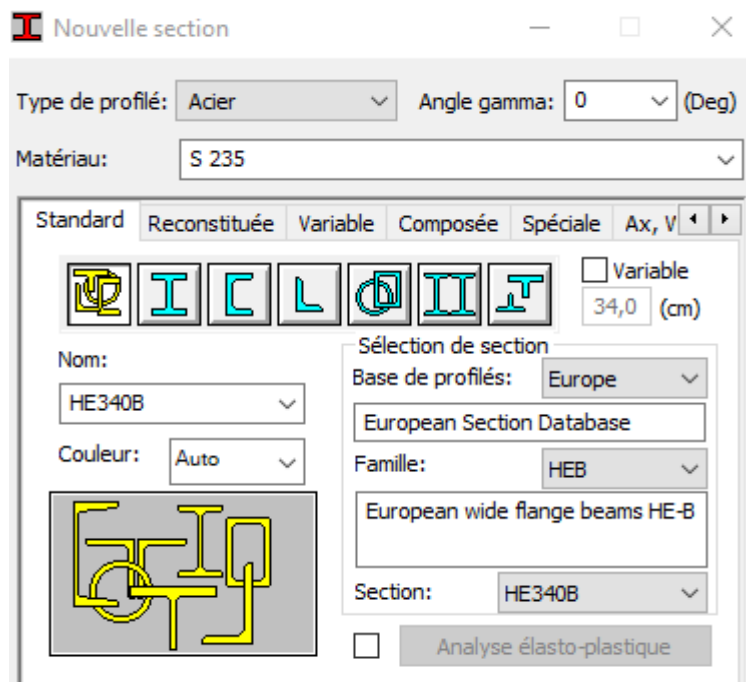
La création des lignes de construction commence par l'utilisation de la première icône située sur la barre d'outils à droite de la fenêtre . En cliquant dessus, une boîte de dialogue s'ouvre, permettant de définir les paramètres de ces lignes.



On définit les axes à l'aide des coordonnées X, Y, Z. Il suffit d'indiquer leur position par rapport à l'axe de référence, ainsi que le nombre d'axes à répéter et l'espacement entre eux.

X.3.6 Définition des sections :


Pour définir les sections des éléments barres, on utilise la commande . Cette option permet d'assigner les sections aux différents éléments de la structure : poteaux, poutres, solives, contreventements, les pannes.....



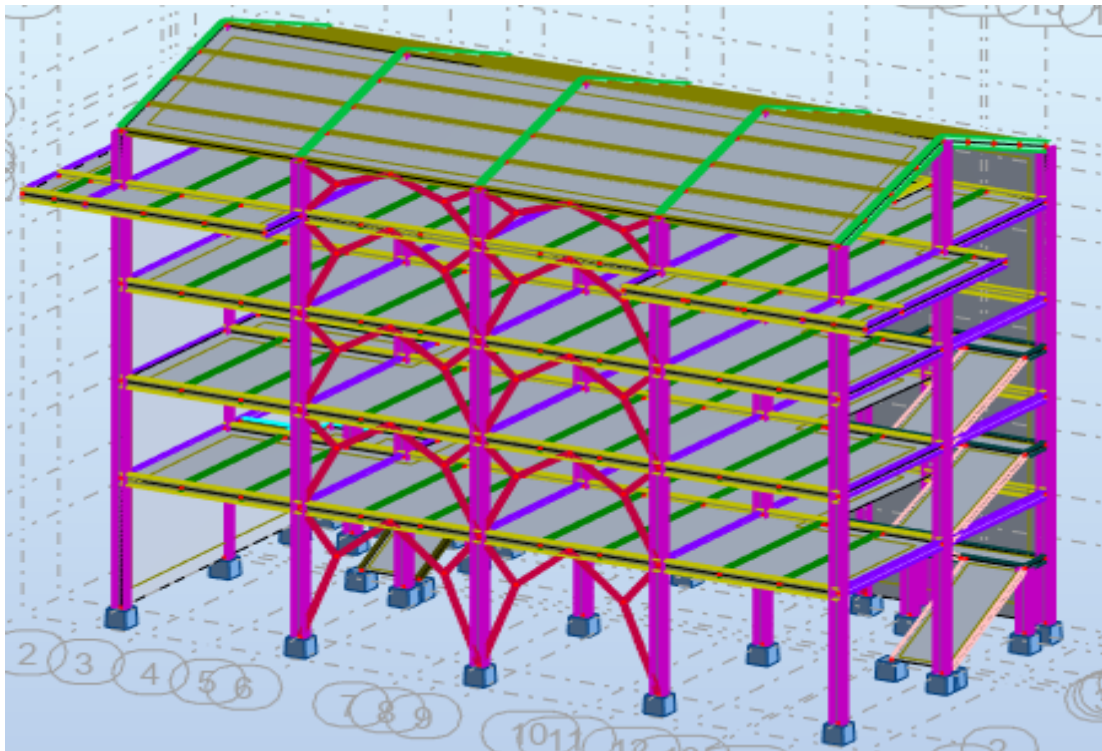
X.3.7 Définition de la structure :

Une fois les lignes de construction et les sections des éléments définies, on peut passer à la modélisation de la structure en s'appuyant sur le grillage établi précédemment.

X.3.8 Condition d'appuis :

Pour définir les appuis nodaux de la structure, on utilise la commande . Dans notre cas, nous choisissons un encastrement.

On obtient alors la vue 3D suivante de la structure :

**X.3.9 Chargement :**

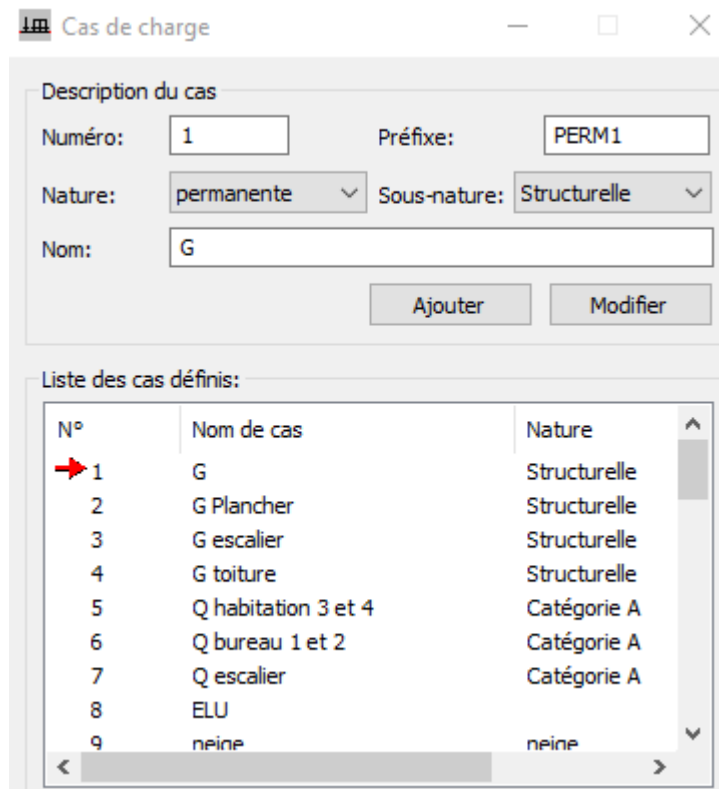
Les chargements d'une structure consistent à définir les cas de charge selon la nature des charges (permanente, exploitation, vent, neige, sismique ...) et ensuite l'application des charges (charges sur barres, charges surfaciques ...) sur la structure pour les cas de charge créés et enfin la définition des combinaisons des cas de charge.

Dans notre cas on définit les charges surfaciques suivantes :

On ajoute les différentes combinaisons de charge en utilisant la commande Combinaisons

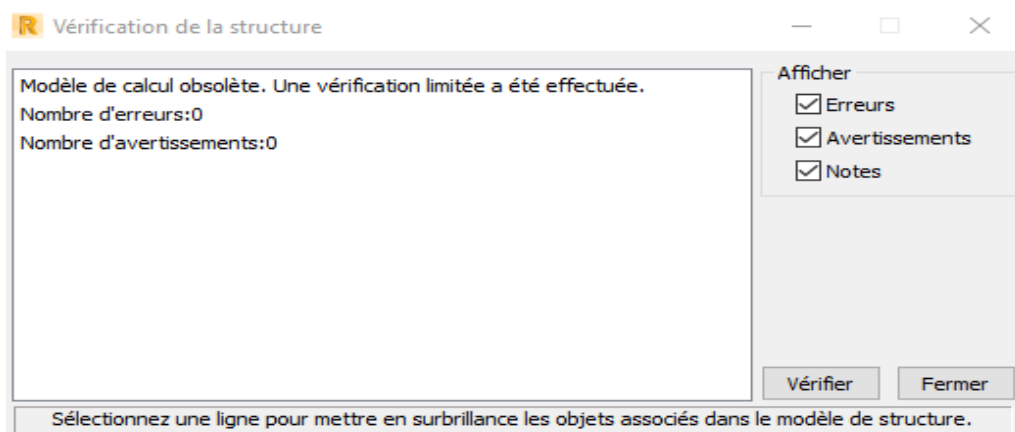
manuelles qui se trouve sur le menu Charges ► Combinaisons manuelles






X.3.10 Analyse de La structure :

Après avoir terminé la modélisation de la structure, nous passons au calcul et à l'analyse sous l'effet des charges définies. Avant de lancer le calcul, il est nécessaire de vérifier la structure afin de détecter d'éventuelles erreurs de modélisation, comme des barres disjointes. Pour



cela, on utilise la commande : Analyse ► Vérifier la structure.

Pour lancer le calcul, il suffit de cliquer sur la commande  : Analyse ► Calculer.

X.4 Conclusion :

Dans le cadre de cette étude, la modélisation a été réalisée en deux étapes distinctes afin de comparer de manière rigoureuse les deux types de contreventement étudiés. Chaque modèle a été conçu indépendamment pour représenter fidèlement les particularités géométriques et structurelles propres à chaque configuration. Cette approche en deux phases nous a permis d'analyser et d'identifier avec précision l'influence de chaque type de contreventement sur le comportement global de la structure, et ainsi de tirer des conclusions pertinentes quant au choix optimal en fonction des besoins du projet.

Chapitre XI : Comparaison entre les types des contreventements

XI.1 Introduction :

Dans ce chapitre, on analyse et compare deux types de contreventements qu'on a déjà calculer: le contreventement en V inversé et le contreventement en Y. La comparaison repose sur une modélisation numérique réalisée à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis Professional, permettant d'évaluer leurs performances respectives en matière de rigidité latérale, de répartition des efforts, de contraintes et de masse des éléments. Cette étude met également en lumière les différences clés entre les deux configurations, notamment en ce qui concerne la manière dont les efforts sont transférés vers les appuis, la stabilité globale qu'elles procurent à la structure, et leur efficacité selon les typologies de charges appliquées.

XI.2 Description des systèmes de contreventement :**XI.2.1.1 Contreventement en V inversé :**

Le contreventement en V inversé est formé de deux barres diagonales qui convergent vers un point commun situé au niveau de la poutre horizontale. Cette configuration permet de libérer de l'espace au niveau inférieur, ce qui peut être avantageux pour des raisons architecturales. Cependant, elle tend à concentrer les efforts au point de jonction avec la poutre, créant un moment parasite.

XI.2.1.2 Contreventement en Y :

Le contreventement en Y est une configuration structurelle composée de deux barres diagonales s'élèvent depuis deux points bas latéraux pour rejoindre une barre verticale centrale située entre deux poteaux. Cette configuration crée une géométrie symétrique et équilibrée, Il est largement utilisé dans les zones comportant des ouvertures, telles que les fenêtre ou portes.

XI.2.1.3 Comparaison selon les résultats du logiciel Robot Structural Analysis :

Une analyse comparative a été réalisée à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis Professional, afin d'évaluer objectivement l'impact du type de contreventement sur le comportement global de la structure. Pour cela, deux configurations distinctes ont été modélisées l'une avec un contreventement en V inversé, l'autre avec un contreventement en Y.

Les résultats obtenus en termes de déplacements, efforts internes, contraintes et masse ont permis d'identifier les performances propres à chaque système.

XI.2.1.3.1 Déplacements horizontaux :

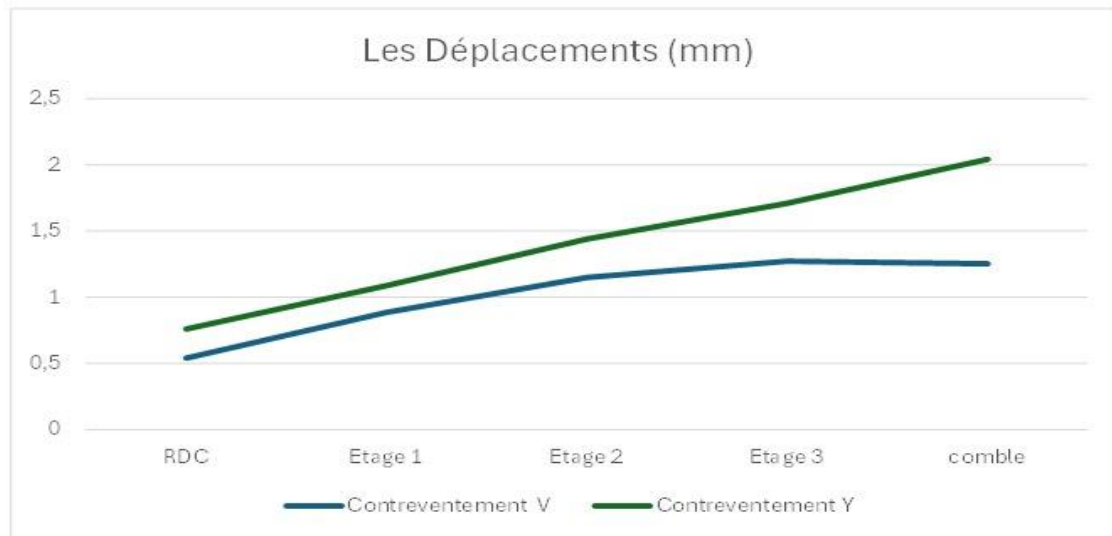


Figure XI- 1: L'évolution des déplacements (en millimètres) selon la hauteur du bâtiment, comparant deux types de contreventement : en V et en Y.

On observe que :

A chaque niveau, les déplacements sont systématiquement plus faibles avec le contreventement en V inversé qu'avec l'utilisation du contreventement en Y. Cet écart devient plus marqué à mesure que l'on monte dans les étages surtout au niveau du comble où déplacement atteint une valeur de 1.253 mm pour le contreventement en V et 2.041 mm pour le contreventement en Y.

→ Cela confirme que le système de contreventement en V inversé offre une meilleure rigidité latérale, limitant plus efficacement les déplacements dus aux efforts horizontaux. Ce comportement est particulièrement avantageux pour garantir la stabilité et le confort des bâtiments exposés à des actions de vent.

XI.2.1.3.2 Efforts internes :

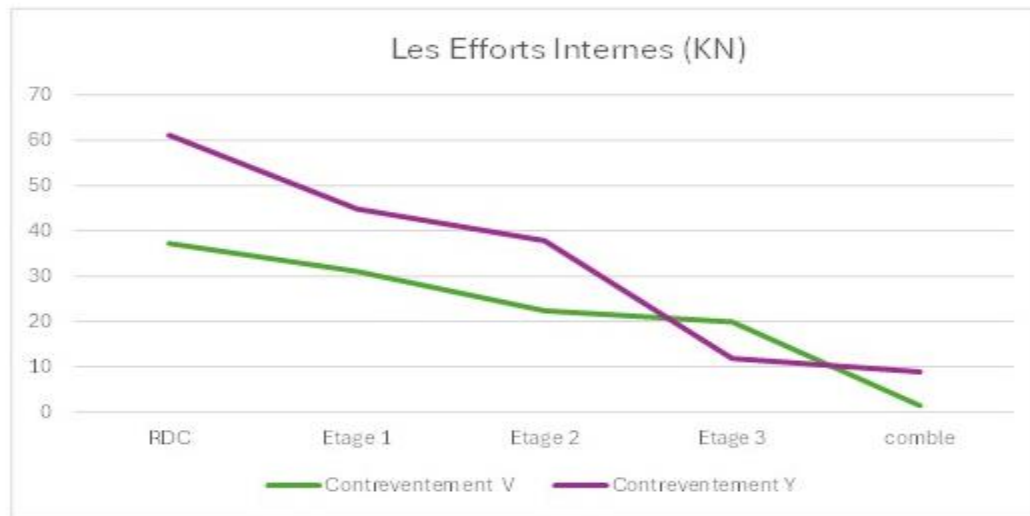


Figure XI- 2: L'évolution des efforts selon la hauteur du bâtiment, comparant deux types de contreventement : en V et en Y.

On observe que :

A chaque étage, les efforts internes sont d'une manière régulière inférieurs lorsque le contreventement en V est mis en œuvre, comparativement au contreventement en Y. Cette différence est surtout marquée aux niveaux les plus bas de la structure, notamment au RDC et au 1^{er} étage d'ailleurs on remarque que les efforts atteignent une valeur de 37.19 KN pour le contreventement en V contre 61.1 KN pour le contreventement en Y. entre le RDC et le comble, la réduction est d'environ 86 à 87%.

→ On constate que le contreventement en V favorise une meilleure répartition des efforts horizontaux, en particulier aux niveaux inférieurs. Cela diminue les surcharges locales et garantit stabilité globale les efforts diminuent avec la hauteur, ce qui reflète la concentration des sollicitations aux étages bas.

XI.2.1.4 Comparaison selon les les caractéristiques techniques :

Au delà des résultats numériques obtenus par modélisation, il est essentiel d'analyser les caractéristiques techniques, fonctionnelles et constructives des deux types de contreventement. En effet, dans un projet réel, le choix d'un système ne dépend pas uniquement de ses performances en calcul, mais aussi de sa mise en œuvre, sa compatibilité avec l'architecture du bâtiment, son coût, et son adaptabilité aux contraintes de chantier.

XI.2.1.4.1 Complexité de Conception et de Fabrication :

- **Contreventement en V Inversé** : bénéficie d'une conception simple et parfaitement maîtrisée. Les calculs de dimensionnement sont directs, et la fabrication de ses diagonales est standardisée.
- **Contreventement en Y** : présente une conception plus complexe, notamment en raison de son excentricité. Cela implique une analyse de dimensionnement plus approfondie. De plus, la fabrication de ses nœuds est plus délicate et exige un niveau de précision accru.

XI.2.1.4.2 Cout :

- **Contreventement en V Inversé** : est reconnu pour son caractère économique. Cette rentabilité s'explique par la simplicité de sa conception, la facilité de sa fabrication et l'aisance de son installation.
- **Contreventement en Y** : est généralement plus coûteux. Cette augmentation du prix est attribuable à une complexité technique plus élevée au niveau de sa conception, à des détails de connexion potentiellement plus élaborés et à des exigences de fabrication plus rigoureuses.

XI.2.1.4.3 Complexité des assemblages :

- **Contreventement en V Inversé** : se distingue par la simplicité de ses assemblages. Ceux-ci s'effectuent aisément par soudage ou boulonnage, les efforts étant principalement axiaux. Cette caractéristique facilite grandement le montage sur site et réduit significativement les risques d'erreurs d'exécution.
- **Contreventement en Y** : présente une complexité accrue au niveau de son assemblage central. Cette jonction doit en effet gérer des efforts multidirectionnels, ce qui exige une précision de fabrication supérieure et, bien souvent, l'emploi de matériel spécifique pour son installation.

XI.3 Conclusion :

Cette étude comparative a mis en évidence la supériorité du contreventement en V inversé par rapport au contreventement en Y.

Le contreventement en V inversé offre une meilleure rigidité latérale, réduit les déplacements et les contraintes, et assure une meilleure répartition des efforts. De plus, il est plus simple à concevoir, fabriquer et installer, ce qui le rend plus économique.

En revanche, le contreventement en Y, bien qu'il puisse être utile pour les ouvertures architecturales, est plus complexe et coûteux à réaliser en raison de sa conception et de ses assemblages exigeants.

En résumé, le contreventement en V inversé est généralement la solution la plus efficace, robuste et rentable pour la stabilité des structures.

Chapitre XII :
Vérification des éléments
de la structure avec robot

XII.1 Introduction :

Le but de tous calculs de structures est de vérifier tous les éléments aux sollicitations afin d'assurer la stabilité globale de l'ossature.

La vérification de l'ossature nécessite au préalable l'évaluation de toutes les charges (permanentes, d'exploitations, sismiques et climatiques) qui lui seraient appliquées.

Le calcul se fait sous les combinaisons d'actions les plus défavorables auxquelles ils pourraient être soumis durant toute leur période d'exploitation de l'ouvrage.

Les sollicitations obtenues servent à la vérification des éléments (poteaux, poutres, ...) elles servent également au calcul des assemblages. Ainsi qu'à celui de l'infrastructure.

XII.2 Méthode de travail :

Une fois les éléments de la structure pré-dimensionnés, leur vérification est effectuée à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis. La modélisation intègre les profilés choisis, les charges permanentes, les surcharges d'exploitation et les combinaisons d'actions. Le calcul permet ensuite de valider la résistance des éléments. Un organigramme illustre les étapes de cette démarche.

- Matériaux utilisés :

➤ Acier:

- La limite élastique de traction, $f_y = 235 \text{ MPA}$.
- Module de YOUNG (module d'élasticité longitudinal) : $E = 210000 \text{ MPA}$.
- Module d'élasticité transversal : $G = 80000 \text{ MPA}$.
- La masse volumique de l'acier : $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$
- Coefficient de poisson $\nu = 0.3$

➤ Béton :

- Résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 30 \text{ MPA}$
- La résistance caractéristique à la traction : $f_{t28} = 2.1 \text{ MPA}$
- La masse volumique : $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$
- Le module d'élasticité longitudinale $E = 32164.2 \text{ MPA}$
- Coefficient de poisson : $\nu = 0$ à l'ELU et $\nu = 0.2$ à l'ELS.

XII.3 Résultat des vérifications a l'aide du logiciel robot a LELU :

Les résultats des vérifications des éléments de notre ouvrage sont donnés comme suit :

XII.3.1 Vérification des poutres principales : IPE 360

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.
 TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:
 PIECE: 747 Poutre_747 POINT: 1 COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:
 Cas de charge décisif: 8 ELU /202/ 1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.35 + 4*1.35 + 5*1.5 + 6*1.5 + 13*1.5 + 37*1.35

MATERIAU:
 ACIER fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: p principale

h=36.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=17.0 cm	Ay=48.84 cm ²	Az=35.14 cm ²	Ax=72.73 cm ²
tw=0.8 cm	Iy=16265.60 cm ⁴	Iz=1043.45 cm ⁴	Ix=36.20 cm ⁴
tf=1.3 cm	Wply=1019.22 cm ³	Wplz=191.10 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 10.46 kN	My,Ed = -12.30 kN*m	Mz,Ed = 0.72 kN*m	Vy,Ed = 1.59 kN
Nc,Rd = 1709.14 kN	My,Ed,max = -16.44 kN*m		Mz,Ed,max = -2.60 kN*m
	Vy,T,Rd = 658.48 kN		
Nb,Rd = 1709.14 kN	My,c,Rd = 239.52 kN*m	Mz,c,Rd = 44.91 kN*m	Vz,Ed = 15.33 kN
	MN,y,Rd = 239.52 kN*m	MN,z,Rd = 44.91 kN*m	Vz,T,Rd = 474.84 kN
	Mb,Rd = 134.58 kN*m		Tt,Ed = -0.06 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 179.62 kN*m	Courbe,LT - c	XLT = 0.55
Lcr,low=5.00 m	Lam_LT = 1.15	fi,LT = 1.18	XLT,mod = 0.56

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

kyy = 1.00



en z:

kzz = 1.00

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.12 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.19 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.19 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

XII.3.2 Vérification des poutres secondaires : IPE O 270

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 25 Poutre_25
5.00 m

POINT: 3

COORDONNEE: x = 1.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 8 ELU /198/ 1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.35 + 4*1.35 + 6*1.5 + 13*1.5 + 37*1.35

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: p secondaires

h=27.4 cm	$g_{M0}=1.00$	$g_{M1}=1.00$	
b=13.6 cm	$A_y=37.37$ cm ²	$A_z=25.23$ cm ²	$A_x=53.84$ cm ²
tw=0.8 cm	$I_y=6947.05$ cm ⁴	$I_z=513.48$ cm ⁴	$I_x=24.90$ cm ⁴
tf=1.2 cm	$W_{ply}=574.69$ cm ³	$W_{plz}=117.71$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 15.58$ kN	$M_{y,Ed} = -4.40$ kN*m	$M_{z,Ed} = 5.50$ kN*m	$V_{y,Ed} = -4.88$ kN
$N_{c,Rd} = 1265.13$ kN	$M_{y,Ed,max} = -42.16$ kN*m		$M_{z,Ed,max} = 5.50$ kN*m
	$V_{y,T,Rd} = 506.13$ kN		
$N_{b,Rd} = 1265.13$ kN	$M_{y,c,Rd} = 135.05$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 27.66$ kN*m	$V_{z,Ed} = -18.62$ kN
	$M_{N,y,Rd} = 135.05$ kN*m	$M_{N,z,Rd} = 27.66$ kN*m	$V_{z,T,Rd} = 341.92$ kN
	$M_{b,Rd} = 73.27$ kN*m		$T_{t,Ed} = 0.01$ kN*m

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00 M_{cr} = 95.66 kN*m Courbe,LT - c XLT = 0.53
 L_{cr,low}=5.00 m Lam_LT = 1.19 f_{i,LT} = 1.22 XLT,mod = 0.54

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

k_{yy} = 1.00



en z:

k_{zz} = 1.00

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
 (M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.20 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
 V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.01 < 1.00 (6.2.6-7)
 V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.05 < 1.00 (6.2.6-7)
 Tau_{ty,Ed}/(f_y/(sqrt(3))*gM₀) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
 Tau_{tz,Ed}/(f_y/(sqrt(3))*gM₀) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.58 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
 N_{Ed}/(X_y*N_{Rk/gM1}) + k_{yy}*M_{y,Ed,max}/(XLT*M_{y,Rk/gM1}) + k_{yz}*M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk/gM1}) = 0.79 < 1.00 (6.3.3.(4))
 N_{Ed}/(X_z*N_{Rk/gM1}) + k_{zy}*M_{y,Ed,max}/(XLT*M_{y,Rk/gM1}) + k_{zz}*M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk/gM1}) = 0.79 < 1.00 (6.3.3.(4))

Profil correct !!!

XII.3.3 Vérification des pannes : IPE 180

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 297 Poutre_297

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 8 ELU /54/ 1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.35 + 4*1.35 + 9*1.5 + 11*1.5 + 13*1.5 + 37*1.35

MATERIAU:

ACIER f_y = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: panne

h=18.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=9.1 cm	Ay=16.21 cm ²	Az=11.25 cm ²	Ax=23.95 cm ²
tw=0.5 cm	Iy=1316.96 cm ⁴	Iz=100.85 cm ⁴	Ix=4.90 cm ⁴
tf=0.8 cm	Wply=166.42 cm ³	Wplz=34.60 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 0.14 kN	My,Ed = -5.09 kN*m	Mz,Ed = -0.62 kN*m	Vy,Ed = -0.26 kN
Nc,Rd = 562.76 kN	My,Ed,max = -5.09 kN*m	Mz,Ed,max = 0.70 kN*m	Vy,T,Rd = 219.90 kN
Nb,Rd = 562.76 kN	My,c,Rd = 39.11 kN*m	Mz,c,Rd = 8.13 kN*m	Vz,Ed = 6.06 kN
	MN,y,Rd = 39.11 kN*m	MN,z,Rd = 8.13 kN*m	Vz,T,Rd = 152.64 kN
	Mb,Rd = 17.64 kN*m		Tt,Ed = -0.00 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 18.57 kN*m	Courbe,LT - b	XLT = 0.45
Lcr,low=5.00 m	Lam_LT = 1.45	fi,LT = 1.47	XLT,mod = 0.45

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

kyy = 1.00



en z:

kzz = 1.00

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N,Ed/Nc,Rd = 0.00 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $(My,Ed/MN,y,Rd)^{2.00} + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^{1.00} = 0.09 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.04 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3))*gM0) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3))*gM0) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$My,Ed,max/Mb,Rd = 0.29 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))
 $N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.38 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.38 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Profil correct !!!

XII.3.4 Vérification des traverses : IPE 360

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.
 TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:
 PIECE: 287 Poutre_287 POINT: 2 COORDONNEE: $x = 0.88 L = 4.64 \text{ m}$

CHARGEMENTS:
 Cas de charge décisif: 8 ELU /185/ 1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.35 + 4*1.35 + 5*1.5 + 6*1.5 + 7*1.5 + 9*1.5 + 11*1.5 + 13*1.50 + 37*1.5

MATERIAU:
 S 235 (S 235) $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE360

$h=36.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=17.0 \text{ cm}$	$A_y=48.84 \text{ cm}^2$	$A_z=35.14 \text{ cm}^2$	$A_x=72.73 \text{ cm}^2$
$tw=0.8 \text{ cm}$	$I_y=16265.60 \text{ cm}^4$	$I_z=1043.45 \text{ cm}^4$	$I_x=36.20 \text{ cm}^4$
$tf=1.3 \text{ cm}$	$W_{ply}=1019.22 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=191.10 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 14.33 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = 0.93 \text{ kN*m}$	$M_{z,Ed} = -1.18 \text{ kN*m}$	$V_{y,Ed} = 1.87 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 1709.14 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = 6.44 \text{ kN*m}$	$M_{z,Ed,max} = -2.42 \text{ kN*m}$	$V_{y,T,Rd} = 659.96 \text{ kN}$
$N_{b,Rd} = 1709.14 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 239.52 \text{ kN*m}$	$M_{z,c,Rd} = 44.91 \text{ kN*m}$	$V_{z,Ed} = -5.58 \text{ kN}$
	$MN_{,y,Rd} = 239.52 \text{ kN*m}$	$MN_{,z,Rd} = 44.91 \text{ kN*m}$	$V_{z,T,Rd} = 475.51 \text{ kN}$
	$M_b,Rd = 128.53 \text{ kN*m}$		$T_{t,Ed} = -0.04 \text{ kN*m}$
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$	$M_{cr} = 166.71 \text{ kN*m}$	Courbe,LT - c	$XLT = 0.53$
$L_{cr,upp}=5.30 \text{ m}$	$Lam_{LT} = 1.20$	$fi,LT = 1.23$	$XLT,mod = 0.54$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$k_{yy} = 1.00$



en z:

$k_{zz} = 1.00$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $(M_{y,Ed}/MN_{,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/MN_{,z,Rd})^{1.00} = 0.03 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{y,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.01 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{z,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.01 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.05 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.11 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.11 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

XII.3.5 Vérification des poteaux : HEB 340
CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 539 Poteau_539

POINT: 3

COORDONNEE: x = 1.00 L =

2.55 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 8 ELU /254/ 1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.35 + 4*1.35 + 13*1.5 + 37*1.35

MATERIAU:

ACIER fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: poteaux

h=34.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=141.74 cm ²	Az=56.09 cm ²	Ax=170.90 cm ²
tw=1.2 cm	Iy=36656.40 cm ⁴	Iz=9689.95 cm ⁴	Ix=270.00 cm ⁴
tf=2.1 cm	Wply=2408.25 cm ³	Wplz=985.74 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = 58.76 kN	M _{y,Ed} = 3.38 kN*m	M _{z,Ed} = 18.41 kN*m	V _{y,Ed} = -11.14 kN
N _{c,Rd} = 4016.10 kN	M _{y,Ed,max} = 3.38 kN*m	M _{z,Ed,max} = 18.41 kN*m	V _{y,T,Rd} = 1922.68 kN
N _{b,Rd} = 3686.67 kN	M _{y,c,Rd} = 565.94 kN*m	M _{z,c,Rd} = 231.65 kN*m	V _{z,Ed} = 0.26 kN
	MN _{y,Rd} = 565.94 kN*m	MN _{z,Rd} = 231.65 kN*m	V _{z,T,Rd} = 760.90 kN
			T _{t,Ed} = -0.01 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 2.55 m

Lam_y = 0.19



en z:

Lz = 2.55 m

Lam_z = 0.36

Lcr,y = 2.55 m
Lamy = 17.41

Xy = 1.00
kzy = 0.50

Lcr,z = 2.55 m
Lamz = 33.86

Xz = 0.92
kzz = 0.67

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.4.(1))

$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.08 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))

$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.6-7)

$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)

$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot g_{M0}) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot g_{M0}) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{y,Ed} = 17.41 < \lambda_{y,max} = 210.00$ $\lambda_{z,Ed} = 33.86 < \lambda_{z,max} = 210.00$ STABLE

$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.06 < 1.00$ (6.3.3.(4))

$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.07 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Profil correct !!!

XII.3.6 Vérification de la solive : IPE 240

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 48 Poutre_48
0.00 m

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 8 ELU /17/ 1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.35 + 4*1.35 + 6*1.5 + 12*1.5 + 37*1.35

MATERIAU:

S 235 (S 235) $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: solives

h=24.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=27.31 cm ²	Az=19.14 cm ²	Ax=39.12 cm ²
tw=0.6 cm	Iy=3891.63 cm ⁴	Iz=283.63 cm ⁴	Ix=11.60 cm ⁴
tf=1.0 cm	Wply=366.68 cm ³	Wplz=73.93 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = -0.11 kN	M _{y,Ed} = -41.51 kN*m	M _{z,Ed} = -0.02 kN*m	V _{y,Ed} = -0.01 kN
N _{t,Rd} = 919.23 kN	M _{y,pl,Rd} = 86.17 kN*m	M _{z,pl,Rd} = 17.37 kN*m	V _{y,T,Rd} = 370.33 kN
	M _{y,c,Rd} = 86.17 kN*m	M _{z,c,Rd} = 17.37 kN*m	V _{z,Ed} = 39.55 kN
	M _{N,y,Rd} = 86.17 kN*m	M _{N,z,Rd} = 17.37 kN*m	V _{z,T,Rd} = 259.64 kN

$$M_{b,Rd} = 44.14 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$T_{t,Ed} = -0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$$z = 1.00$$

$$M_{cr} = 48.40 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Courbe, LT - b

$$X_{LT} = 0.51$$

$$L_{cr,low} = 5.00 \text{ m}$$

$$\lambda_{m,LT} = 1.33$$

$$f_{i,LT} = 1.33$$

$$X_{LT,mod} = 0.51$$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{t,Ed}/N_{t,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^1 = 0.23 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.15 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot gM_0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot gM_0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.94 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

Profil correct !!!

Chapitre XIII : Calcul des assemblages

XIII.1 Introduction :

Les assemblages ont pour rôle de relier les différents éléments constitutifs d'une structure tout en assurant la continuité et la transmission des efforts. Ils permettent de répartir les sollicitations, souvent parmi les plus importantes dans l'ouvrage. Ces composants, essentiels à l'intégrité structurelle, doivent être conçus et dimensionnés avec un soin équivalent, voire supérieur, à celui apporté aux éléments eux-mêmes.

Rôle des assemblages :

Dans la construction métallique, les structures sont constituées d'éléments individuels qu'il est nécessaire d'assembler afin de former un système cohérent et stable. Ces assemblages peuvent se faire :

- Assemblage **bout à bout** : réalisé par éclissage ou aboutement des pièces dans le prolongement l'une de l'autre ;
- Assemblage **de type concourant** : effectué au niveau des jonctions d'éléments se rejoignant en un point, comme les attaches poutre-poteau, les treillis ou les structures réticulées.

Pour une modélisation conforme aux principes de la résistance des matériaux, il est essentiel de distinguer deux grands types d'assemblages :

- **Les assemblages articulés**, qui ne transmettent que les efforts normaux (traction/compression) et les efforts tranchants, sans moment ;
- **Les assemblages rigides**, capables de transmettre également les moments fléchissant, contribuant ainsi à la stabilité et à la redistribution des efforts dans la structure.

XIII.2 Assemblage poteau-poutre principale (HEB 340 – IPE360)

- Données de calcul :

Sollicitation :

$$M_{sd} = -132.49 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = -118.34 \text{ KN}$$

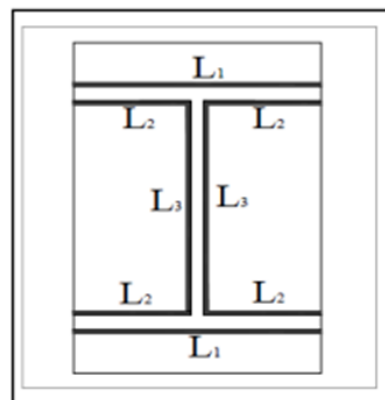


Figure XIII- 1: Assemblage soudé poutre-platine

- Platine :
 - La platine est soudée sur la poutre et boulonnée au poteau
 - La platine choisie pour notre assemblage a les caractéristiques suivantes :
 - Hauteur de la platine : $h_{platine} \geq h_{poutre}$: $500\text{mm} \geq 360\text{mm}$

- Largeur de la platine : $b_{platine} \geq b_{poutre} : 200mm \geq 170mm$
- Épaisseur de la platine : $t_{platine} = 20 mm$
- Jarret :
 - La hauteur du jarret : $h = 360mm$
 - La longueur du jarret : $L = 300mm$
 - La largeur du jarret : $l = 170mm$

Détermination des efforts dans les boulons :
Nous considérons uniquement les boulons tendus

$$N_i = \frac{M d_i}{\sum d_i}$$

$$t_f = 12.7mm \text{ (IPE360)}$$

$$d_6 = 90 - 10 - \frac{12.7}{2}$$

$$d_5 = 73.65 + 105 = 178.65$$

$$d_4 = 178.65 + 105 = 283.65$$

$$d_3 = 283.65 + 105 = 423.65$$

$$d_2 = 423.65 + 105 = 528.65$$

$$d_1 = 528.65 + 105 = 633.65$$

$$\text{Dou: } N_1 = \frac{M_{RD} \times d_1}{\sum d_i^2}$$

$$\sum d_i^2 = d_1^2 + d_2^2 + d_3^2 + d_4^2 + d_5^2 + d_6^2$$

$$= 73.65^2 + 178.65^2 + 283.65^2 + 423.65^2 + 528.65^2 + 633.65^2$$

$$\sum d_i^2 = 978259.94 \text{ mm}^2$$

On prend un boulon de diamètre $\phi = 16$

$$A_s = 157mm^2 \quad f_{ub} = 1000 N/mm^2$$

$$f_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

$$= 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 157$$

$$f_p = 109.9 \text{ KN} \rightarrow \text{pour un boulon}$$

➤ **Le moment résistante effectif de l'assemblage :**

$$M_{Rd} = \frac{n \times f_p \times \sum d_i^2}{d_1} = \frac{2 \times 109.9 \times 978259.94}{633.65} \times 10^{-3} = 339.33 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 132.49 \text{ KN.m} < M_{Rd} = 339.33 \text{ KN.m}$$

➤ **La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant par boulon :**

$$V_{sd} < V_{Rd}$$

$$\frac{V_{sd}}{n} = \frac{118.34}{12} = 9.86 \text{ KN}$$

$$V_{Rd} = \frac{K_s \times m \times \mu \times F_f}{\gamma_{M_2}} = \frac{1 \times 1 \times 0.3 \times 109.9}{1.25} = 26.38 \text{ KN}$$

- K_S : 1 trou normal.
- m : 1 plan de frottement.
- μ : 0.3 coefficient de frottement.
- F_p : Précontrainte de calcul.

$$\frac{V_{sd}}{n} = 9.86KN < V_{Rd} = 26.38 KN$$

- **Vérification a la résistance de lame du poteau (HEB340) dans la zone tendue :**

$$F_v \leq F_{t,rd}$$

- F_v : Resistance de lame du poteau a la traction.
- $F_{t,rd}$: Épaisseur de lame du poteau.

$$F_{t,rd} = \frac{0.9 \times f_{ub} \times A_S}{\gamma_{M_2}} = \frac{0.9 \times 1000 \times 157}{1.25} \times 10^{-3} = 113.04 KN$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{n - t_f} = \frac{132.49}{0.34 - 0.0215} = 415.98 KN$$

$$F_v = 415.98 KN > F_{t,rd} = 113.04 KN$$

Condition non vérifiée D'où la nécessité de raidissage : (raidisseur d'épaisseur de 10 mm)

- **Vérification a la résistance de lame du poteau dans la zone comprimée :**

$$N_{sd} \leq F_{c,rd}$$

$$F_{c,rd} = \frac{K_{cp} \times b_{eff} \times t_{wc} \times f_y}{\gamma_{M_1} + \sqrt{1 + 1.3 \left(\frac{b_{eff}}{n} \right)^2}}$$

$$b_{eff} = t_{fb} + 2a_p \sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$$

t_{fb} : Épaisseur de la semelle poutre = 13mm

t_{fc} : Épaisseur de la semelle poteau = 21mm

t_p : Épaisseur de la platine extrémité = 20mm

r_c : Rayon de raccordement *ame/semelle* du poteau = 27mm

a_p : Épaisseur de la gorge de la soudure = 5mm

h : Hauteur de la section du profile = 340mm

t_{wc} : Épaisseur de lame du poteau = 11mm

$$b_{eff} = 13 + (2 \times 5 \times \sqrt{2}) + 5(21 + 27) + 2 \times 20$$

$$b_{eff} = 307.14 \text{ mm}$$

Avec :

$$\sigma_{csd} = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd} \times Z_{max}}{I_y} = \frac{118.34}{170.9} + \frac{132.49 \times 10^2 \times 2.7}{36660}$$

$$\sigma_{csd} = 2.03 \text{ KN/cm}^2$$

$$0.7f_y = 0.7 \times 23.5 = 16.45 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{csd} = 2.03 \text{ KN/cm}^2 < 0.7f_y = 16.45 \text{ KN/cm}^2$$

$$\bar{\lambda}_p = 0.932 \times \sqrt{\frac{b_{eff} \times d_{wc} \times f_y}{E \times t_{wc}^2}}$$

d_{wc} : hauteur utile du poteau HEB 340

$$d_{wc} = [h - 2(t_{fc} + r_c)] = [340 - 2(21 + 27)] = 244 \text{ mm}$$

$$\bar{\lambda}_p = 0.932 \times \sqrt{\frac{307.14 \times 244 \times 23.5}{2.1 \times 10^4 \times 1.1}} = 0.78 > 0.72$$

$$\sigma = \frac{(\bar{\lambda}_p - 0.2)}{\bar{\lambda}_p^2} = 0.95$$

$$F_{c,rd} = \frac{1 \times 0.95 \times 30.71 \times 1.1 \times 23.5}{1.1 \sqrt{1 + 1.3 \left(\frac{30.71}{34}\right)^2}} = 477.61 \text{ KN}$$

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\Sigma d_i^2}$$

$$N_1 = \frac{M_{sd} \times d_1}{\Sigma d_i^2} = \frac{132.49 \times 633.65 \times 10^{-3}}{978259.94 \times 10^{-6}} = 99.94 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{M_{sd} \times d_2}{\Sigma d_i^2} = \frac{132.49 \times 528.65 \times 10^{-3}}{978259.94 \times 10^{-6}} = 83.37 \text{ KN}$$

$$N_3 = \frac{M_{sd} \times d_3}{\Sigma d_i^2} = \frac{132.49 \times 423.65 \times 10^{-3}}{978259.94 \times 10^{-6}} = 66.81 \text{ KN}$$

$$N_4 = \frac{M_{sd} \times d_4}{\Sigma d_i^2} = \frac{132.49 \times 283.65 \times 10^{-3}}{978259.94 \times 10^{-6}} = 44.74 \text{ KN}$$

$$N_5 = \frac{M_{sd} \times d_1}{\Sigma d_i^2} = \frac{132.49 \times 178.65 \times 10^{-3}}{978259.94 \times 10^{-6}} = 28.18 \text{ KN}$$

$$N_6 = \frac{M_{sd} \times d_1}{\Sigma d_i^2} = \frac{132.49 \times 73.65 \times 10^{-3}}{978259.94 \times 10^{-6}} = 11.62 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = \Sigma N_i = 99.94 + 83.37 + 66.81 + 44.74 + 28.18 + 11.62$$

$$N_{sd} = 334.66 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 334.66 \text{ KN} < F_{c,rd} = 447.61 \text{ KN}$$

➤ **Vérification a la résistance de lame du poteau dans la zone cisaille :**

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,rd} = \frac{0.58 \times f_y \times t_w}{\gamma_{M_0}} = \frac{0.58 \times 23.5 \times 34 \times 1.1}{1.1} = 505.55 \text{ KN}$$



L'effort de cisaillement vaut :

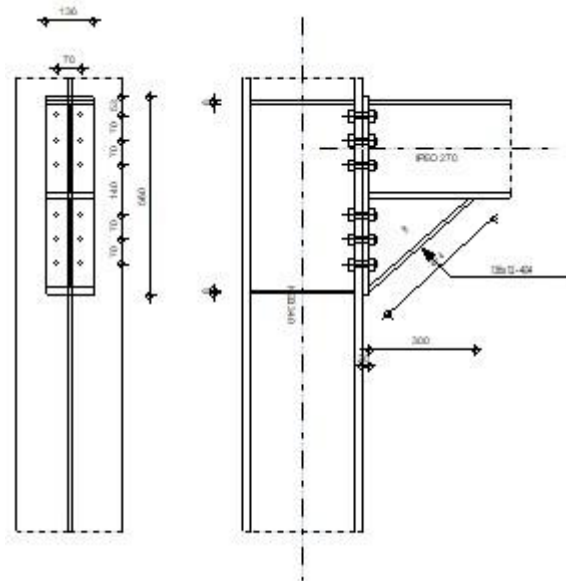
$$F_{v,sd} = \frac{M_{sd}}{n - t_f} = \frac{132.49}{0.43 - 0.0215} = 324.33 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 324.33 \text{ KN} \leq F_{v,rd} = 505.55 \text{ KN}$$

XIII.3 Vérification des assemblages avec le logiciel ROBOT :

➤ Vérification assemblage poteau poutre

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019	
	Calcul de l'Encastrement traverse-Poteau EN 1993-1-8:2005/AC:2009	



GÉNÉRAL

Assemblage N°: 5
 Nom de l'assemblage : Poutre - poteau

GÉOMÉTRIE

POTEAU

Profilé: HEB 340
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 340$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 12$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 22$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 170,90$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{xc} = 36656,40$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau: S 235
 $f_{yc} = 235,00$ [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé: IPEO 270
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 274$ [mm] Hauteur de la section de la poutre

$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$b_f =$	136	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	8	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	12	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	15	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$r_b =$	15	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	53,84	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xb} =$	6947,05	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	S 235		
$f_{yb} =$	235,00	[MPa]	Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

$d =$	16	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	10.9		Classe du boulon
$F_{tRd} =$	113,04	[kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	6		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	53	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement e_i	70	[mm]	
=			
Entraxe $p_i =$	70;70;140;70;70	[mm]	

PLATINE

$h_p =$	560	[mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	136	[mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	20	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau:	S 235		
$f_{yp} =$	235,00	[MPa]	Résistance

JARRET INFÉRIEUR

$w_d =$	136	[mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	12	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_d =$	270	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	8	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_d =$	300	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha =$	42,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	S 235		
$f_{ybu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} =$	297	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	144	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau:	S 235		
$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

Inférieur

$h_{sd} =$	297	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	144	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau:	S 235		
$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w =$	5	[mm]	Soudure âme
$a_r =$	8	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	5	[mm]	Soudure du raidisseur
$a_{fd} =$	5	[mm]	Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATÉRIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: Calculs manuels

$M_{b1,Ed} = 50,00$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

RÉSULTATS

RÉSISTANCES DE LA POUTRE

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 574,69$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{b,pl,Rd} = 135,05$ [kN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 1510,70$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{cb,Rd} = 355,01$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 355,01$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 530$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$

$F_{c,fb,Rd} = 670,06$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$\beta = 0,0$ [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

$\gamma = 42,0$ [Deg] Angle d'inclinaison du renfort

$b_{eff,c,wb} = 177$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vb} = 25,23$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\omega = 0,86$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

$\sigma_{com,Ed} = 79,03$ [MPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]

$k_{wc} = 1,00$ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]

$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$

$F_{c,wb,Rd1} = 296,69$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wb} = 220$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_p = 0,82$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

$\rho = 0,92$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$

$F_{c,wb,Rd2} = 273,90$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2})$

$F_{c,wb,Rd,low} = 273,90$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

RÉSISTANCES DU POTEAU

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed} =$	50,00	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite	[5.3.(3)]
$M_{b2,Ed} =$	0,00	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre gauche	[5.3.(3)]
$V_{c1,Ed} =$	0,00	[kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur	[5.3.(3)]
$V_{c2,Ed} =$	0,00	[kN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur	[5.3.(3)]
$z =$	458	[mm]	Bras de levier	[6.2.5]
$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$				
$V_{wp,Ed} =$	109,12	[kN]	Panneau d'âme en cisaillement	[5.3.(3)]
$A_{vs} =$	56,09	[cm ²]	Aire de cisaillement de l'âme du poteau	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$A_{vc} =$	56,09	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$d_s =$	532	[mm]	Distance entre les centres de gravités des raidisseurs	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd} =$	8,15	[kN*m]	Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd} =$	1,13	[kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,sti,Rd} =$	1,13	[kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} * f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$				
$V_{wp,Rd} =$	719,76	[kN]	Résistance du panneau d'âme au cisaillement	[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$	0,15	<	1,00	vérifié (0,15)

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} =$	12	[mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} =$	321	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} =$	56,09	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	0,79		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} =$	0,00	[MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} =$	1,00		Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$A_s =$	19,26	[cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$				
$F_{c,wc,Rd1} =$	1165,77	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} =$	243	[mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	0,73		Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	1,00		Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s =$	2,75		Elancement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi_s =$	1,00		Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$				
$F_{c,wc,Rd2} =$	1164,35	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$				
$F_{c,wc,Rd} =$	1164,35	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

PARAMÈTRES GÉOMÉTRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMÈTRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	7	-	115	-	70	46	59	46	59	93	8	8	8
2	7	-	115	-	70	46	173	46	173	140	70	70	70
3	7	-	115	-	105	46	173	46	173	210	105	105	105
4	7	-	115	-	105	46	173	46	173	210	105	105	105
5	7	-	115	-	70	46	173	46	173	140	70	70	70
6	7	-	115	-	70	46	59	46	59	93	8	8	8

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	26	-	33	-	70	161	167	161	167	150	130	130	130
2	26	-	33	-	70	161	144	144	144	140	70	70	70
3	26	-	33	-	105	161	144	144	144	210	105	105	105
4	26	-	33	-	105	161	144	144	144	210	105	105	105
5	26	-	33	-	70	161	144	144	144	140	70	70	70
6	26	-	33	-	70	161	144	144	144	150	107	107	107

- M – Distance du boulon de l'âme
- m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre
- E – Pince entre le boulon et le bord extérieur
- e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
- P – Entraxe des boulons
- l_{eff,cp} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires
- l_{eff,nc} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
- l_{eff,1} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
- l_{eff,2} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
- l_{eff,cp,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
- l_{eff,nc,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
- l_{eff,1,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
- l_{eff,2,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

- F_{t,Rd} = 113,04 [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]
- B_{p,Rd} = 260,58 [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]
- F_{t,fc,Rd} – résistance de la semelle du poteau à la flexion
- F_{t,wc,Rd} – résistance de l'âme du poteau à la traction
- F_{t,ep,Rd} – résistance de la platine fléchie à la flexion
- F_{t,wb,Rd} – résistance de l'âme à la traction
- F_{t,fc,Rd} = Min (F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd}) [6.2.6.4], [Tab.6.2]
- F_{t,wc,Rd} = ω b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / γ_{M0} [6.2.6.3.(1)]
- F_{t,ep,Rd} = Min (F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd}) [6.2.6.5], [Tab.6.2]
- F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / γ_{M0} [6.2.6.8.(1)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F _{t1,Rd,comp} – Formule	F _{t1,Rd,comp}	Composant
F _{t1,Rd} = Min (F _{t1,Rd,comp})	130,28	Résistance d'une rangée de boulon
F _{t,fc,Rd(1)} = 226,08	226,08	Aile du poteau - traction
F _{t,wc,Rd(1)} = 130,28	130,28	Ame du poteau - traction
F _{t,ep,Rd(1)} = 226,08	226,08	Platine d'about - traction
F _{t,wb,Rd(1)} = 283,42	283,42	Ame de la poutre - traction
B _{p,Rd} = 521,15	521,15	Boulons au cisaillement/poinçonnement
V _{wp,Rd} /β = 719,76	719,76	Panneau d'âme - compression
F _{c,wc,Rd} = 1164,35	1164,35	Ame du poteau - compression
F _{c,fb,Rd} = 670,06	670,06	Aile de la poutre - compression
F _{c,wb,Rd} = 273,90	273,90	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F _{t2,Rd,comp} – Formule	F _{t2,Rd,comp}	Composant
F _{t2,Rd} = Min (F _{t2,Rd,comp})	84,53	Résistance d'une rangée de boulon
F _{t,fc,Rd(2)} = 226,08	226,08	Aile du poteau - traction
F _{t,wc,Rd(2)} = 130,28	130,28	Ame du poteau - traction
F _{t,ep,Rd(2)} = 226,08	226,08	Platine d'about - traction
F _{t,wb,Rd(2)} = 253,13	253,13	Ame de la poutre - traction
B _{p,Rd} = 521,15	521,15	Boulons au cisaillement/poinçonnement
V _{wp,Rd} /β - ∑ ₁ ¹ F _{ti,Rd} = 719,76 - 130,28	589,48	Panneau d'âme - compression

F_{t2,Rd,comp} – Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1164,35 - 130,28$	1034,07	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 670,06 - 130,28$	539,77	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 273,90 - 130,28$	143,62	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 452,16 - 130,28$	321,88	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 214,81 - 130,28$	84,53	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 414,36 - 130,28$	284,07	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 352,32 - 130,28$	222,04	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} – Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min}(F_{t3,Rd,comp})$	59,08	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 226,08$	226,08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 130,28$	130,28	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 253,13$	253,13	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 521,15$	521,15	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ti,Rd} = 719,76 - 214,81$	504,94	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1164,35 - 214,81$	949,54	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 670,06 - 214,81$	455,24	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 273,90 - 214,81$	59,08	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 452,16 - 84,53$	367,63	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 453,87 - 84,53$	369,34	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 678,24 - 214,81$	463,43	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 470,22 - 214,81$	255,40	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 394,03 - 84,53$	309,50	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 308,44 - 84,53$	223,91	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 625,66 - 214,81$	410,84	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 537,38 - 214,81$	322,57	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} – Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min}(F_{t4,Rd,comp})$	0,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 226,08$	226,08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 130,28$	130,28	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 253,13$	253,13	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 521,15$	521,15	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ti,Rd} = 719,76 - 273,90$	445,86	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 1164,35 - 273,90$	890,45	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 670,06 - 273,90$	396,16	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 273,90 - 273,90$	0,00	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 452,16 - 59,08$	393,08	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 527,07 - 59,08$	467,98	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 678,24 - 143,62$	534,62	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 652,02 - 143,62$	508,41	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 904,32 - 273,90$	630,42	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 663,82 - 273,90$	389,92	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 422,60 - 59,08$	363,52	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 370,13 - 59,08$	311,04	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 605,33 - 143,62$	461,72	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 493,50 - 143,62$	349,88	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 836,96 - 273,90$	563,06	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 722,45 - 273,90$	448,55	Ame de la poutre - traction - groupe

Les autres boulons sont inactifs (ils ne transfèrent pas de charges) car la résistance d'un des composants de l'assemblage s'est épuisée ou ces boulons sont situés au-dessous du centre de rotation.

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	493	130,28	226,08	130,28	226,08	283,42	226,08	521,15
2	423	84,53	226,08	130,28	226,08	253,13	226,08	521,15
3	353	59,08	226,08	130,28	226,08	253,13	226,08	521,15
4	213	-	226,08	130,28	226,08	253,13	226,08	521,15
5	143	-	226,08	130,28	226,08	253,13	226,08	521,15
6	73	-	226,08	130,28	226,08	253,13	226,08	521,15

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

M_{j,Rd} = ∑ h_j F_{tj,Rd}

M_{j,Rd} = 120,90 [kN*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2]

M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} ≤ 1,0 0,41 < 1,00 **vérifié** (0,41)

RÉSISTANCE DES SOUDURES

A _w =	92,87	[cm ²]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
A _{wy} =	45,52	[cm ²]	Aire des soudures horizontales	[4.5.3.2(2)]
A _{wz} =	47,35	[cm ²]	Aire des soudures verticales	[4.5.3.2(2)]
I _{wy} =	29307,33	[cm ⁴]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.2(5)]
σ _{⊥max} =τ _{⊥max} =	-33,97	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(6)]
σ _⊥ =τ _⊥ =	-33,97	[MPa]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
τ =	0,00	[MPa]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
β _w =	0,80		Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]
√[σ _{⊥max} ² + 3*(τ _{⊥max} ²)] ≤ f _u /(β _w *γ _{M2})	67,94	<	360,00	vérifié (0,19)
√[σ _⊥ ² + 3*(τ _⊥ ² +τ ²)] ≤ f _u /(β _w *γ _{M2})	67,94	<	360,00	vérifié (0,19)
σ _⊥ ≤ 0.9*f _u /γ _{M2}	33,97	<	259,20	vérifié (0,13)

RIGIDITÉ DE L'ASSEMBLAGE

t _{wash} =	4	[mm]	Épaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
h _{head} =	12	[mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
h _{nut} =	16	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
L _b =	64	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
k ₁₀ =	4	[mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Somme	12,01	404,82
1	493	0	166	56	0	0,99	48,90
2	423	1	1026	30	1	4,04	171,01
3	353	1	1026	45	1	3,41	120,39
4	213	1	1026	45	1	2,06	43,87
5	143	1	1026	30	1	1,37	19,58
6	73	0	166	46	0	0,15	1,08

k_{eff,j} = 1 / (∑₃⁵ (1 / k_{i,j})) [6.3.3.1.(2)]

Z_{eq} = ∑_j k_{eff,j} h_j² / ∑_j k_{eff,j} h_j

Z_{eq} = 337 [mm] Bras de levier équivalent [6.3.3.1.(3)]

k_{eq} = ∑_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}

k_{eq} = 4 [mm] Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons [6.3.3.1.(1)]

A_{vc} = 56,09 [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

β = 1,00 Paramètre de transformation [5.3.(7)]

z = 337 [mm] Bras de levier [6.2.5]

k₁ = 6 [mm] Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement [6.3.2.(1)]

k₂ = ∞ Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression [6.3.2.(1)]

S_{j,ini} = E Z_{eq}² / ∑_i (1 / k₁ + 1 / k₂ + 1 / k_{eq}) [6.3.1.(4)]

S_{j,ini} = 54370,37 [kN*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

μ = 1,00 Coefficient de rigidité de l'assemblage [6.3.1.(6)]

S_j = S_{j,ini} / μ [6.3.1.(4)]

$S_j = 54370,37$ [kN*m] Rigidité en rotation finale [6.3.1.(4)]

Classification de l'assemblage par rigidité.

$S_{j,rig} = 23342,09$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,pin} = 1458,88$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RIGIDE

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

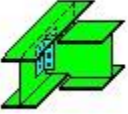

AME DE LA POUTRE OU AILE DE LA CONTREPLAQUE EN COMPRESSION

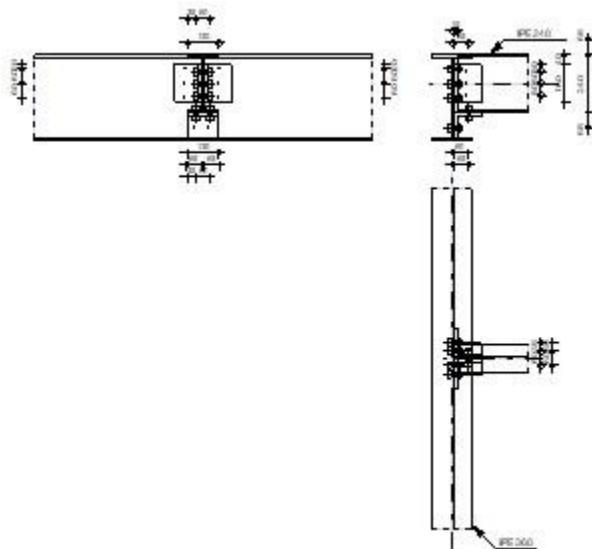
REMARQUES

Epaisseur de l'aile de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'aile de la poutre 12 [mm] < 12 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio 0,41
--	------------

➤ **Vérification assemblage poutre solive**

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019 Calculs de l'assemblage poutre-poutre (âme) EN 1993-1-8:2005/AC:2009	 Ratio 0,39
--	--	---



GÉNÉRAL

Assemblage N°: 6
 Nom de l'assemblage : Poutre-poutre (âme)
 Noeud de la structure: 38
 Barres de la structure: 18, 41

GÉOMÉTRIE

POUTRE PRINCIPALE

Profilé:	YPE 360		
Barre N°:	18		
$\alpha =$	-90,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_g =$	360	[mm]	Hauteur de la section poutre principale
$b_{fg} =$	170	[mm]	Largeur de l'aile de la section de la poutre principale
$t_{wg} =$	8	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre principale
$t_{fg} =$	13	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre principale
$r_g =$	18	[mm]	Rayon de congé de l'âme de la section de la poutre principale
$A_p =$	72,73	[cm ²]	Aire de la section de la poutre principale
$I_{yp} =$	16265,60	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section de la poutre principale
Matériau:	ACIER		
$f_{yg} =$	235,00	[MPa]	Résistance de calcul
$f_{ug} =$	365,00	[MPa]	Résistance à la traction

POUTRE

Profilé:	YPE 240		
Barre N°:	41		
$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b =$	240	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_b =$	120	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	6	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	10	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	15	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	39,12	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{yb} =$	3891,63	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	S 235		
$f_{yb} =$	235,00	[MPa]	Résistance de calcul
$f_{ub} =$	360,00	[MPa]	Résistance à la traction

CORNIÈRE

Profilé:	CAE 120x15		
$h_k =$	120	[mm]	Hauteur de la section de la cornière
$b_k =$	120	[mm]	Largeur de la section de la cornière
$t_{fk} =$	15	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la cornière
$r_k =$	13	[mm]	Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
$l_k =$	160	[mm]	Longueur de la cornière
Matériau:	ACIER		
$f_{yk} =$	235,00	[MPa]	Résistance de calcul
$f_{uk} =$	365,00	[MPa]	Résistance à la traction

APPAREIL D'APPUI INFÉRIEUR

Profilé:	CAE 120x15		
$h_k =$	120	[mm]	Hauteur de la section de la cornière
$b_k =$	120	[mm]	Largeur de la section de la cornière
$t_{fk} =$	15	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la cornière
$r_k =$	13	[mm]	Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
Matériau:	ACIER		
$f_{yk} =$	235,00	[MPa]	Résistance de calcul
$f_{uk} =$	365,00	[MPa]	Résistance à la traction

BOULONS**BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIÈRE A LA POUTRE PRINCIPALE**

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Classe =	10.9		Classe du boulon
d =	16	[mm]	Diamètre du boulon
d ₀ =	18	[mm]	Diamètre du trou de boulon
A _s =	1,57	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A _v =	2,01	[cm ²]	Aire de la section du boulon
f _{ub} =	1000,00	[MPa]	Résistance à la traction
k =	1		Nombre de colonnes des boulons
w =	3		Nombre de rangées des boulons
e ₁ =	20	[mm]	Niveau du premier boulon
p ₁ =	60	[mm]	Entraxe

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Classe =	10.9		Classe du boulon
d =	16	[mm]	Diamètre du boulon
d ₀ =	18	[mm]	Diamètre du trou de boulon
A _s =	1,57	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A _v =	2,01	[cm ²]	Aire de la section du boulon
f _{ub} =	1000,00	[MPa]	Résistance à la traction
k =	1		Nombre de colonnes des boulons
w =	3		Nombre de rangées des boulons
e ₁ =	30	[mm]	Niveau du premier boulon
p ₁ =	50	[mm]	Entraxe

BOULONS ASSEMBLANT L'APPAREIL D'APPUI INFÉRIEUR A LA POUTRE PRINCIPALE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	4.8		Classe du boulon
d =	16	[mm]	Diamètre du boulon
d ₀ =	18	[mm]	Diamètre du trou de boulon
A _s =	1,57	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A _v =	2,01	[cm ²]	Aire de la section du boulon
f _{ub} =	400,00	[MPa]	Résistance à la traction
k =	2		Nombre de colonnes des boulons
w =	1		Nombre de rangées des boulons
e ₁ =	65	[mm]	Niveau du premier boulon
p ₂ =	60	[mm]	Ecartement

BOULONS ASSEMBLANT L'APPAREIL D'APPUI INFÉRIEUR A LA POUTRE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	4.8		Classe du boulon
d =	16	[mm]	Diamètre du boulon
d ₀ =	18	[mm]	Diamètre du trou de boulon
A _s =	1,57	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A _v =	2,01	[cm ²]	Aire de la section du boulon
f _{ub} =	400,00	[MPa]	Résistance à la traction
k =	1		Nombre de colonnes des boulons
w =	2		Nombre de rangées des boulons
e ₁ =	35	[mm]	Niveau du premier boulon
p ₁ =	60	[mm]	Entraxe

COEFFICIENTS DE MATÉRIAU

γ _{M0} =	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
γ _{M2} =	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Cas: Calculs manuels

N _{b,Ed} =	10,00	[kN]	Effort axial
V _{b,Ed} =	30,00	[kN]	Effort tranchant
M _{b,Ed} =	0,00	[kN*m]	Moment fléchissant

RÉSULTATS

N _{w,Ed} =	3,99	[kN]	Effort axial dans l'âme	N _{w,Ed} = (N _{b,Ed} *A _w)/A _b
N _{fu,Ed} =	3,01	[kN]	Effort axial dans la semelle supérieure	N _{fu,Ed} = (N _{b,Ed} *A _f)/A _b
N _{fi,Ed} =	3,01	[kN]	Effort axial dans la semelle inférieure	N _{fi,Ed} = (N _{b,Ed} *A _f)/A _b

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE

RÉSISTANCE DES BOULONS

F_{v,Rd} = 62,80 [kN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie fileté d'un boulon $F_{v,Rd} = 0.5 * f_{ub} * A_s * m / \gamma_{M2}$
 F_{t,Rd} = 113,04 [kN] Résistance d'un boulon à la traction $F_{t,Rd} = 0.9 * f_u * A_s / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur l'âme de la poutre principale

Direction x

k _{1x} =	2,50	Coefficient pour le calcul de F _{b,Rd}	k _{1x} = min[2.8*(e ₁ /d ₀)-1.7, 1.4*(p ₁ /d ₀)-1.7, 2.5]
k _{1x} > 0.0	2,50 > 0,00		vérifié
α _{bx} =	1,00	Coefficient pour le calcul de F _{b,Rd}	α _{bx} = min[e ₂ /(3*d ₀), f _{ub} /f _u , 1]
α _{bx} > 0.0	1,00 > 0,00		vérifié
F _{b,Rd1x} =	93,44	[kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale	F _{b,Rd1x} = k _{1x} *α _{bx} *f _u *d*t/γ _{M2}

Direction z

k _{1z} =	2,50	Coefficient pour le calcul de F _{b,Rd}	k _{1z} = min[2.8*(e ₂ /d ₀)-1.7, 2.5]
k _{1z} > 0.0	2,50 > 0,00		vérifié
α _{bz} =	0,86	Coefficient pour le calcul de F _{b,Rd}	α _{bz} = min[e ₁ /(3*d ₀), p ₁ /(3*d ₀)-0.25, f _{ub} /f _u , 1]
α _{bz} > 0.0	0,86 > 0,00		vérifié
F _{b,Rd1z} =	80,46	[kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale	F _{b,Rd1z} = k _{1z} *α _{bz} *f _u *d*t/γ _{M2}

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

k _{1x} =	1,41	Coefficient pour le calcul de F _{b,Rd}	k _{1x} = min[2.8*(e ₁ /d ₀)-1.7, 1.4*(p ₁ /d ₀)-1.7, 2.5]
k _{1x} > 0.0	1,41 > 0,00		vérifié
α _{bx} =	1,00	Coefficient pour le calcul de F _{b,Rd}	α _{bx} = min[e ₂ /(3*d ₀), f _{ub} /f _u , 1]
α _{bx} > 0.0	1,00 > 0,00		vérifié
F _{b,Rd2x} =	98,89	[kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale	F _{b,Rd2x} = k _{1x} *α _{bx} *f _u *d*t/γ _{M2}

Direction z

k _{1z} =	2,50	Coefficient pour le calcul de F _{b,Rd}	k _{1z} = min[2.8*(e ₂ /d ₀)-1.7, 2.5]
k _{1z} > 0.0	2,50 > 0,00		vérifié
α _{bz} =	0,37	Coefficient pour le calcul de F _{b,Rd}	α _{bz} = min[e ₁ /(3*d ₀), p ₁ /(3*d ₀)-0.25, f _{ub} /f _u , 1]
α _{bz} > 0.0	0,37 > 0,00		vérifié
F _{b,Rd2z} =	64,89	[kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale	F _{b,Rd2z} = k _{1z} *α _{bz} *f _u *d*t/γ _{M2}

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POUTRE PRINCIPALE – CORNIERE

cisaillement des boulons

e =	68	[mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre	
M ₀ =	1,0	[kN*m] Moment fléchissant réel	M ₀ = 0.5 * V _{b,Ed} * e
F _{Vz} =	5,0	[kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	F _{Vz} = 0.5 * V _{b,Ed} / n
F _{Mx} =	8,5	[kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	F _{Mx} = M ₀ * z _i / Σ z _i ²

cisaillement des boulons

$e =$	68 [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre		
$F_{x,Ed}$	8,5	[kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x		$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed}$	5,0	[kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z		$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
F_{Ed}	9,8	[kN] Effort tranchant résultant dans le boulon		$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
F_{Rdx}	93,44	[kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x		$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
F_{Rdz}	64,89	[kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z		$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$		18,51 < 62,80	vérifié	(0,09)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$		15,00 < 62,80	vérifié	(0,08)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$		9,87 < 62,80	vérifié	(0,16)

Traction des boulons

$e =$	64 [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale		
M_{0t}	0,9	[kN*m] Moment fléchissant réel		$M_{0t} = 0.5 * V_{b,Ed} * e$
$F_{t,Ed}$	8,6	[kN] Effort de traction dans le boulon extrême		$F_{t,Ed} = M_{0t} * Z_{max} / \sum Z_i^2 + (N_{b2,Ed} / 3) / n$
$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$		8,66 < 113,04	vérifié	(0,08)

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{v,Ed} =$	9,87	[kN] Effort tranchant résultant dans le boulon		$F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 * F_{t,Rd}) \leq 1.0$		0,21 < 1,00	vérifié	(0,21)

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

RÉSISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 125,60$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie fileté d'un boulon $F_{v,Rd} = 0.5 * f_{ub} * A_s * m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la poutre

Direction x

$k_{1x} =$	2,19	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 * (e_1 / d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1 / d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$		2,19 > 0,00	vérifié
$\alpha_{bx} =$	0,83	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$		0,83 > 0,00	vérifié

$F_{b,Rd1x} = 52,11$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} =$	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 * (e_2 / d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$		2,50 > 0,00	vérifié
$\alpha_{bz} =$	0,68	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1 / (3 * d_0), p_1 / (3 * d_0) - 0.25, f_{ub} / f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$		0,68 > 0,00	vérifié

$F_{b,Rd1z} = 48,28$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$k_{1x} =$	2,19	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 * (e_1 / d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1 / d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$		2,19 > 0,00	vérifié
$\alpha_{bx} =$	1,00	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$		1,00 > 0,00	vérifié

$F_{b,Rd2x} = 306,79$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} =$	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 * (e_2 / d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$		2,50 > 0,00	vérifié
$\alpha_{bz} =$	0,56	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1 / (3 * d_0), p_1 / (3 * d_0) - 0.25, f_{ub} / f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0,0$	$0,56 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd2z} = 194,67$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE CORNIERE - POUTRE

cisaillement des boulons

$e = 64$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale		$M_0 = V_{b,Ed} \cdot e$
$M_0 = 1,92$ [kN*m]	Moment fléchissant réel		$M_0 = V_{b,Ed} \cdot e$
$F_{Nx} = 1,33$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial		$F_{Nx} = N_{w,Ed} / n$
$F_{Vz} = 10,0$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant		$F_{Vz} = V_{b,Ed} / n$
$F_{Mx} = 19,2$ [kN]	Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction x		$F_{Mx} = M_0 \cdot z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{Mz} = 0,00$ [kN]	Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction z		$F_{Mz} = M_0 \cdot x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{x,Ed} = 20,5$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x		$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} = 10,0$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z		$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} = 22,8$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon		$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 52,1$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x		$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 48,2$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z		$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 20,53 < 52,11$	vérifié	(0,39)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 10,00 < 48,28$	vérifié	(0,21)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$22,84 < 125,60$	vérifié	(0,18)

BOULONS ASSEMBLANT L'APPAREIL D'APPUI INFÉRIEUR A LA POUTRE PRINCIPALE

RÉSISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 38,60$ [kN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$
$F_{t,Rd} = 45,22$ [kN]	Résistance d'un boulon à la traction	$F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_u \cdot A_s / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur l'âme de la poutre principale

$k_1 = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_1 = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_1 > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_b = 0,86$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_b = \min[e_1 / (3 \cdot d_0), f_{ub} / f_u, 1]$
$\alpha_b > 0.0$	$0,86 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1} = 80,46$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1} = k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$
$k_1 = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_1 = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_1 > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_b = 0,65$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_b = \min[e_1 / (3 \cdot d_0), f_{ub} / f_u, 1]$
$\alpha_b > 0.0$	$0,65 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2} = 113,56$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2} = k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POUTRE PRINCIPALE - APPAREIL D'APPUI INF.

Traction des boulons

$F_{t,Ed} = 1,50$ [kN]	Effort de traction dans le boulon extrême	$F_{t,Ed} = [0.5 \cdot N_{b,Ed} - M_{b,Ed} / z] / n$
$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	$1,50 < 45,22$	vérifié (0,03)

BOULONS ASSEMBLANT L'APPAREIL D'APPUI INFÉRIEUR A LA POUTRE

RÉSISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 38,60$ [kN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$
Pression du boulon sur l'aile de la poutre		
$k_1 = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_1 = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_1 > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_b = 0,86$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_b = \min[e_2 / (3 \cdot d_0), f_{ub} / f_u, 1]$
$\alpha_b > 0.0$	$0,86 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1} = 97,22$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1} = k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$
Pression du boulon sur l'appareil d'appui		
$k_1 = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_1 = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_1 > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_b = 0,86$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_b = \min[e_2 / (3 \cdot d_0), f_{ub} / f_u, 1]$
$\alpha_b > 0.0$	$0,86 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2} = 150,87$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2} = k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE APPAREIL D'APPUI INF. – POUTRE

cisaillement des boulons

$F_{Ed} = 1,50$ [kN]	Effort tranchant dans le boulon	$F_{Ed} = [N_{fl,Ed}] / n$
$F_{Rd} = 38,60$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon	$F_{Rd} = \min(F_{v,Rd}, F_{b,Rd1}, F_{b,Rd2})$
$ F_{Ed} \leq F_{Rd}$	$ 1,50 < 38,60$	vérifié (0,04)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT AXIAL)

CORNIÈRE

$A_{nt} = 9,60$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 15,30$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 487,91$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 \cdot N_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 5,00 < 487,91$	vérifié (0,01)

POUTRE

$A_{nt} = 3,97$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 4,46$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 174,84$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ N_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 10,00 < 174,84$	vérifié (0,06)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT TRANSVERSAL)

CORNIÈRE

$A_{nt} = 7,65$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 12,75$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 284,68$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 \cdot V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 15,00 < 284,68$	vérifié (0,05)

POUTRE

$A_{nt} = 2,23$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction
$A_{nv} = 7,75$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction

POUTRE

$A_{nt} = 2,23 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire nette de la zone de la section en traction
 $V_{effRd} = 137,29 \text{ [kN]}$ Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous
 $V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
 $|V_{b,Ed}| \leq V_{effRd}$ $|30,00| < 137,29$ **vérifié** (0,22)

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA CORNIERE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t = 13,67 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la zone tendue de la section brute
 $A_{t,net} = 8,27 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire nette de la zone de la section en traction
 $0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0})$ $0,54 < 0,80$
 $W_{net} = 59,56 \text{ [cm}^3\text{]}$ Facteur élastique de la section
 $M_{c,Rdnet} = 14,00 \text{ [kN*m]}$ Résistance de calcul de la section à la flexion
 $M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$
 $|M_0| \leq M_{c,Rdnet}$ $|0,96| < 14,00$ **vérifié** (0,07)
 $A_v = 24,00 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section efficace en cisaillement $A_v = I_a * t_{fa}$
 $A_{v,net} = 15,90 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section efficace nette en cisaillement $A_{v,net} = A_v - n_v * d_0$
 $V_{pl,Rd} = 325,63 \text{ [kN]}$ Résistance plastique de calcul pour le cisaillement $V_{pl,Rd} = (A_{v,net} * f_y) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$
 $|0.5 * V_{b,Ed}| \leq V_{pl,Rd}$ $|15,00| < 325,63$ **vérifié** (0,05)

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

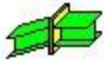
$A_t = 7,91 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la zone tendue de la section brute
 $A_{t,net} = 5,68 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire nette de la zone de la section en traction
 $0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0})$ $0,65 < 0,82$
 $W_{net} = 43,84 \text{ [cm}^3\text{]}$ Facteur élastique de la section
 $M_{c,Rdnet} = 10,30 \text{ [kN*m]}$ Résistance de calcul de la section à la flexion
 $M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$
 $|M_0| \leq M_{c,Rdnet}$ $|1,92| < 10,30$ **vérifié** (0,19)
 $A_v = 13,33 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section efficace en cisaillement
 $A_{v,net} = 9,98 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section efficace nette en cisaillement $A_{v,net} = A_v - n_v * d_0$
 $V_{pl,Rd} = 180,86 \text{ [kN]}$ Résistance plastique de calcul pour le cisaillement $V_{pl,Rd} = (A_{v,net} * f_y) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$
 $V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$ $|30,00| < 180,86$ **vérifié** (0,17)

REMARQUES

Hauteur de l'âme de la poutre principale trop faible $299 \text{ [mm]} < 480 \text{ [mm]}$
 Pince boulon-extrémité horizontale de la cornière sur la poutre principale trop faible $20 \text{ [mm]} < 22 \text{ [mm]}$
 Pince boulon-extrémité inférieure de la cornière sur la poutre principale trop faible $20 \text{ [mm]} < 22 \text{ [mm]}$

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,39
--	-------	------

➤ **Vérification assemblage traverse traverse**



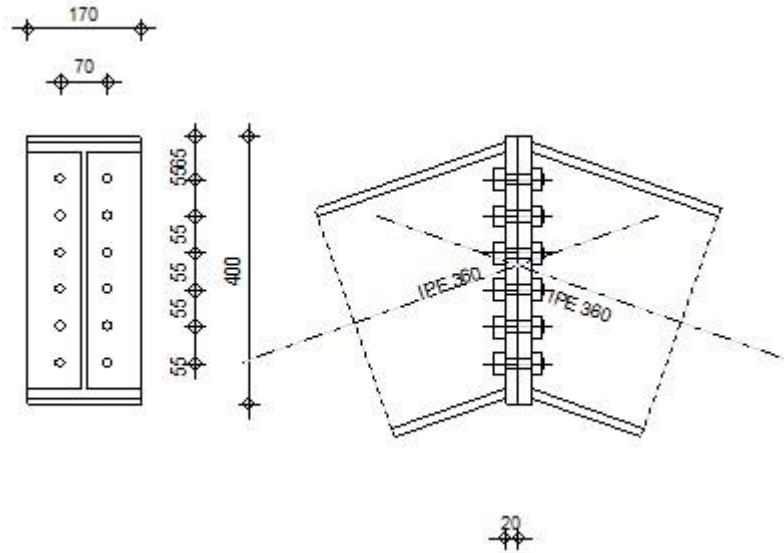
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre

EN 1993-1-8:2005/AC:2009



Ratio
0,05



GÉNÉRAL

Assemblage N°: 10
 Nom de l'assemblage : Poutre - poutre
 Noeud de la structure: 217
 Barres de la structure: 287, 598

GÉOMÉTRIE

GAUCHE

POUTRE

Profilé: IPE 360
 Barre N°: 287
 $\alpha = -160,7$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_{bl} = 360$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{tbl} = 170$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wbl} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{tbl} = 13$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_{tbl} = 18$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_{bl} = 72,73$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xbl} = 16265,60$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau: S 235
 $f_{yb} = 235,00$ [MPa] Résistance

DROITE

POUTRE

Profilé: IPE 360
 Barre N°: 598
 $\alpha = -19,3$ [Deg] Angle d'inclinaison

$\alpha =$	-19,3	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_{br} =$	360	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{fbr} =$	170	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wbr} =$	8	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fbr} =$	13	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{br} =$	18	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{br} =$	72,73	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xbr} =$	16265,60	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	S 235		
$f_{yb} =$	235,00	[MPa]	Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

$d =$	16	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	10.9		Classe du boulon
$F_{tRd} =$	113,04	[kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	6		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	65	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement e_i	70	[mm]	
=			
Entraxe $p_i =$	55;55;55;55;55	[mm]	

PLATINE

$h_{pr} =$	400	[mm]	Hauteur de la platine
$b_{pr} =$	170	[mm]	Largeur de la platine
$t_{pr} =$	20	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau:	S 235		
$f_{ypr} =$	235,00	[MPa]	Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w =$	6	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	9	[mm]	Soudure semelle

COEFFICIENTS DE MATÉRIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas 8: ELU /264/ 1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*1.00 + 5*1.05 + 6*1.05 + 12*1.50 +
: 37*1.00

$M_{b1,Ed} =$	-7,52	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	-7,66	[kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	-6,30	[kN]	Effort axial dans la poutre droite

RÉSULTATS

RÉSISTANCES DE LA POUTRE

COMPRESSION

$A_b =$	72,73	[cm ²]	Aire de la section
---------	-------	--------------------	--------------------

EN1993-1-1:[6.2.4]

$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$
 $N_{cb,Rd} = 1709,14$ [kN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 35,14$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$
 $V_{cb,Rd} = 476,73$ [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,02 < 1,00$ **vérifié** (0,02)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 1019,22$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$
 $M_{b,pl,Rd} = 239,52$ [kN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 1019,22$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$
 $M_{cb,Rd} = 239,52$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 239,52$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 347$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$
 $F_{c,fb,Rd} = 689,65$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

PARAMÈTRES GÉOMÉTRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	24	-	50	-	55	152	177	152	177	131	125	125	125
2	24	-	50	-	55	152	159	152	159	110	55	55	55
3	24	-	50	-	55	152	159	152	159	110	55	55	55
4	24	-	50	-	55	152	159	152	159	110	55	55	55
5	24	-	50	-	55	152	159	152	159	110	55	55	55
6	24	-	50	-	55	152	159	152	159	131	107	107	107

- m – Distance du boulon de l'âme
- m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre
- e – Pince entre le boulon et le bord extérieur
- e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
- p – Entraxe des boulons
- l_{eff,cp} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires
- l_{eff,nc} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
- l_{eff,1} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
- l_{eff,2} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
- l_{eff,cp,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
- l_{eff,nc,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
- l_{eff,1,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
- l_{eff,2,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd})$
 $N_{j,Rd} = 1709,14$ [kN] Résistance de l'assemblage à la compression [6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ $0,00 < 1,00$ **vérifié** (0,00)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$F_{t,Rd} = 113,04$ [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd} = 260,58$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

$F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction

$F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchée à la flexion

- $F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion
- $F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction
- $F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd})$ [6.2.6.4] , [Tab.6.2]
- $F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.3.(1)]
- $F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd})$ [6.2.6.5] , [Tab.6.2]
- $F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.8.(1)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

Ft1,Rd,comp – Formule	Ft1,Rd,comp	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	226,08	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(1)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 286,00$	286,00	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 521,15$	521,15	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} = 689,65$	689,65	Aile de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

Ft2,Rd,comp – Formule	Ft2,Rd,comp	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	112,18	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(2)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 286,00$	286,00	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 521,15$	521,15	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 689,65 - 226,08$	463,57	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 406,43 - 226,08$	180,35	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 338,26 - 226,08$	112,18	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

Ft3,Rd,comp – Formule	Ft3,Rd,comp	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	94,62	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(3)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 286,00$	286,00	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 521,15$	521,15	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 689,65 - 338,26$	351,40	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 346,10 - 112,18$	233,93	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 206,80 - 112,18$	94,62	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 579,48 - 338,26$	241,22	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 441,66 - 338,26$	103,40	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

Ft4,Rd,comp – Formule	Ft4,Rd,comp	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	103,40	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(4)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 286,00$	286,00	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 521,15$	521,15	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 689,65 - 432,88$	256,77	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 346,10 - 94,62$	251,48	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 206,80 - 94,62$	112,18	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 519,15 - 206,80$	312,35	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 310,20 - 206,80$	103,40	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 752,53 - 432,88$	319,65	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 545,06 - 432,88$	112,18	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

Ft5,Rd,comp – Formule	Ft5,Rd,comp	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	103,40	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(5)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 286,00$	286,00	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 521,15$	521,15	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 689,65 - 536,28$	153,37	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 346,10 - 103,40$	242,70	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 206,80 - 103,40$	103,40	Ame de la poutre - traction - groupe

F _{t5,Rd,comp} – Formule	F _{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 519,15 - 198,02$	321,13	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 310,20 - 198,02$	112,18	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 692,21 - 310,20$	382,01	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{ij,Rd} = 413,60 - 310,20$	103,40	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{ij,Rd} = 925,59 - 536,28$	389,31	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{ij,Rd} = 648,46 - 536,28$	112,18	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t5,Rd} = F_{t1,Rd} h_5/h_1$

$F_{t5,Rd} = 72,22$ [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 6

F _{t6,Rd,comp} – Formule	F _{t6,Rd,comp}	Composant
$F_{t6,Rd} = \text{Min}(F_{t6,Rd,comp})$	81,15	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(6)} = 226,08$	226,08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(6)} = 286,00$	286,00	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 521,15$	521,15	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^5 F_{ij,Rd} = 689,65 - 608,50$	81,15	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{ij,Rd} = 391,12 - 72,22$	318,89	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{ij,Rd} = 304,89 - 72,22$	232,66	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{ij,Rd} = 564,17 - 175,62$	388,54	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{ij,Rd} = 408,29 - 175,62$	232,66	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{ij,Rd} = 737,22 - 270,25$	466,97	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{ij,Rd} = 511,69 - 270,25$	241,44	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{ij,Rd} = 910,27 - 382,42$	527,85	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{ij,Rd} = 615,09 - 382,42$	232,66	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{ij,Rd} = 1143,65 - 608,50$	535,15	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{ij,Rd} = 849,94 - 608,50$	241,44	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t6,Rd} = F_{t1,Rd} h_6/h_1$

$F_{t6,Rd} = 33,76$ [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	323	226,08	-	-	226,08	286,00	226,08	521,15
2	268	112,18	-	-	226,08	286,00	226,08	521,15
3	213	94,62	-	-	226,08	286,00	226,08	521,15
4	158	103,40	-	-	226,08	286,00	226,08	521,15
5	103	72,22	-	-	226,08	286,00	226,08	521,15
6	48	33,76	-	-	226,08	286,00	226,08	521,15

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd} = 148,81$ [kN*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$ 0,05 < 1,00 **vérifié** (0,05)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$\alpha_v = 0,50$ Coefficient pour le calcul de F_{v,Rd} [Tableau 3.4]

$\beta_{Lf} = 0,99$ Coefficient réducteur pour les assemblages longs [3.8]

$F_{v,Rd} = 62,11$ [kN] Résistance d'un boulon au cisaillement [Tableau 3.4]

$F_{t,Rd,max} = 113,04$ [kN] Résistance d'un boulon à la traction [Tableau 3.4]

$F_{b,Rd,int} = 177,07$ [kN] Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale [Tableau 3.4]

$F_{b,Rd,ext} = 230,40$ [kN] Résistance du boulon de rive en pression diamétrale [Tableau 3.4]

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
1	226,08	-1,05	226,08	11,42	10,37	120,16
2	226,08	-1,05	112,18	5,67	4,62	122,41
3	226,08	-1,05	94,62	4,78	3,73	122,76
4	226,08	-1,05	103,40	5,22	4,17	122,59

Nr	F _{ij,Rd,N}	F _{ij,Ed,N}	F _{ij,Rd,M}	F _{ij,Ed,M}	F _{ij,Ed}	F _{vj,Rd}
5	226,08	-1,05	72,22	3,65	2,60	123,21
6	226,08	-1,05	33,76	1,71	0,66	123,97

F_{ij,Rd,N} – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

F_{ij,Ed,N} – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

F_{ij,Rd,M} – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

F_{ij,Ed,M} – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

F_{ij,Ed} – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

F_{vj,Rd} – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{ij,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{ij,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{ij,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{ij,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{ij,Ed} = F_{ij,Ed,N} + F_{ij,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{ij,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum_{i=1}^n F_{vj,Rd}$$

$$V_{j,Rd} = 735,09 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$$

$$0,01 < 1,00$$

vérifié

(0,01)

[Tableau 3.4]

[Tableau 3.4]

RÉSISTANCE DES SOUDURES

$$A_w = 91,24 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 53,28 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 37,96 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 21598,58 \text{ [cm}^4\text{]} \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = -5,29 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.2(6)]$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -4,38 \text{ [MPa]} \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\tau_{\parallel} = -2,02 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\beta_w = 0,80 \quad \text{Coefficient de corrélation} \quad [4.5.3.2(7)]$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 10,59 < 360,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,03)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 9,44 < 360,00 \quad \text{Vérifié} \quad (0,03)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 5,29 < 259,20 \quad \text{Vérifié} \quad (0,02)$$

RIGIDITÉ DE L'ASSEMBLAGE

$$t_{wash} = 4 \text{ [mm]} \quad \text{Épaisseur de la plaquette} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{head} = 12 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de la tête du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{nut} = 16 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de l'écrou du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$L_b = 55 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$k_{10} = 5 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité des boulons} \quad [6.3.2.(1)]$$

RIGIDITES DES RANGÉES DE BOULONS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Somme	40,54	957,52
1	323	∞	∞	63	4	12,97	419,17
2	268	∞	∞	28	3	9,27	248,65
3	213	∞	∞	28	3	7,37	157,15
4	158	∞	∞	28	3	5,47	86,55
5	103	∞	∞	28	3	3,57	36,85
6	48	∞	∞	54	4	1,90	9,15

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_{i=1}^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$Z_{eq} = 236 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent}$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$$

$$k_{eq} = 17 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E Z_{eq}^2 k_{eq}$$

$$[6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 201080,11 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale}$$

$$[6.3.1.(4)]$$

$\mu = 1,00$ Coefficient de rigidité de l'assemblage [6.3.1.(6)]
 $S_j = S_{j,ini} / \mu$ [6.3.1.(4)]
 $S_j = 201080,11$ [kN*m] Rigidité en rotation finale [6.3.1.(4)]

Classification de l'assemblage par rigidité.

$S_{j,rig} = 51584,14$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]
 $S_{j,pin} = 3224,01$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]
 $S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RIGIDE

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

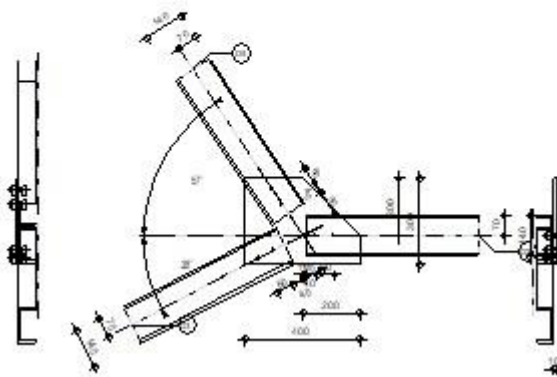
AILE ET AME DE LA POUTRE EN COMPRESSION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio 0,05
--	------------

➤ **Vérification assemblage contreventement**

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019 Calcul de l'assemblage au gousset EN 1993-1-8:2005/AC:2009	 Ratio 0,64
---	--	---

D2 - UPN 140
 D3 - UPN 140
 D5 - UPN 140



GÉNÉRAL

Assemblage N°: 8
 Nom de l'assemblage : Gousset - noeud membrure de treillis
 Noeud de la structure: 464
 Barres de la structure: 629, 631, 630,

GÉOMÉTRIE

BARRES

	Barre 2	Barre 3	Barre 5
Barre N°:	629	631	630

		Barre 2	Barre 3	Barre 5		
Profilé:		UPN 140	UPN 140	UPN 140		
	h	140	140	140		mm
	b _f	60	60	60		mm
	t _w	7	7	7		mm
	t _f	10	10	10		mm
	r	10	10	10		mm
	A	20,27	20,27	20,27		cm ²
Matériau:		S 235	S 235	S 235		
	f _y	235,00	235,00	235,00		MPa
	f _u	360,00	360,00	360,00		MPa
Angle	α	0,0	-27,6	123,5		Deg
Longueur	l	1,69	2,02	2,90		m

BOULONS

Barre 2

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 10.9 Classe du boulon
 d = 16 [mm] Diamètre du boulon
 d₀ = 18 [mm] Diamètre du trou de boulon
 A_s = 1,57 [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 A_v = 2,01 [cm²] Aire de la section du boulon
 f_{yb} = 900,00 [MPa] Limite de plasticité
 f_{ub} = 1000,00 [MPa] Résistance du boulon à la traction
 n = 2 Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60 [mm]
 e₁ = 40 [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 e₂ = 70 [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 e_c = 10 [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 3

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.8 Classe du boulon
 d = 16 [mm] Diamètre du boulon
 d₀ = 18 [mm] Diamètre du trou de boulon
 A_s = 1,57 [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 A_v = 2,01 [cm²] Aire de la section du boulon
 f_{yb} = 320,00 [MPa] Limite de plasticité
 f_{ub} = 400,00 [MPa] Résistance du boulon à la traction
 n = 2 Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60 [mm]
 e₁ = 40 [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 e₂ = 70 [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 e_c = 70 [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 5

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.8 Classe du boulon
 d = 16 [mm] Diamètre du boulon
 d₀ = 18 [mm] Diamètre du trou de boulon
 A_s = 1,57 [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 A_v = 2,01 [cm²] Aire de la section du boulon
 f_{yb} = 320,00 [MPa] Limite de plasticité
 f_{ub} = 400,00 [MPa] Résistance du boulon à la traction

n = 2 Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60 [mm]
 $e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 70$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 90$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

GOUSSET

$l_p = 400$ [mm] Longueur de la platine
 $h_p = 300$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_p = 10$ [mm] Epaisseur de la platine

Paramètres

$h_1 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_1 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_2 = 200$ [mm] Grugeage
 $v_2 = 200$ [mm] Grugeage
 $h_3 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_3 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_4 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_4 = 0$ [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (-27 ; 33)

$e_v = 100$ [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
 $e_H = 200$ [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
 $e_0 = 0$ [mm] Distance axe membrure hor.

Matériau: S 235
 $f_y = 235,00$ [MPa] Résistance

COEFFICIENTS DE MATÉRIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Ca 8: ELU /1/ $1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.35 + 4*1.35 + 5*1.50 + 6*1.50 + 7*1.50 + 9*0.75 + 11*1.50 + 37*1.35$

$N_{b2,Ed} = -59,09$ [kN] Effort axial
 $N_{b3,Ed} = -49,09$ [kN] Effort axial
 $N_{b5,Ed} = -27,31$ [kN] Effort axial

RÉSULTATS

BARRE 2

RÉSISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 96,51$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6*f_{ub}*A_v*m/\gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ 2,50 > 0,00 **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,74$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ 0,74 > 0,00 **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 59,73$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd1x} = k_{1x}*\alpha_{bx}*f_u*d*t/\gamma_M$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ 2,50 > 0,00 **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd1z} = 80,64$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$
Pression du boulon sur la platine			
Direction x			
$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
$\alpha_{bx} = 0,86$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons		$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,86 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd2x} = 99,20$ [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou		$F_{b,Rd2x} = k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$
Direction z			
$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd2z} = 115,20$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$F_{NSd} = -29,55$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial		$F_{NSd} = N_{b2,Ed} / n$
$F_{x,Ed} = -29,55$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x		$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} = 0,00$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z		$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} = 29,55$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon		$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 59,73$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x		$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 80,64$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z		$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ -29,55 < 59,73$	vérifié	(0,49)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 0,00 < 80,64$	vérifié	(0,00)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$29,55 < 96,51$	vérifié	(0,31)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_{net} = 19,01$ [cm ²]	Aire de la section nette		$A_{net} = A - t \cdot d_0$
$N_{uRd} = 492,72$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette		$N_{uRd} = (0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{u2}) / \gamma_{M2}$
$N_{plRd} = 476,33$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute		$N_{plRd} = A \cdot f_{y2} / \gamma_{M0}$
$ N_{b2,Ed} \leq N_{tRd}$	$ -59,09 < 492,72$	vérifié	(0,12)
$ N_{b2,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -59,09 < 476,33$	vérifié	(0,12)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 4,27$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction		
$A_{nv} = 5,11$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction		
$V_{effRd} = 130,8$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous		$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ N_{b2,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -59,09 < 130,82$	vérifié	(0,45)

BARRE 3

RÉSISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 38,60$ [kN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement		$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$
Pression du boulon sur la barre			
Direction x			
$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
$\alpha_{bx} = 0,74$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons		$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,74 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1x} = 59,7$ [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$
Direction z		
$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1z} = 80,64$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$
Pression du boulon sur la platine		
Direction x		
$k_{1x} = 2,02$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,02 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,85$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,85 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 78,8$ [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$
Direction z		
$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 0,44$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,44 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 51,03$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$F_{NSd} = -24,55$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b3,Ed}/n$
$F_{x,Ed} = -24,55$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} = 0,00$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} = 24,55$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 59,73$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 51,03$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ -24,55 < 59,73$	vérifié (0,41)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 0,00 < 51,03$	vérifié (0,00)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$24,55 < 38,60$	vérifié (0,64)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_{net} = 19,01$ [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - t \cdot d_0$
$N_{uRd} = 492,72$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{uRd} = (0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{u3}) / \gamma_{M2}$
$N_{plRd} = 476,33$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{plRd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$
$ N_{b3,Ed} \leq N_{tRd}$	$ -49,09 < 492,72$	vérifié (0,10)
$ N_{b3,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -49,09 < 476,33$	vérifié (0,10)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 4,27$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 5,11$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 130,8$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ N_{b3,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -49,09 < 130,82$	vérifié (0,38)

BARRE 5

RÉSISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 38,60$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,74$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,74 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 59,73$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 80,64$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,86$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,86 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 99,20$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 115,20$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$F_{NSd} = -13,65$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial $F_{NSd} = N_{b5,Ed}/n$

$F_{x,Ed} = -13,65$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{NSd}$

$F_{z,Ed} = 0,00$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{MSd}$

$F_{Ed} = 13,65$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{Rdx} = 59,73$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} = 80,64$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx}$ $|-13,65| < 59,73$ **vérifié** (0,23)

$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz}$ $|0,00| < 80,64$ **vérifié** (0,00)

$F_{Ed} \leq F_{vRd}$ $13,65 < 38,60$ **vérifié** (0,35)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_{net} = 19,01$ [cm²] Aire de la section nette $A_{net} = A - t \cdot d_0$

$N_{u,Rd} = 492,72$ [kN] Résistance de calcul de la section nette $N_{u,Rd} = (0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{u5}) / \gamma_{M2}$

$N_{pl,Rd} = 476,33$ [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute $N_{pl,Rd} = A \cdot f_{y5} / \gamma_{M0}$

$|N_{b5,Ed}| \leq N_{tRd}$ $|-27,31| < 492,72$ **vérifié** (0,06)

$|N_{b5,Ed}| \leq N_{pl,Rd}$ $|-27,31| < 476,33$ **vérifié** (0,06)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC


$A_{nt} = 4,27$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 5,11$ [cm²] Aire de la zone de la section en traction

$A_{nt} =$	4,27 [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} =$	130,82 [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$ (0,21)
$ N_{b5,Ed} \leq V_{effRd}$		-27,31 < 130,82	vérifié

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio 0,64
--	--------------

➤ Vérification assemblage pied de poteau



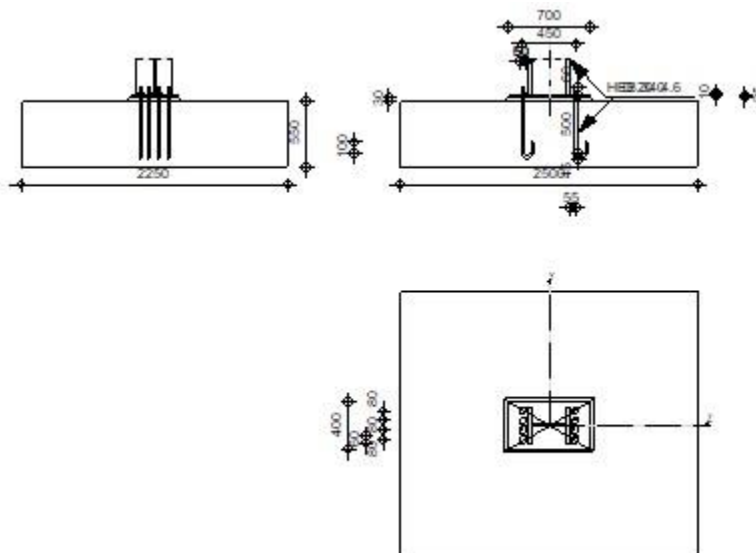
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calcul du Pied de Poteau encastré

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide:
Design of fastenings in concrete

OK

Ratio
0,34



GÉNÉRAL

Assemblage N°: 4
 Nom de l'assemblage: Pied de poteau encastré

GÉOMÉTRIE

POTEAU

Profilé:	HEB 340	
$L_c =$	5,000 [mm]	Longueur du poteau
$\alpha =$	0,0 [Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	340 [mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	300 [mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	12 [mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	22 [mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	27 [mm]	Rayon de congé de la section du poteau

$L_c =$	5,000	[mm]	Longueur du poteau
$A_c =$	170,90	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	36656,40	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau: S 235			
$f_{yc} =$	235,00	[MPa]	Résistance
$f_{uc} =$	360,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} =$	700	[mm]	Longueur
$b_{pd} =$	400	[mm]	Largeur
$t_{pd} =$	25	[mm]	Epaisseur
Matériau: S 235			
$f_{ypd} =$	235,00	[MPa]	Résistance
$f_{upd} =$	360,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	4.6	Classe de tiges d'ancrage	
$f_{yb} =$	240,00	[MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon
$f_{ub} =$	400,00	[MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction
$d =$	20	[mm]	Diamètre du boulon
$A_s =$	2,45	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	3,14	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$n_H =$	2	Nombre de colonnes des boulons	
$n_V =$	4	Nombre de rangées des boulons	
Ecartement $e_{Hi} =$	450	[mm]	
Entraxe $e_{Vi} =$	80;80	[mm]	

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 =$	60	[mm]
$L_2 =$	500	[mm]
$L_3 =$	90	[mm]
$L_4 =$	100	[mm]

Platine

$l_{wd} =$	50	[mm]	Longueur
$b_{wd} =$	60	[mm]	Largeur
$t_{wd} =$	10	[mm]	Epaisseur

COEFFICIENTS DE MATÉRIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_C =$	1,50	Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLÉE

$L =$	2500	[mm]	Longueur de la semelle
$B =$	2250	[mm]	Largeur de la semelle
$H =$	550	[mm]	Hauteur de la semelle

Béton

Classe	C30/37		
$f_{ck} =$	30,00	[MPa]	Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g =$	30	[mm]	Epaisseur du mortier de calage
$f_{ck,g} =$	12,00	[MPa]	Résistance caractéristique à la compression
$C_{f,d} =$	0,30	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton	

SOUDES

$a_p = 4$ [mm] Plaque principale du pied de poteau

EFFORTS

Cas: Calculs manuels

$N_{j,Ed} = -10,00$ [kN] Effort axial
 $V_{j,Ed,y} = 10,00$ [kN] Effort tranchant
 $V_{j,Ed,z} = 10,00$ [kN] Effort tranchant
 $M_{j,Ed,y} = 5,00$ [kN*m] Moment fléchissant
 $M_{j,Ed,z} = 5,00$ [kN*m] Moment fléchissant

RÉSULTATS

ZONE COMPRIMÉE

COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} = 20,00$ [MPa] Résistance de calcul à la compression EN 1992-1-[3.1.6.(1)]
 $f_j = 27,46$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)]
 $c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$
 $c = 42$ [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]
 $b_{eff} = 106$ [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]
 $l_{eff} = 384$ [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]
 $A_{c0} = 407,33$ [cm²] Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1:[6.7.(3)]
 $A_{c1} = 2970,18$ [cm²] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)]
 $F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$
 $F_{rd,u} = 2199,86$ [kN] Résistance du béton à l'appui rigide EN 1992-1:[6.7.(3)]
 $\beta_j = 0,67$ Coefficient réducteur pour la compression [6.2.5.(7)]
 $f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$
 $f_{jd} = 36,00$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]
 $A_{c,n} = 1019,67$ [cm²] Aire de compression efficace [6.2.8.2.(1)]
 $A_{c,y} = 407,33$ [cm²] Aire de flexion My [6.2.8.3.(1)]
 $A_{c,z} = 407,33$ [cm²] Aire de flexion Mz [6.2.8.3.(1)]
 $F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$
 $F_{c,Rd,n} = 3671,26$ [kN] Résistance du béton à la compression [6.2.8.2.(1)]
 $F_{c,Rd,y} = 1466,57$ [kN] Résistance du béton à la flexion My [6.2.8.3.(1)]
 $F_{c,Rd,z} = 1466,57$ [kN] Résistance du béton à la flexion Mz [6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$CL = 1,00$ Classe de la section EN 1993-1-1:[5.5.2]
 $W_{pl,y} = 2408,25$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
 $M_{c,Rd,y} = 565,94$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]
 $h_{f,y} = 319$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]
 $F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$
 $F_{c,fc,Rd,y} = 1776,89$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]
 $W_{pl,z} = 985,74$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
 $M_{c,Rd,z} = 231,65$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]
 $h_{f,z} = 192$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]
 $F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$
 $F_{c,fc,Rd,z} = 1205,09$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

RÉSISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMÉE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$
 $N_{j,Rd} = 3671,26$ [kN] Résistance de la semelle à l'effort axial [6.2.8.2.(1)]
 $F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$
 $F_{c,Rd,y} = 1466,57$ [kN] Résistance de la semelle dans la zone comprimée [6.2.8.3]

$$F_{C,Rd,z} = \min(F_{C,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$$

$$F_{C,Rd,z} = 1205,09 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de la semelle dans la zone comprimée} \quad [6.2.8.3]$$

ZONE TENDUE

RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

$$A_b = 2,45 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de section efficace du boulon} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$f_{ub} = 400,00 \text{ [MPa]} \quad \text{Résistance du matériau du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\text{Beta} = 0,85 \quad \text{Coefficient de réduction de la résistance du boulon} \quad [3.6.1.(3)]$$

$$F_{t,Rd,s1} = \text{beta} \cdot 0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_b / \gamma_{M2}$$

$$F_{t,Rd,s1} = 59,98 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon à la rupture} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\gamma_{Ms} = 1,20 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.2]}$$

$$f_{yb} = 240,00 \text{ [MPa]} \quad \text{Limite de plasticité du matériau du boulon} \quad \text{CEB [9.2.2]}$$

$$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} \cdot A_b / \gamma_{Ms}$$

$$F_{t,Rd,s2} = 49,00 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon à la rupture} \quad \text{CEB [9.2.2]}$$

$$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$$

$$F_{t,Rd,s} = 49,00 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon à la rupture}$$

ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

$$f_{ck} = 30,00 \text{ [MPa]} \quad \text{Résistance caractéristique du béton à la compression} \quad \text{EN 1992-1:[3.1.2]}$$

$$f_{ctd} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} / \gamma_C$$

$$f_{ctd} = 1,35 \text{ [MPa]} \quad \text{Résistance de calcul à la traction} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

$$\eta_1 = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant des conditions du bétonnage et de l'adhérence} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

$$\eta_2 = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant du diamètre du boulon d'ancrage} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$$

$$f_{bd} = 3,04 \text{ [MPa]} \quad \text{Adhérence de calcul admissible} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

$$h_{ef} = 500 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur efficace du boulon d'ancrage} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

$$F_{t,Rd,p} = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot f_{bd}$$

$$F_{t,Rd,p} = 95,54 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calc. pour le soulèvement} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

$$h_{ef} = 500 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur efficace du boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 7,5 [N^{0.5}/mm^{0.5}] \cdot f_{ck} \cdot h_{ef}^{1.5}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 459,28 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance caractéristique du boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$s_{cr,N} = 1500 \text{ [mm]} \quad \text{Largeur critique du cône de béton} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$c_{cr,N} = 750 \text{ [mm]} \quad \text{Distance critique du bord de la fondation} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$A_{c,N0} = 33930,00 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de surface maximale du cône} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$A_{c,N} = 33930,00 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de surface réelle du cône} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$\Psi_{A,N} = A_{c,N} / A_{c,N0}$$

$$\Psi_{A,N} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$c = 750 \text{ [mm]} \quad \text{Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$\Psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot c / c_{cr,N} \leq 1,0$$

$$\Psi_{s,N} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$\Psi_{ec,N} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$\Psi_{re,N} = 0,5 + h_{ef} [\text{mm}] / 200 \leq 1,0$$

$$\Psi_{re,N} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$\Psi_{ucr,N} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant du degré de fissuration du béton} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$\gamma_{Mc} = 2,16 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \Psi_{A,N} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ucr,N} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{t,Rd,c} = 212,6 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement du cône de} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

$$= 3 \text{] } \text{béton}$$

FENDAGE DU BETON

$$h_{ef} = 500 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur efficace du boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 7,5 [N^{0.5}/mm^{0.5}] \cdot f_{ck} \cdot h_{ef}^{1.5}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 459,28 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calc. pour le soulèvement} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$s_{cr,N} = 1000 \text{ [mm]} \quad \text{Largeur critique du cône de béton} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$c_{cr,N} = 500 \text{ [mm]} \quad \text{Distance critique du bord de la fondation} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$A_{c,N0} = 17980,00 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de surface maximale du cône} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$A_{c,N} = 17980,00 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de surface réelle du cône} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$\Psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$			
$\Psi_{A,N} = 1,00$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage		CEB [9.2.5]
$c = 500$ [mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité		CEB [9.2.5]
$\Psi_{s,N} = 0.7 + 0.3*c/c_{cr,N} \leq 1.0$			
$\Psi_{s,N} = 1,00$	Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation		CEB [9.2.5]
$\Psi_{ec,N} = 1,00$	Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage		CEB [9.2.5]
$\Psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$			
$\Psi_{re,N} = 1,00$	Coef. dépendant de la densité du ferrillage dans la fondation		CEB [9.2.5]
$\Psi_{ucr,N} = 1,00$	Coef. dépendant du degré de fissuration du béton		CEB [9.2.5]
$\Psi_{h,N} = (h/(2*h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$			
$\Psi_{h,N} = 0,67$	Coef. dépendant de la hauteur de la fondation		CEB [9.2.5]
$\gamma_{M,sp} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel		CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,sp} = N_{RK,c}^{0k} \Psi_{A,N} \Psi_{s,N} \Psi_{ec,N} \Psi_{re,N} \Psi_{ucr,N} \Psi_{h,N} / \gamma_{M,sp}$			
$F_{t,Rd,sp} = 142,74$ [kN]	Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton		CEB [9.2.5]

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$	
$F_{t,Rd} = 49,00$ [kN]	Résistance du boulon d'ancrage à traction

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$l_{eff,1} = 200$ [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} = 200$ [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 50$ [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} = 7,34$ [kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} = 7,34$ [kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} = 581,98$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} = 238,22$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} = 196,00$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$		
$F_{t,pl,Rd,y} = 196,00$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$l_{eff,1} = 259$ [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} = 259$ [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 50$ [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} = 9,51$ [kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} = 9,51$ [kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} = 753,88$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} = 221,97$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} = 98,00$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$		
$F_{t,pl,Rd,z} = 98,00$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$	
$F_{T,Rd,y} = 196,00$ [kN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue [6.2.8.3]
$F_{T,Rd,z} = F_{t,pl,Rd,z}$	
$F_{T,Rd,z} = 98,00$ [kN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue [6.2.8.3]

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,00 < 1,00$	vérifié	(0,00)
$e_y = 500$ [mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$Z_{c,y} = 159$ [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$		[6.2.8.1.(2)]
$Z_{t,y} = 225$ [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} = 110,51$ [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	$0,05 < 1,00$	vérifié	(0,05)
$e_z = 500$ [mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$Z_{c,z} = 96$ [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,z}$		[6.2.8.1.(2)]
$Z_{t,z} = 120$ [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$		[6.2.8.1.(3)]

$e_z =$	500 [mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$M_{j,Rd,z} =$	26,22 [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion	[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	0,19 < 1,00	vérifié	(0,19)
$M_{i,Ed,y} / M_{i,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,24 < 1,00	vérifié	(0,24)

CISAILLEMENT

PRESSIION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = 0,96$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,y} = 0,96$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,y} = 2,50$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,y} = 346,36$ [kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 1,89$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,z} = 1,00$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,z} = 2,50$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,z} = 360,00$ [kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b = 0,37$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
$A_{vb} = 3,14$ [cm ²]	Aire de la section du boulon	[6.2.2.(7)]
$f_{ub} = 400,00$ [MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[6.2.2.(7)]
$\gamma_{M2} = 1,25$	Coefficient de sécurité partiel	[6.2.2.(7)]
$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$		
$F_{2,vb,Rd} = 37,00$ [kN]	Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier	[6.2.2.(7)]
$\alpha_M = 2,00$	Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation	CEB [9.3.2.2]
$M_{Rk,s} = 0,22$ [kN*m]	Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion	CEB [9.3.2.2]
$l_{sm} = 53$ [mm]	Longueur du bras de levier	CEB [9.3.2.2]
$\gamma_{Ms} = 1,20$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]
$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M \cdot M_{Rk,s} / (l_{sm} \cdot \gamma_{Ms})$		
$F_{v,Rd,sm} = 7,09$ [kN]	Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier	CEB [9.3.1]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} = 459,28$ [kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.4]
$k_3 = 2,00$	Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage	CEB [9.3.3]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,cp} = 425,26$ [kN]	Résistance du béton à l'effet de levier	CEB [9.3.1]

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y} = 2821,4$ [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,y} = 0,25$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,y} = 1,40$	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,y} = 0,90$	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,y} = 1,00$	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,y} = 1,00$	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\psi_{ucr,V,y} = 1,00$	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y} \cdot \psi_{A,V,y} \cdot \psi_{h,V,y} \cdot \psi_{s,V,y} \cdot \psi_{ec,V,y} \cdot \psi_{\alpha,V,y} \cdot \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,c,y} = 409,93$ [kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z}^0$	$2906,0$ [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\Psi_{A,V,z}$	$0,23$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\Psi_{h,V,z}$	$1,41$	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\Psi_{s,V,z}$	$0,90$	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\Psi_{ec,V,z}$	$1,00$	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\Psi_{\alpha,V,z}$	$1,00$	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\Psi_{ucr,V,z}$	$1,00$	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
γ_{Mc}	$2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 * \Psi_{A,V,z} * \Psi_{h,V,z} * \Psi_{s,V,z} * \Psi_{ec,V,z} * \Psi_{\alpha,V,z} * \Psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$	$397,12$ [kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$C_{f,d}$	$0,30$	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed}$	$10,00$ [kN]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$	$3,00$ [kN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd,y}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$	$59,70$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	$0,17 < 1,00$	vérifié	(0,17)
$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd,z}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$	$59,70$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,17 < 1,00$	vérifié	(0,17)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,34 < 1,00$	vérifié	(0,34)

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

σ_{\perp}	$20,27$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
τ_{\perp}	$20,27$ [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
τ_{yII}	$2,13$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
τ_{zII}	$4,21$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
β_W	$0,80$	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 * f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	$0,08 < 1,00$	vérifié	(0,08)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,11 < 1,00$	vérifié	(0,11)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,03 < 1,00$	vérifié	(0,03)

RIGIDITÉ DE L'ASSEMBLAGE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

b_{eff}	106 [mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
l_{eff}	384 [mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff})} / (1.275 * E)$	25 [mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
l_{eff}	200 [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
m	50 [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$	10 [mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
L_b	235 [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 * A_b / L_b$	2 [mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y}$	$0,36$	Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y}$	$58191,43$ [kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y}$	$461870,64$ [kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]

$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$	SEMI-RIGIDE	[5.2.2.5.(2)]
Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$		
$k_{13,z} = E_c \cdot \sqrt{A_{c,z}} / (1.275 \cdot E)$		
$k_{13,z} = 25$	[mm] Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} = 259$	[mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 50$	[mm] Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,z} = 0.425 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$		
$k_{15,z} = 13$	[mm] Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b = 235$	[mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,z} = 1.6 \cdot A_b / L_b$		
$k_{16,z} = 2$	[mm] Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z} = 0,71$	Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} = 16498,45$	[kN*m] Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} = 122093,37$	[kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} < S_{j,rig,z}$	SEMI-RIGIDE	[5.2.2.5.(2)]

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

PLAQUE D'ASSISE A LA FLEXION

REMARQUES

Rayon de courbure de l'ancrage trop faible.

45 [mm] < 60 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,34

Chapitre XIV : Étude des fondations

XIV.1 Introduction :

Les fondations représentent la partie de l'ouvrage qui repose directement sur le sol. Leur rôle principal est d'assurer la stabilité de la construction en répartissant de façon uniforme toutes les charges qu'elle supporte vers le terrain d'assise. Elles doivent à la fois reprendre les charges permanentes et les surcharges provenant de la superstructure, et les transmettre correctement au sol afin de garantir une assise stable et durable. Pour cela, elles doivent rester en équilibre face aux sollicitations exercées à la fois par la structure au-dessus et par le sol en dessous.

XIV.2 Calcul de la base du poteau :

XIV.2.1 Données de base :

- Plaque d'assise en acier S235 : $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$
- Fondation en béton de classe : $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
- Armatures $F_e F_{400}$: $f_{cy} = 400 \text{ N/mm}^2$
- Les coefficients partiels de sécurité :
 - Acier : $\gamma_{M_0} = 1.1$ $\gamma_{M_2} = 1.25$
 - Béton : $\gamma_0 = 1.5$
- Caractéristique du poteau HEB300 :
 - $h = 340\text{mm}$ - $b = 300\text{mm}$ - $t_f = 21.5\text{mm}$
 - $A = 170.9\text{mm}^2$ - $t_w = 12\text{mm}$ - perimeter : 1810mm

Resistance du béton a la compression :

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c \quad (\alpha_{cc} = 0.85 \text{ pour la compression})$$

$$f_{cd} = 0.85 \times 30 / 1.1 = 17 \text{ N/mm}^2$$

XIV.2.2 Calcul de la section nécessaire de la plaque d'assise :

$$A_{nec} = \frac{N_{sd}}{f_{cd}} = \frac{1049.88 \times 10^3}{17} = 61757.67 \text{ mm}^2$$

XIV.2.3 Calcul de la section résistante :

$$A_{res} = 4C^2 + \text{perimetre} \times C + A_{ire}$$

$$61757.64 = 4C^2 + 1810C + 170.9$$

$$4C^2 + 1080 - 61586.74 = 0$$

On a une équation de $ax^2 + bx + c = 0$

$$x_1 = 31.79\text{mm} \rightarrow \text{on prend } x = 40\text{mm}$$

$$\frac{h-2t_f}{2} = \frac{340-2 \times 21.5}{2} = 148.5\text{mm} > 40\text{mm}$$

Il n'y a pas de recouvrement des aires en compression pour les traçons des deux semelles.

XIV.2.4 Les dimensions de la plaque d'assise :

$$h_p = h + 2c = 340 + 2 \times 40 = 420\text{mm}$$

$$b_p = b + 2c = 300 + 2 \times 40 = 380\text{mm}$$

XIV.2.5 Calcul de l'épaisseur de la plaque d'assise :

$$t_p = c \left(\frac{3f_{cd}}{f_y \times \gamma_{M_0}} \right)^{0.5} = 40 \times \left(\frac{3 \times 17}{235 \times 1.1} \right)^{0.5} = 17.77\text{mm}$$

On prend $t_p = 20\text{mm}$

L'Aire de la plaque d'assise :

$$A_p = 420 \times 380 = 159600 \text{ mm}^2$$

XIV.2.6 Calcul des fondations :

- Dimensionnement de la fondation en béton LELS :

$$N_{sd} = 1049.88 \text{ KN}$$

$$M_{y,sd} = -40.66 \text{ KN.m}$$

$$V_{z,sd} = 17.87 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$e = M/N = 40.66/1049.88 = 0.039 \text{ m}$$

- Charge axiale ultime de compression :

$$\gamma_{Moy} = (\gamma_G + \gamma_M)/2 = (1.35 + 1.5)/2 = 1.425$$

$$N = \frac{1049.88}{1.425} = 736.76 \text{ KN}$$

- Moment fléchissant de service :

$$M = \frac{40.66}{1.425} = 28.53 \text{ KN.m}$$

On admet 10% de N comme poids propre du bloc en béton :

$$P_p = 73.67 \text{ KN}$$

$$N = 736.76 + 73.67 = 810.43 \text{ KN}$$

- L'Aire de la fondation en béton :

$$A_{ire} = \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{810.43}{200} = 4.05\text{m}^2$$

On admet 25% additionnel du au moment :

$$A = 1.23 \times 4.05 = 4.981m^2$$

XIV.2.6.1 Calcul des dimensions de la semelle :

- Dimensions de la platine : $a \times b = 420mm \times 380 mm$
- Dimensions de la fondation : $L \times B$

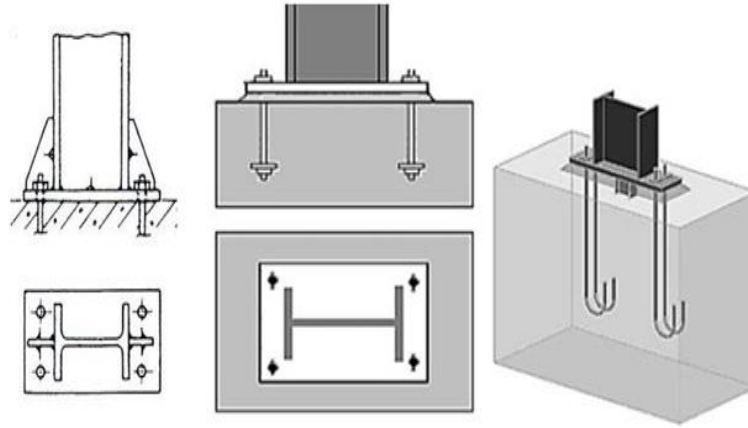


Figure XIV- 1 : Pieds de poteau encastré

$$K = \frac{a}{b} = \frac{L}{B} = \frac{420}{380} = 1.105$$

$$L = 1.105 \times B \quad \rightarrow B = 0.9L$$

$$P = \frac{N}{S} + \frac{M \times V}{I} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

$$S = L \times 0.9 \times L = 0.9L^2$$

$$V = \frac{L}{2} \quad \text{et} \quad I = \frac{B \times L^3}{12} = \frac{0.9 \times L^4}{12}$$

$$\frac{810.43}{0.9L^2} + \frac{28.53 \times 10^3 \times \frac{L}{2}}{\frac{0.9 \times L^4}{12}} \leq 0.02$$

On obtient une équation de 3^{eme} degré :

$$L^3 - 45024L - 951 \times 10^3 \geq 0$$

$$L \geq 222.05 \text{ cm}$$

On prend pour de sécurité les valeurs suivantes :

$$L = 250\text{cm} \quad , \quad B = 225\text{cm}$$

Hauteur de la semelle :

$$h \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{L-a}{4} = \frac{250-42}{4} = 52 \text{ cm} \\ \frac{B-b}{4} = \frac{225-38}{4} = 46.75 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Soit $h = 55 \text{ cm}$

On prend $h = 70 \text{ cm}$ pour plus de sécurité et les armatures HA16

$$d = 70 - 5 - 1.6/2 = 64.2 \text{ cm}$$

Effort normal a la base de la semelle

$$N = 810.43 + P_p$$

$$P_p = 2400 \times L \times B \times h = 94.5 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } N = 904.93 \text{ KN}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{28.53 \times 10^2}{893.5} = 3.19 \text{ cm}$$

$$L/6 = 250/6 = 41.6 \text{ cm}$$

$$e = 3.19 \text{ cm} < L/6 = 41.6 \text{ cm}$$

→ La réparation du diagramme est trapézoïdale.

XIV.2.6.2 Calcul des pressions sous la fondation a LELU :

On a:

$$M_{sd} = 40.66 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 1049.88 + 1.35 \times P_p$$

$$N_{sd} = 1177.45 \text{ KN}$$

$$P_{1,2} = \frac{N_{sd}}{A} \pm \frac{M_{sdy}}{I} = \frac{N_{sd}}{BL} \pm \frac{6M_{sd}}{BL^2}$$

$$P_{1,2} = \frac{1177.45}{250 \times 215} \pm \frac{6 \times 40.66 \times 10^2}{225 \times 250^2}$$

$$P_1 = 0.0219 + 1.73 \times 10^{-3} = 0.024 \text{ KN/m}^2$$

$$P_2 = 0.0219 - 1.73 \times 10^{-3} = 0.022 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{On a: } P_3 = P_2 + (P_1 - P_2) \frac{m+a}{L}$$

$$P_3 = 0.022 + (0.024 - 0.022) \times \frac{104-42}{250} = 0.023 = 2.3 \times 10^{-2} \text{ KN/m}^2$$

- Calcul des armatures dans la direction du moment :

$$L = 250\text{cm} \quad , B = 225\text{cm}$$

$$m = \frac{L-a}{2} = \frac{250-42}{2} = 104\text{cm}$$

$$F_1 = P_3 \times m \times B = 0,023 \times 104 \times 215 = 514.28 \text{ KN}$$

$$F_2 = 0.5(P_1 - P_3) \times m \times B = 0.5(0.024 - 0.022) \times 104 \times 225 = 23.4 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = F_1 \times (m/2) + F_2(2m/3) = 514.28 \times (104/2) + 23.4(2 \times 104/3) = 283.65 \text{ KN.m}$$

On assume les armatures de 16mm et l'enrobage de 50mm

$$k = \frac{M_{sd}}{f_{ck} \times b d^2} = \frac{283.65 \times 10^6}{30 \times 2250 \times 642^2} = 1.01 \times 10^{-2}$$

$$k = 1.01 \times 10^{-2} < 0.156 \text{ (Pas d'armatures comprimées)}$$

$$Z = d(0.5 + \sqrt{0.25 - k/1.134})$$

$$Z = 642(0.5 + \sqrt{0.25 - 1.01 \times 10^{-2} / 1.134}) = 636.9\text{mm} > 0.95d = 609.9\text{mm}$$

$$A_s = \frac{M_{sd}}{f_{yd} Z} = \frac{283.65 \times 10^6}{347.8 \times 609.9} = 1337.19\text{mm}^2$$

XIV.2.6.3 Section minimale des armatures principales :

$$A_{min} = 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b d = 0.26 \frac{2.9}{400} \times 2250 \times 642 = 2722.88\text{mm}^2$$

$$\text{Avec : } f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 0.30 \times 30^{\frac{2}{3}} = 2.9 \text{ N/mm}^2$$

f_{ctm} : Valeur moyenne de la résistance du béton a la traction.

$$2722.88/201 = 13.55 \text{ (Diamètre d'un HA16 = } 201\text{mm}^2)$$

$$\text{Soit } 14\text{HA16} \quad \rightarrow \quad A = 2814\text{mm}^2$$

La section a adopté sera 14HA16 avec espacement de 20cm

XIV.2.6.4 Calcul des armatures dans la direction transversale :

$$p = \frac{N_{sd}}{B \times L} = \frac{1177.45}{225 \times 250} = 0.021 \text{ KN/cm}^2$$

$$m = (B - b)/2 = (225 - 38)/2 = 93.5\text{cm}$$

$$F = p \times m \times L = 0.021 \times 93.5 \times 250 = 490.88 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = F \times (m/2) = 490.88 \times (93.5/2) = 22948.64 \text{ KN.cm}$$

$$M_{sd} \approx 229.5 \text{ KN.m}$$

$$k = \frac{M_{sd}}{f_{ck} \times b d^2} = \frac{229.5 \times 10^6}{30 \times 225 \times 642^2} = 0.082$$

$$k = 0.082 < 0.156 \text{ (Pas d'armatures comprimées)}$$

$$Z = d(0.5 + \sqrt{0.25 - k/1.134})$$

$$Z = 642(0.5 + \sqrt{0.25 - 0.082/1.134}) = 591.6 \text{ mm} > 0.95d = 609.9 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_{sd}}{f_{yd} Z} = \frac{229.5 \times 10^6}{347.8 \times 594.3} = 1110.31 \text{ mm}^2$$

XIV.2.6.5 Section minimale des armatures principales :

$$A_{min} = 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b d = 0.26 \frac{2.9}{400} \times 2250 \times 642 = 2722.88 \text{ mm}^2$$

$$\text{Avec : } f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 0.30 \times 30^{\frac{2}{3}} = 2.9 \text{ N/mm}^2$$

f_{ctm} : Valeur moyenne de la résistance du béton a la traction.

$$2722.88/201 = 13.54 \text{ (Diamètre d'un HA16 = } 201 \text{ mm}^2)$$

$$\text{Soit } 14 \text{ HA16} \rightarrow A = 2814 \text{ mm}^2$$

La section a adopté sera 14HA16 avec espacement de 20cm

XIV.2.6.6 Vérification au cisaillement :

La section dangereuse vis-à-vis du cisaillement est située à la distance d de la plaque d'assise ou bien du poteau en béton armé s'il existe.

- L'effort tranchant de calcul dans la section cisailé :

$$V_{sd} = \frac{(p_1 + p_3)}{2} \times (m - d) \times B$$

$$V_{sd} = \frac{0.024 - 0.022}{2} \times (104 - 64.2) \times 215 = 8.56 \text{ KN}$$

- La contrainte de cisaillement correspondante :

$$V_{sd} = \frac{V_{sd}}{B \times d} = \frac{8.56 \times 10^3}{2250 \times 642} = 5.93 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2$$

- La contrainte de cisaillement résistante :

$$V_{Rd,c} = \left[0.12 k \times (100 \times p \times f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right]$$

$$\text{Avec : } k = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/642} = 1.56$$

- Le pourcentage d'armature dans la section :

$$p = A_s / Bd = 2814 / 2250 \times 642 = 1.94 \times 10^{-3}$$

$$V_{Rd,c} = \left[0.12 \times 1.56 \times (100 \times 1.94 \times 10^{-3} \times 30)^{\frac{1}{3}} \right]$$

$$V_{Rd,c} = 0.34 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{sd} = 0.0069 \text{ N/mm}^2 < V_{Rd,c} = 0.34 \text{ N/mm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

XIV.2.6.7 Vérification au poinçonnement :

La fondation peut être poinçonnée par la plaque d'assise.

La section critique de poinçonnement est située à $1.5d$ de la plaque d'assise.

$$p = \frac{N_{sd}}{B \times L} = \frac{1049.88}{225 \times 250} = 0.018 \text{ KN/cm}^2$$

- La surface hachurée :

$$S = [225 \times 250 - (3 \times 64.2 + 42)(3 \times 64.2 + 38)] = 2151.24 \text{ cm}^2$$

$$V_{\text{poinçonnement}} = p \times S = 0.018 \times 2151.24 = 38.72 \text{ KN}$$

- La surface cisailée :

$$S' = [d \times 2(3d + a + 3d + b)]$$

$$S' = [0.642 \times 2(3 \times 0.642 + 0.42 + 3 \times 0.642 + 0.38)] = 5.97 \text{ cm}^2$$

$$v = \frac{V_{\text{poinçonnement}}}{S'} = \frac{38.72}{5.97} = 6.49 \text{ KN/m}^2 = 6.49 \times 10^{-4} \text{ KN/cm}^2$$

$$v = 64.9 \times 10^{-4} \text{ KN/cm}^2 < V_{Rd,c} = 0.34 \text{ N/mm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion générale

Conclusion générale :

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en application les connaissances acquises durant notre formation en génie civil, notamment dans le domaine de la construction métallique. À travers l'étude d'une structure en charpente métallique à usage mixte, nous avons pu approfondir notre compréhension des efforts, des charges et du comportement des structures face aux sollicitations horizontales.

La comparaison entre les types de contreventement, en particulier le contreventement en Y et le contreventement en V inversé, nous a permis de constater que ce dernier offre une meilleure stabilité et rigidité. Cela nous a aidés à mieux évaluer l'importance du choix du système de contreventement dès la phase de conception.

Cette expérience nous a également montré l'importance des outils de modélisation comme Robot Structural Analysis, qui facilitent grandement le calcul et la vérification des structures. En résumé, ce travail nous a non seulement formés à la pratique professionnelle, mais aussi sensibilisés à la précision et à la rigueur nécessaires dans la conception des ouvrages métalliques.

Annexes

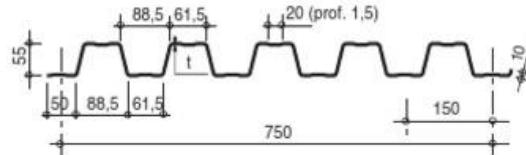
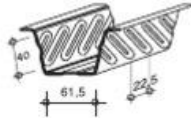
Annexe A

Fiche technique de HI-BOND 55.750



HI-BOND 55.750

Certificat CSTBat



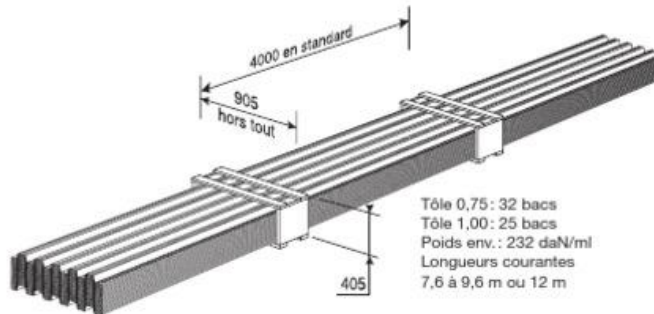
Nota: Commander des profils sans raidisseurs en fonds des nervures dans le cas de solives avec connecteurs sous le nom HI-BOND 55.750 C.

Identification

Epaisseur t en mm	Masse en kg/m ²
0,75	9,56
0,88	11,23
1,00	12,83
1,20	15,30

Manutention - Emballage

Epaisseur t en mm	Masse en kg/m ²
0,75	6,97
0,88	8,18
1,00	9,30
1,20	11,16



Tôle 0,75: 32 bacs
Tôle 1,00: 25 bacs
Poids env.: 232 daN/ml
Longueurs courantes
7,6 à 9,6 m ou 12 m

Valeurs de calcul

Epaisseur t en mm	Epaisseur acier en mm	Aire d'acier en cm ² /m	Position fibre neutre v _x en cm		Mt d'inertie i en cm ⁴	Modules de résistance i/v _x	
			v _x en cm	v _y en cm		i/v _x	i/v _y
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 la 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 admissible du coffrage de 1/240 ème de la portée. Les colonnes de droite indiquent la distance maximale de part et d'autre d'une file d'étais éventuelle.

Portée de coulage	Epaisseur plancher h (cm)	t = 0,75 mm				t = 0,88 mm				t = 1,00 mm				t = 1,20 mm			
		sans étais		étais		sans étais		étais		sans étais		étais		sans étais		étais	
(acier) Portée = clair + 5 cm	10	2,70	3,60	3,33	3,35	2,85	3,80	3,52	3,63	2,96	3,95	3,66	3,97	3,14	4,18	3,88	4,23
	11	2,60	3,48	3,22	3,15	2,74	3,66	3,39	3,48	2,85	3,81	3,53	3,71	3,02	4,03	3,73	4,06
(béton) Portée = clair + 5 cm	12	2,51	3,36	3,11	2,95	2,65	3,54	3,28	3,35	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	2,57	3,44	3,19	3,18	2,68	3,59	3,32	3,44	2,85	3,81	3,52	3,77
(bois) Portée = entraxe	14	2,37	3,17	2,94	2,64	2,50	3,34	3,09	3,01	2,61	3,49	2,23	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	3,33	3,08	3,02	2,63	3,53	3,26	3,43
	17	2,20	2,95	2,73	2,29	2,33	3,12	2,88	2,60	2,43	3,26	3,01	2,89	2,57	3,45	3,19	2,33
	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	3,38	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	2,56	2,44	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	2,38	2,35	3,15	2,91	2,75
	24	1,94	2,60	2,41	1,85	2,05	2,76	2,55	2,01	2,14	2,88	2,66	2,23	2,27	3,05	2,82	2,58

pour les valeurs en italique, l'éclatement du plancher est supérieur à 36

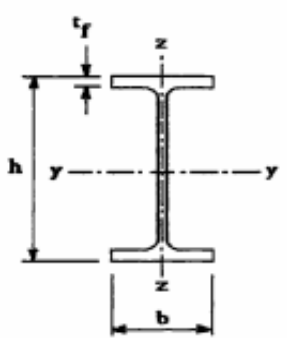
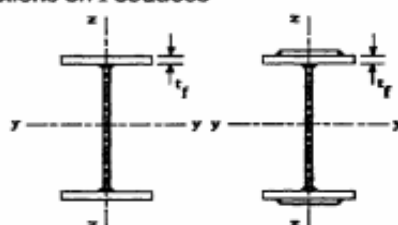

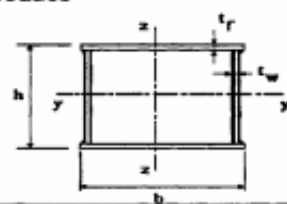

Ces valeurs maximales conviennent lorsque les arrêts de coulage éventuels sont au droit des supports, aux extrémités des tôles et si toutes les précautions utiles sont prises au moment du coulage pour éviter une surépaisseur de béton même localisée, même temporaire, sur la tôle. En cas contraires, choisir des portées moindres.

Fixer les tôles par deux fixations au moins par bac à chaque extrémité.

Annexe B**Section en cm² de N armatures de diamètre Φ (mm)**

Φ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

Annexe C

Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section			
Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant f_{yb} *)	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant f_{ya} *)	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

Annexe C (suite)

Tableau 2. Courbes de flambement des sections pour déversement

Sections	Limites	Courbe de flambement
Sections en I laminées	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
Sections en I Soudées	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Autres sections	---	d

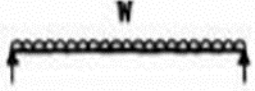

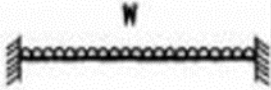

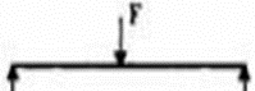
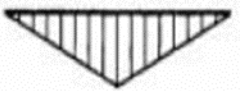
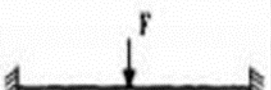

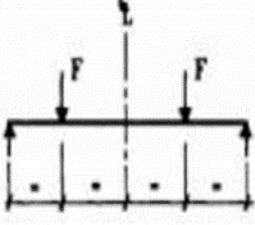

Tableau 3. Valeurs recommandées des coefficients d'imperfection pour le flambement et déversement

Courbe de flambement	a	b	c	d
Coefficients d'imperfection α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

Annexe D

Tableau F.1.2

Coefficients C_1 , C_2 et C_3 , pour différentes valeurs de k , dans le cas de charges transversales

Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

Annexe E

Valeurs du coefficient de flambement χ de la courbe a_0

λ	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9986	0,9973	0,9959	0,9945	0,9931	0,9917	0,9903	0,9889	0,9874
0,3	0,9859	0,9845	0,9829	0,9814	0,9799	0,9783	0,9767	0,9751	0,9735	0,9718
0,4	0,9701	0,9684	0,9667	0,9649	0,9631	0,9612	0,9593	0,9574	0,9554	0,9534
0,5	0,9513	0,9492	0,9470	0,9448	0,9425	0,9402	0,9378	0,9354	0,9328	0,9302
0,6	0,9276	0,9248	0,9220	0,9191	0,9161	0,9130	0,9099	0,9066	0,9032	0,8997
0,7	0,8961	0,8924	0,8886	0,8847	0,8806	0,8764	0,8721	0,8676	0,8630	0,8582
0,8	0,8533	0,8483	0,8431	0,8377	0,8322	0,8266	0,8208	0,8148	0,8087	0,8025
0,9	0,7961	0,7895	0,7828	0,7760	0,7691	0,7620	0,7549	0,7476	0,7403	0,7329
1,0	0,7253	0,7178	0,7101	0,7025	0,6948	0,6870	0,6793	0,6715	0,6637	0,6560
1,1	0,6482	0,6405	0,6329	0,6252	0,6176	0,6101	0,6026	0,5951	0,5877	0,5804
1,2	0,5732	0,5660	0,5590	0,5520	0,5450	0,5382	0,5314	0,5248	0,5182	0,5117
1,3	0,5053	0,4990	0,4927	0,4866	0,4806	0,4746	0,4687	0,4629	0,4572	0,4516
1,4	0,4461	0,4407	0,4353	0,4300	0,4248	0,4197	0,4147	0,4097	0,4049	0,4001
1,5	0,3953	0,3907	0,3861	0,3816	0,3772	0,3728	0,3685	0,3643	0,3601	0,3560
1,6	0,3520	0,3480	0,3441	0,3403	0,3365	0,3328	0,3291	0,3255	0,3219	0,3184
1,7	0,3150	0,3116	0,3083	0,3050	0,3017	0,2985	0,2954	0,2923	0,2892	0,2862
1,8	0,2833	0,2804	0,2775	0,2746	0,2719	0,2691	0,2664	0,2637	0,2611	0,2585
1,9	0,2559	0,2534	0,2509	0,2485	0,2461	0,2437	0,2414	0,2390	0,2368	0,2345
2,0	0,2323	0,2301	0,2280	0,2258	0,2237	0,2217	0,2196	0,2176	0,2156	0,2136
2,1	0,2117	0,2098	0,2079	0,2061	0,2042	0,2024	0,2006	0,1989	0,1971	0,1954
2,2	0,1937	0,1920	0,1904	0,1887	0,1871	0,1855	0,1840	0,1824	0,1809	0,1794
2,3	0,1779	0,1764	0,1749	0,1735	0,1721	0,1707	0,1693	0,1679	0,1665	0,1652
2,4	0,1639	0,1626	0,1613	0,1600	0,1587	0,1575	0,1563	0,1550	0,1538	0,1526
2,5	0,1515	0,1503	0,1491	0,1480	0,1469	0,1458	0,1447	0,1436	0,1425	0,1414
2,6	0,1404	0,1394	0,1383	0,1373	0,1363	0,1353	0,1343	0,1333	0,1324	0,1314
2,7	0,1305	0,1296	0,1286	0,1277	0,1268	0,1259	0,1250	0,1242	0,1233	0,1224
2,8	0,1216	0,1207	0,1199	0,1191	0,1183	0,1175	0,1167	0,1159	0,1151	0,1143
2,9	0,1136	0,1128	0,1120	0,1113	0,1106	0,1098	0,1091	0,1084	0,1077	0,1070
3,0	0,1063	0,1056	0,1049	0,1043	0,1036	0,1029	0,1023	0,1016	0,1010	0,1003

Annexe F

Valeurs du coefficient de flambement χ de la courbe a

λ	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9978	0,9956	0,9934	0,9912	0,9889	0,9867	0,9844	0,9821	0,9798
0,3	0,9775	0,9751	0,9728	0,9704	0,9680	0,9655	0,9630	0,9605	0,9580	0,9554
0,4	0,9528	0,9501	0,9474	0,9447	0,9419	0,9391	0,9363	0,9333	0,9304	0,9273
0,5	0,9243	0,9211	0,9179	0,9147	0,9114	0,9080	0,9045	0,9010	0,8974	0,8937
0,6	0,8900	0,8862	0,8823	0,8783	0,8742	0,8700	0,8657	0,8614	0,8569	0,8524
0,7	0,8477	0,8430	0,8382	0,8332	0,8282	0,8230	0,8178	0,8124	0,8069	0,8014
0,8	0,7957	0,7899	0,7841	0,7781	0,7721	0,7659	0,7597	0,7534	0,7470	0,7405
0,9	0,7339	0,7273	0,7206	0,7139	0,7071	0,7003	0,6934	0,6865	0,6796	0,6726
1,0	0,6656	0,6586	0,6516	0,6446	0,6376	0,6306	0,6236	0,6167	0,6098	0,6029
1,1	0,5960	0,5892	0,5824	0,5757	0,5690	0,5623	0,5557	0,5492	0,5427	0,5363
1,2	0,5300	0,5237	0,5175	0,5114	0,5053	0,4993	0,4934	0,4875	0,4817	0,4760
1,3	0,4703	0,4648	0,4593	0,4538	0,4485	0,4432	0,4380	0,4329	0,4278	0,4228
1,4	0,4179	0,4130	0,4083	0,4036	0,3989	0,3943	0,3898	0,3854	0,3810	0,3767
1,5	0,3724	0,3682	0,3641	0,3601	0,3561	0,3521	0,3482	0,3444	0,3406	0,3369
1,6	0,3332	0,3296	0,3261	0,3226	0,3191	0,3157	0,3124	0,3091	0,3058	0,3026
1,7	0,2994	0,2963	0,2933	0,2902	0,2872	0,2843	0,2814	0,2786	0,2757	0,2730
1,8	0,2702	0,2675	0,2649	0,2623	0,2597	0,2571	0,2546	0,2522	0,2497	0,2473
1,9	0,2449	0,2426	0,2403	0,2380	0,2358	0,2335	0,2314	0,2292	0,2271	0,2250
2,0	0,2229	0,2209	0,2188	0,2168	0,2149	0,2129	0,2110	0,2091	0,2073	0,2054
2,1	0,2036	0,2018	0,2001	0,1983	0,1966	0,1949	0,1932	0,1915	0,1899	0,1883
2,2	0,1867	0,1851	0,1836	0,1820	0,1805	0,1790	0,1775	0,1760	0,1746	0,1732
2,3	0,1717	0,1704	0,1690	0,1676	0,1663	0,1649	0,1636	0,1623	0,1610	0,1598
2,4	0,1585	0,1573	0,1560	0,1548	0,1536	0,1524	0,1513	0,1501	0,1490	0,1478
2,5	0,1467	0,1456	0,1445	0,1434	0,1424	0,1413	0,1403	0,1392	0,1382	0,1372
2,6	0,1362	0,1352	0,1342	0,1332	0,1323	0,1313	0,1304	0,1295	0,1285	0,1276
2,7	0,1267	0,1258	0,1250	0,1241	0,1232	0,1224	0,1215	0,1207	0,1198	0,1190
2,8	0,1182	0,1174	0,1166	0,1158	0,1150	0,1143	0,1135	0,1128	0,1120	0,1113
2,9	0,1105	0,1098	0,1091	0,1084	0,1077	0,1070	0,1063	0,1056	0,1049	0,1042
3,0	0,1036	0,1029	0,1022	0,1016	0,1010	0,1003	0,0997	0,0991	0,0985	0,0978

Annexe G

Valeurs du Coefficient de flambement χ de la courbe b

λ	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9965	0,9929	0,9894	0,9858	0,9822	0,9786	0,9750	0,9714	0,9678
0,3	0,9641	0,9604	0,9567	0,9530	0,9492	0,9455	0,9417	0,9378	0,9339	0,9300
0,4	0,9261	0,9221	0,9181	0,9140	0,9099	0,9057	0,9015	0,8973	0,8930	0,8886
0,5	0,8842	0,8798	0,8752	0,8707	0,8661	0,8614	0,8566	0,8518	0,8470	0,8420
0,6	0,8371	0,8320	0,8269	0,8217	0,8165	0,8112	0,8058	0,8004	0,7949	0,7893
0,7	0,7837	0,7780	0,7723	0,7665	0,7606	0,7547	0,7488	0,7428	0,7367	0,7306
0,8	0,7245	0,7183	0,7120	0,7058	0,6995	0,6931	0,6868	0,6804	0,6740	0,6676
0,9	0,6612	0,6547	0,6483	0,6419	0,6354	0,6290	0,6226	0,6162	0,6098	0,6034
1,0	0,5970	0,5907	0,5844	0,5781	0,5719	0,5657	0,5595	0,5534	0,5473	0,5412
1,1	0,5352	0,5293	0,5234	0,5175	0,5117	0,5060	0,5003	0,4947	0,4891	0,4836
1,2	0,4781	0,4727	0,4674	0,4621	0,4569	0,4517	0,4466	0,4416	0,4366	0,4317
1,3	0,4269	0,4221	0,4174	0,4127	0,4081	0,4035	0,3991	0,3946	0,3903	0,3860
1,4	0,3817	0,3775	0,3734	0,3693	0,3653	0,3613	0,3574	0,3535	0,3497	0,3459
1,5	0,3422	0,3386	0,3350	0,3314	0,3279	0,3245	0,3211	0,3177	0,3144	0,3111
1,6	0,3079	0,3047	0,3016	0,2985	0,2955	0,2925	0,2895	0,2866	0,2837	0,2809
1,7	0,2781	0,2753	0,2726	0,2699	0,2672	0,2646	0,2620	0,2595	0,2570	0,2545
1,8	0,2521	0,2496	0,2473	0,2449	0,2426	0,2403	0,2381	0,2359	0,2337	0,2315
1,9	0,2294	0,2272	0,2252	0,2231	0,2211	0,2191	0,2171	0,2152	0,2132	0,2113
2,0	0,2095	0,2076	0,2058	0,2040	0,2022	0,2004	0,1987	0,1970	0,1953	0,1936
2,1	0,1920	0,1903	0,1887	0,1871	0,1855	0,1840	0,1825	0,1809	0,1794	0,1780
2,2	0,1765	0,1751	0,1736	0,1722	0,1708	0,1694	0,1681	0,1667	0,1654	0,1641
2,3	0,1628	0,1615	0,1602	0,1590	0,1577	0,1565	0,1553	0,1541	0,1529	0,1517
2,4	0,1506	0,1494	0,1483	0,1472	0,1461	0,1450	0,1439	0,1428	0,1418	0,1407
2,5	0,1397	0,1387	0,1376	0,1366	0,1356	0,1347	0,1337	0,1327	0,1318	0,1308
2,6	0,1299	0,1290	0,1281	0,1272	0,1263	0,1254	0,1245	0,1237	0,1228	0,1219
2,7	0,1211	0,1203	0,1195	0,1186	0,1178	0,1170	0,1162	0,1155	0,1147	0,1139
2,8	0,1132	0,1124	0,1117	0,1109	0,1102	0,1095	0,1088	0,1081	0,1074	0,1067
2,9	0,1060	0,1053	0,1046	0,1039	0,1033	0,1026	0,1020	0,1013	0,1007	0,1001
3,0	0,0994	0,0988	0,0982	0,0976	0,0970	0,0964	0,0958	0,0952	0,0946	0,0940

Annexe H

Valeurs du coefficient de flambement χ de la courbe c

λ	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9949	0,9898	0,9847	0,9797	0,9746	0,9695	0,9644	0,9593	0,9542
0,3	0,9491	0,9440	0,9389	0,9338	0,9286	0,9235	0,9183	0,9131	0,9078	0,9026
0,4	0,8973	0,8920	0,8867	0,8813	0,8760	0,8705	0,8651	0,8596	0,8541	0,8486
0,5	0,8430	0,8374	0,8317	0,8261	0,8204	0,8146	0,8088	0,8030	0,7972	0,7913
0,6	0,7854	0,7794	0,7735	0,7675	0,7614	0,7554	0,7493	0,7432	0,7370	0,7309
0,7	0,7247	0,7185	0,7123	0,7060	0,6998	0,6935	0,6873	0,6810	0,6747	0,6684
0,8	0,6622	0,6559	0,6496	0,6433	0,6371	0,6308	0,6246	0,6184	0,6122	0,6060
0,9	0,5998	0,5937	0,5876	0,5815	0,5755	0,5695	0,5635	0,5575	0,5516	0,5458
1,0	0,5399	0,5342	0,5284	0,5227	0,5171	0,5115	0,5059	0,5004	0,4950	0,4896
1,1	0,4842	0,4790	0,4737	0,4685	0,4634	0,4583	0,4533	0,4483	0,4434	0,4386
1,2	0,4338	0,4290	0,4243	0,4197	0,4151	0,4106	0,4061	0,4017	0,3974	0,3931
1,3	0,3888	0,3846	0,3805	0,3764	0,3724	0,3684	0,3644	0,3606	0,3567	0,3529
1,4	0,3492	0,3455	0,3419	0,3383	0,3348	0,3313	0,3279	0,3245	0,3211	0,3178
1,5	0,3145	0,3113	0,3081	0,3050	0,3019	0,2989	0,2959	0,2929	0,2900	0,2871
1,6	0,2842	0,2814	0,2786	0,2759	0,2732	0,2705	0,2679	0,2653	0,2627	0,2602
1,7	0,2577	0,2553	0,2528	0,2504	0,2481	0,2457	0,2434	0,2412	0,2389	0,2367
1,8	0,2345	0,2324	0,2302	0,2281	0,2260	0,2240	0,2220	0,2200	0,2180	0,2161
1,9	0,2141	0,2122	0,2104	0,2085	0,2067	0,2049	0,2031	0,2013	0,1996	0,1979
2,0	0,1962	0,1945	0,1929	0,1912	0,1896	0,1880	0,1864	0,1849	0,1833	0,1818
2,1	0,1803	0,1788	0,1774	0,1759	0,1745	0,1731	0,1717	0,1703	0,1689	0,1676
2,2	0,1662	0,1649	0,1636	0,1623	0,1611	0,1598	0,1585	0,1573	0,1561	0,1549
2,3	0,1537	0,1525	0,1514	0,1502	0,1491	0,1480	0,1468	0,1457	0,1446	0,1436
2,4	0,1425	0,1415	0,1404	0,1394	0,1384	0,1374	0,1364	0,1354	0,1344	0,1334
2,5	0,1325	0,1315	0,1306	0,1297	0,1287	0,1278	0,1269	0,1260	0,1252	0,1243
2,6	0,1234	0,1226	0,1217	0,1209	0,1201	0,1193	0,1184	0,1176	0,1168	0,1161
2,7	0,1153	0,1145	0,1137	0,1130	0,1122	0,1115	0,1108	0,1100	0,1093	0,1086
2,8	0,1079	0,1072	0,1065	0,1058	0,1051	0,1045	0,1038	0,1031	0,1025	0,1018
2,9	0,1012	0,1006	0,0999	0,0993	0,0987	0,0981	0,0975	0,0969	0,0963	0,0957
3,0	0,0951	0,0945	0,0939	0,0934	0,0928	0,0922	0,0917	0,0911	0,0906	0,0901

Annexe I

Valeurs du coefficient de flambement χ de la courbe d

λ	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9921	0,9843	0,9765	0,9688	0,9611	0,9535	0,9459	0,9384	0,9309
0,3	0,9235	0,9160	0,9086	0,9013	0,8939	0,8866	0,8793	0,8721	0,8648	0,8576
0,4	0,8504	0,8432	0,8360	0,8289	0,8218	0,8146	0,8075	0,8005	0,7934	0,7864
0,5	0,7793	0,7723	0,7653	0,7583	0,7514	0,7444	0,7375	0,7306	0,7237	0,7169
0,6	0,7100	0,7032	0,6964	0,6897	0,6829	0,6762	0,6695	0,6629	0,6563	0,6497
0,7	0,6431	0,6366	0,6301	0,6237	0,6173	0,6109	0,6046	0,5983	0,5921	0,5859
0,8	0,5797	0,5736	0,5675	0,5615	0,5556	0,5496	0,5438	0,5379	0,5322	0,5265
0,9	0,5208	0,5152	0,5096	0,5041	0,4987	0,4933	0,4879	0,4826	0,4774	0,4722
1,0	0,4671	0,4620	0,4570	0,4521	0,4472	0,4423	0,4375	0,4328	0,4281	0,4235
1,1	0,4189	0,4144	0,4099	0,4055	0,4012	0,3969	0,3926	0,3884	0,3843	0,3802
1,2	0,3762	0,3722	0,3683	0,3644	0,3605	0,3568	0,3530	0,3493	0,3457	0,3421
1,3	0,3385	0,3350	0,3316	0,3282	0,3248	0,3215	0,3182	0,3150	0,3118	0,3086
1,4	0,3055	0,3024	0,2994	0,2964	0,2935	0,2906	0,2877	0,2849	0,2821	0,2793
1,5	0,2766	0,2739	0,2712	0,2686	0,2660	0,2635	0,2609	0,2585	0,2560	0,2536
1,6	0,2512	0,2488	0,2465	0,2442	0,2419	0,2397	0,2375	0,2353	0,2331	0,2310
1,7	0,2289	0,2268	0,2248	0,2228	0,2208	0,2188	0,2168	0,2149	0,2130	0,2112
1,8	0,2093	0,2075	0,2057	0,2039	0,2021	0,2004	0,1987	0,1970	0,1953	0,1936
1,9	0,1920	0,1904	0,1888	0,1872	0,1856	0,1841	0,1826	0,1810	0,1796	0,1781
2,0	0,1766	0,1752	0,1738	0,1724	0,1710	0,1696	0,1683	0,1669	0,1656	0,1643
2,1	0,1630	0,1617	0,1604	0,1592	0,1580	0,1567	0,1555	0,1543	0,1532	0,1520
2,2	0,1508	0,1497	0,1486	0,1474	0,1463	0,1452	0,1442	0,1431	0,1420	0,1410
2,3	0,1399	0,1389	0,1379	0,1369	0,1359	0,1349	0,1340	0,1330	0,1320	0,1311
2,4	0,1302	0,1292	0,1283	0,1274	0,1265	0,1257	0,1248	0,1239	0,1231	0,1222
2,5	0,1214	0,1205	0,1197	0,1189	0,1181	0,1173	0,1165	0,1157	0,1149	0,1142
2,6	0,1134	0,1127	0,1119	0,1112	0,1104	0,1097	0,1090	0,1083	0,1076	0,1069
2,7	0,1062	0,1055	0,1048	0,1042	0,1035	0,1029	0,1022	0,1016	0,1009	0,1003
2,8	0,0997	0,0990	0,0984	0,0978	0,0972	0,0966	0,0960	0,0954	0,0948	0,0943
2,9	0,0937	0,0931	0,0926	0,0920	0,0914	0,0909	0,0904	0,0898	0,0893	0,0888
3,0	0,0882	0,0877	0,0872	0,0867	0,0862	0,0857	0,0852	0,0847	0,0842	0,0837

Annexe J

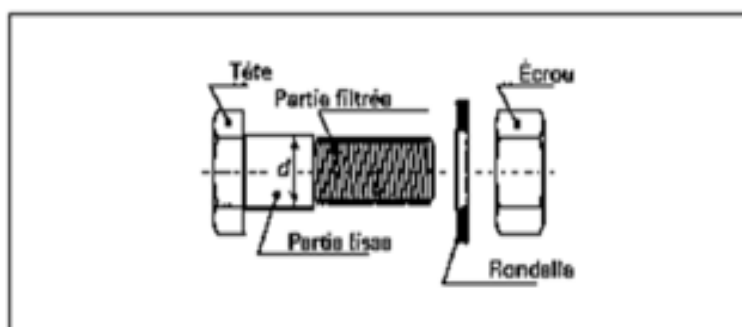


Tableau 1 – Valeurs nominales de la limite d'élasticité f_{yb} et de la résistance ultime à la traction f_{ub} des boulons ordinaires

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (MPa)	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} (MPa)	400	400	500	500	600	800	1 000

Tableau 2 – Aires des sections lisses et des sections filetées des boulons ordinaires

	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
Diamètre nominal d (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
Diamètre du trou d_0 (mm)	9	11	13	16	18	20	22	24	26	30	33
\varnothing rondelle (mm)	16	20	24	27	30	34	37	40	44	50	55
Épaisseur rondelle (mm)	2,5	2,5	3	3	3	4	4	4	4	5	5
Hauteur d'écrou (mm)	6,8	8,4	10,8	12,8	14,8	15,8	18	19,4	21,5	23,8	25,6
Hauteur de tête (mm)	5,3	6,4	7,5	8,8	10	11,5	12,5	14	15	17,5	19
Section nominale A_n (mm ²)	50,2	78,5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
Section résistante A_s (mm ²)	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561

Annexe K

Fiches techniques des panneaux sandwich



DONNEES TECHNIQUES

TYPE	LARGEUR mm	LONGUEUR mm	EPaisseur		Poids de référence			Résistance thermique Poutre A10	Transmission thermique Uf en W/m²K	DENSITE EN kg/m³
			EP	E	Panneau 1000 mm					
					1000	1100	1200			
TL 70	1000	1000 x 1000	70	30	12,63	10,67	09,74	1,36	0,74	1000 x 2000
TL 75	1000	1000 x 1000	75	30	13,81	10,67	09,94	1,39	0,62	1000 x 2000
TL 80	1000	1000 x 1000	80	40	13,09	11,07	10,14	1,61	0,59	1000 x 2000
TL 90	1000	1000 x 1000	90	50	13,45	11,47	10,34	2,27	0,44	1000 x 2000
TL 100	1000	1000 x 1000	100	60	13,81	11,87	10,54	3,72	0,37	1000 x 2000

Références Bibliographiques :

- Fiches techniques des panneaux sandwich de la société « LOTUS METAL », Zone industrielle Msila 28000, Algérie.
- Fiches techniques de la tôle HI-BOND 55_750.
- DTR C 2-4.7, Règlement Neige et Vent 2013, CNERIB, Algérie, 2013.
- DTR BC- 2.2., Charges permanentes et charges d'exploitation, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, CGS, Algérie, 99 version 2003.
- NF EN 1993, Eurocode 3 : Calcul des structures en acier, AFNOR, 2000.
- Lahlou DAHMANI, « Calcul pratique des éléments de construction métallique » 2^{ème} édition 2022, ISBN :978-9931-868-13-2.
- Lahlou DAHMANI, « Calcul des éléments de projet de construction métallique » 2^{ème} édition 2023, ISBN :978-9931-21-124-2.
- Logiciel, Autodesk Robot Structural Analysis Professional, 2019
- Calcul des constructions mixtes acier-béton d'après l'Euro code 04.