

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Abou Bakr Belkaid - Tlemcen

Faculté de Technologie, Département de Génie Civil



Mémoire d'Obtention du Diplôme de MASTER en Génie civil

Option : Constructions métalliques et mixtes

THEME :

**ETUDE D'UNE HALLE INDUSTRIELLE EN CHARPENTE
MÉTALLIQUE À HASSI AMEUR, WILAYA D'ORAN**

Présenté le 25 juin 2018 par :

Mr. RAIS YUCEF

Mr. BASRI HAMZA

Devant le jury composé de :

Mr.MATALLAH.M

Président

Mr.KDROUSSI.B

Examineur

Mr.MAACHOU.O

Examineur

Mr.KAZI TANL.N

Encadreur

Mr.RAS.A

Encadreur

Année universitaire 2017-2018

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

DÉDICACE

C'est grâce à Allah seul que j'ai pu achever ce travail, Je le dédie à :

- ♥ Mes parents qui m'ont toujours soutenu le long de mes études et que Allah tout puissant les garde en bonne santé.
- ♥ Mes frères et sœurs, Hachim, Sofiane, Ali, Mohammed, Kamel, Krimo, Aicha.
- ♥ Toute la famille Rais et Seddar.
- ♥ À mon binôme, mon frère HAMZA, qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.
- ♥ À toute la promotion de Génie civil 2018, en particulier mes collègues et mes amis étudiants de la promotion de charpente métallique.

RAIS YUCEF

DÉDICACE

C'est grâce à Allah seul que j'ai pu achever ce travail, Je le dédie à :

- ♥ Mes parents qui m'ont toujours soutenu le long de mes études et que Allah tout puissant les garde en bonne santé.
- ♥ Mes frères et sœurs, Boumediene, Abdelhaq, Nora, Nadia, Wassila.
- ♥ Toute la famille BASRI
- ♥ À mon binôme, mon frère YUCEF, qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.
- ♥ À tous mes amis, Youcef, Abdelhak, Boumediene, Abderrahmane, Samir, Oussama, Mohammed, Miloud, Riyad, Ainsi qu'a toutes les personnes que je connais de près ou de loin et que j'ai omis de citer.
- ♥ À toute la promotion de Génie civil 2018, en particulier mes collègues et mes amis étudiants de la promotion de charpente métallique.

BASRI HAMZA

Remerciement

Nous remercions avant tout Allah de nous avoir gardés en bonne santé et qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce travail,

Et tout d'abord, nous tenons à remercier nos chers parents pour leurs soutiens et leurs sacrifices pour que nous terminions nos études.

Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidés à élaborer ce travail et en particulier nos encadreurs, Mr. N.KAZI TANI et Mr. RAS A, pour leurs aides et leurs orientations précieuses.

Nous tenons également à remercier les membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont accordé, en acceptant de juger notre travail.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants de l'institut de Génie civil qui ont contribué à notre formation.

Que tous ceux au celles qui nous ont apporté leur soutien et qui nous ont aidés de près ou de loin pour l'achèvement de ce projet trouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier nos familles et nos amis.

BASRI HAMZA et RAIS YUCEF

ملخص

يقدم هذا المشروع دراسة عن قاعة صناعية مصنوعة من إطار معدني يتكون من طابق أرضية مختلطة ، تقع في ولاية وهران ، ويتكون هذا المشروع من عدة أجزاء ، في المقام الأول تقييم الأحمال ، دراسة مناخية (الرياح والتلوج والاحتكاك) وفقاً لـ "RNV 2013" ، ثم أبعاد العناصر الثانوية ، ثم دراسة الأرضية المركبة طبقاً للمنشور "EUROCODE 4" مع دراسة السلاالم ، بعد ذلك، الدراسة الديناميكية وفقاً للمنشور "RPA99 v 2003" ، ثم ، دراسة العناصر الرئيسية المختلفة وفقاً للمنشور "CCM97" ، باستخدام برنامج ROBOT ، وأخيراً ، درسنا كيفية التجميع والربط بين مختلف العناصر الضرورية مع دراسة للأساسات وفقاً للمنشور "BAEL91".

الكلمات الرئيسية: إطار معدني ، سقفة مركبة ، ROBOT ، RNV 2013،RPA99/V2003,CCM97

Résumé

Ce projet présente une étude d'une halle industrielle en charpente métallique constitué d'un étage plancher mixte , implanté dans la wilaya d'ORAN , Ce projet comporte plusieurs parties , en premier lieu l'évaluation des charges et surcharges, l'étude climatique (vent, neige, frottement) selon le « RNV 2013 », ensuite le dimensionnement des éléments secondaires ,puis l'étude du plancher mixte selon « L'EUROCODE 4 »avec l'étude de l'escalier, après, l'étude dynamique selon le « RPA99 v 2003», puis le dimensionnement des différents éléments principaux selon les règles « CCM97 », à l'aide du logiciel ROBOT , et enfin, nous le terminons par le calcul des différents assemblages nécessaires ainsi que les fondations selon le « BAEL91 ».

Mots clés : Charpente métallique, plancher mixte, ROBOT, RNV2013,RPA99/V2003, CCM97 .

Abstract

This project presents a study of an industrial hall made of metal frame consisting of a mixed floor, located in the wilaya of ORAN. This project consists of several parts, in the first place the evaluation of charges and surcharges, the climatic study (wind, snow, friction) according to the "RNV99 v 2013", then the dimensioning of the secondary elements, then the study of the mixed floor according to "EUROCODE 4" with the study of the stairs, after, the study dynamic according to the "RPA99 v 2003", then, the sizing of the main various elements according to the "CCM97", using the ROBOT software, and finally, we finished by calculating the different assemblies needed as well as the foundations according to the "BAEL91".

Keywords: Metal frame, mixed floor, ROBOT, RNV99 v 2013.

TABLE DE MATIÈRE

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I : Généralités sur la conception de l'ouvrage étudié	2
I.1. PRÉSENTATION DU PROJET	3
I.2. DONNÉES GÉOMÉTRIQUES DE L'OUVRAGE	3
I.3. LOCALISATION ET DONNÉES CONCERNANT LE SITE	4
I.4. RÈGLEMENTS UTILISÉS	5
I.5. LOGICIELS UTILISÉS	5
I.6. MATÉRIAUX	5
I.6.1. L'acier de construction métallique (profilé)	5
I.6.2. Acier pour ferrailage	5
I.6.3. Le béton	6
I.7. LES ASSEMBLAGES	6
I.7.1. Le boulonnage	6
I.7.2. Le soudage	6
CHAPITRE II : Évaluation des charges et surcharges	7
II.1. INTRODUCTION	8
II.2. CHARGES PERMANENTES	8
II.2.1. Les planchers	8
II.2.2. Les escaliers	9
II.3. CHARGES D'EXPLOITATIONS	9
II.4. CHARGES CLIMATIQUES	10
II.4.1. la charge de neige	10
II.4.2. Charge du vent	11
CHAPITRE III: Dimensionnement des éléments secondaires et principaux	24
III.1. INTRODUCTION	25
III.2. ÉTUDE DES ÉLÉMENTS	25
III.2.1. Calcul des chéneaux	25
III.2.2. Calcul des pannes	26
III.2.3. Calcul des lisses de bardage	36
III.2.4. Dimensionnement des solives	38
III.2.5. Dimensionnement des poutres principales	40

CHAPITRE IV :Étude de la dalle mixte et des escaliers	45
IV.1. INTRODUCTION	46
IV.2. CALCUL DU PLANCHER MIXTE	46
IV.2.1. Phase de construction	46
IV.2.2. Phase finale	48
IV.3. Etude des escaliers	56
IV.3.1. Dimensionnement des escaliers	56
IV.3.2. Dimensionnement des éléments porteurs	57
CHAPITRE V: Étude sismique	63
V.1. INTRODUCTION	64
V.2. PRINCIPE DE LA MÉTHODE MODALE SPECTRALE	64
V.3. CRITÈRES DE CLASSIFICATION PAR LE RPA99/V 2003	64
V.4. ANALYSE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE	64
V.4 .1. Modélisation de la structure	64
V.4.2. Spectre de réponse de calcul	65
V.4.3. Analyse modale spectrale	66
V.5. VERIFICATION DE LA STRUCTURE	68
V.5.1. Vérification de la période fondamentale de la structure	68
V.5.2. Vérification de l'effort tranchant à la base	68
V.5.3. Vérification des déplacements	69
V.6. Conclusion	70
CHAPITRE VI :Vérification des éléments structuraux	71
VI.1. INTRODUCTION	72
VI.2. Vérification des poutres	72
VI.2.1. Poutres principales	72
VI.2.2. Poutres secondaires	73
VI.3. Vérification des traverses	74
VI.4. Vérification des poteaux	77
VI.5. Vérification des contreventements	81
VI.6. Vérification des stabilités	82
VI.6.1. Stabilités en V	82
VI.6.2. Stabilités en X	83
VI.7. Vérification de la sablière	84

CHAPITRE VII : Calcul des assemblages	86
VII.1. INTRODUCTION	87
VII.2. CALCUL DES ASSEMBLAGES	87
VII.2.1. Assemblage poteau –poutre principale (HEA 280 – IPE 450)	87
VII.2.2. Assemblage poteau – poutre secondaire (HEA 280 – IPE 330)	92
VII.2.3. Assemblage poutre principale – solive (IPE450 – IPE 220)	95
VII.2.4. Assemblage poteau – traverse (HEA 280 – IPE 270)	97
VII.2.5. Assemblage traverse – traverse (IPE270 –IPE270)	102
VII.2.6. Assemblage des stabilités en X (UPN 140)	103
VII.2.7. Stabilité en V inversé (2 UPN140)	105
VII.2.8. Assemblage poteau – sablière (HEA 280 – HEA120)	110
VII.2.9. Assemblage d’échantignole	112
VII.2.10. Ancrage pied de poteau	114
CHAPITRE VIII : Dimensionnement des éléments de fondation	122
VIII.1. INTRODUCTION	123
VIII.2. CHOIX DU TYPE DE FONDATION	123
VIII.3. Caractéristiques géotechniques	123
VIII.4. Dimensionnement des semelles	123
VIII.5. CALCUL DES LONGRINES	127
CONCLUSION GÉNÉRALE	130
Références bibliographiques	131
ANNEXES	132
ANNEXE A Chapitre II: Evaluation des charges et surcharges.....	133
ANNEXE B Chapitre III: Dimensionnement des éléments secondaires et principaux ..	137
ANNEXE C Chapitre V: Etude sismique.....	141
ANNEXE D Chapitre VI : Vérification des éléments structuraux	145
ANNEXE E Chapitre VII: Etude des assemblages	151
ANNEXE F Chapitre VIII: Dimensionnement des éléments de fondation.....	153
ANNEXE G	157

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Généralités sur la conception de l'ouvrage étudié

Figure I.1: Données géométriques et vue en perspective de l'ouvrage. 3

Figure I.2: Localisation du site du projet. 4

Figure I.3: Vue aérienne sur la halle (Google Earth). 4

Chapitre II: Évaluation des charges et surcharges

Figure II.1: Coupe sur plancher mixte. 8

Figure II.2: Charge statique de l'entretien. 9

Figure II.3: Actions dues au vent 14

Figure II.4: Division de la paroi verticale selon le chargement du vent directions (V1,V3).. 15

Figure II.5: Valeurs de C_{pe10} pour les zones de la paroi verticale directions (V1, V3). 15

Figure II.6: Valeurs de C_{pe10} pour les zones de la toiture directions (V1,V3). 16

Figure II.7: Division de la paroi verticale selon le chargement du vent directions (V2,V4).. 16

Figure II.8: Valeurs de C_{pe10} pour les zones de la paroi verticale directions (V2,V4). 17

Figure II.9: Valeurs de C_{pe10} pour les zones de la toiture directions (V2, V4). 18

Figure II.10: Pressions sur les parois verticales directions du vent (V1,V3) [daN/m^2]. 19

Figure II.11: Pressions sur la toiture directions du vent (V1,V3) [daN/m^2]. 20

Figure II.12: Pressions sur les parois verticales directions du vent (V2,V4) [daN/m^2]. 21

Figure II.13: Pressions sur la toiture directions du vent (V2,V4) [daN/m^2]. 22

Chapitre III: Dimensionnement des éléments secondaires et principaux

Figure III.1: chéneau d'eau 25

Figure III.2: Coupe transversale sur chéneau 25

Figure III.3: Moignon cylindrique 25

Figure III.4: Diagramme des moments maximum. 26

Figure III.5: Diagramme de moment fléchissant du panneau sandwich TL75. 27

Figure III.6: Cas des sollicitations. 28

Figure III.7: Vue en 3D de l'échantignolle. 34

Figure III.8: Coupe longitudinale sur lisses de bardage. 36

Figure III.9: Espacement et longueur des solives. 38

Figure III.10: Poutre principale chargée uniformément sur 3 appuis. 40

Figure III.11: Poutre principale (Rive) uniformément chargée sur 3 appuis	42
--	----

Chapitre IV : Étude de la dalle mixte et des escaliers

Figure IV.1: Plancher mixte acier-béton.....	46
Figure IV.2: Dimensions de la tôle nervurée HI-Bond 55.800.....	47
Figure IV.3: Tôle nervurée chargée uniformément sur 6 appuis.....	47
Figure IV.4: Largeur efficace de la dalle.....	49
Figure IV.5: Goujons à tête soudée avec le profilé.....	52
Figure IV.6: Géomètre du connecteur.....	53
Figure IV.7: Dimensions de la tôle profilée et connecteur.....	54
Figure IV.8: Espacement entre connecteurs.....	55
Figure IV.9: Structure de l'escalier.....	56
Figure IV.10: Schéma statique de l'ossature de l'escalier.....	57
Figure IV.11: Descente des charges sur l'escalier.....	60
Figure IV.12: Charge équivalente.....	60
Figure IV.13: Disposition de la cage d'escalier.....	62

Chapitre V: Étude sismique

Figure V.1: Modèle de la structure en 3D.....	65
Figure V.2: Spectre de réponse suivant X.....	67
Figure V.3: Spectre de réponse suivant Y.....	67
Figure V.4: Les 3 premiers modes de vibration lors du séisme.....	68

Chapitre VII: Calcul des assemblages

Figure VII.1: Assemblage poteau-poutre principale	87
Figure VII.2: Assemblage poteau-poutre secondaire.....	93
Figure VII.3: Assemblage poutre principale-solive.....	95
Figure VII.4: Assemblage poteau-traverse.....	97
Figure VII.5: Assemblage traverse-traverse.....	102
Figure VII.6: Assemblage stabilité en X.....	104
Figure VII.7: Assemblage gousset supérieur–2UPN 140.....	107
Figure VII.8: Assemblage gousset inférieur–2UPN 140.....	109
Figure VII.9: Assemblage poteau-sablière.....	110
Figure VII.10 : Assemblage de l'échantignolle.....	112
Figure VII.11: Ancrage pied de poteau.....	114
Figure VII.12: Géométrie de la plaque d'assise.....	117

Chapitre VIII: Dimensionnement des éléments de fondation

Figure VIII.1: Dimensions de la semelle	124
Figure VIII.2: Vue en élévation du ferrailage... ..	126
Figure VIII.3: Ferrailage de la semelle	127
Figure VIII.4: Coupe transversale de la longrine	129
Figure VIII.5: Ferrailage de la longrine	129

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre II : Évaluation des charges et surcharges

Tableau II.1. Valeurs de $C_e(z)$ pour parois et toiture.....	13
Tableau II.2. Valeurs de C_{pe10} pour les zones de la paroi verticale directions (V1,V3)....	15
Tableau II.3. Valeurs de C_{pe10} pour les zones de la paroi verticale directions (V2,V4)....	17
Tableau II.4. Pressions pour les parois verticales directions du vent (V1,V3) [daN/m^2]..	19
Tableau II.5. Pressions pour la toiture directions du vent (V1,V3) [daN/m^2].....	20
Tableau II.6. Pressions pour les parois verticales directions du vent (V2,V4) [daN/m^2]..	21
Tableau II.7. Pressions pour la toiture directions du vent (V2,V4) [daN/m^2].....	22

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaires et principaux

Tableau III.1. Caractéristiques du profilé IPE140	31
Tableau III.2. Caractéristiques du profilé UPE 160.....	37
Tableau III.3. Caractéristiques du profilé IPE 220.....	39
Tableau III.4. Caractéristiques du profilé IPE 450.....	41
Tableau III.5. Caractéristiques du profilé IPE 330.....	43

Chapitre IV: Étude de la dalle mixte et des escaliers

Tableau IV.1. Caractéristiques du cornière $L35 \times 35 \times 4$	58
Tableau IV.2. Caractéristiques du profilé UPN140.....	59

Chapitre V: Étude sismique

Tableau V.1. Facteur de qualité suivant les deux sens.....	66
Tableau V.2. Résultante des forces sismiques à la base.....	69
Tableau V.3. Déplacements résultants suivants Y.....	69
Tableau V.4. Déplacements résultants suivants X.....	70

Chapitre VI : Vérification des éléments structuraux

Tableau VI.1. Caractéristiques du profilé IPE270.....	74
Tableau VI.2. Caractéristiques du profilé HEA280.....	77
Tableau VI.3. Caractéristiques du cornière CAE50×5.....	81
Tableau VI.4. Caractéristiques du profilé 2UPN140.....	82
Tableau VI.5. Caractéristiques du profilé UPN140.....	83
Tableau VI.6. Caractéristiques du profilé HEA120.....	84

Chapitre VII: Calcul des assemblages

Tableau VII.1. Caractéristique du profilé IPE 140.....	120
--	-----

LISTE DES NOTATIONS

Les charges

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

S : Surcharge climatique de la neige.

W : Surcharge climatique du vent.

Les caractéristiques d'un profiles en I ou H

b : la longueur de la semelle

d : la hauteur de l'âme.

h : Hauteur du profilé.

t_w : Epaisseur de l'âme de profilé.

t_f : Epaisseur de la semelle de profilé.

Majuscules latines

A : Aire brute d'une pièce.

A_{net} : Aire nette d'une pièce.

A_w : Aire de l'âme.

A_v : Aire de cisaillement.

C_t : Coefficient de topographie.

C_r : Coefficient de rugosité.

C_e : Coefficient d'exposition.

C_d : Coefficient dynamique.

E : Module d'élasticité longitudinale.

F : Force en général.

G : Module d'élasticité transversale.

I : Moment d'inertie.

K_t : Facteur de terrain.

M : Moment de flexion.

M_{Sd} : Moment fléchissant sollicitant.

M_{Rd} : Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise.

M_{Pl} : Moment plastique.

$M_{pl,Rd}$: Moment plastique résistant.

$M_{b,Rd}$: Moment de la résistance au déversement.

$N_{pl,Rd}$: Effort normal de la résistance plastique de la section transversale brute.

$N_{b,Rd}$: Effort normal d'un élément comprimé au flambement.

N_{Sd} : Effort normal sollicitant.

N_{tSd} : Effort normal de traction.

N_{cSd} : Effort normal de compression.

$N_{c,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression.

R : Coefficient de comportement de la structure.

T : La période propre

V_{Sd} : Valeur de calcul de l'effort tranchant.

$V_{réf}$: Vitesse de référence du vent.

V_m : Vitesse moyenne du vent

W_{pl} : Module de résistance plastique.

W : Poids de la structure.

Minuscules latines

f : La flèche.

f_y : Limite d'élasticité.

h : Hauteur d'une pièce.

l : Longueur d'une pièce (Poutre, Poteau).

l_f : Longueur de flambement.

t : Épaisseur d'une pièce.

Z : Hauteur au-dessus du sol.

Z_0 : Paramètre de rugosité.

Z_{eq} : Hauteur équivalente.

Minuscules grecques

χ : coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié considéré.

γ_M : Coefficient partiel de sécurité.

λ : Élancement.

λ_{LT} : Élancement de déversement.

α : Facteur d'imperfection.

τ : Contrainte limite de cisaillement en élasticité.

ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier.

σ_a : Contrainte de l'acier.

σ_b : Contrainte du béton.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

η : Facteur de correction d'amortissement.

δ_{ek} : Déplacement dûe aux forces sismiques.

μ : coefficient de forme de la charge de neige.

δ : Décrément logarithmique d'amortissement.

Indices

crit : Critique.

adm : admissible

eff : efficace.

fr : Frottement.

m : Moyenne.

réf : Référence.

max : Maximum.

min : Minimum.

corresp : Correspondante.

e : Externe.

i : Interne.

x : Sens x.

y : Sens y.

INTRODUCTION GENERALE

Pour n'importe quel projet de construction, il existe divers procédés de conception et de réalisation selon les besoins et les capacités: constructions en béton armé, en béton précontraint, charpente en bois ou charpente métallique. Ces procédés sont réglementés par des normes, des codes et des règlements soit nationaux ou internationaux.

Ce projet de fin d'étude entre nos mains consiste à étudier une halle industrielle en charpente métallique, en utilisant les règlements (RPA99/V2003, RNV2013, CCM97, EUROCODE3, EUROCODE4, DTR BC.2.2).

Les ossatures métalliques plus courantes dans le domaine industriel se distinguent par certains avantages tel que : la légèreté, le montage rapide sur chantier, les transformations ultérieures plus faciles et surtout un faible encombrement, ceci a conduit certains pays gros producteurs d'acier, à utiliser des quantités importantes de ce matériau.

Dans ce mémoire, nous allons essayer d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre cursus à l'université en satisfaisant les conditions et exigences imposés par les règlements.

L'objectif principal sera de comprendre et de compléter les informations déjà acquises pour présenter un travail satisfaisant en vue d'obtenir le diplôme de master option construction métallique et mixte.

CHAPITRE I

Généralités sur la conception de l'ouvrage étudié

I.1. PRÉSENTATION DU PROJET

Ce projet de fin d'étude consiste à dimensionner une halle industrielle réalisée en charpente métallique avec plancher intermédiaire mixte.

Il est implanté à Hassi Ameur dans la wilaya d'Oran, «Zone II_a sismicité moyenne selon le règlement parasismique algérien 99/version 2003».

Le terrain de la halle est plat avec une surface de 414 m², cette halle est constituée de deux versants et un plancher mixte collaborant (béton – acier) destiné au stockage des produits de nettoyage (détergents).

I.2. DONNÉES GÉOMÉTRIQUES DE L'OUVRAGE

Les données géométriques de l'ouvrage sont :

- ✓ Surface occupée: 414 m²
- ✓ Hauteur de plancher: 5,75 m
- ✓ Hauteur totale: $H_t = 12$ m
- ✓ Largeur de la structure: 11,50 m
- ✓ Longueur de la structure: 36 m

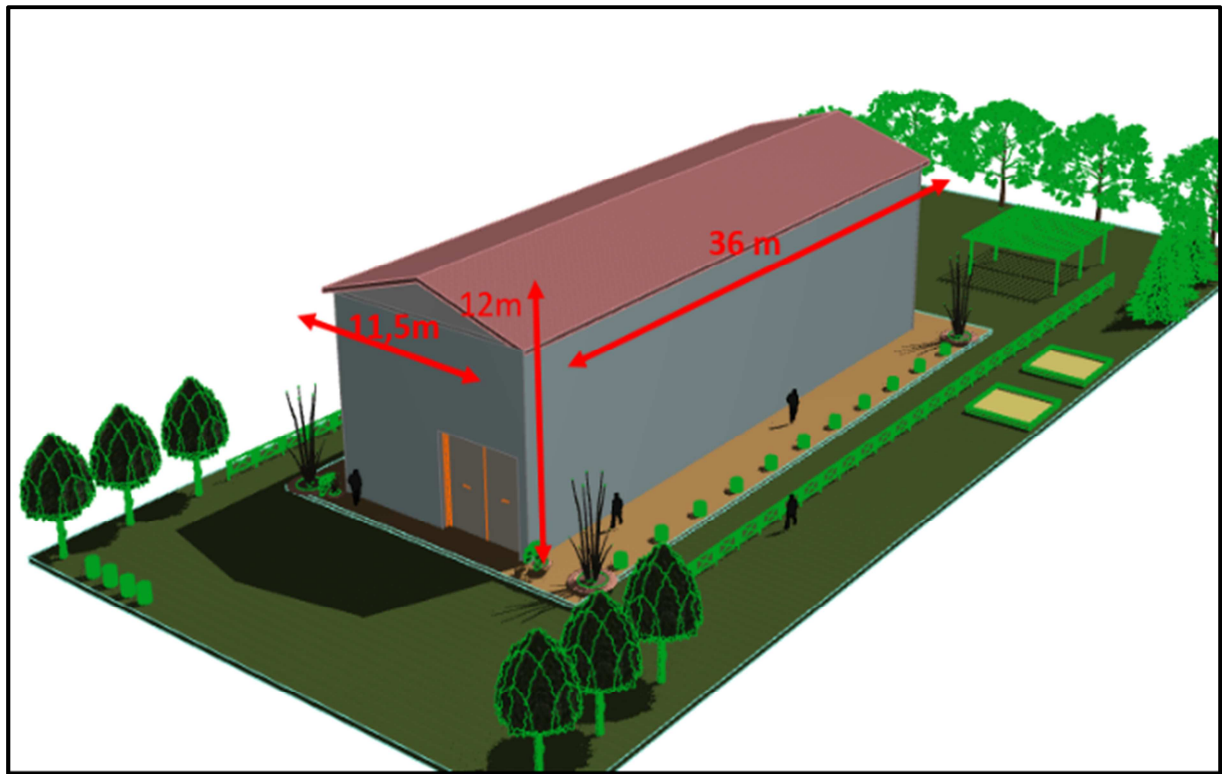


Figure I.1: Données géométriques et vue en perspective de l'ouvrage.

I.3. LOCALISATION ET DONNÉES CONCERNANT LE SITE

La halle se trouve à HASSI AMEUR dans la wilaya d'Oran dont :

- ✓ Altitude : 131 m
- ✓ Zone de neige par commune : Zone B
- ✓ Zone du vent : Zone II
- ✓ Zone sismique : Zone II_a (région de moyenne sismicité)
- ✓ Contrainte admissible du sol est de $\sigma_{sol} = 2$ bars

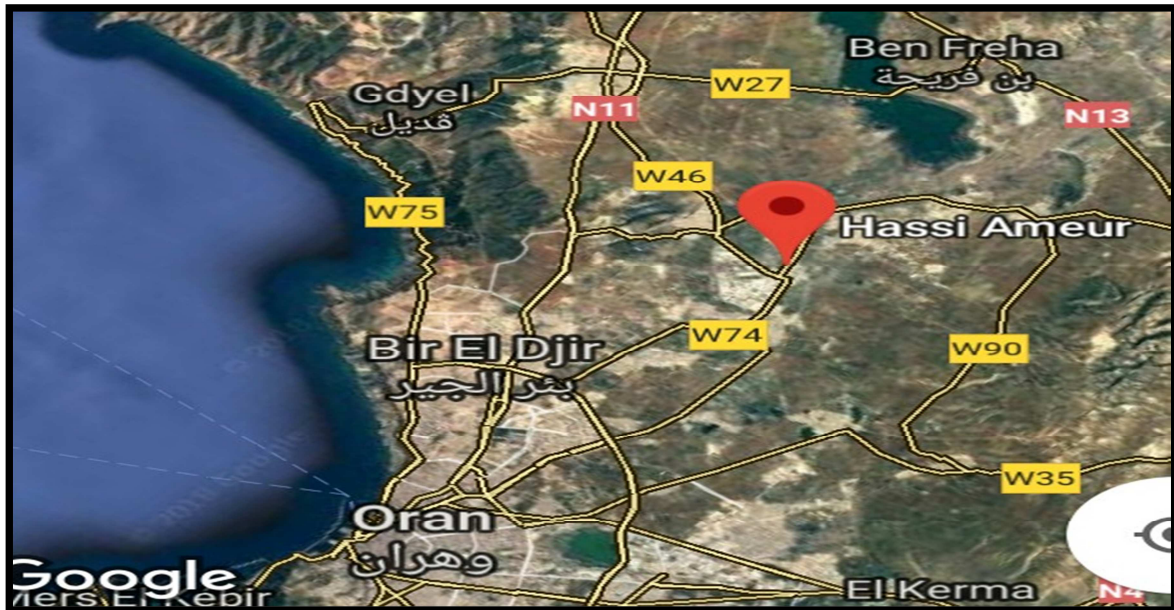


Figure I.2: Localisation du site du projet.



Figure I.3: Vue aérienne sur la halle (Google Earth).

I.4. RÈGLEMENTS UTILISÉS

- ✓ CCM97: Règles de calcul des constructions en acier.
- ✓ EUROCODE4: Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton.
- ✓ DTR BC2.2: Document technique règlement charges permanentes et charges d'exploitation.
- ✓ RPA99: Règles parasismiques algériennes version 2003.
- ✓ RNV2013: Règles définissant les effets de la neige et du vent.
- ✓ BAEL91: Béton armé aux états limites.

I.5. LOGICIELS UTILISÉS

- ✓ AUTODESK AUTO CAD 2015
- ✓ AUTODESK ROBOT 2016
- ✓ TEKLA VERSION 21.0

I.6. MATÉRIAUX

I.6.1. L'acier de construction métallique (profilé)

L'acier est un matériau obtenu par transformation qui associe le carbone et le fer. Ce dernier est l'élément prédominant entrant dans sa composition.

- ✓ Nuance d'acier: Fe360
- ✓ La limite élastique: $f_y = 235 \text{ MPa}$
- ✓ La résistance à la traction: $f_u = 360 \text{ MPa}$
- ✓ La masse volumique: $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$
- ✓ Module d'élasticité longitudinale: $E = 210000 \text{ MPa}$
- ✓ Module d'élasticité transversale: $G = 81000 \text{ MPa}$

I.6.2. Acier pour ferrailage

- ✓ Sollicitations sous actions normales :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

- ✓ État limite de service :

$$\sigma_s = \frac{2}{3} f_e = 267 \text{ MPa}$$

- ✓ Sollicitations sous actions accidentelles (Séisme): $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$

I.6.3. Le béton

C'est un matériau constitué par le mélange de ciment avec granulats (sable et graviers) et de l'eau, tous ces composants interviennent dans la résistance du mélange (béton).

Ce matériau est utilisé à cause de sa bonne résistance à la compression contrairement à sa résistance à la traction. Ces caractéristiques sont :

- ✓ La résistance caractéristique à la compression: $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- ✓ La résistance caractéristique à la traction: $f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$
- ✓ La masse volumique: $\rho = (2200 \text{ Kg/m}^3 \text{ à } 2400 \text{ Kg/m}^3)$

I.7. LES ASSEMBLAGES

Les principaux modes d'assemblages sont :

I.7.1. Le boulonnage

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il permet sur site. Pour ce cas, des boulons de haute résistance (HR) de classe 10.9 pour les assemblages rigides des portiques auto stables ont été utilisés, les boulons HR comprennent une tige filetée, une tête hexagonale et un écrou en acier à très haute résistance avec des rondelles.

I.7.2. Le soudage

Le soudage est une opération qui consiste à joindre deux parties d'un même matériau avec un cordon de soudure constitué d'un métal d'apport, ce dernier sert de liant entre les deux pièces à assembler.

CHAPITRE II

Évaluation des charges et surcharges

II.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre, nous allons définir les différentes charges agissantes sur notre structure qui se résument dans l'action des charges permanentes et d'exploitation, les actions climatiques et accidentelles, ces dernières ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination de ces différentes actions.

II.2. CHARGES PERMANENTES

Les charges permanentes notées « G » sont des charges qui ne varient pas dans le temps, il s'agit du poids propre de la structure elle-même, ainsi que d'autres éléments de l'ouvrage tels que (la couverture, les revêtements ...), elles sont données dans les documents techniques réglementaires (DTR BC 2.2 charges permanentes et charges d'exploitation).

Bardage	→	panneau sandwich LL35	→	10,9 daN/m ² voir (ANNEXE G)
Toiture	→	panneau sandwich TL75	→	14,2 daN/m ² voir (ANNEXE G)

II.2.1. Les planchers

Le plancher sera de type mixte collaborant en béton armé de 8cm d'épaisseur et repose sur un coffrage résistant (HI - Bond55).

- Dalle de compression en béton armé (8 cm) $0,08m \times 2500 \text{ daN/m}^3 = 200 \text{ daN/m}^2$
 - Mortier de pose (2cm) $2 \times 18 \text{ daN/m}^2 = 36 \text{ daN/m}^2$
 - Tôle nervurée HI- Bond55..... $11,63 \text{ daN/m}^2$ voir (ANNEXE G)
 - Revêtement en carrelage (2cm) $2 \times 20 \text{ daN/m}^2 = 40 \text{ daN/m}^2$
 - Lit de sable (2cm)..... $0,02m \times 1700 \text{ daN/m}^3 = 34 \text{ daN/m}^2$
 - Faux plafond (2cm)..... $2 \times 10 \text{ daN/m}^2 = 20 \text{ daN/m}^2$
- $G = 341,63 \text{ daN/m}^2$

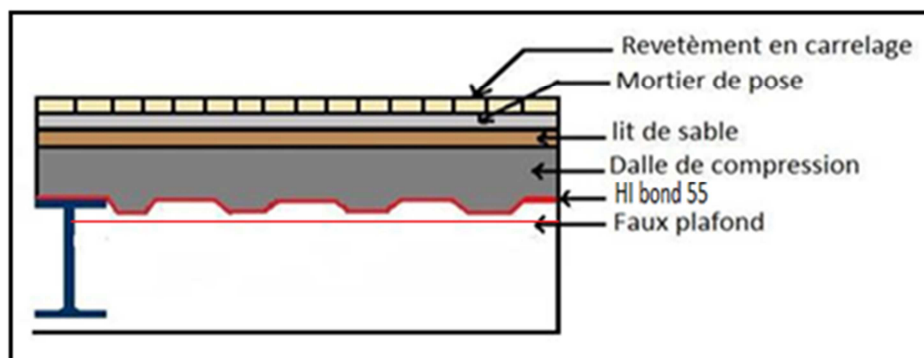


Figure II.1: Coupe sur plancher mixte.

II.2.2. Les escaliers

II.2.2.1. Volée

- Tôle striée (épaisseur 4mm)..... 45 daN/m
 - Revêtement et accessoires76 daN/m²
- $$\underline{G_{\text{volée}} = 121 \text{ daN/m}^2}$$

II.2.2.2. Palier

- TN4010 daN/ m²
 - Dalle en béton (épaisseur = 8cm) 200 daN/m²
 - Mortier de pose (épaisseur = 2cm)..... 36 daN/m²
 - Revêtement carrelage (épaisseur = 2cm)..... 40 daN/m²
- $$\underline{G_{\text{palier}} = 286 \text{ daN/m}^2}$$

II.3. CHARGES D'EXPLOITATIONS

Les charges d'exploitation notées « Q », correspondent aux mobiliers et aux personnes qui habitent ou fréquentent l'immeuble, pour cela il y'a des normes qui fixent les valeurs des charges en fonction de la destination de l'ouvrage et qui sont inscrits dans le règlement technique (DTR BC 2.2 charges permanentes et charges d'exploitation).

- Plancher étage courant350 daN/m²
- Escalier250 daN/m²
- Pour le toit, sans accès autre que le nettoyage et l'entretien nécessaires, charges ponctuelles de 1kN au 1/3 et 2/3 de la portée.

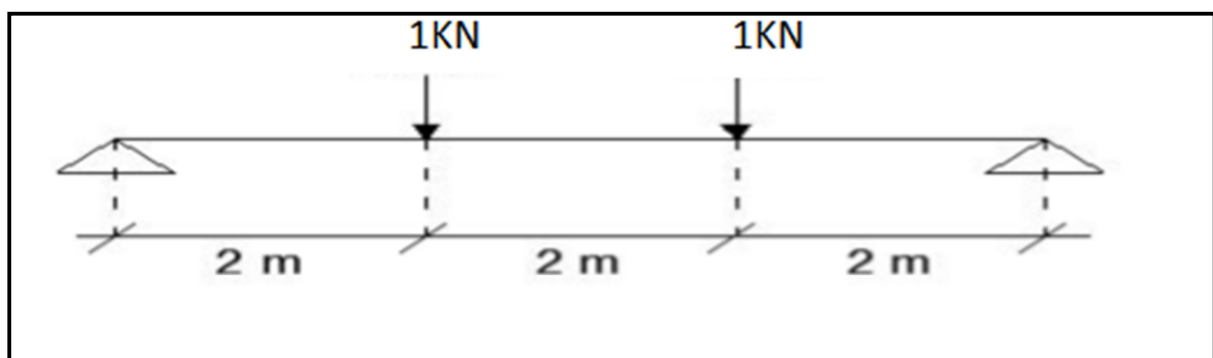


Figure II.2: Charge statique de l'entretien.

II.4. CHARGES CLIMATIQUES

Le but de cette partie est de déterminer les différentes sollicitations climatiques produites par les charges du vent et de la neige, agissant sur l'ensemble de l'ouvrage et sur ses différentes parties, cette étude sera réalisée conformément au règlement neige et vent (RNV2013).

Le règlement RNV 2013 s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie, situées à une altitude inférieure à 2000 mètres, cette structure se trouve à une altitude d'environ 131m.

II.4.1. la charge de neige

La charge caractéristique de neige S par unité de surface en projection horizontale de toitures ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \cdot S_k \quad [\text{KN/m}^2]$$

- S_k : est la charge de neige sur le sol, donnée au paragraphe 4 (RNV 2013), en fonction de l'altitude et la zone de neige.
- μ : est un coefficient d'ajustement des charges, en fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme et donnée au paragraphe 6, Tableau 2 (RNV 2013).

a) Charge de neige au sol (S_k)

Ce bâtiment est situé HASSI AMEUR dans la wilaya de D'ORAN, classée en zone B sur une altitude d'environ 131 m.

Avec : $H = 131\text{m}$

$$S_k = \frac{0,04 \times H + 10}{100} = 0,1524 \text{ kN/m}^2$$

$$S_k = 15,24 \text{ daN/m}^2$$

b) Coefficient d'ajustement (μ)

Pour ce bâtiment l'inclinaison de la toiture est $\alpha = 16,92^\circ$

Et d'après le tableau 6.2. (RNV 2013) on a :

- $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ \rightarrow \mu = 0,8$.

c) charge de neige (S)

- $S = 0,8 \times 0,1524 = 0,121 \text{ kN/m}^2$
- $S = 12 \text{ daN/m}^2$

II.4.2. Charge du vent

L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et à une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage, pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles.

Les actions du vent appliquées aux parois, dépendent de :

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

A. Données relatives au site

Le site du projet se trouve dans la wilaya D'Oran dont les caractéristiques sont les suivants :

Zone de vent II: $q_{réf} = 43,5 \text{ daN/m}^2$ (Tableau 2.2-RNV2013).

Catégorie du terrain III: $K_T = 0.215$; $Z_0 \text{ (m)} = 0,3 \text{ m}$; $Z_{min} \text{ (m)} = 5 \text{ m}$; $\epsilon = 0,61$ (Tableau 2.4)

Nature du site plat ($C_t = 1$) (cf. chapitre 2 §2.4.5)

B. Détermination de la pression due au vent

Selon le RNV99 version 2013, la pression due au vent est calculée par la formule :

$$q_j = C_d \times q_{dyn} (z) \times (C_{pe} - C_{pi}) \quad [\text{daN/m}^2]$$

- ✓ C_d : Coefficient dynamique.
- ✓ q_{dyn} : Pression dynamique du vent calculée à la hauteur z_j .
- ✓ C_{pe} : Coefficient de pression extérieure.
- ✓ C_{pi} : Coefficient de pression intérieure.

B.1. Coefficient dynamique (C_d)

Le coefficient dynamique C_d dépend de la hauteur et du type de la structure.

La structure du bâtiment étant une structure métallique, dont la hauteur est inférieure à 15m. On prend : $C_d = 1$ (cf. chapitre 3 §3.2).

B.2. Pression dynamique (q_{dyn})

La pression dynamique q_{dyn} à la hauteur de référence z_e est donnée par :

$$q_{\text{dyn}}(z_e) = q_{\text{réf}} \times C_e(z_e) \quad [\text{daN/m}^2] \quad (\text{cf. chapitre 2 §2.3.1})$$

$q_{\text{réf}}$: La pression dynamique de référence pour les constructions permanentes est donnée en fonction de la zone du vent.

$$q_{\text{réf}} = 43,5 \text{ (Zone II)}$$

C_e : Coefficient d'exposition au vent.

➤ Coefficient d'exposition du vent (C_e)

Le coefficient d'exposition du vent $C_e(z)$ tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol.

$C_e(z)$ est donné par :

$$C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1+7I_v(z)] \quad (\text{cf. chapitre 2 §2.4.2}).$$

C_t : Coefficient de topographie.

C_r : Coefficient de rugosité.

I_v : Intensité de la turbulence.

$z(m)$: Hauteur considérée.

a) Coefficient de topographie $C_t(z)$

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

$C_t(z)=1$ Site plat.

b) Coefficient de rugosité $C_r(z)$

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

(cf. chapitre 2 §2.4.4)

$$\left\{ \begin{array}{l} C_r = K_T \times \text{Ln} \left(\frac{z}{z_0} \right) \\ C_r = K_T \times \text{Ln} \left(\frac{z_{\text{min}}}{z_0} \right) \end{array} \right. \begin{array}{l} \longrightarrow \text{Pour : } z_{\text{min}} \leq z \leq 200 \\ \text{Pour : } z < z_{\text{min}} \end{array}$$

On a $Z=12\text{m}$ et $z_{\text{min}} = 5 \text{ m}$; Alors :

$$\longrightarrow z_{\text{min}} = 5\text{m} < z = 12 \text{ m} < 200 \text{ m}$$

$$C_r = K_T \times \text{Ln} \left(\frac{z}{z_0} \right)$$

Pour la paroi verticale : $z = 10,25$ m :

$$C_r = 0,215 \times \ln\left(\frac{10,25}{0,3}\right) = 0,759$$

Pour la toiture : $z = 12$ m :

$$C_r = 0,215 \times \ln\left(\frac{12}{0,3}\right) = 0,793$$

c) Intensité de la turbulence

Elle est donnée par la formule suivante:

$$\begin{cases} I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} & \text{Pour : } z > z_{\min} \\ I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right)} & \text{Pour : } z \leq z_{\min} \end{cases} \quad (\text{cf. chapitre 2 §2.4.6})$$

On a $z = 12$ m $>$ $z_{\min} = 5$ m

Alors

Pour la paroi verticale: $z = 10,25$ m

$$I_v(z) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{10,25}{0,3}\right)} = 0,283$$

Pour la toiture : $z = 12$ m :

$$I_v(z) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{12}{0,3}\right)} = 0,271$$

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

	C_t	C_r	I_v	$C_e(z)$
Parois verticales	1	0,759	0,283	1,717
Toiture	1	0,793	0,271	1,821

Tableau II.1. Valeurs de $C_e(z)$ pour les parois verticales et toiture.

B.3. Les coefficients de pressions

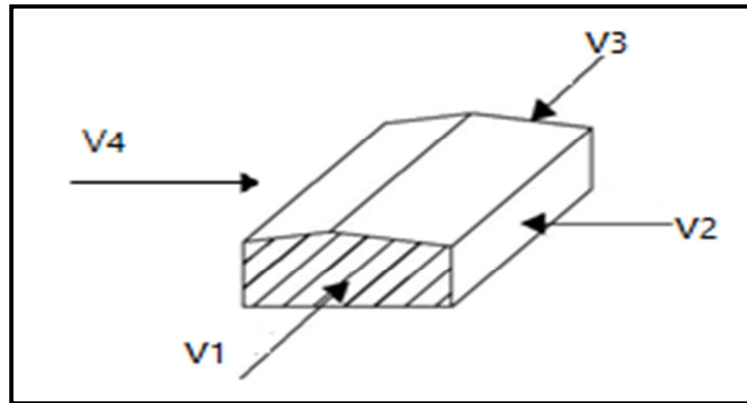


Figure II.3: Actions dues au vent.

- Directions du vent

V1 et V3: Vent sur pignon.

V2 et V4: Vent sur long pan.

a) Coefficient de pression extérieure (C_{pe})

Le coefficient de pression extérieure C_{pe} dépend de la forme géométrique de la base de la structure et de la dimension de la surface chargée.

Avec :

b: Dimension perpendiculaire à la direction du vent.

d: Dimension parallèle à la direction du vent.

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes : (cf. chapitre 5 §5.1)

- ✓ $C_{pe} = C_{pe,1} \dots \dots \dots$ si : $S \leq 1 \text{ m}^2$
- ✓ $C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10} S \dots \dots \dots$ si : $1 \text{ m}^2 \leq S \leq 10 \text{ m}^2$
- ✓ $C_{pe} = C_{pe,10} \dots \dots \dots$ si : $S \geq 10 \text{ m}^2$

Avec :

S : désigne la surface chargée de la paroi considérée.

Pour notre cas : $S \geq 10 \text{ m}^2 \longrightarrow C_{pe} = C_{pe10}$

1) Vent sur pignon sens (V1, V3)

Pour un vent suivant la direction V1 et V3, les coefficients de pression du vent sont présentés dans le tableau II.2.

✓ **Parois verticales**

$$\begin{cases} b = 11,5 \text{ m} \\ d = 36 \text{ m} \\ h = 10,25 \text{ m} \end{cases}$$

$e = \min(b, 2h) = \min(11,5\text{m}; 2 \times 10,25\text{m})$

$e = 11,5 \text{ m}$

$d = 36 \text{ m} > e = 11,5 \text{ m}$

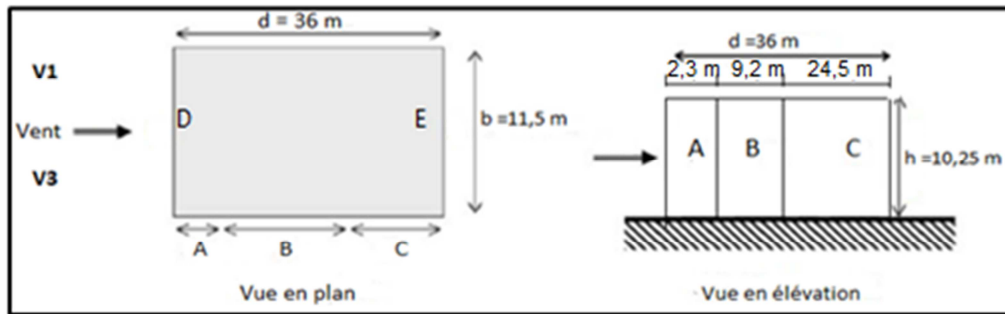


Figure II.4: Division de la paroi verticale selon le chargement du vent directions (V1,V3).

Pour notre cas: $S \geq 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe} = C_{pe10}$

A	B	C	(Au vent) D	(Sous le vent) E
$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
-1,0	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

Tableau II.2. Valeurs de C_{pe10} pour les zones de la paroi verticale directions (V1,V3).

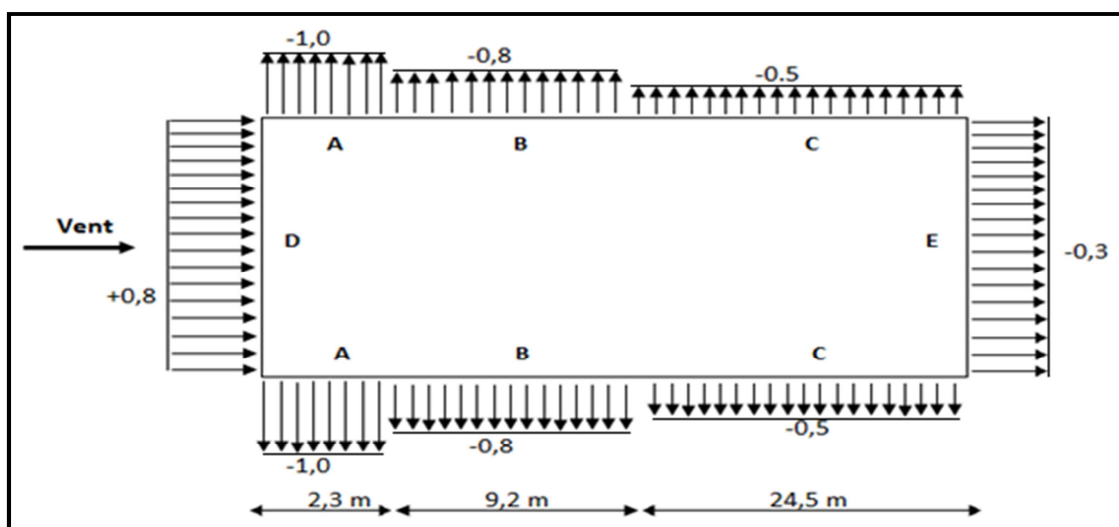


Figure II.5: Valeurs de C_{pe10} pour les zones de la paroi verticale directions (V1, V3).

✓ **Toiture**

$$\begin{cases} b = 11,5 \text{ m} \\ d = 36 \text{ m} \\ h = 12 \text{ m} \end{cases}$$

$$e = \min(b ; 2h) = \min(11,5 \text{ m} ; 2 \times 12 \text{ m})$$

$$e = 11,5 \text{ m}$$

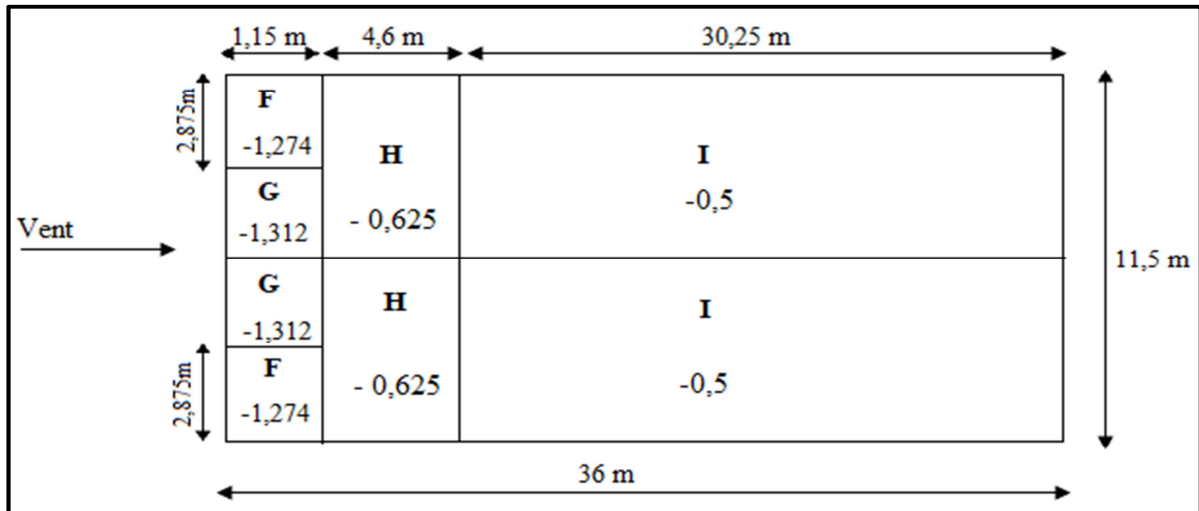


Figure II.6: Valeurs de C_{pe10} pour les zones de la toiture directions (V1,V3).

2) **Vent sur long pan sens (V2,V4)**

Pour un vent suivant la direction V2 et V4, les coefficients de pression du vent sont présentés dans le tableau II.3.

✓ **Parois verticales**

$$\begin{cases} b = 36 \text{ m} \\ d = 11,5 \text{ m} \\ h = 10,25 \text{ m} \end{cases}$$

$$e = \min(b ; 2h) = \min(36 \text{ m} ; 2 \times 10,25 \text{ m})$$

$$e = 20,5 \text{ m}$$

$$d = 11,5 \text{ m} < e = 20,5 \text{ m}$$

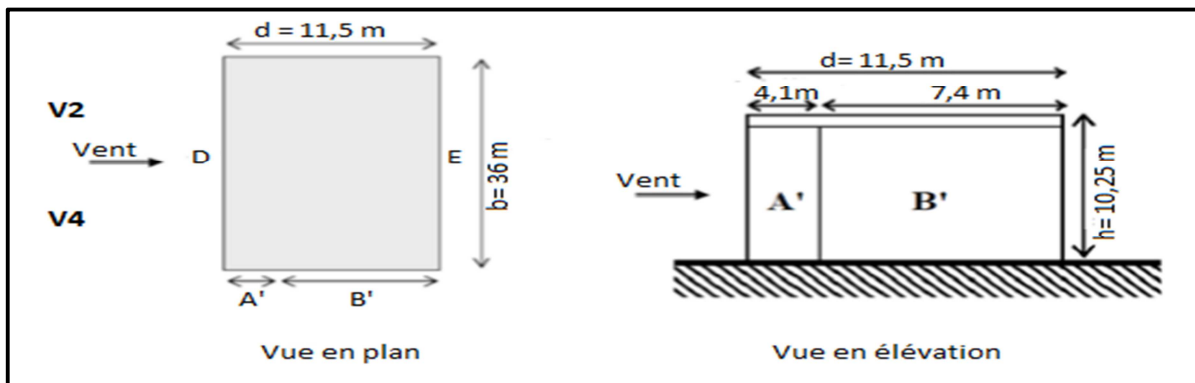


Figure II.7: Division de la paroi verticale selon le chargement du vent directions (V2,V4).

Pour notre cas: $S \geq 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe} = C_{pe10}$

A'	B'	D	E
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1	-0,8	+0,8	-0,3

Tableau II.3. Valeurs de C_{pe10} pour les zones de la paroi verticale directions (V2,V4).

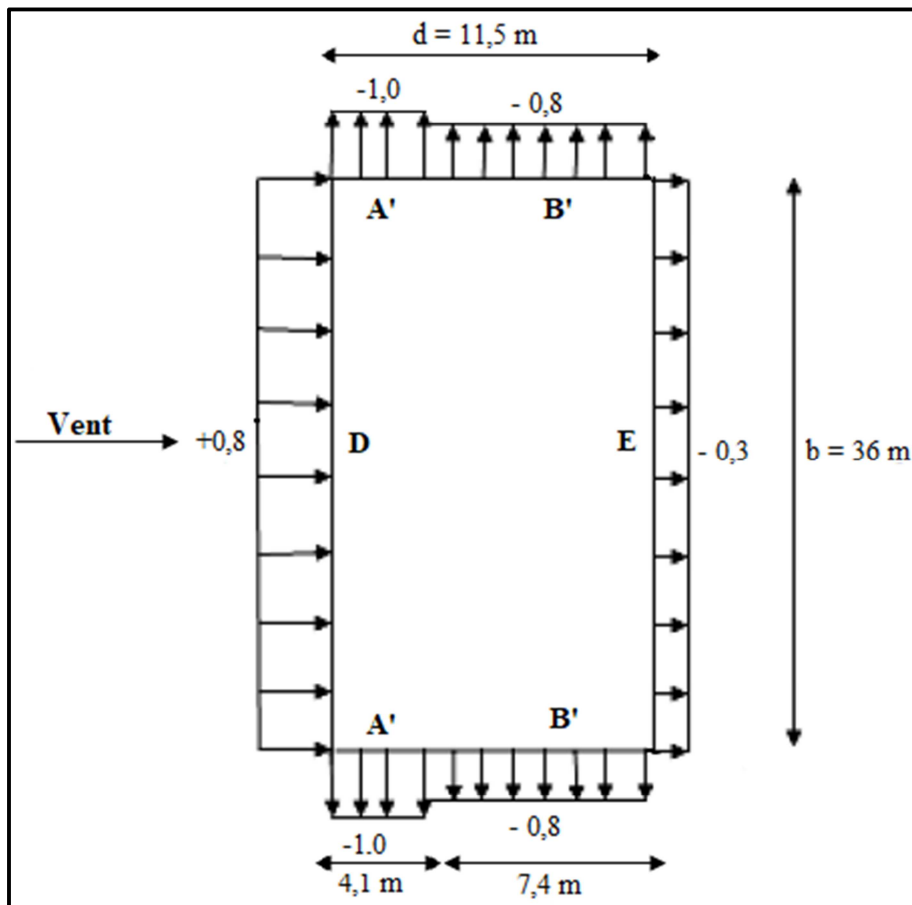


Figure II.8: Valeurs de C_{pe10} pour les zones de la paroi verticale directions (V2,V4).

✓ **Toiture**

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 36 \text{ m} \\ d = 11,5 \text{ m} \\ h = 12 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$e = \min (b ; 2h) = \min (36\text{m} ; 2 \times 12\text{m})$$

$$e = 24 \text{ m}$$

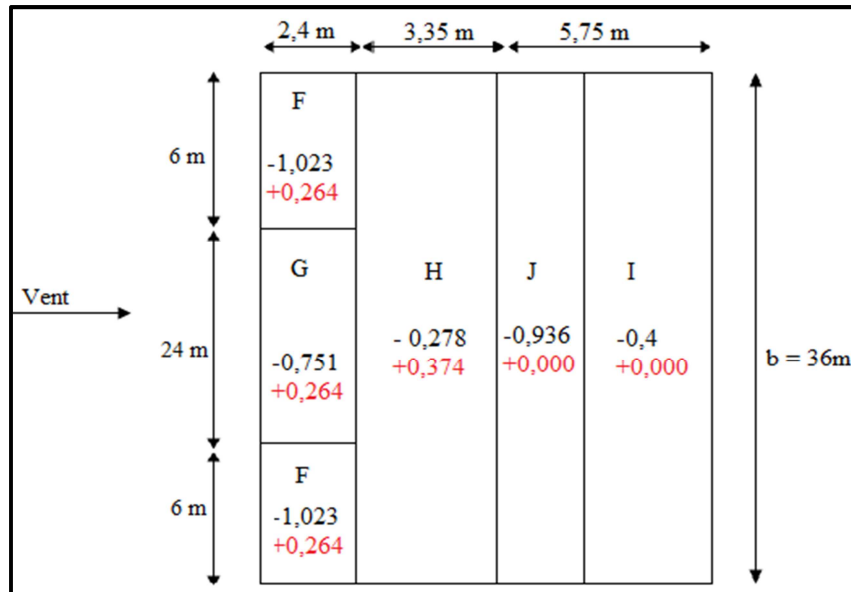


Figure II.9: Valeurs de C_{pe10} pour les zones de la toiture directions (V2, V4).

b) Coefficient de pression intérieur (C_{pi})

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} prend en considération l'influence des ouvertures sur la charge du vent appliqué sur la structure, il est fonction de l'indice de perméabilité μ_p et du rapport h/d .

L'indice de perméabilité μ_p est défini comme suite :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures sous le vent et parallèles au vent}}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

1/ Sens V1 et V3

$$\mu_p = \frac{3m \times 2m}{2 \times (3m \times 2m)} = 0,5$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{d} = 0,28 \\ \mu_p = 0,5 \end{array} \right.$$

D'après le graphe (Figure 5.14 .RNV 2013), on obtient: $C_{pi} = +0,156$ voir (ANNEXE A).

2/ Sens V2 et V4

$$\mu_p = \frac{2 \times (3m \times 2m)}{2 \times (3m \times 2m)} = 1$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{d} = 0,891 \\ \mu_p = 1 \end{array} \right.$$

D'après le graphe (Figure 5.14 RNV 2013) on obtient : $C_{pi} = -0,470$

B.4. Valeurs de la pression due au vent (q_j)

Après avoir défini tous les coefficients, c'est possible de calculer la pression due au vent

1/Vent sur le pignon sens (V1,V3)

Zones	C_d	$C_e(z)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_{réf}$	q_j [daN/m ²]
A	1	1,717	-1,0	+0,156	-1,156	43,5	-86,34
B	1	1,717	-0,8	+0,156	-0,956	43,5	-71,40
C	1	1,717	-0,5	+0,156	-0,656	43,5	-49
D	1	1,717	+0,8	+0,156	+0,644	43,5	+48,10
E	1	1,717	-0,3	+0,156	-0,456	43,5	-34,05

Tableau II.4. Pressions pour les parois verticales directions du vent (V1,V3) [daN/m²].

✓ **Parois verticales**

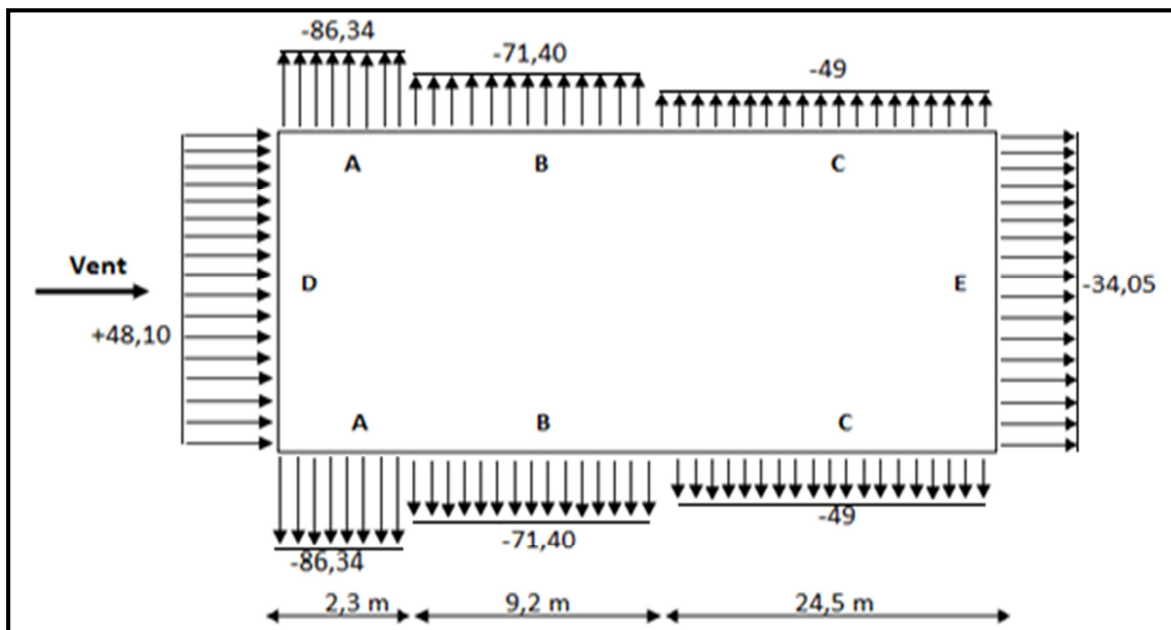


Figure II.10: Pressions sur les parois verticales directions du vent (V1,V3) [daN/m²].

✓ Toiture

Zones	C_d	$C_e(z)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_{réf}$	q_j [daN/m ²]
F	1	1,821	-1,274	+0,156	-1,43	43,5	-113,27
G	1	1,821	-1,312	+0,156	-1,468	43,5	-116,28
H	1	1,821	-0,625	+0,156	-0,781	43,5	-61,86
I	1	1,821	-0,5	+0,156	-0,656	43,5	-51,96

Tableau II.5. Pressions pour la toiture directions du vent (V1,V3) [daN/m²].

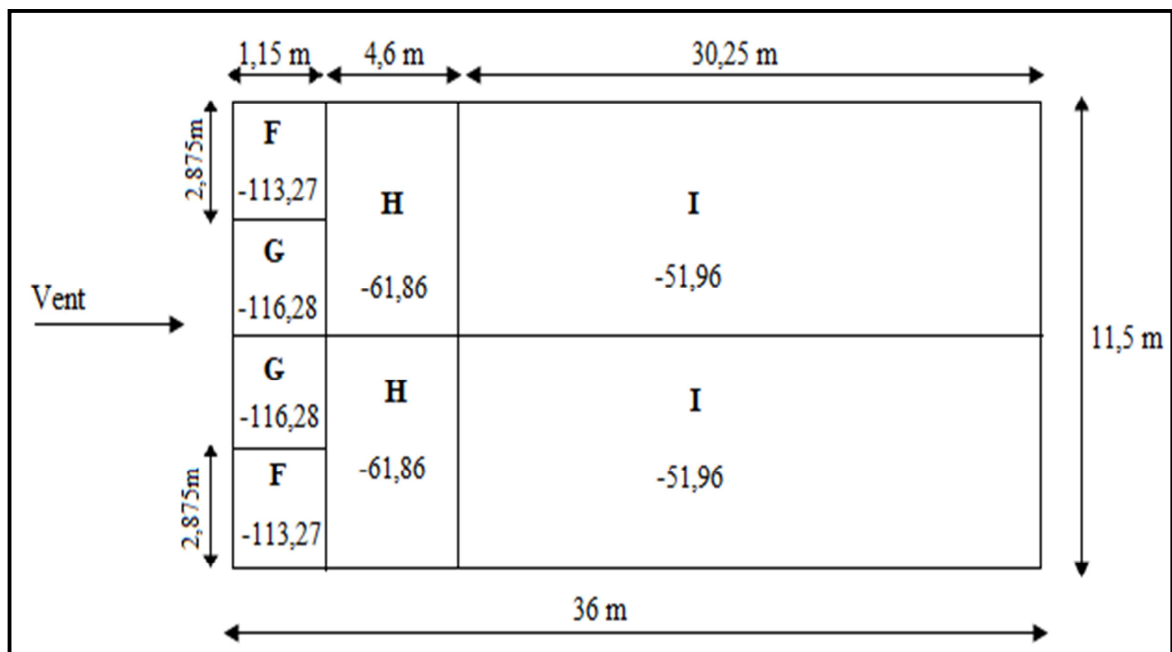


Figure II.11: Pressions sur la toiture directions du vent (V1,V3) [daN/m²].

2/Vent sur le long pan sens (V2 ,V4)

✓ Parois verticales

Zones	C_d	$C_e(z)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_{réf}$	q_j [daN/m ²]
A'	1	1,717	-1,0	-0,470	-0,53	43,5	-39,58
B'	1	1,717	-0,8	-0,470	-0,33	43,5	-24,64
D	1	1,717	+0,8	-0,470	+1,27	43,5	+94,85
E	1	1,717	-0,3	-0,470	+0,17	43,5	+12,69

Tableau II.6. Pressions pour les parois verticales directions du vent (V2,V4) [daN/m²].

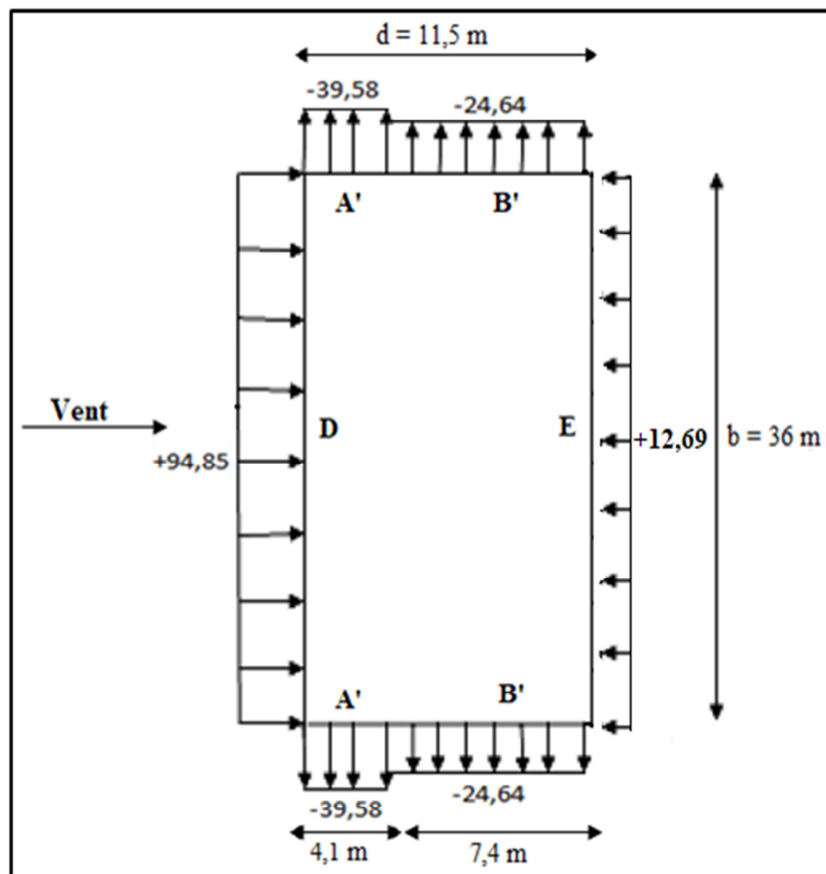


Figure II.12: Pressions sur les parois verticales directions du vent (V2,V4) [daN/m²].

✓ Toiture

Zones	C_d	$C_e(z)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_{réf}$	q_j [daN/m ²]
F	1	1,821	-1,023 +0,264	-0,470	-0,55 +0,734	43,5	-43,56 +58,14
G	1	1,821	-0,761 +0,264	-0,470	-0,29 +0,734	43,5	-22,96 +58,30
H	1	1,821	-0,287 +0,374	-0,470	+0,18 +0,844	43,5	+14,25 +66,85
J	1	1,821	-0,936 0,000	-0,470	-0,46 +0,470	43,5	-36,43 +37,23
I	1	1,821	-0,4 0,000	-0,470	+0,07 +0,470	43,5	+5,54 +37,23

Tableau II.7. Pressions pour la toiture directions du vent (V2,V4) [daN/m²].

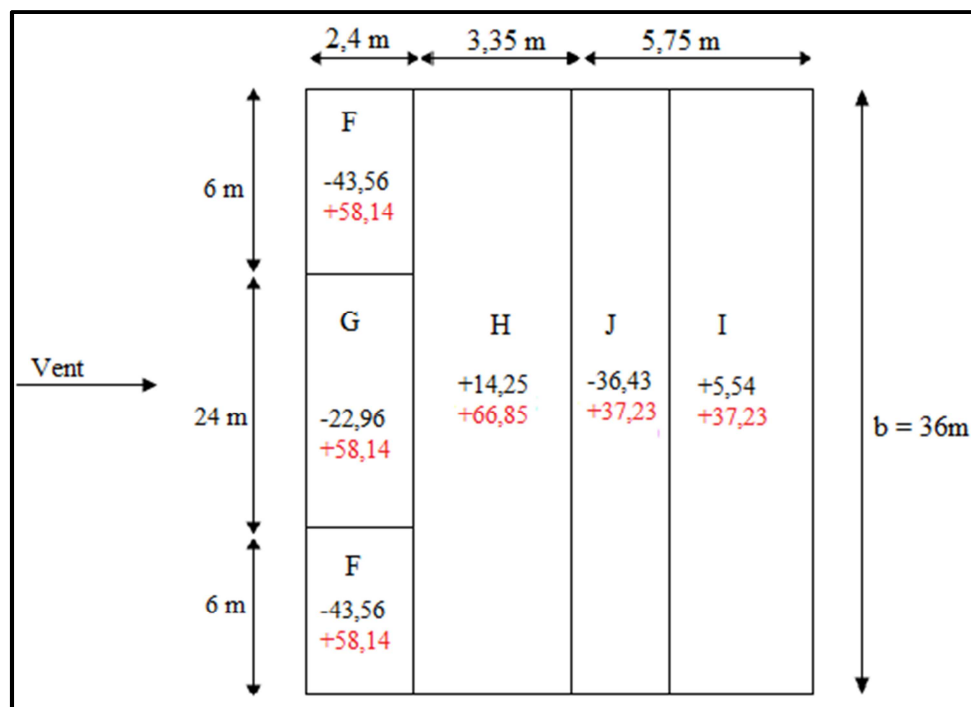


Figure II.13: Pressions sur la toiture directions du vent (V2,V4) [daN/m²].

C. Détermination des forces de frottement du vent

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèle au vent (ou faiblement inclinées par rapport à la direction du

vent) est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent et sous le vent.

Condition à vérifier :

$$2 (d \times h) \leq 4 (2b \times h) \quad (\text{cf. chapitre 2 §2.6.3}).$$

➤ **Directions (V1, V3)**

$$432,72 \text{ m}^2 < 1104 \text{ m}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Directions (V2, V4)**

$$276 \text{ m}^2 < 1476 \text{ m}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas des forces de frottement sur les parois.

CHAPITRE III

Dimensionnements des éléments secondaires et principaux

III.1. INTRODUCTION

Ce chapitre consiste à dimensionner les éléments secondaires de la structure qui sont les pannes, les lisses de bardage et les solives.

III.2. ÉTUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

III.2.1. Calcul des chéneaux

Le chéneau est une conduite généralement en métal qui collecte les eaux pluviales à la base de la toiture ou entre deux versants pour permettre l'évacuation vers les tuyaux de descente.

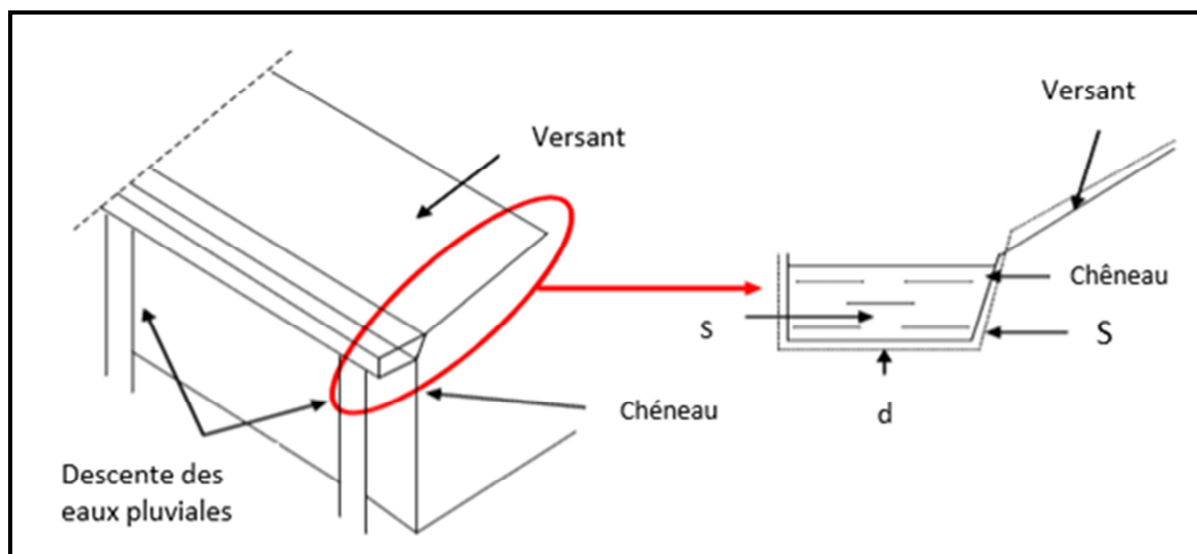


Figure III.1: Chéneau d'eau.

Figure III.2: Coupe transversale sur chéneau.

A) Calcul de la section et du diamètre du chéneau

$$\frac{s}{S} \geq \frac{63}{\sqrt{\frac{s}{d} \times p}}$$

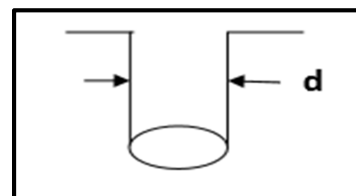


Figure III.3 : Moignon cylindrique.

Avec :

- s : Section transversale du chéneau en cm².
- S: Surface couverte du versant en m².
- d: Périmètre de la section mouillée du chéneau en cm.

- p: Pente du chéneau. $P=2 \text{ mm /m}$.
 - $S = 36 \text{ m} \times 5,75 \text{ m} = 207 \text{ m}^2$
- $$\left\{ \begin{array}{l} s = 280 \text{ cm}^2 \\ d = 21 \text{ cm} \end{array} \right. \longrightarrow \text{Abaque B1 ET B2 (Voir L'ANNEXE A).}$$

III.2.2. Calcul des pannes

Les pannes de couverture sont des poutrelles laminées généralement en I ou U, elles sont soumises à la flexion déviée sous l'effet du poids propre de la couverture, des actions climatiques et de la surcharge d'entretien. Elles sont disposées perpendiculairement aux traverses des portiques, et sont calculées suivant les exigences de "CCM97".

A. Espacement entre pannes

On suppose que la couverture est d'une longueur de 6m, et appuyée sur 5 appuis, ce qui donne un espacement moyen de 1,4m.

A.1. Charges à prendre en considération

➤ Charges permanentes

Poids propre de la couverture en panneau sandwich $G = 14,2 \text{ daN/m}^2$ voir (ANNEXE G).

➤ Charges d'entretien

La charge d'entretien est égale aux poids d'un ouvrier et son matériaux.

Elle est équivalente à deux charges concentrées de 100 daN chacune situées au 1/3 et 2/3 de la portée de la panne:

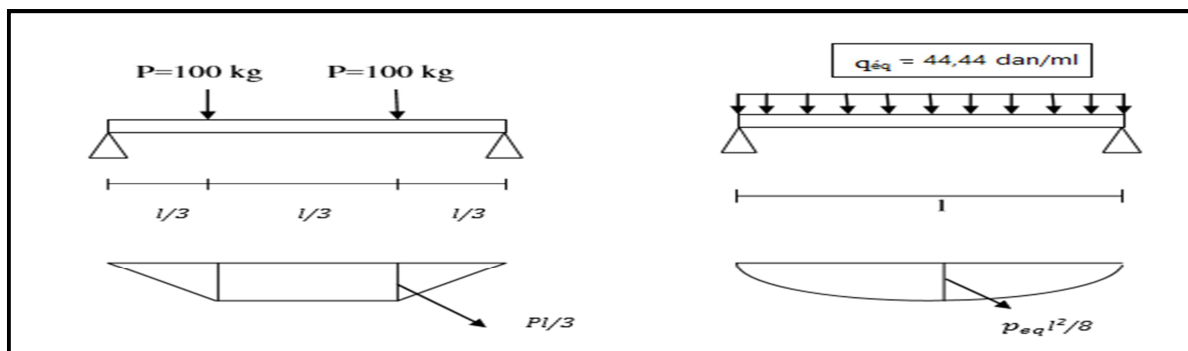


Figure III.4: Diagramme des moments maximum.

$$q_{\text{éq}} = \frac{8 \times q}{3 \times l} = \frac{8 \times 100}{3 \times 6} = 44,44 \text{ daN/ml}$$

- ✓ Action de la neige: $S = 12 \text{ daN/m}^2$
- ✓ Action du vent: $W = -116,28 \text{ daN/m}^2$

A.2. Combinaisons des charges

- $1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times (14,2 \times 1,4) + 1,5 \times (44,44) = 93,498 \text{ daN/ml}$
- $1,35 G + 1,5 W = 1,35 \times (14,2 \times 1,4) + 1,5 \times (-116,28 \times 1,4)$
 $1,35 G + 1,5 W = -217,35 \text{ daN/ml}$
- $1,35 G + 1,5 S = 1,35 \times (14,2 \times 1,4) + 1,5 \times (12 \times 1,4) = 52,03 \text{ daN/ml}$
- $q_{\max} = \max(q_1, q_2, q_3) = -217,35 \text{ daN/ml}$

A.3. Moment maximal pour une poutre continue sur 5 appuis simples

Le moment maximal est déterminé selon l'abaque de MAQUART, le diagramme résultant des moments fléchissants est montré ci-dessous :

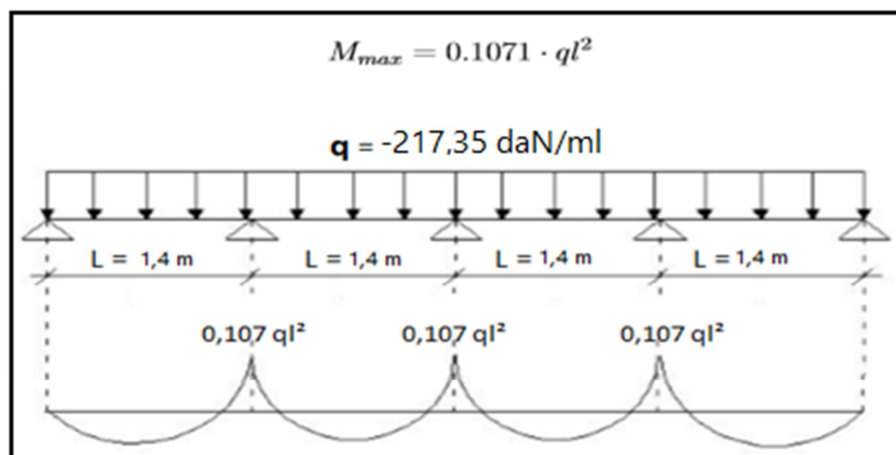


Figure III.5: Diagramme de moment fléchissant du panneau sandwich TL75.

A.4. Vérification de l'espacement

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{w} \leq f_y \quad \rightarrow M_{\max} \leq f_y \times w$$

$$\rightarrow 0,107 ql^2 \leq f_y \times w$$

$$\rightarrow l \leq \sqrt{\frac{f_y \times w}{0,107 q}}$$

$$\rightarrow l \leq \sqrt{\frac{160 \times 10^5 \times 49 \times 10^{-6}}{0,107 \times 217,35}}$$

$$\rightarrow l \leq 5,8 \text{ m}$$

On prend : $e = 1,4 \text{ m} < l$

A.5. Vérification de la flèche

La flèche doit satisfaire la condition suivante : $f \leq f_{vmax}$

Avec :

$$f_{vmax} = \frac{l}{200} = \frac{140}{200} = 0,7 \text{ cm}$$

$$f = 0,485 \times \frac{5 \times q \times l^5}{384 \times EI_y} = 0,485 \times \frac{5 \times 217,35 \times 10^{-2} \text{ daN/cm} \times (140\text{cm})^4}{384 \times 21 \times 10^5 \text{ daN/cm}^2 \times 247,7 \text{ cm}^4} = 0,01 \text{ cm}$$

$$f = 0,01 \text{ cm} < f_{vmax} = 0,7 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

B. Dimensionnement des pannes

➤ G: Charge permanente

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poids de la couverture : } g_c = 14,2 \text{ daN/m}^2 \\ \text{poids de la panne (estimé) : } g_p = 12,9 \text{ daN/m}^2 \end{array} \right.$$

➤ Q: Charge d'entretien

$Q=100 \text{ daN}$ 2 charges ponctuelles de 100 daN au 1/3 et 2/3 de la portée de la panne (sur deux appuis simples).

➤ Action climatique

$$\text{Neige (s)} = 12 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Vent (w)} = -116,28 \text{ daN/m}^2$$

B.1. Détermination des sollicitations

- ✓ La pente du versant : $\alpha = 16,92^\circ$ $\left\{ \begin{array}{l} \cos \alpha = 0,956 \\ \sin \alpha = 0,291 \end{array} \right.$
- ✓ Espacement entre pannes : $e = 1,4 \text{ m}$

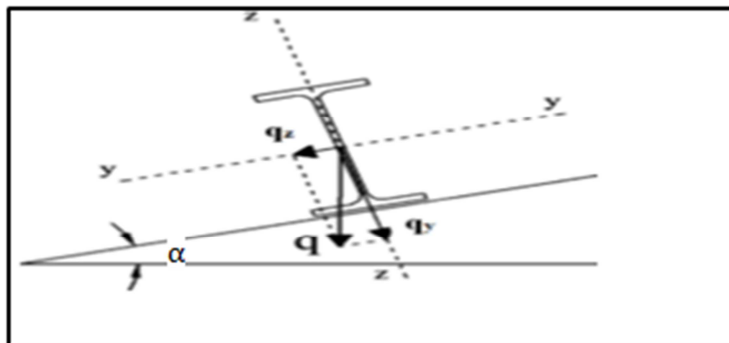


Figure III.6: Cas des sollicitations.

➤ Les charges permanentes

$$\text{La couverture} \left\{ \begin{array}{l} 14,2 \times 1,4 \times \cos \alpha = 19 \text{ daN/ml} \\ 14,2 \times 1,4 \times \sin \alpha = 5,78 \text{ daN/ml} \end{array} \right.$$

$$\text{La panne} \quad \begin{cases} 12,9 \times \cos\alpha = 12,33 \text{ daN/ml} \\ 12,9 \times \sin\alpha = 3,75 \text{ daN/ml} \end{cases}$$

➤ **la charge d'entretien**

$$\begin{cases} E_z = 100 \times \cos\alpha = 95,6 \text{ daN} \\ E_y = 100 \times \sin\alpha = 29,1 \text{ daN} \end{cases}$$

➤ **Les Actions climatiques**

$$\text{La Neige:} \quad \begin{cases} 12 \times 1,4 \times \cos\alpha = 16,06 \text{ daN/ml} \\ 12 \times 1,4 \times \sin\alpha = 4,88 \text{ daN/ml} \end{cases}$$

$$\text{Le vent: } -116,28 \times 1,4 = -162,79 \text{ daN/ml}$$

B.2. Combinaison des charges

1) 1,35 G+1,5Q

➤ **calcul des efforts externes**

(plan y-y)

$$q_{z1} = 1,35 \times (19 + 12,33) = 42,29 \text{ daN/ml}$$

$$q_{z2} = 1,5 \times (95,6) = 143,4 \text{ daN}$$

(plan z-z)

$$q_{y1} = 1,35 \times (5,78 + 3,75) = 12,86 \text{ daN/ml}$$

$$q_{y2} = 1,5 \times (29,1) = 43,65 \text{ daN}$$

➤ **Calcul des moments sollicitant (ELU)**

(plan y-y)

$$M_{y1,sd} = q_{z1} \times \frac{l^2}{8} = (42,29) \frac{6^2}{8} = 190,3 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$M_{y2,sd} = q_{z2} \times \frac{l}{3} = (143,4) \frac{6}{3} = 286,8 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$M_{y,sd} = M_{y1,sd} + M_{y2,sd} = 477,1 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

(plan z-z)

$$M_{z1,sd} = q_{y1} \times \frac{l^2}{8} = (12,86) \frac{6^2}{8} = 57,87 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$M_{z2,sd} = q_{y2} \times \frac{l}{3} = (42,29) \frac{6}{3} = 84,58 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$M_{z,sd} = M_{z1,sd} + M_{z2,sd} = 142,45 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

2) 1,35 G+1,5 S

(plan y-y)

$$q_z = 1,35 \times (19 + 12,33) + 1,5 (16,06) = 66,38 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y,sd} = q_z \times \frac{l^2}{8} = 66,38 \times \frac{6^2}{8} = 298,71 \text{ daN.m}$$

(plan z-z)

$$q_y = 1,35 \times (5,78 + 3,75) + 1,5 (4,88) = 20,18 \text{ daN/ml}$$

$$M_{z,sd} = q_y \times \frac{l^2}{8} = 20,18 \times \frac{6^2}{8} = 90,81 \text{ daN.m}$$

3) 1,35 G+1,5W

(plan y-y)

$$q_z = 1,35 \times (19 + 12,33) + 1,5 (-162,79) = -201,88 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y,sd} = q_z \times \frac{l^2}{8} = 201,88 \times \frac{6^2}{8} = 908,64 \text{ daN.m}$$

(plan z-z)

$$q_y = 1,35 \times (3,75 + 5,78) + 1,5 (0) = 12,86 \text{ daN/ml}$$

$$M_{z,sd} = q_y \times \frac{l^2}{8} = 12,86 \times \frac{6^2}{8} = 57,87 \text{ daN.m}$$

B.3. Vérification des contraintes

Par la méthode plastique-plastique: (§5.4.8(11)/CCM97)

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{Ny,Rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{Nz,Rd}} \right)^\beta \leq 1$$

Pour les profilés en I : $\alpha = 2$; $\beta = 1$

Avec

$$M_{y,pl,Rd} = W_{pl,y} \times f_y = 88,34 \times 2350 = 207599 \text{ daN.cm}$$

$$M_{z,pl,Rd} = w_{pl,z} \times f_y = 19,25 \times 2350 = 45237,5 \text{ daN.cm}$$

$$\left(\frac{908,64 \times 10^2}{\frac{207599}{1,1}} \right)^2 + \left(\frac{57,87 \times 10^2}{\frac{45237,5}{1,1}} \right) = 0,37 \leq 1 \text{ condition vérifiée.}$$

B.4. Vérification de l'aptitude de service (ELS)

$$f \leq \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

➤ Les combinaisons des charges à (ELS)

(G+Q)

$$q_y = (3,75 + 5,78) + 12,93 = 22,46 \text{ daN/ml}$$

$$q_z = (19 + 12,33) + 42,48 = 73,81 \text{ daN/ml}$$

(G+S)

$$q_y = (3,75 + 5,78) + 4,88 = 14,41 \text{ daN/ml}$$

$$q_z = (19 + 12,33) + 16,06 = 47,39 \text{ daN/ml}$$

(G+W)

$$q_y = (3,75 + 5,78) + 0 = 9,53 \text{ daN/ml}$$

$$q_z = (19 + 12,33) + (-162,79) = -131,46 \text{ daN/ml}$$

Donc on prend la combinaison la plus défavorable (G+W).

Plan (y-y)

$$f_y = \frac{5 \times q_y \times l^4}{384 \times E \times I_z}$$

$$f_y = \frac{5 \times q_y \times l^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{5 \times (9,53 \times 10^{-2}) \times (600)^4}{384 \times (21 \times 10^5)(44,92)} = 1,7 \text{ cm} < 3 \text{ cm}$$

Plan (z-z)

$$f_z = \frac{5 \times q_z \times l^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$f_z = \frac{5 \times q_z \times l^4}{384 \times E I_y} = \frac{5 \times (131,46 \times 10^{-2}) \times (600)^4}{384 \times (21 \times 10^5)(541,2)} = 1,95 \text{ cm} < 3 \text{ cm condition vérifiée.}$$

Donc : Le profilé IPE 140 satisfait les deux conditions à l'ELU et l'ELS.

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques			
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f Mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl,y} cm ³	W _{pl,z} cm ³
IPE140	12,9	16,4	140	73	6,9	4,7	112,2	541,2	44,92	88,34	19,25

Tableau III.1. Caractéristiques du profilé IPE140

- **Classe du profilé IPE140**
- **Classe de l'âme fléchie**

$$\frac{d}{tw} \leq 72 \xi \quad \text{avec :} \quad \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{d}{tw} = \frac{112,2}{4,7} = 23,87 < 72 \quad \text{L'âme est de classe 1 .}$$

- **Classe de la semelle comprimée**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{b}{2}}{t_f} = \frac{73}{6,9} = 5,28 \leq 10\xi \quad \text{La semelle est de classe 1 .}$$

Donc : la section du profilé globale est de classe 1.

C. Résistance de la panne au déversement

Le moment résistant de déversement est donné par :

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

Avec :

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_A \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}} \quad (\S 5.5.2 (1)/CCM97)$$

$\beta_A = 1$ Pour les sections de classe I.

$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \times [1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\alpha_{LT} = 0,21 \quad (\text{pour les profilés laminés}).$$

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

Avec :

M_{cr} : moment critique élastique de déversement donné par la formule suivante :

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \times \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{(l)^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}} \quad (\text{Annexe B } \S B. 1.3.3 \text{ CCM97})$$

Avec :

- $C_1 = 1,132$

- $L = 600 \text{ cm}$

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)} = 8,08 \times 10^6 \text{ N/cm}^2$$

- $I_t = 2,45 \text{ cm}^4$ moment d'inertie de torsion.

- $I_z = 44,92 \text{ cm}^4$ moment d'inertie de flexion suivant l'axe (z-z).
- $I_W = 1,98 \times 10^3 \text{ cm}^6$ moment d'inertie de gauchissement.
- $E = 210000 \text{ N/mm}^2 = 21 \cdot 10^6 \text{ N/cm}^2$

AN :

$$M_{cr} = 1,132 \times \frac{\pi^2 \times 21 \times 10^6 \times 44,92}{(600)^2} \times \sqrt{\frac{1,98 \times 10^3}{44,92} + \frac{(600)^2 \times 8,08 \times 10^6 \times 2,45}{3,14^2 \times 21 \cdot 10^6 \times 44,92}}$$

$$M_{cr} = 832508,32 \text{ N} \cdot \text{cm}$$

$$M_{cr} = 832,508 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{1 \times 88,34 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \times 235 \times 10^5 \text{ daN/m}^2}{832,508 \text{ daN} \cdot \text{m}}} = 1,57 > 0,4$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \times (1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{lt} - 0,2) + \bar{\lambda}_{lt}^2)$$

$$\alpha_{LT} = 0,21 \text{ Pour les profilés laminés}$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \times (1 + 0,21(1,57 - 0,2) + 1,57^2) = 1,876$$

Donc :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\left(\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{lt}^2}\right)} \leq 1$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\left(1,876 + \sqrt{1,876^2 - 1,57^2}\right)} = 0,34 < 1$$

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_A \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0,34 \times 1 \times (88,34 \times 10^{-6} \text{ m}^3) \times (235 \times 10^5 \text{ daN/m}^2)}{1,1} = 641,67 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$M_{sd} = 477,1 \text{ daN} \cdot \text{m} < M_{b,Rd} = 641,67 \text{ daN} \cdot \text{m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

D. Résistance au voilement par cisaillement

$$\frac{d}{t_w} \leq 69 \xi \quad (\S 5.6.1 (1)/CCM97)$$

$$\text{On a : } \frac{d}{t_w} = \frac{112,2}{4,7} = 23,87 < 69 \xi \quad \text{avec } \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

Donc il n'y a pas lieu de vérifier le voilement par cisaillement.

E. Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme

La stabilité au flambement sera vérifiée si la condition suivante est satisfaite : (§5.7.7 (1)/CCM97).

$$\frac{d}{t_w} \leq k \frac{E}{f_y} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}}$$

Avec :

$$A_w: \text{Aire de l'âme} : A_w = t_w \times (h - 2t_f) = 4,7 \times (140 - 2 \times 6,9) = 593,14 \text{ mm}^2$$

$$A_{fc}: \text{Aire de la semelle comprimée} : A_{fc} = b \times t_f = 73 \times 6,9 = 503,7 \text{ mm}^2$$

$$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$$

$$k=0,3 \text{ (Pour une semelle de classe I).}$$

D'où :

$$\left\{ \begin{array}{l} k \times \frac{E}{f_y} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 0,3 \times \frac{21 \times 10^4}{235} \times \sqrt{\frac{593,14}{503,7}} = 290,91 \\ \frac{d}{t_w} = \frac{112,2}{4,7} = 23,87 \end{array} \right.$$

Donc: $23,87 < 290,91$ condition vérifiée.

F. Calcul de l'échantignolle

L'échantignolle est un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes aux traverses, elle est dimensionnée en flexion sous l'effet de l'effort de soulèvement du vent et de l'effort suivant le versant.

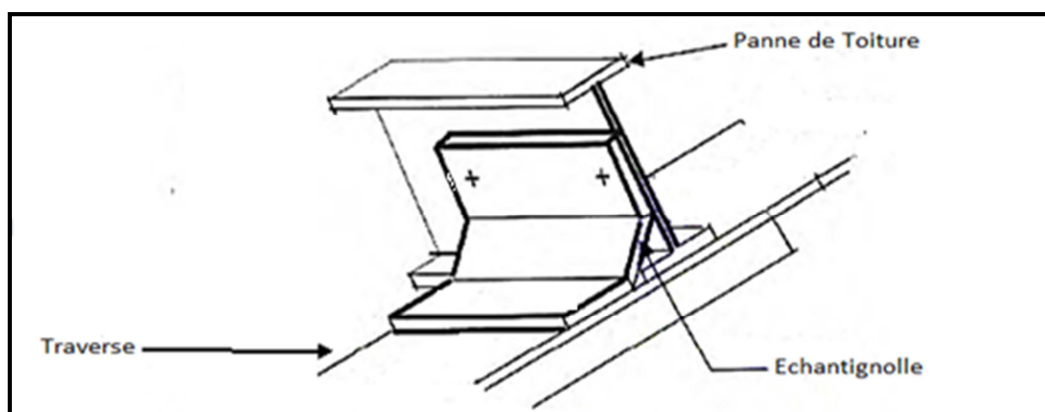


Figure III.7: Vue en 3D de l'échantignolle.

F.1. Dimensionnement de l'échantignolle

a) L'excentrement " t "

" t " est limité par la condition suivant :

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

Pour un IPE140 : b= 73 mm

$$73\text{mm} \leq t \leq 109,5 \text{ mm}$$

Donc : on prend t=8 cm.

b) Calcul du moment de renversement " M_r "

M_r sera déterminé par rapport à la section d'encastrement

$$M_r = R_y \times t + R_z \times \frac{h}{2}$$

$$R_y = q_{y,sd} \times \frac{l}{2}$$

$$q_{y,sd} = 1,35 G \times \sin\alpha = 1,35 \times [12,9 + (14,2 \times 1,4)] \times \sin 16,92 = 12,87 \text{ daN/ml}$$

$$R_z = q_{z,sd} \times \frac{l}{2}$$

$$q_{z,sd} = G \times \cos\alpha + 1,5 V = [12,9 + (14,2 \times 1,4)] \times \cos 16,92 + 1,5 \times (-116,28)$$

$$q_{z,sd} = -143,05 \text{ daN/ml}$$

$$\begin{cases} R_y = 38,61 \text{ daN} \\ R_z = -429,15 \text{ daN} \end{cases}$$

- **Echantignolle de Rive**

$$R_y = 38,61 \text{ daN}$$

$$R_z = -429,15 \text{ daN}$$

$$M_r = R_y \times t + R_z \times \frac{h}{2} = 38,61 \times 8 + 429,15 \times 7 = 3312,93 \text{ daN.cm}$$

- **Echantignolle intermédiaire**

$$R_y = 2 \times 38,61 = 77,22 \text{ daN}$$

$$R_z = 2 \times -429,1 = 858,3 \text{ daN}$$

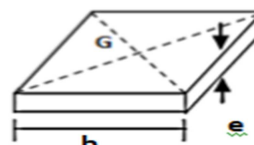
$$M_r = R_y \times t + R_z \times \frac{h}{2} = 77,22 \times 8 + 858,3 \times 7 = 6625,86 \text{ daN.cm.}$$

c) calcul de l'épaisseur de l'échantignolle

Généralement les échantignolles sont des tôles pliés à froids , de la classe minimale (classe3).

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

$$M_{sd} = M_r \leq \frac{w_{el} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$



$$W_{el} \geq \frac{M_R \times \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$W_{el} \geq \frac{3312,93 \text{ daN} \cdot \text{cm} \times 1,1}{2350 \text{ daN/cm}^2}$$

$$W_{el} \geq 1,55 \text{ cm}^3$$

$$W_{el} = \frac{b \times e^2}{6} \quad (\text{Pour les sections rectangulaires}).$$

$$e \geq \sqrt{\frac{6 \times w_{el}}{b}} = 0,82 \text{ cm}$$

On prend une échantignolle d'épaisseur $e = 10 \text{ mm}$ (avec des raidisseurs on peut prendre $e = 6 \text{ mm}$).

III.2.3. Calcul des lisses de bardage

Les lisses de bardages sont constituées de poutrelles (IPE, UPE) ou de profilés minces pliés, disposés horizontalement, elles portent sur les poteaux de portiques ou éventuellement sur des potelets intermédiaires, l'entre axe des lisses est déterminé par la portée admissible des bacs de bardage.

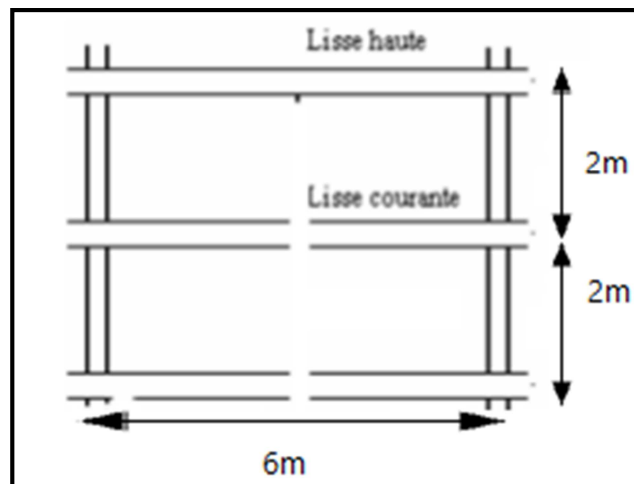


Figure III.8: Coupe longitudinale sur lisses de bardage.

III.2.3.1. Espacement des lisses

La structure en charpente à une hauteur des poteaux de 10,25 m donc, nous ferons un bardage sur toute cette hauteur.

- ✓ Espacement des lisses: $e = 2 \text{ m}$
- ✓ Nombre des lisses: $n = 5$

III.2.3.2. Dimensionnement des lisses

A) Evaluation des charges et surcharges

1/ Charges permanentes G (perpendiculaire à l'âme)

- ✓ Poids du bardage : LL35 : $g = 10,9 \text{ daN/m}^2$ voir (ANNEXE G).
- ✓ Poids de la lisse (estimé) : $g = 17 \text{ daN/ml}$

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques			
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{el-y} cm ³	W _{el-z} cm ³
UPE160	17	21,7	160	70	9,5	5,5	117	911,1	106,8	113,9	22,58

Tableau III.2. Caractéristiques du profilé UPE160.

2/ Surcharges climatiques (dans le plan de l'âme)

- ✓ Pression du vent : $W = +94,85 \text{ daN/m}^2$

B) Détermination des sollicitations

- flexion suivant l'axe (z-z)

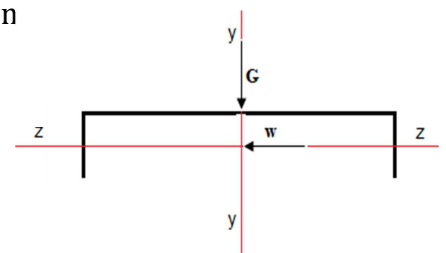
$$q_y = 1,35 \times [g_l \times e + g_p] = 1,35 \times [10,9 \times 2 + 17] = 52,38 \text{ daN/ml}$$

$$M_{z,sd} = q_y \times \frac{l^2}{8} = 52,38 \times \frac{6^2}{8} = 235,71 \text{ daN.m}$$

- flexion suivant l'axe (y-y)

$$q_z = 1,5 \times [w \times e] = 1,5 \times [94,85 \times 2] = 189,7 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y,sd} = q_z \times \frac{l^2}{8} = 189,7 \times \frac{6^2}{8} = 853,65 \text{ daN.m}$$



C) Vérification des contraintes

La lisse travaille à la flexion déviée (dans les deux plans) et la formule de vérification est donnée comme suit (EE) :

$$\frac{M_{y,sd}}{W_{y,el,Rd}} + \frac{M_{z,sd}}{W_{z,el,Rd}} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$\frac{853,65 \times 10^2 \text{ daN.cm}}{113,9 \text{ cm}^3} + \frac{235,71 \times 10^2 \text{ daN.cm}}{22,58 \text{ cm}^3} \leq \frac{235 \text{ N/mm}^2}{1,1}$$

$$1793,93 \text{ daN/cm}^2 < 2136,36 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

D) Vérification de la flèche UPE 160 (ELS)

Plan (y-y)

$$f_y = \frac{5 \times q_y \times l_y^4}{384 \times E \times I_z}$$

$$q_y = g_l + (g_b \times 2) = 17 + (10,9 \times 2) = 38,8 \text{ daN/ml}$$

$$f_y = \frac{5 \times 38,8 \times 10^{-2} \times (600)^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 106,8} = 2,91 \text{ cm}$$

$$f_y = 2,91 \text{ cm} < \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Plan (z-z)

$$f_z = \frac{5 \times q_z \times l_z^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$q_z = g_w \times e = 94,85 \times 2 = 189,7 \text{ daN/ml}$$

$$f_z = \frac{0,5 \times 5 \times 189,7 \times 10^{-2} \times (600)^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 911,1} = 0,83 \text{ cm}$$

$$f_z = 0,83 \text{ cm} < \frac{l}{250} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

➤ Conclusion

Le profile UPE160 convient pour la lisse de bardage.

III.2.4. Dimensionnement des solives

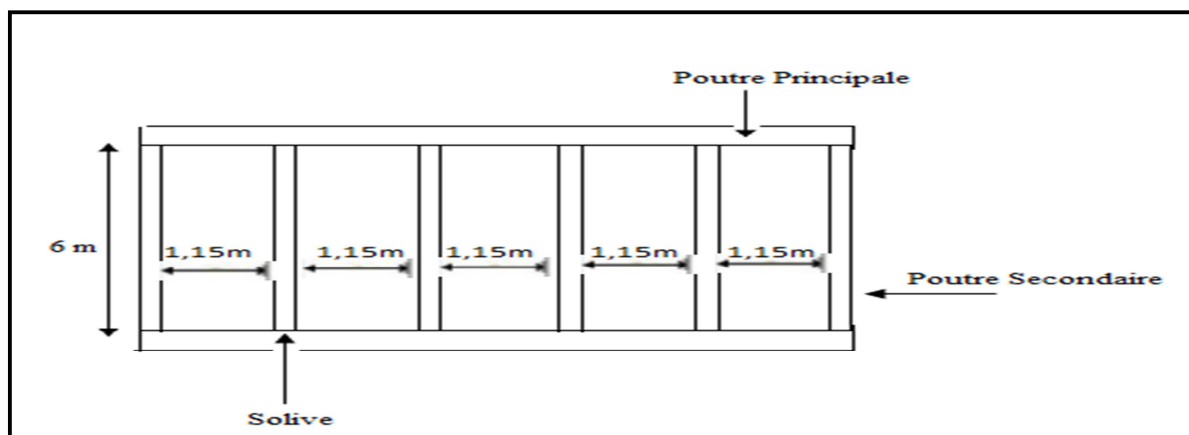


Figure III.9: Espacement et longueur des solives.

III.2.4.1. Introduction

Les solives sont des poutrelles continues sur 7 appuis reposant sur les poutres principales et qui travaillent à la flexion simple.

III.2.4.2. l'entraxe des solives

L'entraxe des solives doit vérifier la condition suivante :

$$0,7 \text{ m} \leq l' \text{ entraxe} \leq 1,50 \text{ m}$$

Longueur de la poutre principale : $L_{\max} = 5,75 \text{ m}$.

$$\text{Donc : l'entraxe} = \frac{5,75 \text{ m}}{5} = 1,15 \text{ m}$$

Avec le nombre de solives est égale à 4.

- On propose le profilé IPE 220

Profil	Poids	Sec	Dimensions				Caractéristiques					
	P Kg /m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	r mm	classe
IPE220	26,2	33,4	220	110	9,2	5,9	2772	204,9	285,4	58,11	12	1

Tableau III.3. Caractéristiques du profilé IPE 220.

$$\text{➤ chargement} \quad \left\{ \begin{array}{l} G = 341,63 \text{ daN/m}^2 \\ Q = 350 \text{ daN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$Q_{ELS} = G + Q = 341,63 + 350 = 691,63 \text{ daN/m}^2$$

$$Q'_{ELS} = Q_{ELS} \times e = 691,63 \times 1,15 \text{ m} = 795,28 \text{ daN/ml}$$

$$q_{ELS} = Q'_{ELS} + p_p = 795,28 + 26,2 = 821,48 \text{ daN/ml}$$

III.2.4.3. Vérification de la flèche

La flèche doit satisfaire la condition suivante : $f \leq f_{\max}$

$$\text{Avec : } f_{\max} = \frac{l}{250} = 2,4 \text{ cm}$$

Selon l'abaque de MAQUART la flèche la plus défavorable est de :

$$f = 0,490 \times \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times f_{\max}}$$

$$f = 0,490 \times \frac{5 \times 821,48 \times 10^{-2} \text{ daN/cm} \times (600 \text{ cm})^4}{384 \times 21 \times 10^5 \text{ daN/cm}^2 \times 2,4 \text{ cm}}$$

$$f = 1,34 \text{ cm} < f_{\max} = 2,4 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.4.4. Vérification du moment fléchissant

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$

Selon l'abaque de MAQUART le moment la plus défavorable est de :

$$M_{sd} = 0,846 \times \frac{q_{ELU} \times l^2}{8}$$

$$q_{ELU} = 1,35 \times (G \times e + p_p) + 1,5 \times Q$$

$$q_{ELU} = 1,35 \times [(341,63 \times 1,15 + 26,2) + 1,5 \times (350 \times 1,15)]$$

$$q_{ELU} = 1169,50 \text{ daN/ml}$$

$$M_{sd} = 0,846 \times \frac{1169,50 \text{ daN/ml} \times (6\text{m})^2}{8} = 4452,28 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{285,4 \times 10^{-6} \text{m}^3 \times 235 \times 10^5 \text{daN/m}^2}{1,1} = 6097,18 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 4452,28 \text{ daN.m} < M_{pl,Rd} = 6097,18 \text{ daN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.4.5. Vérification au cisaillement

$$\text{On doit vérifier que :} \quad V_{sd} \leq 0,5 \times V_{pl,Rd}$$

Avec :

$$V_{pl,Rd} = \frac{0,58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{sd} = 1,135 \times Q_{ELU} \times L = 1,135 \times 1169,50 \times 6 = 7964,29 \text{ daN}$$

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

$$A_v = 33,4 - 2 \times 11 \times 0,92 + (0,59 + 2 \times 1,2) \times 0,92$$

$$A_v = 15,91 \text{ cm}^2$$

Alors :

$$V_{pl,Rd} = \frac{0,58 \times 2350 \text{daN/cm}^2 \times 15,91 \text{cm}^2}{1,1} = 19713,93 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 7964,29 \text{ daN} < 0,5 \times V_{pl,Rd} = 9856,96 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Conclusion

Le profilé IPE220 répond à toutes les conditions des règles de CCM97 concernant la vérification de résistance et vérification de la flèche.

III.2.5. Dimensionnement des poutres principales

A. Poutres principales intermédiaires

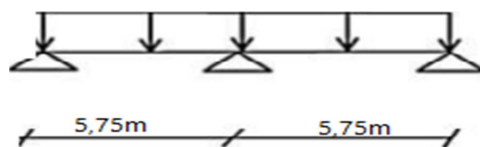


Figure III.10: Poutre principale chargée uniformément sur 3 appuis.

- On propose le profilé IPE 450

Profil	Poids	Sec	Dimensions				Caractéristiques					
	P Kg /m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	r mm	classe
IPE450	77,6	98,8	450	190	14,6	9,4	33740	1676	1702	276, 4	21	1

Tableau III.4. Caractéristiques du profilé IPE 450.

A.1. Chargement

$$G_{\text{solive}} = \frac{P_p}{\text{entraxe solive}} \times n_{\text{solive}} = \frac{22,4}{1,15} \times 8 = 155,82 \text{ daN/m}^2$$

$$G_{\text{total}} = (G + G_{\text{solives}}) \times 6 = (341,63 + 155,82) \times 6 = 2980,92 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{\text{total}} = 350 \times 6 = 2100 \text{ daN/ml}$$

$$q_{\text{ELS}} = (G + Q) = 5080,92 \text{ daN/ml}$$

$$q_{\text{ELU}} = (1,35G + 1,5Q) = 7174,24 \text{ daN/ml}$$

$$q_{\text{ELS}} = q_{\text{ELS}} + p_p \rightarrow q_{\text{ELS}} = 5080,92 + 77,6 = 5158,52 \text{ daN/ml}$$

$$q_{\text{ELU}} = q_{\text{ELU}} + 1,35p_p \rightarrow q_{\text{ELU}} = 7279 \text{ daN/ml}$$

➤ Classe du profilé IPE 450

- Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} = \frac{378,8}{9,4} = 40,29 \leq 72\xi \quad \text{avec} \quad \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \rightarrow \xi = 1$$

L'âme est de classe 1

- Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{190/2}{14,6} = 6,50 \leq 10 \text{ La semelle est de classe 1.}$$

Donc : la section du profilé globale est de classe 1.

A.2. Vérification de la flèche

La flèche doit satisfaire la condition suivante : $f \leq f_{\text{max}}$

$$f = 0,415 \times f_0 = 0,415 \times \frac{5q l^4}{384 \times E I_y} = 0,415 \times \frac{5 \times 51,5852 \times 575^4}{384 \times 10^5 \times 21 \times 33740} = 0,43 \text{ cm}$$

$$f = 0,43 \text{ cm} < f_{\text{max}} = 2,3 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

A.3. Vérification du moment fléchissant

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{ply,Rd}$

$$M_{sd} = \frac{q_{elu} \times l^2}{8}$$

$$M_{sd} = \frac{7279 \times 5,75^2}{8} = 30082,7 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{w_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1702 \times 2350}{1,1} = 36360,9 \text{ daN.m}$$

$M_{sd} = 30082 \text{ daN.m} < M_{ply,Rd} = 36360,9 \text{ daN.m}$ Condition vérifiée.

A.4. Vérification au cisaillement

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0,5 \times V_{pl,Rd}$

$$V_{sd} = 0,375 \times q_{elu} \times l = 0,375 \times 7279 \times 5,75 = 15695,34 \text{ daN}$$

$$V_{pl,Rd} = 0,58 \times \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f = 44,90 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = 0,58 \times \frac{44,90 \times 2350}{1,1} = 55635,18 \text{ daN}$$

$0,5 \times V_{pl,Rd} = 27817,59 \text{ daN} > V_{sd} = 15695,34 \text{ daN}$ Condition vérifiée.

B. Poutres principales de rive

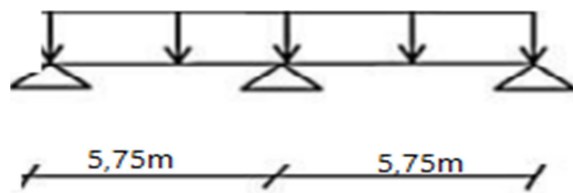


Figure III.11: Poutre principale (Rive) uniformément chargée sur 3 appuis.

B.1. Chargements

$$G_{total} = (G + G_{solives}) \times 3 = (341,63 + 155,82) \times 3 = 1490,46 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{total} = 350 \times 3 = 1050 \text{ daN/ml}$$

- On propose le profilé IPE 330

Profil	poids	Sec	Dimensions				Caractéristiques					
	P Kg /m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	r mm	classe
IPE330	49,1	62,6	330	160	11,5	7,5	11770	685,2	804,3	133,3	18	1

Tableau III.5. Caractéristiques du profilé IPE 330.

$$q_{ELS} = q_{ELS} + p_p \rightarrow q_{ELS} = 5080,92 + 42,1 = 2582,56 \text{ daN/ml}$$

$$q_{ELU} = q_{ELU} + 1,35p_p \rightarrow q_{ELU} = 3653,40 \text{ daN/ml}$$

➤ **Classe du profilé IPE 330**

• **Classe de l'âme fléchie**

$$\frac{d}{t_w} = \frac{271}{7,5} = 36,13 \leq 72\xi \quad \text{avec : } \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad \xi \rightarrow = 1$$

L'âme est de classe 1

• **Classe de la semelle comprimée**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{160/2}{11,5} = 6,95 \leq 10 \quad \text{La semelle est de classe 1.}$$

Donc : la section du profilé globale est de classe 1.

B.2. Vérification de la flèche

La flèche doit satisfaire la condition suivante : $f \leq f_{\max}$

$$f = 0,415 \times f_0 = 0,415 \times \frac{5q l^4}{384 \times EI_y} = 0,415 \times \frac{5 \times 25,89 \times 575^4}{384 \times 10^5 \times 21 \times 8356} = 0,61 \text{ cm}$$

$$f = 0,61 \text{ cm} < f_{\max} = 2,3 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

B.3. Vérification du moment fléchissant

On doit vérifier que :

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

$$M_{sd} = \frac{q_{elu} \times l^2}{12}$$

$$M_{sd} = \frac{3653,40 \times 5,75^2}{8} = 15098,81 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{804,3 \times 2350}{1,1} = 17182,77 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 36360,9 \text{ daN.m} < M_{ply,Rd} = 17182,77 \text{ daN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

B.4. Vérification au cisaillement

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0,5 \times V_{pl,Rd}$

$$V_{sd} = 0,375 \times q_{elu} \times l = 0,375 \times 3653,4 \times 5,75 = 7877,64 \text{ daN}$$

$$V_{pl,Rd} = 0,58 \times \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec:

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f = 30,80 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = 0,58 \times \frac{30,80 \times 2350}{1,1} = 38164 \text{ daN}$$

$$0,5 \times V_{pl,Rd} = 19082 \text{ daN} > V_{sd} = 7877,64 \text{ daN} \text{ Condition vérifiée.}$$

CHAPITRE IV

Étude de la dalle mixte et des escaliers

IV.1. INTRODUCTION

Le plancher collaborant est un procédé qui relève de la construction mixte car il met en évidence les caractéristiques de l'acier et du béton, car l'acier est un excellent matériau pour la traction et le béton pour une sollicitation en compression.

L'ossature de la dalle est constituée d'une tôle métallique (Bac acier) supportant le béton au-dessus, cette dernière repose sur des solives, qui reposent à leurs tours sur des poutres principales.

La conception d'un plancher collaborant comprend deux étapes distinctes qui sont la phase de montage et de coulage du béton puis la phase de service. Durant la phase de montage et de coulage du béton, le bac est utilisé comme coffrage autoportant et constitue une plate-forme de travail.

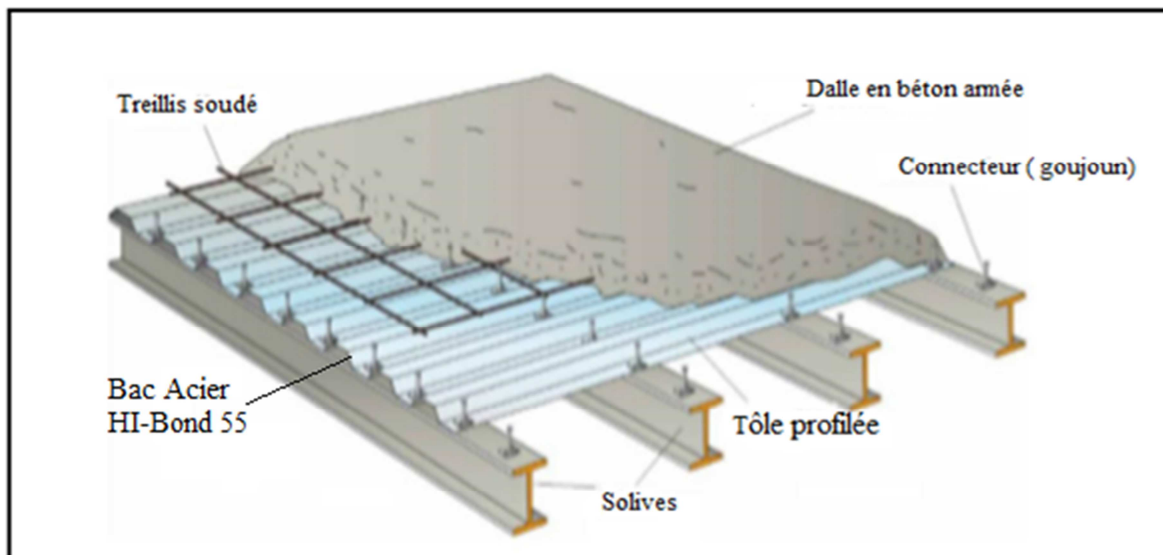


Figure IV.1: Dalle mixte acier-béton.

IV.2. CALCUL DE LA DALLE MIXTE[10]

➤ **Pour l'étude de la dalle collaborante, on calcule la dalle pour 2 phases:**

Phase de construction : c'est pour la vérification de la tôle profilée lors du bétonnage.

Phase finale : c'est la vérification de la dalle mixte après durcissement du béton.

IV.2.1. Phase de construction

Le plancher est soumis aux charges permanentes dues au poids propre de la poutre et du béton (avant durcissement) et à la charge d'exploitation des ouvriers.

IV.2.1.1. Caractéristiques de la tôle nervurée

Pour la réalisation du plancher mixte en utilisant la tôle HI-Bond 55.800.

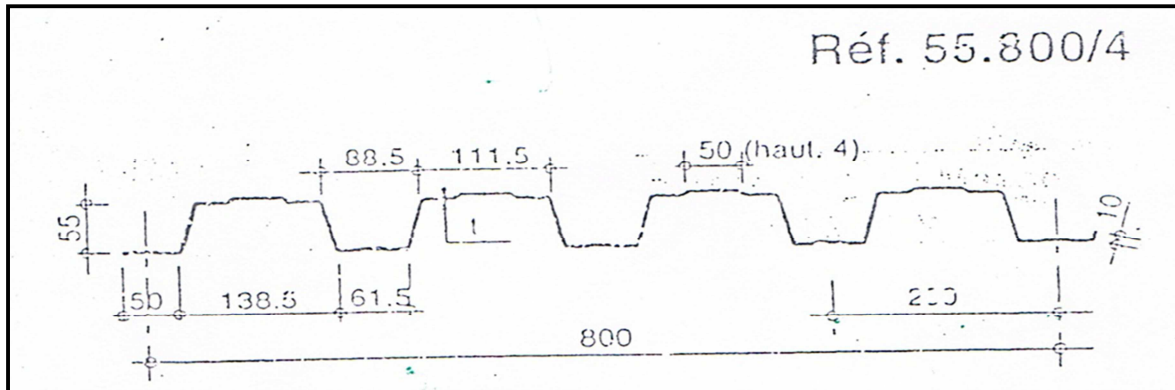


Figure IV.2: Dimensions de la tôle nervurée HI-Bond 55.800.

- Poids propre (1mm d'épaisseur).....P = 11,63 daN/m² (ANNEXEG)
- Contrainte de rupture.....f_u = 400 MPa
- Contrainte élastique.....f_y = 160 MPa
- Moment de résistance plastique.....M_{pl,Rd} = 441,60 daN.m

IV.2.1.2. Chargements

- **Charges permanentes**
 - G_{dalle béton} = 2500 daN/m² × 1,15m × 0,08 = 230daN/ml
 - G_{tôle} = 11,63 daN/ml
 - G_{total} = 241,63 daN/ml
- **Surcharge d'exploitation (chantier)**
 - Av_{ec} Q = 100 $\frac{\text{daN}}{\text{m}^2}$ → Q = 100 daN/m² × 1,15 m = 115 daN/ml

IV.2.1.3. Vérification à l'état limite ultime

Les valeurs des moments fléchissant peuvent être déterminées à partir de l'ABAQUE DE MACQUART :

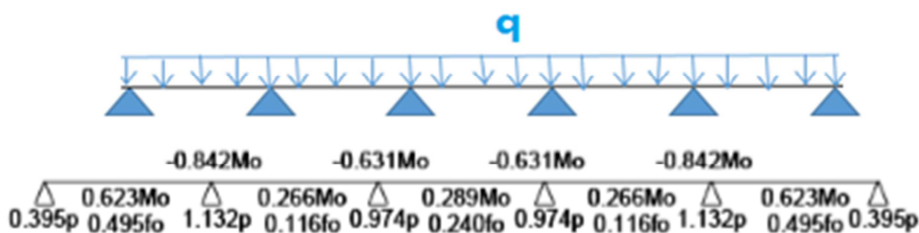


Figure IV.3: Tôle nervurée chargée uniformément sur 6 appuis.

On doit vérifier que :

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

$$q_{ELU} = 1,5Q + 1,35(G + p_p) \rightarrow q_{ELU} = 1,35 \times 241,63 + 1,5 \times 115$$

$$q_{ELU} = 498,70 \text{ daN/ml}$$

$$M_{max} = 0,842 \times M_0 = 0,105 q l^2$$

$$M_{sd} = 0,105 q l^2 = 0,105 \times 498,70 \times 1,15^2 = 69,25 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{eff} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{30,36 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \times 160 \times 10^5 \text{ daN/m}^2}{1,1} = 441,60 \text{ daN.m}$$

Donc $M_{sd} = 69,25 \text{ daN.m} < M_{pl,Rd} = 441,60 \text{ daN.m}$ Condition vérifiée.

IV.2.1.4. Vérification a l'état limite de service

La flèche doit satisfaire la condition suivante : $f \leq f_{max}$

Avec :
$$f_{max} = \frac{L}{250}$$

On prend la flèche maximale de la travée simple considérée comme isostatique, puis on applique

$$f_{max} = \frac{115}{250} = 0,46 \text{ cm}$$

$$f = 0,495 \times f_0 = 0,495 \times \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I_{eff}}$$

Avec : $I_{eff} = 78,32 \text{ cm}^4$ voir (Annexe G)

$$f = 0,495 \times \frac{5 \times 3,56 \text{ daN/cm} \times (115 \text{ cm})^4}{384 \times 21 \times 10^5 \text{ daN/cm}^2 \times 78,32 \text{ cm}^4} = 0,024 \text{ cm}$$

$f = 0,024 \text{ cm} < f_{max} = 0,46 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

IV.2.2. Phase finale

Pour obtenir l'effet mixte souhaité, c'est-à-dire une collaboration parfaite entre l'acier et le béton, il faut que la liaison entre la poutre et la dalle soit réalisée de façon à transmettre les efforts des cisaillements et limiter les glissements qui se développent à l'interface.

Dans les bâtiments, la connexion des poutres mixtes est assurée par des goujons soudés sur l'aile supérieure des poutres métalliques du plancher.

➤ Plancher étage

Pour le plancher étage l'épaisseur de la dalle est de 8 cm et le profile IPE 220.

IV.2.2.1. Vérification de la section mixte

- **Largeur efficace de la dalle**

La largeur efficace de la dalle est donnée par l'expression suivante :

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} \quad \text{Avec} \quad b_{ei} = \min\left(\frac{L}{8}, b_i\right)$$

L_0 : La portée de la solive dans notre cas on a $L_0 = 6$ m.

$$b_1 = b_2 = 0,575\text{m}$$

$$b_{e1} = b_{e2} = \min(0,75\text{m}, 0,575\text{m}) = 0,575\text{ m}$$

$$\text{Donc } b_{eff} = 2 \times 0,575\text{ m} = 1,15\text{ m}$$

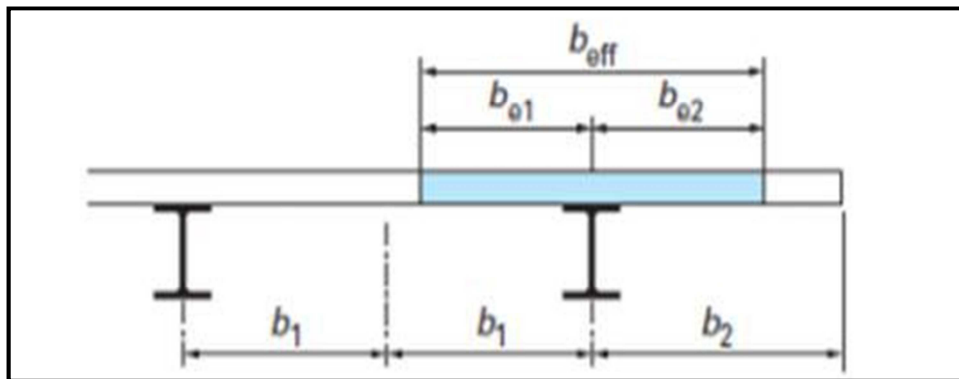


Figure IV.4: Largeur efficace de la dalle.

➤ **Chargement**

- **Charges permanentes**

- $G_{solives} = 26,2\text{daN/ml}$ (IPE220)
- $G_{étage} = 341,63\text{daN/m}^2 \times 1,15\text{m} = 392,87\text{ daN/ml}$
- $G_{total} = 419,07\text{ daN/ml}$

- **Surcharge d'exploitation**

- $Q = 350\text{ daN/m}^2 \times 1,15\text{m} = 420,2\text{ daN/ml}$

- **Position de l'axe neutre**

$$F_c = b_{eff} \times h_c \times \left(0,85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}\right)$$

$$F_a = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Désignons respectivement par F_c et F_a les résistances plastiques des profilés en traction et de la dalle en compression.

Avec :

- $h_c = 80 \text{ mm}$
- $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
- $f_y = 235 \text{ MPa}$
- $\gamma_c = 1,5$
- $\gamma_{m0} = 1,1$
- A_a : Aire de la section du profilé IPE 220 ($A_a = 3340\text{mm}^2$)
- $b_{eff} = 1150 \text{ mm}$

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} F_c = 130333,33 \text{ daN} \\ F_a = 71354,54 \text{ daN} \end{array} \right.$$

$F_a < F_c$ Donc l'axe neutre se situe dans la dalle.

- La position de l'axe neutre est calculée à partir de la formule suivante :

$$Z = \frac{F_a}{b_{eff} \times 0,85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} \leq h_c$$

$$Z = \frac{71354,54}{1150 \times 0,85 \times \frac{25}{1,5}} = 43,8 \text{ mm} < 80\text{mm} \text{ Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification vis-à-vis du moment fléchissant

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$

Le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

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

Avec :

- $h_p = 55\text{mm}$ (hauteur de la tôle).
- $h_a = 220\text{mm}$ (hauteur de profilé IPE220).

$$M_{pl,Rd} = 71354,54 \times \left(\frac{0,22}{2} + 0,08 + 0,055 - \frac{0,043}{2} \right) = 15947,73 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 0,846 \times \frac{q_{elU} \times l^2}{8}$$

Avec :

$$q_{ELU} = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 1,35 \times 419,07 + 1,5 \times 420,2 = 1196,04 \text{ daN/ml}$$

$$M_{sd} = 0,846 \times \frac{1196,04 \times 6^2}{8} = 4553,34 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$M_{sd} = 4553,34 \text{ daN} \cdot \text{m} < M_{pl,Rd} = 15947,73 \text{ daN} \cdot \text{m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification au cisaillement

On doit vérifier que $V_{sd} \leq 0,5 \times V_{pl,Rd}$

$$V_{pl,Rd} = 0,58 \times \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec:

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

$$A_v = 33,4 - 2 \times 11 \times 0,92 + (0,59 + 2 \times 1,2) \times 0,92 = 15,91 \text{ cm}^2$$

$$V_{sd} = q_{elU} \times l \times 1,135 = 1196,04 \text{ daN/ml} \times 6\text{m} \times 1,135 = 8145,03 \text{ daN}$$

$$0,5 \times V_{pl,Rd} = 8679,3 \text{ daN} > V_{sd} = 8145,03 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification de la condition de flèche

La flèche doit satisfaire la condition suivante : $f_{adm} \leq f_{max}$

Avec :

$$f_{max} = \frac{L}{250} = \frac{600}{250} = 2,4\text{cm}$$

$$f_{adm} = 0,490 \times \frac{5 \times q_{EIS} \times l^4}{384 \times E \times I_1}$$

$$I_1 = I_a + A_a \times (z_a - z)^2 + \frac{b_{eff} \times h_c}{n} \times \left[\frac{h_c^2}{12} + \left(z - \frac{h_c}{2} \right)^2 \right]$$

I_a : Moment d'inertie de la poutre ($I_a = I_y$).

Avec :

n : Coefficient d'équivalence

$$n = \frac{E_a}{E'_c} = \frac{210000}{\frac{30500}{3}} = 20,65$$

- E_a : Module d'élasticité de l'acier de construction. $E_a = 210000 \text{ N/mm}^2$.
- E'_c : Module d'équivalence du béton avec $E'_c = E_{cm} / 3$ pour les bâtiments industrielles. [6](partie1.1).
- $E_{cm} = 30500 \text{ N/mm}^2$ pour un béton de classe C25/30.

Avec :

$$I_a = 2772 \text{ cm}^4$$

$$A_a = 33,4 \text{ cm}^2$$

$$z_a = 55 + 80 + 220/2 = 240 \text{ mm}$$

$$Z = 43,8 \text{ mm}$$

$$I_1 = 2772 \times 10^4 + 3340 \times (240 - 43,8)^2 + \frac{1150 \times 80}{20,65} \left[\left(\frac{80^2}{12} + \left(43,8 - \frac{80}{2} \right)^2 \right) \right]$$

$$I_1 = 15,91 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$q_{\text{ELS}} = G + Q \rightarrow q_{\text{ELS}} = 419,07 + 420,2$$

$$q_{\text{ELS}} = 839,27 \text{ daN/ml}$$

$$f_{\text{adm}} = 0,490 \times \frac{5 \times 8,392 \times 600^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 15,91 \times 10^3} = 0,20 \text{ cm}$$

$$f_{\text{adm}} = 0,20 \text{ cm} < f_{\text{max}} = 2,4 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

IV.2.2.2. Etude des connecteurs

- **Définition**

Les connecteurs sont des éléments qui assurent la liaison entre la dalle de compression et l'acier.

Autrement dit, ils sont destinés pour résister au glissement de la dalle en limitant les déplacements relatifs de l'acier et du béton à une valeur suffisamment faible.

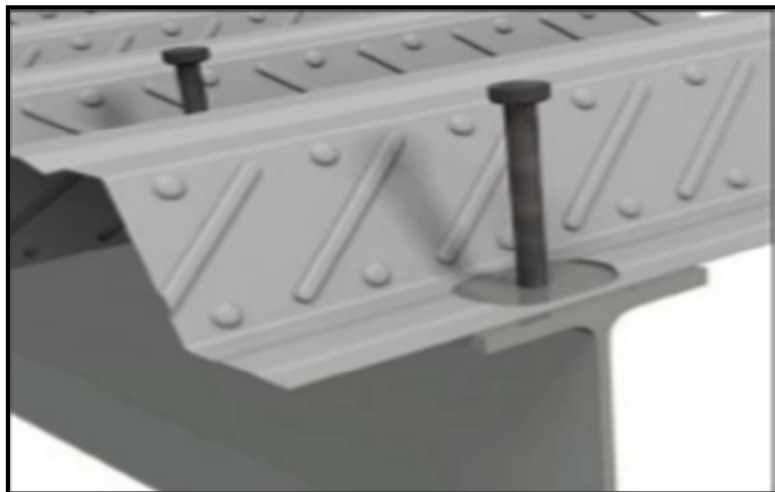


Figure IV.5: Goujons à tête soudée avec le profilé.

Vérification des connecteurs avec les caractéristiques suivantes :

- $d = 16 \text{ mm}$
- $h = 60 \text{ mm}$
- $f_y = 275 \text{ MPa}$
- $f_u = 430 \text{ MPa}$

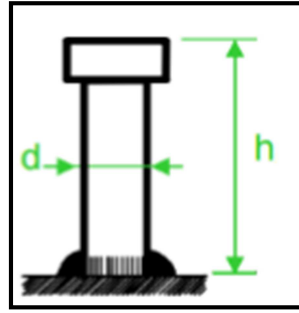


Figure IV.6: Géométrie du connecteur.

➤ Résistance du connecteur isolé

Résistance du goujon en cisaillement

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,8 \times k \times f_u \times \left(\frac{\pi d^2}{4}\right)}{\gamma_v} \\ \frac{0,29 \times k \times \alpha \times d^2 \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}}}{\gamma_v} \end{array} \right.$$

- γ_v : Coefficient partiel de sécurité pour les connecteurs pris égal à 1,25.
- d : Diamètre du fût du goujon.
- f_u : Résistance ultime en traction de l'acier du goujon égal à 430 MPa.
- E_{cm} : Valeur du module d'élasticité sécant du béton égale à 30500 MPa.
- F_{ck} : Résistance caractéristique du béton égale à 25 MPa.
- α : Facteur correctif.

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

$$\frac{h}{d} = \frac{60}{16} = 3,75 > 1 \text{ donc } \alpha = 1$$

- k : Facteur de réduction pour tenir compte de la présence des nervures, les solives sont perpendiculaires aux nervures de la tôle profilée donc, il est calculé comme suit:

$$K = \begin{cases} 0,60 \times \frac{b_0}{h_p} \times \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1\right) \leq 1 & \text{les nervures sont // à l'effort de cisaillement} \\ \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1\right) \leq K_{t,max} & \text{les nervures sont } \perp \text{ à l'effort de cisaillement} \end{cases}$$

- $k_{t,max}$: Limite supérieure pour le facteur k pris égal à 0,85 (ANNEXE D).
- N_r : Nombre de goujons dans une nervure pris égal à 1.
- $b_0 = 75$ mm
- $h_p = 55$ mm
- $h_{sc} = 60$ mm

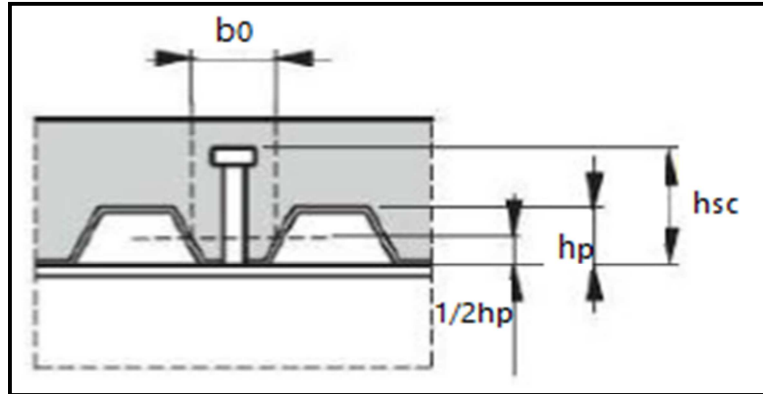


Figure IV.7: Dimensions de la tôle profilée et connecteur.

$$k = \frac{0,7}{\sqrt{1}} \times \frac{75}{55} \times \left(\frac{60}{55} - 1 \right) = 0,086 \leq 0,85$$

$$p_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,8 \times 0,086 \times 430 \times \left(\frac{3,14 \times 16^2}{4} \right)}{1,25} = 4756 \text{ daN} \\ \frac{0,29 \times 0,086 \times 1 \times 16^2 \sqrt{25 \times 30500}}{1,25} = 4660 \text{ daN} \end{array} \right.$$

$$p_{rd} = 4660 \text{ daN}$$

➤ Nombre de connecteurs

$$n = \frac{V_i}{p_{rd}}$$

Avec :

- n : Le nombre de connecteurs.
- V_i : Effort de cisaillement longitudinal
- p_{rd} : Résistance d'un connecteur isolé

$$V_i = \min [F_a; F_c] = [71354,54; 130333,33] = 71354,54 \text{ daN}$$

$$n = \frac{71354,54}{4660} = 15,31$$

On prend 16 connecteurs pour chaque solive.

➤ **Espacement des connecteurs**

Soit S l'espacement entre les connecteurs calculés comme sui

$$S = \frac{L}{n - 1} = \frac{600}{16 - 1} = 40 \text{ cm}$$

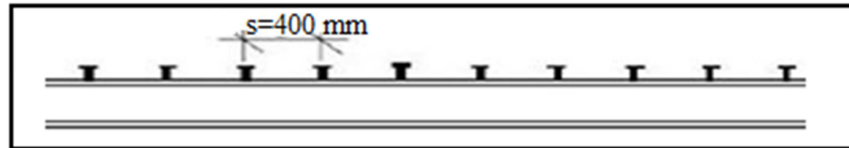


Figure IV.8: Espacement entre connecteurs.

IV.2.2.3. Calcul du ferrailage

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur, il est sous forme d'un treillis soudé.

$$\rho = \frac{A_s}{b \times h_c} \geq 0,2\% \rightarrow A_s \geq 0,2\% \times b \times h_c$$

$$A_s \geq 0,002 \times 1000 \times 80 = 160 \text{ mm}^2$$

On choisit T 10, maillage de 100mm $\Rightarrow A_s = 785 \text{ mm}^2$.

IV.3. Etude des escaliers

L'ossature des escaliers est entièrement métallique, elle est constituée de deux volées et un palier intermédiaire, chaque volée est composée de deux limons laminés en UAP sur lesquelles viennent reposer des tôles par l'intermédiaire de cornières.

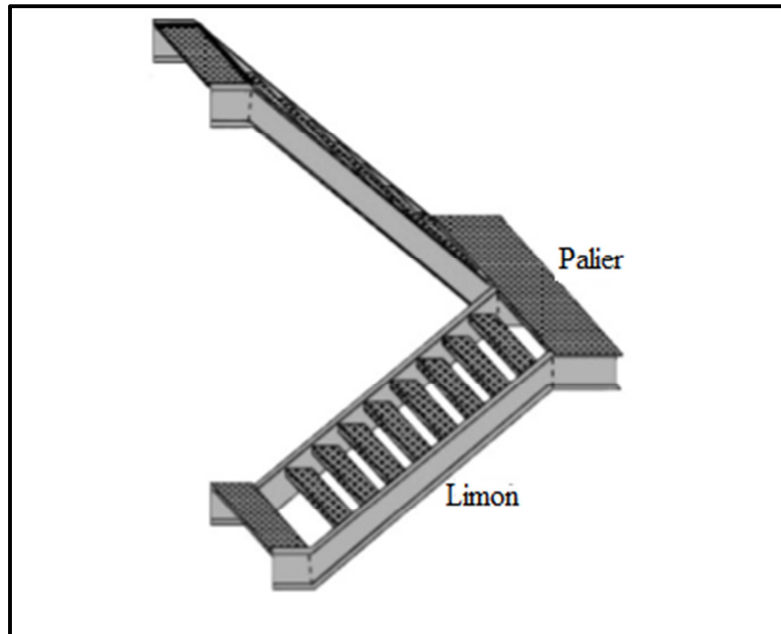


Figure IV.9: Structure de l'escalier.

IV.3.1. Dimensionnement des escaliers

Pour dimensionnement des escaliers en charpente métallique, on utilise la formule de BLONDEL :

$$59 \text{ cm} \leq (g + 2h) \leq 66 \text{ cm}$$

Avec :

$$\begin{cases} 14 \text{ cm} \leq h \leq 20 \text{ cm} \\ 22 \text{ cm} \leq g \leq 30 \text{ cm} \end{cases}$$

- Hauteur d'étage : $h = 5,75 \text{ m}$

Alors, on prend :

$$\begin{cases} h = 20,5 \text{ cm} \\ g = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

- Vérification de la condition de BLONDEL

$$59 \text{ cm} \leq (25 + 2 \times 20,5) \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} < 66 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Le nombre des marches

Pour calculer le nombre de marches, il faut d'abord déterminer le nombre de contre marches.

On divisant la hauteur totale des escaliers sur la hauteur de la contre marche.

$$n = \frac{H}{h} = \frac{5,75 \text{ m}}{0,205 \text{ m}} = 28 \text{ Contre marche}$$

- ✓ Nombre de marches : $m = n - 1 = 27$ marches.
- ✓ On a 13 marches par volée.

La longueur de la ligne de la volée sera donc :

$$L = g \times \left(\frac{n}{2} - 1 \right) = 25 \times \left(\frac{28}{2} - 1 \right) = 325 \text{ cm}$$

- **Angle d'inclinaison de la volée**

$$\alpha = \arctan \frac{2,8}{3,25} = 40,74$$

- **Longueur de la volée (L_v)**

$$L_v = \sqrt{(3,25\text{m})^2 + (2,8\text{m})^2} = 4,28 \text{ m}$$

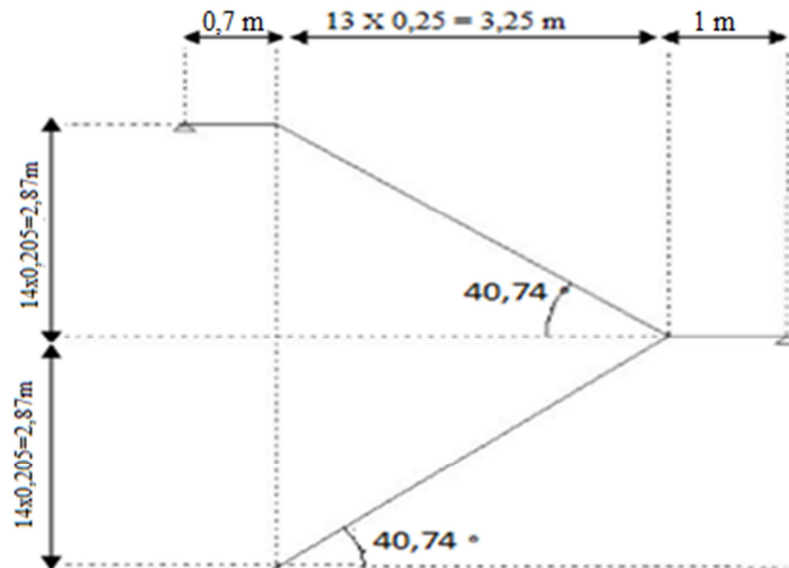


Figure IV.10: Schéma statique de l'ossature de l'escalier.

IV.3.2. Dimensionnement des éléments porteurs

$$\text{Charges à prendre en considération} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Volée : } 121 \text{ daN/m}^2 \\ \text{palier : } 286 \text{ daN/m}^2 \\ Q = 250 \text{ daN/m}^2 \end{array} \right.$$

IV.3.2.1. Cornière de marche

Les marches sont fabriquées par des tôles striées et des cornières dont $L= 1,2$ m, on modélisé la marche comme une poutre simplement appuyée.

- On suppose **L35 × 35 × 4 pour Cornière de marche**

Profil	Poids	Sec	Dimensions			Caractéristiques				
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ely} cm ³	W _{plz} cm ³	classe
L35×35 ×4	2,09	2,67	35	35	4	2,95	2,95	1,18	1,18	3

Tableau IV.1. Caractéristiques de la Cornière L35×35×4.

➤ **Chargement**

$$q_{ELS} = (G + Q) \times g = (121 + 250) \times 0,25 = 92,75 \text{ daN/ml}$$

$$q_{ELS} = q_{ELS} + p_p = 92,75 + 2,09 = 94,84 \text{ daN/ml}$$

➤ **Vérification de la flèche**

La flèche doit satisfaire la condition suivante : $f \leq f_{\max}$

$$f_{\max} = \frac{l}{250} = 0,48 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5 \times 94,84 \times 10^{-2} \text{ daN/cm} \times (120 \text{ cm})^4}{384 \times 21 \times 10^5 \text{ daN/cm}^2 \times 2,95 \text{ cm}^4} = 0,41 \text{ cm}$$

$$f = 0,41 \text{ cm} < f_{\max} = 0,48 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Classe de la cornière L35×35×4**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{t} < 15\varepsilon \\ \frac{B+h}{2t} < 11,5\varepsilon \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{35}{4} = 8,75 < 15 \\ \frac{35+35}{2 \times 4} = 8,75 < 11,5 \end{array} \right.$$

Donc : la cornière est de classe 3.

➤ **Vérification de la résistance**

- **Vérification du cisaillement**

On doit vérifier que : $V_{Sd} \leq 0,5 \times V_{Pl,Rd}$

$$V_{sd} = \frac{q_{ELU} \times L}{2}$$

$$q_{ELU} = 1,35G + 1,5Q = 1,35[121 \times 0,25 + 2,09] + 1,5[250 \times 0,25]$$

$$q_{ELU} = 137,4 \text{ daN/ml}$$

$$V_{sd} = \frac{137,4 \text{ daN/ml} \times 1,2\text{m}}{2} = 82,44 \text{ daN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{0,58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{M0}}$$

$$\text{Avec : } A_v = L \times t = 35 \times 4 = 140 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{0,58 \times 235 \text{ daN/mm}^2 \times 140 \text{ mm}^2}{1,1} = 1734,72 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 82,44 \text{ daN} < 0,5 \times V_{pl,Rd} = 867,36 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification du moment fléchissant**

$$\text{On doit vérifier que : } M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$$

$$M_{sd} = \frac{q_{ELU} \times L^2}{8} = \frac{137,4 \text{ daN/ml} \times (1,2\text{m})^2}{8} = 24,73 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{w_{el,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1,18 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \times 235 \times 10^5 \text{ daN/m}^2}{1,1} = 25,2 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 24,73 \text{ daN.m} < M_{pl,Rd} = 25,2 \text{ daN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

IV.3.2.2. Limon

- **On propose UPN 140 pour le limon**

Profil	Poids	Sec	Dimensions				Caractéristiques				
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	classe
UPN140	16	20,4	140	60	10	7	605	62,7	103	28,3	1

Tableau IV.2. Caractéristiques du profilé UPN140.

- **Chargement**

$$\text{Charges permanentes } \begin{cases} G_{Volée} = 121 \text{ daN/m}^2 \\ G_{Palier} = 286 \text{ daN/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{Charges d'exploitation : } Q = 250 \text{ daN/m}^2$$

➤ **Chargement à L'ELS**

$$\text{Sur volée : } Q_1 = \left[\frac{1,2}{2} \times (121 + 250) \times \cos(41,44^\circ) \right] = 166,87 \text{ daN/ml}$$

$$\text{Sur Poutrier : } Q_2 = \left[\frac{1,2}{2} \times (286 + 250) \right] = 321,6 \text{ daN/ml}$$

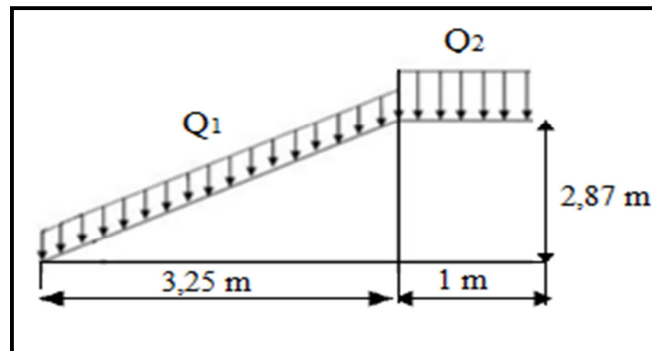


Figure IV.11: Descente des charges sur l'escalier.

- La charge équivalente

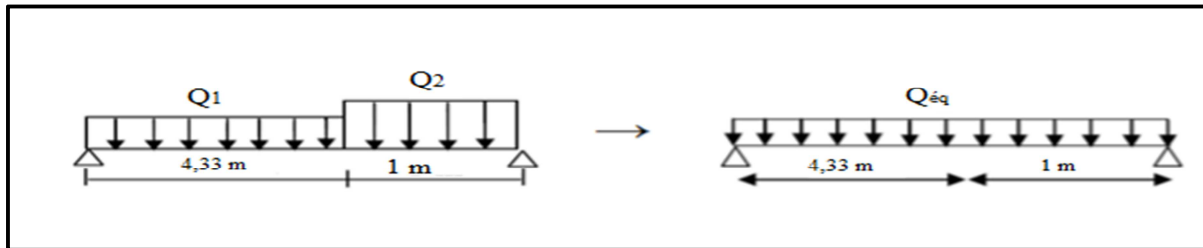


Figure IV.12: Charge équivalente.

$$q_{\text{éq-ELS}} = \frac{(Q_1 \times L_1) + (Q_2 \times L_2)}{(L_1 + L_2)} = \frac{(166,87 \times 4,33) + (321,6 \times 1)}{(4,33 + 1)}$$

$$q_{\text{éq-ELS}} = 195,9 \text{ daN/ml}$$

$$q_{\text{ELS}} = q_{\text{éq-ELS}} + p_p = 195,9 + 16 = 212 \text{ daN/ml}$$

➤ Vérification de la flèche

La flèche doit satisfaire la condition suivante : $f \leq f_{\text{max}}$

$$f = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{\text{max}} = \frac{L}{250} = \frac{533}{250} = 2,13 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5 \times 212 \times 10^{-2} \times (533)^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 605} = 1,75 \text{ cm}$$

$$f = 1,75 \text{ cm} < f_{\text{max}} = 2,13 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Classe du profilé UPN140

- Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\xi \quad \text{avec : } \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{98}{7} = 14 < 72 \quad \text{L'âme est de classe 1.}$$

- **Classe de la semelle comprimée**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\xi$$

$$\frac{60/2}{10} = 3 < 10 \quad \text{La semelle est de classe 1}$$

Donc : la section du profilé globale est de classe 1.

➤ **Vérification du moment fléchissant**

On doit vérifier que :

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

$$M_{sd} = \frac{q_{ELU} \times L^2}{8}$$

- **Chargement à L'ELU**

$$\text{Sur volée : } Q1 = \left[1,35 \left(121 \times \frac{1,2}{2} + 16 \right) + 1,5 \times \left(250 \times \frac{1,2}{2} \right) \right] \times \cos(41,44^\circ)$$

$$Q1 = 258,33 \text{ daN/ml}$$

$$\text{Sur Palier : } Q2 = \left[1,35 \times \left(286 \times \frac{1,2}{2} + 16 \right) + 1,5 \times \left(250 \times \frac{1,2}{2} \right) \right] = 478,26 \text{ daN/ml}$$

- **La charge équivalente**

$$q_{\text{éq-Elu}} = \frac{(Q1 \times L1) + (Q2 \times L2)}{(L1 + L2)} = \frac{(258,33 \times 4,33) + (478,26 \times 1)}{(4,33 + 1)} = 300 \text{ daN/ml}$$

Alors

$$M_{sd} = \frac{q_{\text{éq-Elu}} \times L^2}{8} = \frac{300 \text{ daN/ml} \times (5,33 \text{ m})^2}{8} = 1065 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{w_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{103 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \times 235 \times 10^5 \text{ daN/m}^2}{1,1} = 2200,45 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 1065 \text{ daN.m} < M_{pl,Rd} = 2200,45 \text{ daN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **vérification au cisaillement**

On doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq 0,5 \times V_{pl,Rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_{\text{éq-elu}} \times L}{2} = \frac{300 \frac{\text{daN}}{\text{ml}} \times 5,33\text{m}}{2} = 800 \text{ daN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{0,58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{Mo}}$$

Avec :

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + r) \times t_f = 20,4 - 2 \times 6 \times 1 + (0,7 + 0,1) \times 1 = 9,2 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{0,58 \times 2350 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} \times 9,2\text{cm}^2}{1,1} = 11400 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 800 \text{ daN} < 0,5V_{pl,Rd} = 5700 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

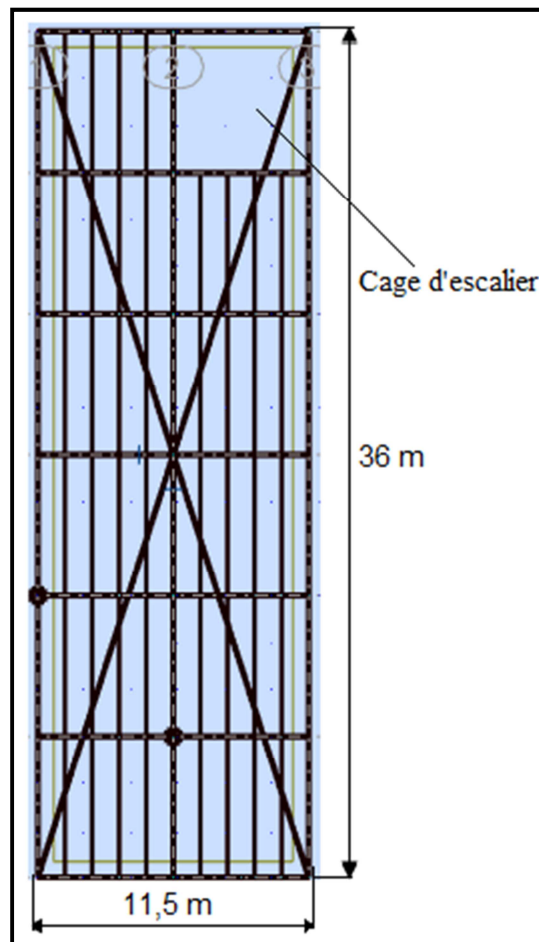


Figure IV.13: Position de la cage d'escalier.

CHAPITRE V

Étude sismique

V.1. INTRODUCTION

Les actions dynamiques les plus complexes appliquées sur un bâtiment sont généralement des actions dues au séisme.

Ces actions sismiques induisent au niveau de la fondation des mouvements essentiellement Horizontaux. Et à la superstructure des forces d'inertie qui s'oppose aux mouvements du sol, qui donnent des déplacements assez importants.

L'objectif est de déterminer tout d'abord des efforts sismiques sollicitant la structure, et de vérifier après plusieurs paramètres.

Le calcul sismique se fait selon le règlement parasismique algérien RPA99/version 2003 (D.T.R-B.C-2.48), qui met à notre disposition trois méthodes de calcul :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale (Spectre de réponse).
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

V.2. PRINCIPE DE LA MÉTHODE MODALE SPECTRALE

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure.

V.3. CRITÈRES DE CLASSIFICATION PAR LE RPA99/V 2003

Pour ce cas, la structure se trouve dans la wilaya d'Oran qui se situe dans une zone de moyenne sismicité zone IIa. Cet ouvrage représente un bâtiment industriel, il est considéré comme groupe d'usage 2 ouvrages d'importance moyenne. Le site est meuble donc il est classé en catégorie S3.

V.4. ANALYSE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE

L'objectif de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non amorti. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximaux lors d'un séisme.

V.4.1. Modélisation de la structure

La modélisation est l'établissement d'un modèle numérique à partir de la structure réelle, ceci sera suivi par certaines modifications afin de se rapprocher du comportement réel de la structure.

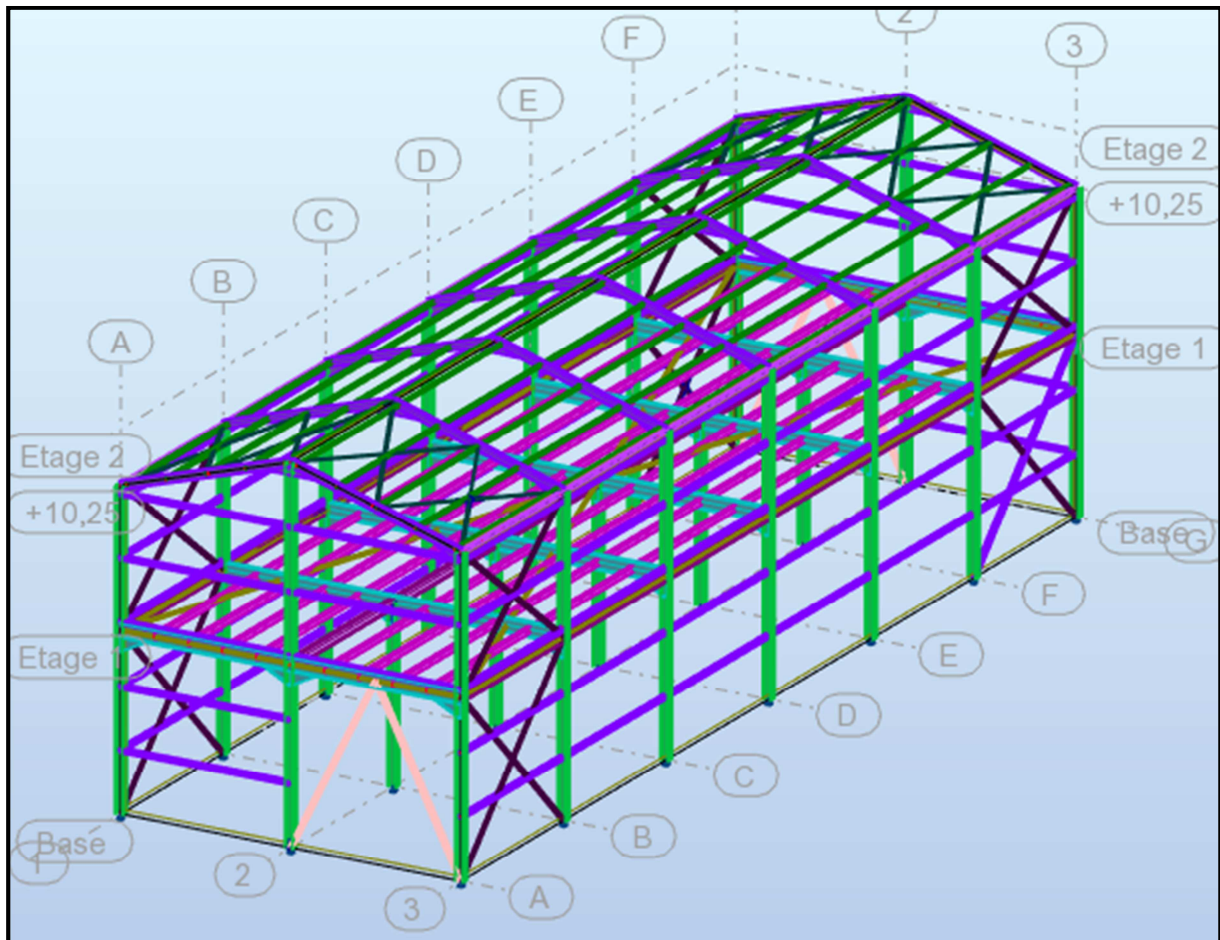


Figure V.1: Modèle de la structure en 3D.

V.4.2. Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant : (4.3.3 RPA99/V2003).

$$\frac{S_a}{g} \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 < T < T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} - 1 \right) & T_1 < T < T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_1 < T < 0,3 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 0,3 \end{cases}$$

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone, donné suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

$A=0,15$ (Tableau 4.1 RPA99/V2003)

- η : facteur de correction d'amortissement (Tableau 4.2 RPA99/V2003)
- T1 et T2 Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site :

$$\text{Site meuble S3 : } \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.50 \text{ s} \end{cases} \quad (\text{Tableau 4.7 RPA99/V2003})$$

- R : Coefficient de comportement global de la structure donnée en fonction du Système de contreventement: Ossature contreventée par palée triangulée en V et en X. (Tableau 4.1 RPA99/V2003)
- Q : Facteur de qualité donné par la formule suivante : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$ (Tableau 4.4 RPA99/V2003)

Critère q	P_q	
	Suivant X	Suivant Y
1. Conditions minimales sur les files de Contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en elevation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10	0,10
Tableau V.1. Facteur de qualité suivant les deux sens.	$Q_x = 1,15$	$Q_y = 1,25$

V.4.3. Analyse modale spectrale

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des effets maximaux d'un séisme sur une structure. Elle est caractérisée par une sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse.

Ce type d'analyse peut être appliqué à tous types de structure avec des résultats plus exacts et souvent satisfaisants à condition d'avoir fait une bonne modélisation.

Le spectre est caractérisé par les données suivantes :

- Zone sismique IIa (wilaya d'Oran).

- Groupe d'usage 2 (ouvrages d'importance moyenne).
- Site meuble (S3).
- Pourcentage d'amortissement ($\xi = 5 \%$).
- Coefficient de comportement ($R = 4$ pour la direction Y).
- Coefficient de comportement ($R = 3$ pour la direction X).
- Facteur de qualité suivant X ($Q_x = 1,15$).
- Facteur de qualité suivant Y ($Q_y = 1,25$).

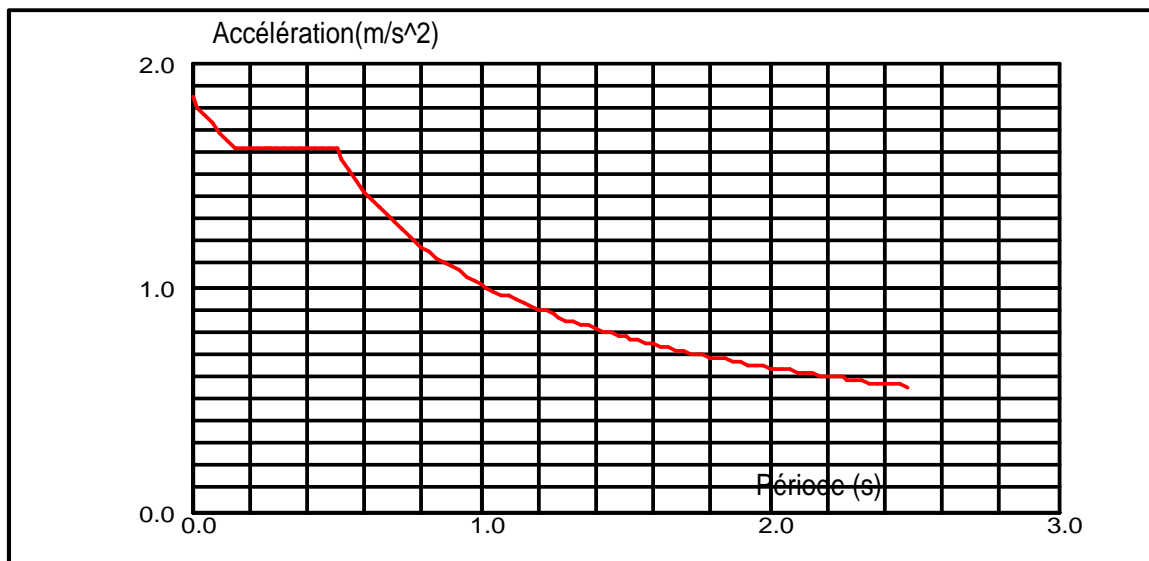


Figure V.2: Spectre de réponse suivant X.

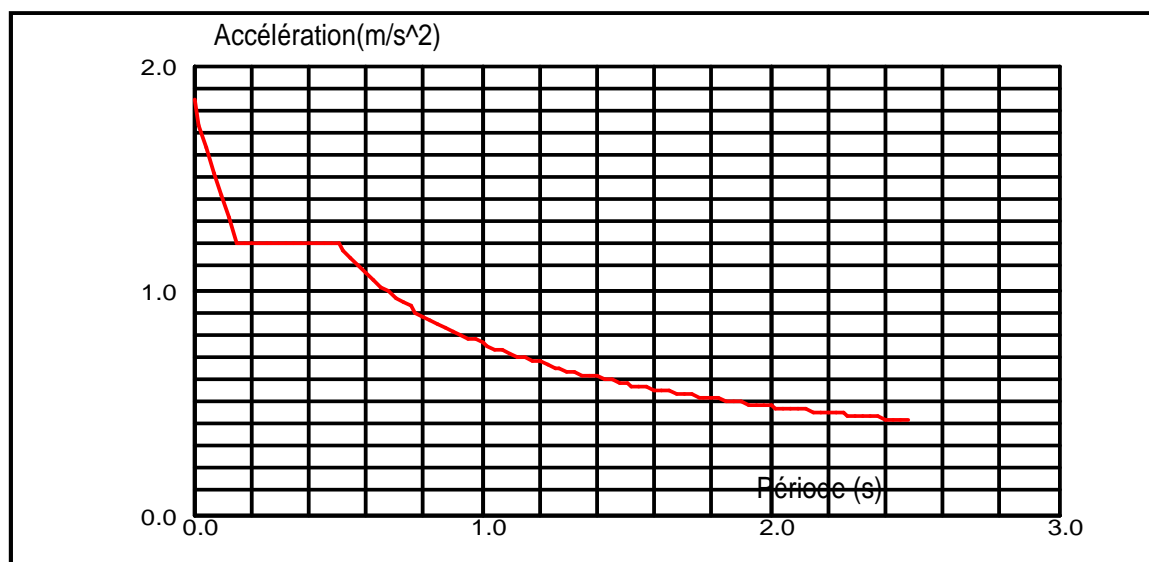


Figure V.3: Spectre de réponse suivant Y.

V.5. VERIFICATION DE LA STRUCTURE

V.5.1. Vérification de la période fondamentale de la structure

La valeur de T , calculée par le logiciel ROBOT ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique appropriée de plus de 30%.

La période fondamentale obtenue par le logiciel ROBOT : $T = 0,36s$.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]
10/ 1	2,79	0,36
10/ 2	2,88	0,35
10/ 3	3,72	0,27

Figure V.4: Les 3 premiers modes de vibration lors du séisme.

La période empirique est donnée par la formule suivante : $T = C_t \times h_N^{3/4}$ (§4.2.4/RPA99 version 2003)

Avec :

- C_t : Coefficient donné en fonction du système
- e de contreventement et du type de remplissage, pour des contreventements assurés par des palées triangulées $C_t = 0,085$
- h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) :

$$h_N = 12m$$

$$D'où : T = 0,085 \times 12^{3/4} = 0,54 s$$

Donc

$$T = 0,36 s < 1,3 \times T = 1,3 \times 0,54 = 0,71 s \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

V.5.2. Vérification de l'effort tranchant à la base

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

$$V_t > 0,8 V \quad (\text{§ 4.3.6 RPA99/V2003})$$

La force sismique totale V est donnée par la formule suivante :

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

Avec:

- A: Coefficient d'accélération de zone A = 0,15.
- D: Facteur d'amplification dynamique moyen D = 2,5 (0 < T < T₂).
- Q_x: Facteur de qualité suivant X (Q_x = 1,15).
- Q_y: Facteur de qualité suivant Y (Q_y = 1,25).
- Coefficient de comportement (R = 4 pour la direction de Y).
- Coefficient de comportement (R = 3 pour la direction de X).
- W: Poids total de la structure (calculée par ROBOT) W = 269855 daN.

Donc :

$$V_x = \frac{0,15 \times 2,5 \times 1,15}{3} \times 269855 = 38791,65 \text{ daN}$$

$$V_y = \frac{0,15 \times 2,5 \times 1,25}{4} \times 269855 = 31623,63 \text{ daN}$$

	$V_t(KN)$	$V(KN)$	80% $V (KN)$	$V_t > 80\% V$
V_x	396,10	387,91	310,32	Vérifiée
V_y	377,40	316,23	252,98	Vérifiée

Tableau V.2. Résultante des forces sismiques à la base.

V.5.3. Vérification des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) est calculé par la formule suivante :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad (4.43 \text{ RPA99/V2003}).$$

- R: Coefficient de comportement
- δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques

Les déplacements latéraux ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Étage	$\delta_{ek}(cm)$	R	$\delta_k(cm)$	1% $h_k(cm)$	Condition
	0,6	4	2,4	5,75	Vérifiée
Toiture	$\delta_{ek}(cm)$	R	$\delta_k(cm)$	1% $h_k(cm)$	Condition
	0,4	4	1,6	6,25	Vérifiée

Tableau V.3. Déplacements résultants suivants Y.

Étage	$\delta_{ek}(cm)$	R	$\delta_k(cm)$	1% $h_k(cm)$	Condition
	0,9	3	2,7	5,75	Vérifiée
Toiture	$\delta_{ek}(cm)$	R	$\delta_k(cm)$	1% $h_k(cm)$	Condition
	1	3	3	6,25	Vérifiée

Tableau V.4. Déplacements résultants suivants X.

V.6. Conclusion

Afin de déterminer les caractéristiques dynamiques de la halle dans la wilaya D'Oran, un modèle 3D en éléments finis a été développé. Ce modèle a servi de base pour élaborer le calcul sismique.

La vérification de la période fondamentale de la structure par rapport à la période empirique donnée par le « RPA 99 version 2003 » est vérifiée.

La résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne dépasse pas les 80% de la résultante des forces sismiques calculée par la méthode statique équivalente.

Après l'analyse dynamique de la structure on peut dire que les effets du vent sur la structure suivant toutes les directions sont les plus défavorables par rapport aux efforts tranchants à la base de la structure dûs au séisme.

CHAPITRE VI

Vérification des éléments structuraux

VI.1. INTRODUCTION

Ce chapitre consiste à dimensionner et vérifier les différents éléments de la structure principale telle que les poteaux, les traverses, les poutres principales et les contreventements sur la base des exigences [CCM 97].

VI.2. Vérification des poutres

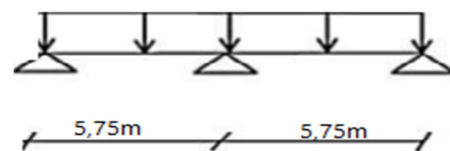
Les poutres principales et secondaires sont des éléments structuraux, qui permettent de supporter les charges des planchers et transmettre aux poteaux, elles sont sollicitées principalement en flexion.

VI.2.1. Poutres principales

Pour les poutres principales, nous avons opté pour des profilés en IPE 450.

D'après le logiciel Autodesk Robot, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est $1,35 G + 1,5Q$:

$$M_{sd} = 24623 \text{ daN.m} \quad ; \quad V_{sd} = 17441 \text{ daN}$$



VI.2.1.1. Classe du profilé IPE 450

- **Classe de l'âme fléchie**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \xi \quad \text{avec :} \quad \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{378,8}{9,4} = 40,29 < 72 \quad \text{L'âme est de classe 1}$$

- **Classe de la semelle comprimée**

$$\frac{c}{t_f} \leq 10\xi$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{b}{2}}{t_f} = \frac{\frac{190}{2}}{14,6} = 6,5 \leq 10 \quad \text{La semelle est de classe 1.}$$

Donc : la section du profilé globale est de classe 1.

VI.2.1.2. Vérification au cisaillement

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,Rd}$ (§5.4.7 (1)/CCM97)

$$V_{pl,Rd} = 0,58 \times \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$\text{Avec :} \quad A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 50,82 \text{ cm}^2$$

$$V_{Pl,Rd} = 0,58 \times \frac{50,82 \text{ cm}^2 \times 2350 \text{ daN/cm}^2}{1,1} = 62970,6 \text{ daN}$$

$$0,5 \times V_{Pl,Rd} = 31485,3 \text{ daN} > V_{sd} = 17441 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.2.1.3. Vérification du moment fléchissant

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{Pl,Rd}$ (§5.4.5. (1)/CCM97)

Avec :

$$M_{Pl,Rd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1702 \times 2350}{1,1} = 36361 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 24623 \text{ daN.m} < M_{Pl,Rd} = 36361 \text{ daN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Le profilé IPE 450 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance.

VI.2.2. Poutres secondaires

Pour les poutres secondaires, nous avons opté des profilés en IPE 330.

D'après le Logiciel Autodesk Robot, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est 1,35G + 1,5W1 :

$$M_{sd} = 2508 \text{ daN.m} ; V_{sd} = 952 \text{ daN}$$

VI.2.2.1. Classe du profilé IPE 330

- **Classe de l'âme fléchie**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \xi \quad \text{avec : } \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{271}{7,5} = 36,13 < 72 \quad \text{L'âme est de classe 1.}$$

- **Classe de la semelle comprimée**

$$\frac{c}{t_f} \leq 10$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b}{2} = \frac{160}{2} = 80 < 10 \quad \text{La semelle est de classe 1.}$$

Donc : la section du profilé globale est de classe 1.

VI.2.2.2. Vérification au cisaillement

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0,5 \times V_{Pl,Rd}$ (§5.4.7 (1)/CCM97)

$$V_{Pl,Rd} = 0,58 \times \frac{A_V \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$\text{Avec: } A_V = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 30,80 \text{ cm}^2$$

$$V_{Pl,Rd} = 0,58 \times \frac{30,8 \times 2350}{1,1} = 38164 \text{ daN}$$

$$0,5 \times V_{Pl,Rd} = 19082 \text{ daN} > V_{sd} = 952 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.2.2.3. Vérification du moment fléchissant

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{Pl,Rd}$ (§5.4.5. (1)/CCM97)

Avec :

$$M_{Pl,Rd} = \frac{w_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{804,3 \times 2350}{1,1} = 17182 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 2508 \text{ daN.m} < M_{Pl,Rd} = 17182 \text{ daN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Le profilé IPE 330 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance.

VI.3. Vérification des traverses

Pour les traverses, nous avons opté des profilés en IPE270.

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques			
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl,y} cm ³	W _{pl,z} cm ³
IPE270	36,1	45,9	270	135	10,2	6,6	219,6	5790	419,9	484	96,95

Tableau VI.1. Caractéristiques du profilé IPE270.

D'après le Logiciel Autodesk Robot, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est $1,35G + 1,35Q + 1,35W2$:

- $N_{sd} = 3984,66 \text{ daN}$
- $V_{sd} = 1446,54 \text{ daN}$
- $M_{sd} = \begin{cases} 1049,08 \text{ daN.m} \\ -5686,24 \text{ daN.m} \end{cases}$

VI.3.1. Classe de la section transversale du profilé IPE 270

- Classe de l'âme fléchie et comprimée

Dans ce cas : $\alpha = 0,48 < 0,5$ (ANNEXE D)

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{36 \xi}{\alpha} \quad \text{avec : } \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{219,6}{6,6} = 33,27 < \frac{36 \xi}{\alpha} = \frac{36}{0,48} = 75 \quad \text{L'âme est de classe 1.}$$

- **Classe de la semelle comprimée**

$$\frac{c}{t_f} \leq 10\xi$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{b}{2}}{t_f} = \frac{\frac{135}{2}}{10,2} = 6,61 \leq 10 \quad \text{La semelle est de classe 1.}$$

Donc : la section du profilé globale est de classe 1

VI.3.2. Vérification au cisaillement

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0,5 \times V_{Pl,Rd}$ (§5.4.7 (1)/CCM97)

$$V_{Pl,Rd} = 0,58 \times \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$\text{Avec: } A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 22,75 \text{ cm}^2$$

$$V_{Pl,Rd} = 0,58 \times \frac{22,75 \text{ cm}^2 \times 2350 \text{ daN/cm}^2}{1,1} = 28189,31 \text{ daN}$$

$$0,5 \times V_{Pl,Rd} = 14094,65 \text{ daN} > V_{sd} = 1446,54 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.3.3. Vérification de la résistance à la flexion composée

- **Vérification au déversement**

Comme il y a la flexion composée sur les traverses, il y a donc un risque de déversement à vérifier.

Le déversement est pris en considération que si $\lambda_{LT} \geq 0,4$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w}$$

$$\beta_w = 1 \quad (\text{Section transversale de classe 1})$$

$$\lambda_1 = 93,9\xi \quad \text{avec : } \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

Puisque les traverses sont encastrees aux extrémités, les facteurs de longueur effective K et K_w sont pris égale à 0,5 et donc la formule de λ_{LT} est de forme: (Annexe B §B.2.2 (6) /CCM97).

$$\lambda_{LT} = \frac{K \times L \times \left(\frac{W_{pl,y}^2}{I_w \times I_z} \right)^{0,25}}{\sqrt{C_1} \times \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 + \frac{(KL)^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_w} \right]^{0,25}}$$

$C_1 = 2,609$ (selon le diagramme de moment et le facteur de longueur effective K)

$$\lambda_{LT} = \frac{0,5 \times 601 \times \left(\frac{484^2}{70,58 \times 10^3 \times 419,9} \right)^{0,25}}{\sqrt{2,609} \times \left[\left(\frac{0,5}{0,5} \right)^2 + \frac{(0,5 \times 601)^2 \times 8,08 \times 10^6 \times 15,94}{3,14^2 \times 21 \times 10^6 \times 70,58 \times 10^3} \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = 47,91$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{47,91}{93,9} = 0,51 > 0,4$$

Donc : il y a un risque de déversement.

La formule de vérification de la section sera comme suite :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_{LT} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{\frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (\S 5.5.4. (2)/CCM97)$$

Calcul de χ_z

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{l_{fz}/i_z}{\lambda_1} = \frac{(0,5 \times 601)\text{cm}/3,02\text{ cm}}{93,9} = 1,05$$

Donc le flambement sera considéré juste dans le sens (z-z) :

$$\phi_z = 0,5 \times [1 + \alpha \times (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

Avec : α : le facteur d'imperfection

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{270\text{ mm}}{13,5\text{ mm}} = 2 > 1,2 \\ t_f = 10,2\text{ mm} < 40\text{ mm} \end{cases} \rightarrow \alpha = 0,34$$

$$\phi_z = 0,5 \times [1 + 0,34 \times (1,05 - 0,2) + 1,05^2] = 1,195$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}} = \frac{1}{1,195 + [1,195^2 - 1,05^2]^{0,5}} = 0,566 < 1$$

Calcul de k_{LT}

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y}$$

Avec :

$$\mu_{LT} = 0,15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0,15$$

$$\beta_{MLT} = 1,8 - 0,7 \times \psi_y = 1,8 - 0,7 \times (-0,18) = 1,926$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 1,05 \times 1,926 - 0,15 = 0,153 < 0,9$$

Alors :

$$k_{LT} = 1 - \frac{0,153 \times 3984,66 \text{ daN}}{0,566 \times 45,9 \text{ cm}^2 \times 2350 \text{ daN/cm}^2} = 0,99$$

Calcul de χ_{LT}

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}}$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \times [1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\alpha_{LT} = 0,21 \text{ (pour les profilés laminés)}$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (0,51 - 0,2) + 0,51^2] = 0,662$$

Alors :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,662 + [0,662^2 - 0,51^2]^{0,5}} = 0,922 < 1$$

Donc :

$$\frac{3984,66}{0,566 \times \frac{45,9 \times 2350}{1,1}} + \frac{0,99 \times 5686,24}{0,922 \times \frac{484 \times 2350}{1,1}} = 0,07 < 1 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Le profilé IPE 270 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance.

VI.4. Vérification des poteaux

Pour les poteaux, nous avons opté des profilés en HEA 280.

D'après le Logiciel Autodesk Robot, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est 1,35 G + 1,5Q+ 1,35W2 :

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques			
	p Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl,y} cm ³	W _{pl,z} cm ³
HEA 280	76,4	97,3	270	280	13	8	196	13670	4763	1112	518,1

Tableau VI.2. Caractéristiques du profilé HEA280.

- N_{sd} = 19870,57 daN
- V_{sd} = 3697,16 daN

- $M_{sd} = 10375 \text{ daN.m}$

VI.4.1. Classe de la section transversale du profilé HEA 280

- **Classe de l'âme fléchie et comprimée**

Dans ce cas : $\alpha = 0,46 < 0,5$ (ANNEXE D)

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{36 \xi}{\alpha} \quad \text{avec : } \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{196}{8} = 24,5 < \frac{36 \xi}{\alpha} = \frac{36}{0,46} = 78,26 \quad \text{L'âme est de classe 1.}$$

- **Classe de la semelle comprimée**

$$\frac{c}{t_f} \leq 11\xi$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{b}{2}}{t_f} = \frac{280}{13} = 10,76 < 11 \quad \text{La semelle est de classe 2.}$$

Donc : la section du profilé globale est de classe 2.

VI.4.2. Vérification au cisaillement

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0,5 \times V_{Pl,Rd}$ (§5.4.7 (1)/CCM97)

$$V_{Pl,Rd} = 0,58 \times \frac{A_V \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec : $A_V = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 31,78 \text{ cm}^2$

$$V_{Pl,Rd} = 0,58 \times \frac{31,78 \times 2350}{1,1} = 39378,30 \text{ daN}$$

$$0,5 \times V_{Pl,Rd} = 19689,15 \text{ daN} > V_{sd} = 3697,16 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.4.3. Vérification de la résistance à la flexion composée

➤ Vérification au déversement

Comme il y a la flexion composée sur les traverses, il y a donc un risque de déversement à vérifier.

Le déversement est pris en considération que si $\lambda_{LT} \geq 0,4$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w}$$

$\beta_w = 1$ (Section transversale de classe 2)

$$\lambda_1 = 93,9 \xi \quad ; \quad \text{avec } \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

Puisque les poteaux sont articulés en pied et encastres à la tête, les facteurs de longueur effective K et K_w sont pris égaux à 0,7 et donc, la formule de λ_{LT} est de forme : (Annexe B §B.2.2 (6) /CCM97).

$$\lambda_{LT} = \frac{K \times L \times \left(\frac{W_{pl,y}^2}{I_w \times I_z} \right)^{0,25}}{\sqrt{C_1} \times \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 + \frac{(KL)^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_w} \right]^{0,25}}$$

$C_1 = 2,092$ (selon le diagramme de moment et le facteur de longueur effective K).

$$\lambda_{LT} = \frac{0,7 \times 1025 \times \left(\frac{1112^2}{785,4 \times 10^3 \times 4763} \right)^{0,25}}{\sqrt{2,092} \times \left[\left(\frac{0,7}{0,7} \right)^2 + \frac{(0,7 \times 1025)^2 \times 8,08 \times 10^6 \times 62,10}{3,14^2 \times 21 \times 10^6 \times 785,4 \times 10^3} \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = 52,73$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{52,73}{93,9} = 0,56 > 0,4$$

Donc : il y a un risque de déversement.

La formule de vérification de la section sera comme suit : (§5.5.4.(2)/CCM97)

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_{LT} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{\frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Calcul de χ_z

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{l_{fz}/i_z}{\lambda_1} = \frac{(0,7 \times 1025) \text{ cm} / 7 \text{ cm}}{93,9} = 1,09 > 0,2$$

Donc le flambement sera considéré juste dans le sens z-z :

$$\phi_z = 0,5 \times [1 + \alpha \times (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

Avec : α : le facteur d'imperfection .

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{270 \text{ mm}}{280 \text{ mm}} = 0,96 < 1,2 \\ t_f = 13 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \end{array} \right. \rightarrow \alpha = 0,49$$

$$\phi_z = 0,5 \times [1 + 0,49 \times (1,09 - 0,2) + 1,09^2] = 1,31$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}} = \frac{1}{1,31 + [1,31^2 - 1,09^2]^{0,5}} = 0,49 < 1$$

Calcul de k_{LT}

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y}$$

Avec :

$$\chi_z = 0,49$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0,15$$

$$\beta_{MLT} = 1,8 - 0,7 \times \psi_y = 1,8$$

$$\mu_{LT} = 0,14 < 0,9$$

Alors :

$$k_{LT} = 1 - \frac{0,14 \times 19870,57 \text{ daN}}{0,49 \times 97,3 \text{ cm}^2 \times 2350 \text{ daN/cm}^2} = 0,97$$

Calcul de χ_{LT}

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,56$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \times [1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

Avec :

$$\alpha_{LT} = 0,21 \quad \text{Pour les profilés laminés.}$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (0,56 - 0,2) + 0,56^2] = 0,694$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} = \frac{1}{0,694 + [0,694^2 - 0,56^2]^{0,5}} = 0,9 < 1$$

Donc :

$$\frac{19870,57}{0,49 \times \frac{97,3 \times 2350}{1,1}} + \frac{0,97 \times 10375 \times 10^2}{0,9 \times \frac{1112 \times 2350}{1,1}} = 0,66 < 1 \quad \text{condition vérifiée.}$$

Le profilé HEA 280 répond à toutes les conditions des règles de CCM97 concernant la vérification de résistance.

VI.4.4. Vérification des déplacements

Il est nécessaire de vérifier les déplacements en tête de poteaux Δ , afin de se prémunir contre d'éventuels désordres dans les éléments secondaires.

$$\Delta \leq \Delta_{ad}$$

$$\text{Avec : } \Delta_{ad} = \frac{h}{125} = \frac{1025}{125} = 8,2 \text{ cm} \quad (4.2.2.2 (3)/CCM97)$$

$$\Delta = \frac{\sigma_f \times h^2}{3 \times 10000H} \left(1 + \frac{1}{2k}\right)$$

σ_f : la contrainte à la flexion

$$\sigma_f = \frac{M_{y,sd}}{W_{pl,y}} = \frac{10375}{1112} = 9,33 \text{ daN/cm}^2$$

h: hauteur du poteau

H : hauteur du profilé du poteau.

$$k = \frac{I_{y,poutre}}{I_{poutre}} \times \frac{h_{poteau}}{I_{y,poteau}} = \frac{5790 \text{ cm}^4}{601 \text{ cm}} \times \frac{1025 \text{ cm}}{13670 \text{ cm}^4} = 0,72$$

$$\Delta = \frac{9,33 \text{ daN/cm}^2 \times (1025 \text{ cm})^2}{3 \times 10000 \times 27 \text{ cm}} \left(1 + \frac{1}{2 \times 0,72} \right) = 0,02 \text{ cm}$$

$$\Delta = 0,02 \text{ cm} < \Delta_{ad} = 8,2 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

VI.5. Vérification des contreventements

Pour les contreventements nous avons opté des profilés en cornières CAE50×5 avec :

$$L = 6,71 \text{ m}$$

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques			
	p Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t mm	r ₁ mm	r ₂ mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	i _y cm	i _z cm
CAE50×5	3,77	4,8	50	50	5	7	3,5	10,96	10,96	1,51	1,51

Tableau VI.3. Caractéristiques du cornière CAE50×5.

Puisque c'est un contreventement en X, on met un assemblage au milieu donc le calcul sera fait avec la prise en compte de $l = L/2 = 3,355 \text{ m}$.

D'après le Logiciel Autodesk Robot, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est $1,35G + 1,35Q + 1,35W2$:

Avec : $N_{sd} = 1497 \text{ daN}$ (traction)

VI.5.1. Vérification à la traction

$$N_{sd} \leq N_{t,Rd} = \min [N_{Pl,Rd} ; N_{u,Rd} ; N_{net,Rd}] \quad (\S 5.4.3 (1)(2)/CCM97)$$

$$N_{t,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} N_{Pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{4,8 \times 2350}{1,1} = 10254 \text{ daN} \\ N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 4,8 \times 3600}{1,25} = 12441,6 \text{ daN} \\ N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M2}} = \frac{4,8 \times 2350}{1,25} = 9024 \text{ daN} \end{array} \right.$$

$$N_{t,Rd} = N_{net,Rd} = 9024 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1497 \text{ daN} < N_{t,Rd} = N_{net,Rd} = 9024 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.6. Vérification des stabilités

VI.6.1. Stabilités en V

Pour les stabilités nous avons opté des profilés en V (2UPN 140 avec : L = 6,43 m).

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques			
	p Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	i _y cm	i _z cm	W _{pl,y} cm ³	W _{pl,z} cm ³
2 UPN140	32	40,8	140	60	10	7	98	10,9	3,5	206	56,6

Tableau VI.4. Caractéristiques du profilé 2UPN140.

D'après le Logiciel Autodesk Robot, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est 1,35G + 1,35 Q+1,35W2 :

$$N_{sd} = 25214 \text{ daN (traction)}$$

$$N_{sd} = -9656 \text{ daN (compression)}$$

VI.6.1.1. Vérification à la traction

$$N_{sd} \leq N_{t,Rd} = \min [N_{Pl,Rd} ; N_{u,Rd} ; N_{net,Rd}] \quad (\S 5.4.3 (1)(2)/CCM97)$$

$$N_{t,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} N_{Pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{40,8 \times 2350^2}{1,1} = 87163,63 \text{ daN} \\ N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 40,8 \times 3600}{1,25} = 105753,6 \text{ daN} \\ N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M2}} = \frac{40,8 \times 2350}{1,25} = 76704 \text{ daN} \end{array} \right.$$

$$N_{t,Rd} = N_{net,Rd} = 76704 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 25214 \text{ daN} < N_{t,Rd} = 76704 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.6.1.2. Vérification à la compression

$$N_{sd} \leq N_{c,Rd} = N_{Pl,Rd} \quad (\S 5.4.4 (1)/CCM97)$$

$$N_{Pl,Rd} = 87163,63 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 9656 \text{ daN} < N_{c,Rd} = 87163,63 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de flambement**

$$N_{Sd} \leq N_{b,Rd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} \quad (§5.5.1 (1)/CCM97)$$

$$\lambda = \frac{\lambda}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda}{93,9\xi}$$

$\beta_A = 1$: Pour les sections de classe 1.

$\bar{\lambda}$: Élancement réduit.

λ : Élancement pour le mode de flambement a considéré :

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

Plan (y-y)

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{643 \text{ cm}}{10,9 \text{ cm}} = 59$$

Plan (z-z)

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{643 \text{ cm}}{3,5 \text{ cm}} = 183,71$$

$$\lambda = \max(\lambda_y, \lambda_z) = 183,71$$

$$\lambda_1 = 93,9\xi = 93,9 \times \left(\frac{235}{235}\right)^{0,5} = 93,9 \quad \text{vec } f_y = 235 \text{ N/mm}^2$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} = \frac{183,71}{93,9} \sqrt{1} = 1,95 > 0,2$$

$\alpha = 0,49$ Courbe c (section en U)

$$\phi = 0,5 \times [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5 \times [1 + 0,49(1,95 - 0,2) + 1,95^2] = 2,83$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} = \frac{1}{2,83 + \sqrt{2,83^2 - 1,95^2}} = 0,2 < 1$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,2 \times 1 \times 40,8 \text{ cm}^2 \times 2350 \text{ daN/cm}^2}{1,1} = 17432,72 \text{ daN}$$

$N_{b,Rd} = 17432 \text{ daN} > N_{Sd} = 9656 \text{ daN}$ Condition vérifiée.

VI.6.2. Stabilités en X

Pour les stabilités nous avons opté des profilés en X (UPN 140 avec : L = 8,31 m).

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques			
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f Mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl,y} cm ³	W _{pl,z} cm ³
UPN140	16	20,4	140	60	10	7	98	605	62,7	103	28,3

Tableau VI.5. Caractéristiques du profilé UPN140.

D'après le Logiciel Autodesk Robot, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est $G+Q+1,2EY$:

$$N_{sd} = 7228 \text{ daN (traction)}$$

6.2.1. Vérification à la traction

$$N_{sd} \leq N_{t,Rd} = \min [N_{Pl,Rd} ; N_{u,Rd} ; N_{net,Rd}] \quad (§5.4.3 (1)(2))/CCM97).$$

$$N_{t,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} N_{Pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{20,4 \times 2350}{1,1} = 43581,81 \text{ daN} \\ N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 20,4 \times 3600}{1,25} = 52876,8 \text{ daN} \\ N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M2}} = \frac{20,4 \times 2350}{1,25} = 38352 \text{ daN} \end{array} \right.$$

$$N_{t,Rd} = N_{net,Rd} = 38352 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 7228 \text{ daN} < N_{t,Rd} = 38352 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.7. Vérification de la sablière

Pour les sablières nous avons opté des profilés HEA120.

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques			
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl,y} cm ³	W _{pl,z} cm ³
HEA120	19,9	25,3	114	120	8	5	74	606,2	230,9	119,5	58,85

Tableau VI.6. Caractéristiques du profilé HEA120.

D'après le Logiciel Autodesk Robot, on prend les valeurs de charges les plus importantes

Avec : $M_{sd} = 1061,35 \text{ daN.m}$

VI.7.1. Classe de la section transversale du profilé HEA 120

- Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\xi \quad \text{avec :} \quad \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{74}{5} = 14,8 < 72 \quad \text{L'âme est de classe 1.}$$

- Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} \leq 10\xi$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b}{2} = \frac{120}{2} = 7,5 < 10 \quad \text{La semelle est de classe 1.}$$

Donc : la section du profilé globale est de classe 1.

VI.7.2. Vérification de la résistance à la flexion simple

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{c,Rd}$ (§5.4.5 (1)/CCM97).

Avec :

$$M_{c,Rd} = \frac{w_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{119,5 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \times 235 \times 10^5 \text{ daN/m}^2}{1,1} = 2553 \text{ daN.m}$$

$M_{sd} = 1061,35 \text{ daN.m} < M_{c,Rd} = 2553 \text{ daN.m}$ condition vérifiée.

CHAPITRE VII

CALCUL DES ASSEMBLAGES

VII.1. INTRODUCTION

La conception et le calcul des assemblages ont une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces constituant la structure.

En effet, les assemblages constituent un dispositif qui permet de réunir et de solidariser les pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations régnant dans les différents composants structuraux, en cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est remis en cause.

VII.2. CALCUL DES ASSEMBLAGES

VII.2.1. Assemblage poteau –poutre principale (HEA 280 – IPE 450)

Le principe de l'assemblage est de souder une platine en bout de la poutre principale, elle est percée symétriquement de part et d'autre de l'âme de la poutre.

Les mêmes perçages qui sont effectués sur l'aile du poteau permettent de solidariser les deux éléments assemblés.

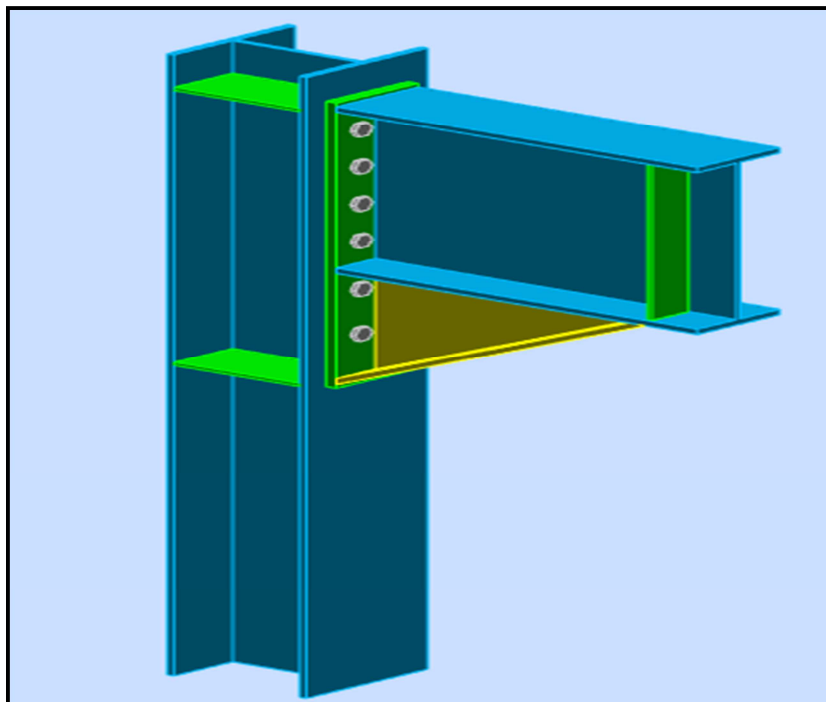


Figure VII.1: Assemblage poteau-poutre principale.

VII.2.1.1. Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison 1,35G+1,5Q :

$$V_{sd} = 17813,10 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = 24892,59 \text{ daN.m}$$

VII.2.1.2. Soudure de la platine

➤ **Cordon de soudure**

- Épaisseur de la platine: $ép = 20 \text{ mm}$
- Épaisseur de la semelle IPE450: $t_f = 14,6 \text{ mm}$
- Épaisseur de l'âme IPE450: $t_w = 9,4 \text{ mm}$

➤ **Soudure de la semelle de la poutre sur la platine**

$$a_f \geq t_{fb} \times \left(\frac{f_y}{\gamma_{m0}} \right) \times \left(\frac{\beta_w \times \gamma_{m2}}{f_u \times \sqrt{2}} \right) = 14,6 \times \left(\frac{235}{1,1} \right) \times \left(\frac{0,8 \times 1,25}{360 \times \sqrt{2}} \right) = 6 \text{ mm}$$

➤ **Soudure de l'âme de la poutre sur la platine**

$$a_w \geq t_{wb} \times \left(\frac{f_y}{\gamma_{m0}} \right) \times \left(\frac{\beta_w \times \gamma_{m2}}{f_u \times \sqrt{2}} \right) = 9,4 \times \left(\frac{235}{1,1} \right) \times \left(\frac{0,8 \times 1,25}{360 \times \sqrt{2}} \right) = 3,9 \text{ mm}$$

$$\text{On prend : } \begin{cases} a_f = 6 \text{ mm} \\ a_w = 5 \text{ mm} \end{cases}$$

➤ **Vérification de la soudure de la semelle à la traction**

$$N_{sd} \leq F_{w,Rd}$$

$$N_{sd} = \frac{M_{sd}}{h} = \frac{24892,59 \text{ daN.m}}{0,75 \text{ m}} = 33190 \text{ daN}$$

$$F_{w,Rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

- La nuance d'acier utilisé est S 235 donc $\begin{cases} \beta_w = 0,8 \\ \gamma_{mw} = 1,25 \end{cases}$

- La longueur totale des cordons de soudure de la semelle $\sum l = 328,6 \text{ mm}$

$$F_{w,Rd} = \frac{6 \times 328,6 \text{ mm} \times 360 \text{ N/mm}^2}{\sqrt{2} \times 0,8 \times 1,25} = 50188,74 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 33190 \text{ daN} < F_{w,Rd} = 50188,74 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la soudure de l'âme au cisaillement**

$$V_{sd} \leq F_{v,Rd}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

- La nuance d'acier utilisé est S 235 donc $\begin{cases} \beta_w = 0,8 \\ \gamma_{mw} = 1,25 \end{cases}$
- La longueur totale des cordons de soudure de l'âme $\sum l = 1297,6 \text{ mm}$

$$F_{v,Rd} = \frac{5 \times 1297,6 \times 360}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 134850,54 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 17813,10 \text{ daN} < F_{v,Rd} = 134850,54 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.2.1.3. Disposition constructive

Pour des raisons pratiques, on évite toujours la mise en œuvre dans un même assemblage des boulons de diamètres différents.

On prend deux files de 6 boulons $\varnothing 20$ classe HR 10.9.

L'épaisseur la plus mince : $t = \min(t_f ; t_{\text{platine}}) = \min(14,6 ; 20) = 14,6 \text{ mm}$

$$d_0 = \varnothing + 2 = 22 \text{ mm}$$

➤ Entraxes (p_1, p_2)

$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t$ Alors on prend $p_1 = 100 \text{ mm}$.

$3 d_0 \leq p_2 \leq 14t$ Alors on prend $p_2 = 85 \text{ mm}$.

➤ Pincés (e_1, e_2)

$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t$ Alors on prend $e_1 = 85 \text{ mm}$.

$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t$ Alors on prend $e_2 = 55 \text{ mm}$.

VII.2.1.4. Calcul de la hauteur de la partie comprimée

$$x = t_f \times \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 14,6 \text{ mm} \times \sqrt{\frac{190 \text{ mm}}{9,4 \text{ mm}}} = 65,63 \text{ mm}$$

L'âme neutre se trouve au-dessous de la dernière rangée \Longrightarrow Tous les boulons sont tendus.

VII.2.1.5. Vérification à la traction

$$F_{t,Sd} \leq F_{t,Rd}$$

Avec $F_{t,Sd}$: L'effort de traction du boulon le plus sollicité.

$$F_{t,Sd} = \frac{M_{sd} \times h_1}{2 \times \sum h_i^2} = \frac{24892,59 \text{ daN} \cdot \text{m} \times 0,667 \text{ m}}{2 \times (0,667^2 + 0,567^2 + 0,467^2 + 0,367^2 + 0,237^2 + 0,117^2) \text{ m}^2}$$

$$F_{t,Sd} = 6976,2 \text{ daN}$$

$$F_{t,Rd} = 0,9 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0,9 \times \frac{245 \times 1000}{1,25} = 17640 \text{ daN} \quad (\text{Tableau 65.3/CCM97})$$

$$F_{t,Sd} = 6976,2 \text{ daN} < F_{t,Rd} = 17640 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.2.1.7. Vérification au glissement

$$V_{sd} \leq n F_{s,Rd}$$

Avec : n le nombre total de boulons $n = 12$

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s \times n \times \mu \times F_{p,Cd}}{\gamma_{ms}} \quad (§6.5.6. (1)/CCM97)$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} k_s = 1 \quad \text{Trou nominal.} \\ n=1 \quad \text{un plan de glissement.} \\ \mu = 0,3 \quad \text{coefficient de frottement (brossé). (Voir ANNEXE E)} \end{array} \right.$$

$$F_{p,Cd} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s = 0,7 \times 1000 \text{ N/mm}^2 \times 245 \text{ mm}^2 = 17150 \text{ daN}$$

$$F_{s,Rd} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 \times 17150}{1,1} = 4677 \text{ daN}$$

$$\frac{17813,10}{12} = 1484,41 \text{ daN} < F_{s,Rd} = 4677 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.2.1.8. Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue

$$F_v \leq F_{t,Rd}$$

$$F_{t,Rd} = t_w \times p_1 \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 8 \times 100 \times \frac{235}{1,1} = 17091 \text{ daN}$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{24892,59 \text{ daN.m}}{(0,750 - 0,029)\text{m}} = 34525 \text{ daN}$$

$$F_v = 34525 \text{ daN} > F_{t,Rd} = 17091 \text{ daN} \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

La résistance de l'âme du poteau à la traction est faible en comparaison avec l'effort agissant, donc il faut prévoir un raidisseur ($t_{\text{raidisseur}} = 16\text{mm}$).

VII.2.1.9. Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée

$$N_{sd} \leq F_{c,Rd}$$

$$F_{c,Rd} = \frac{k_c \times b_{eff} \times \rho \times t_{wc} \times f_y}{\gamma_{m1} \times \sqrt{\left(1 + 1,3 \times \frac{b_{eff}}{h}^2\right)}}$$

$$b_{eff} = t_{fb} + 2a_p \times \sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$$

$$b_{eff} = 14,6 + 2 \times 6 \times \sqrt{2} + 5 \times (13 + 24) + 2 \times 20 = 256,57 \text{ mm}$$

$$\sigma_{c,Sd} \leq 0,7 f_y \rightarrow k_c = 1$$

$$\sigma_{c,Sd} > 0,7 f_y \rightarrow k_c = 1,7 - \sigma_{c,Sd} / f_y$$

$\sigma_{c,Sd}$: Contrainte normale de compression ans l'âme du poteau dû à l'effort de compression et au moment fléchissant.

$$\sigma_{c,Sd} = \frac{M_{sd}}{A_c} + \frac{M_{sd} \times z_{max}}{I_y} = \frac{17813,10}{9730} + \frac{24892,59 \times 10^3 \times 135}{13670 \times 10^4} = 260,41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,Sd} = 260,41 \text{ Mpa} > 0,7 f_y = 164,5 \text{ Mpa}$$

$$k_c = 1,7 - \sigma_{c,Sd} / f_y = 0,59$$

$$\bar{\lambda}_p \leq 0,72 \rightarrow \rho = 1$$

$$\bar{\lambda}_p > 0,72 \rightarrow \rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,2}{\bar{\lambda}_{p2}}$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,0932 \times \sqrt{\frac{b_{eff} \times d_{wc} \times f_y}{E \times t_{wc}^2}} = 0,0932 \times \sqrt{\frac{256,57 \times 196 \times 235}{210000 \times 8^2}} = 0,087 < 0,72$$

Donc $\rightarrow \rho = 1$

$$F_{c,Rd} = \frac{0,59 \times 256,57 \times 1 \times 8 \times 235}{1,1 \times \sqrt{\left(1 + 1,3 \times \frac{256,57}{270}^2\right)}} = 17547 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = \sum_1^6 N_i$$

- $h_1 = 667,5 \text{ mm}$
- $h_2 = 567,5 \text{ mm}$
- $h_3 = 467,5 \text{ mm}$
- $h_4 = 367,5 \text{ mm}$
- $h_5 = 237,5 \text{ mm}$
- $h_6 = 117,5 \text{ mm}$

$$N_1 = \frac{M_{sd} \times h_1}{\sum h_i^2} = \frac{24892,59 \times 0,667}{1,19} = 13952,4 \text{ daN}$$

$$N_2 = \frac{M_{sd} \times h_2}{\sum h_i^2} = \frac{24892,59 \times 0,567}{1,19} = 11860,58 \text{ daN}$$

$$N_3 = \frac{M_{sd} \times h_3}{\sum h_i^2} = \frac{24892,59 \times 0,467}{1,19} = 9768,77 \text{ daN}$$

$$N_4 = \frac{M_{sd} \times h_4}{\sum h_i^2} = \frac{24892,59 \times 0,367}{1,19} = 7676,95 \text{ daN}$$

$$N_5 = \frac{M_{sd} \times h_5}{\sum h_i^2} = \frac{24892,59 \times 0,237}{1,19} = 4957,6 \text{ daN}$$

$$N_6 = \frac{M_{sd} \times h_6}{\sum h_i^2} = \frac{24892,59 \times 0,117}{1,19} = 2447,42 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = \sum_1^6 50663,72 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 50663,72 \text{ daN} > F_{c,Rd} = 17547 \text{ daN} \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

La résistance de l'âme du poteau en compression est faible en comparaison avec l'effort agissant, donc il faut prévoir un raidisseur ($t_{\text{raidisseur}} = 16\text{mm}$).

VII.2.1.10. Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée

$$F_v \leq V_{Rd}$$

$$V_{Rd} = 0,58 \times \frac{f_y \times A_v}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 31,78 \text{ cm}^2$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{24892,59}{0,750 - 0,029} = 34525 \text{ daN}$$

$$V_{Rd} = 0,58 \times \frac{2350 \times 31,78}{1,1} = 39378,3 \text{ daN}$$

$$F_v = 34525 \text{ daN} < V_{Rd} = 39378,3 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.2.2. Assemblage poteau – poutre secondaire (HEA 280 – IPE 330)

Cet assemblage est réalisé avec boulonnage de l'âme de la poutre secondaire avec deux cornières boulonnées à l'âme du poteau.

VII.2.2.1. Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison 1.35G + 1.5Q :

$$V_{sd} = 1700 \text{ daN}$$

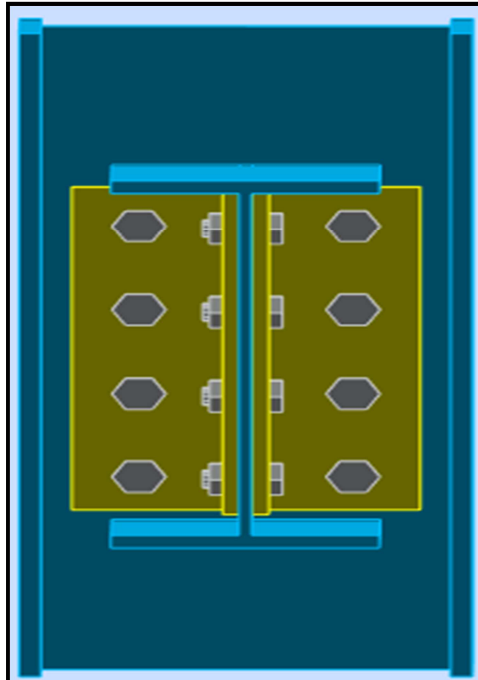


Figure VII.2: Assemblage poteau-poutre secondaire.

VII.2.2.2. Épaisseur de la cornière

- La longueur de la cornière : 290 mm
- Le diamètre de trou $d_0 = 18 \text{ mm}$
- Pour la cornière on suppose : L 100× 10

VII.2.2.3. Disposition constructive

L'assemblage est réalisé avec une file verticale de 4 boulons $\varnothing 16$ classe 8.8, pour les deux côtés de la cornière.

$$t = \min (t_f ; t_{\text{cornière}}) = \min (7,5 \text{ mm} ; 10 \text{ mm}) = 7,5 \text{ mm}$$

➤ **Entraxes (p_1)**

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t \text{ alors on prend } p_1 = 75 \text{ mm.}$$

➤ **Pinces (e_1, e_2)**

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t \text{ alors on prend } e_1 = 35 \text{ mm.}$$

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t \text{ alors on prend } e_2 = 60 \text{ mm}$$

VII.2.2.4. Vérification au cisaillement

$$V_{t,sd} \leq F_{v,Rd}$$

$$F_{v,Rd} = 0,6 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} \quad (\text{Tableau 65.3/CCM97})$$

$$F_{v,Rd} = 0,6 \times \frac{157 \times 800}{1,25} = 6028,8 \text{ daN}$$

➤ **Cisaillement par effort tranchant (V'_{sd})**

$$V'_{sd} = \frac{V_{sd}}{8} = \frac{1700}{8} = 212,5 \text{ daN}$$

➤ **Cisaillement par moment ($V_{m,sd}$)**

$$V_{m,sd} = \frac{M_{sd}}{p_1} = \frac{V_{sd}/2 \times e_2}{p_1} = \frac{1700/2 \times 60}{75} = 680 \text{ daN}$$

➤ **Cisaillement total ($V_{T,sd}$)**

$$V_{t,sd} = \sqrt{V'^2_{sd} + V^2_{m,sd}} = \sqrt{212,5^2 + 680^2} = 712,34 \text{ daN}$$

$$V_{t,sd} = 712,34 \text{ daN} < F_{v,Rd} = 6028,8 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.2.2.5. Vérification de la pression diamétrale

$$\frac{V_{t,sd}}{n} \leq F_{b,Rd}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}} \quad (\text{Tableau 65.3/CCM97})$$

Avec :

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(1,11; 1,13; 2,2; 1) = 1$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 1 \times 360 \times 16 \times 10}{1,25} = 11520 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{t,sd}}{8} = 89 \text{ daN} < F_{b,Rd} = 11520 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.2.3. Assemblage poutre principale – solive (IPE450 – IPE 220)

Cet assemblage est réalisé avec boulonnage de l'âme de la poutre principale par deux cornières boulonnées avec l'âme de la solive.

VII.2.3.1. Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison 1,35G+1,5Q :

$$V_{sd} = 3192,15 \text{ daN}$$

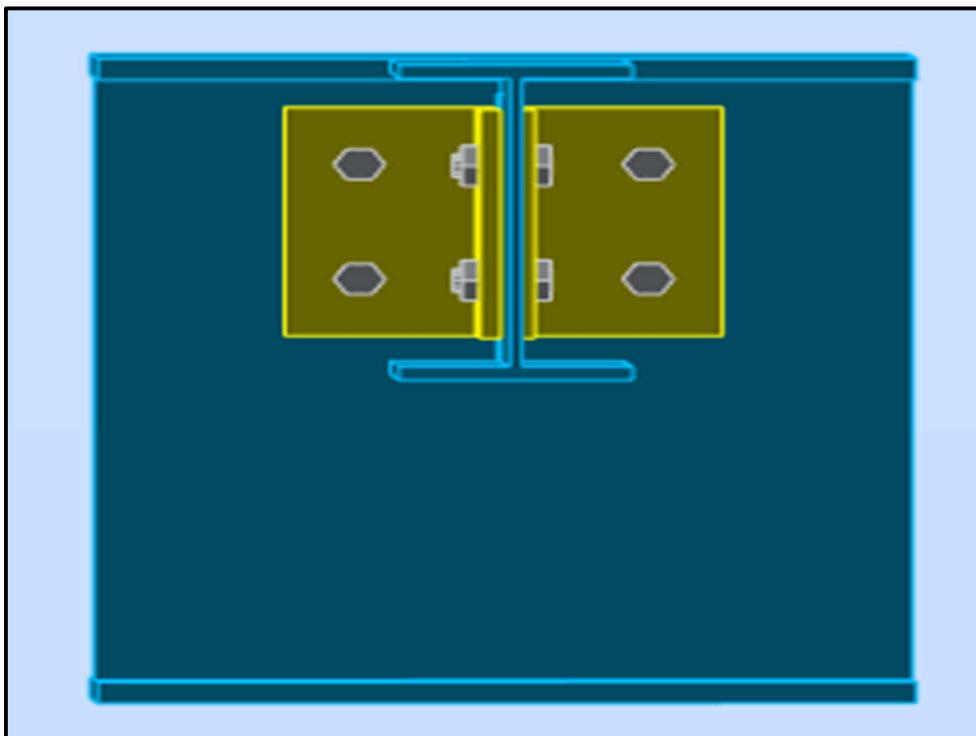


Figure VII.3: Assemblage poutre principale-solive.

VII.2.3.2. Épaisseur de la cornière

- La longueur de la cornière : 160 mm
- Le diamètre de trou $d_0 = 13\text{mm}$
- Pour la cornière on suppose : L 100 × 10

VII.2.3.3. Disposition constructive

L'assemblage est réalisé avec une file verticale de 2boulons $\varnothing 12$ classe 6.8, pour les deux côtes de la cornière.

$$t = \min (t_w ; t_{\text{cornière}}) = \min (5,9; 10) = 5,9\text{mm}$$

➤ Entraxes (p_1)

2,2 $d_0 \leq p_1 \leq 14t$ Alors on prend $p_1 = 80\text{mm}$

➤ **Pinces (e_1, e_2)**

1,2 $d_0 \leq e_1 \leq 12t$ alors on prend $e_1 = 40\text{mm}$

1,5 $d_0 \leq e_2 \leq 12t$ alors on prend $e_2 = 65\text{mm}$

VII.2.3.4. Vérification au cisaillement

$$V_{t,sd} \leq F_{v,Rd}$$

$$F_{v,Rd} = 0,6 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} \quad (\text{Tableau 65.3/CCM97})$$

$$F_{v,Rd} = 0,6 \times \frac{84,3 \times 600}{1,25} = 2427,8 \text{ daN}$$

➤ **Cisaillement par effort tranchant (V'_{sd})**

$$V'_{sd} = \frac{v_{sd}}{4} = \frac{3192,15}{4} = 798,03 \text{ daN}$$

➤ **Cisaillement par moment ($V_{m,sd}$)**

$$V_{m,sd} = \frac{M_{sd}}{p_1} = \frac{v_{sd}/2 \times e_2}{p_1} = \frac{3192,15/2 \times 65}{80} = 1296,81 \text{ daN}$$

➤ **Cisaillement total (V_T)**

$$V_{t,sd} = \sqrt{V'^2_{sd} + V^2_{m,sd}} = \sqrt{798,03^2 + 1296,81^2} = 1522,68 \text{ daN}$$

$$V_{t,sd} = 1522,68 \text{ daN} < F_{v,Rd} = 2427,8 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.2.3.5. Vérification de la pression diamétrale

$$\frac{V_{t,sd}}{n} \leq F_{b,Rd}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}} \quad (\text{Tableau 65.3/CCM97})$$

Avec :

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(1,02; 1,80; 1,66; 1) = 1$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 1 \times 360 \times 12 \times 10}{1,25} = 8640 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{t,sd}}{4} = 798 \text{ daN} < F_{b,Rd} = 8640 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.2.4. Assemblage poteau – traverse (HEA 280 – IPE 270)

Cette opération consiste à fixer par soudure une platine à l'extrémité d'une traverse pour permettre son assemblage sur l'aile d'un poteau.

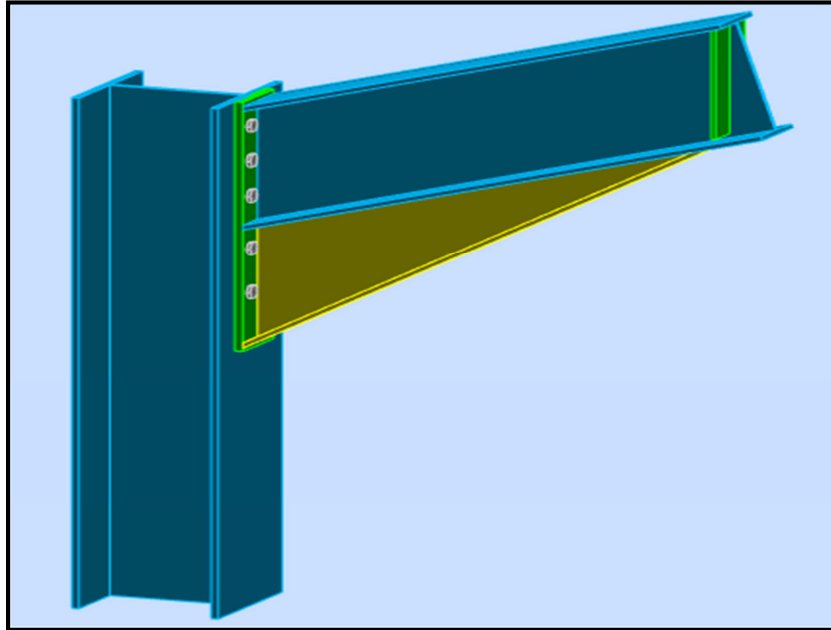


Figure VII.4: Assemblage poteau-traverse.

VII.2.4.1. Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison 1,35G+1,35Q+1,35W2:

$$V_{sd} = 2483,27 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = 5544,24 \text{ daN.m}$$

VII.2.4.2. Soudure de la platine

➤ Cordon de soudure

- Épaisseur de la platine : $é_p = 15 \text{ mm}$
- Épaisseur de la semelle IPE270 : $t_f = 10,2 \text{ mm}$
- Épaisseur de l'âme IPE270: $t_w = 6,6 \text{ mm}$

➤ Soudure de la semelle de la poutre sur la platine

$$a_f \geq t_{fb} \times \left(\frac{f_y}{\gamma_{m0}} \right) \times \left(\frac{\beta_w \times \gamma_{m2}}{f_u \times \sqrt{2}} \right) = 10,2 \times \left(\frac{235}{1,1} \right) \times \left(\frac{0,8 \times 1,25}{360 \times \sqrt{2}} \right) = 4,28 \text{ mm}$$

➤ Soudure de l'âme de la poutre sur la platine

$$a_w \geq t_{wb} \times \left(\frac{f_y}{\gamma_{m0}} \right) \times \left(\frac{\beta_w \times \gamma_{m2}}{f_u \times \sqrt{2}} \right) = 6,6 \times \left(\frac{235}{1,1} \right) \times \left(\frac{0,8 \times 1,25}{360 \times \sqrt{2}} \right) = 2,76 \text{ mm}$$

- On prend : $\begin{cases} a_f = 6 \text{ mm} \\ a_w = 5 \text{ mm} \end{cases}$

➤ **Vérification de la soudure de la semelle à la traction**

$$N_{sd} \leq F_{w,Rd}$$

$$N_{sd} = \frac{M_{sd}}{h} = \frac{5544,24}{0,55} = 10080,43 \text{ daN}$$

$$F_{w,Rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

- La nuance d'acier utilisé est S 235 donc $\begin{cases} \beta_w = 0,8 \\ \gamma_{mw} = 1,25 \end{cases}$

- La longueur totale des cordons de soudure de la semelle $\sum l = 233,4 \text{ mm}$

$$F_{w,Rd} = \frac{6 \times 233,4 \times 360}{\sqrt{2} \times 0,8 \times 1,25} = 35648,36 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 10080,43 \text{ daN} < F_{w,Rd} = 35648,36 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la soudure de l'âme au cisaillement**

$$V_{sd} \leq F_{v,Rd}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

- La nuance d'acier utilisé est S 235 donc $\begin{cases} \beta_w = 0,8 \\ \gamma_{mw} = 1,25 \end{cases}$

- La longueur totale des cordons de soudure de l'âme $\sum l = 939,2 \text{ mm}$

$$F_{v,Rd} = \frac{5 \times 939,2 \times 360}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 97640,52 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 2483,27 \text{ daN} < F_{v,Rd} = 97640,52 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.2.4.3. Disposition constructive

Pour des raisons pratiques, on évite toujours la mise en œuvre dans un même assemblage des boulons de diamètres différents.

On prend deux files de 5 boulons $\emptyset 16$ classe HR 8.8.

L'épaisseur la plus mince : $t = \min(t_f ; t_{\text{platine}}) = \min(10,2 ; 15) = 10,2 \text{ mm}$

$$d_0 = \emptyset + 2 = 18 \text{ mm}$$

➤ **Entraxes (p_1, p_2)**

$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t$ alors on prend $p_1 = 80 \text{ mm}$.

$$3 d_0 \leq p_2 \leq 14t \quad \text{Alors on prend } p_2 = 75\text{mm.}$$

➤ **Pinces (e_1, e_2)**

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t \quad \text{Alors on prend } e_1 = 60\text{mm.}$$

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t \quad \text{Alors on prend } e_2 = 40\text{mm.}$$

VII.2.4.4. Calcul de la hauteur de la partie comprimée

$$x = t_f \times \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 10,2 \times \sqrt{\frac{135}{6,6}} = 46,13 \text{ mm}$$

L'âme neutre se trouve au-dessous de la dernière rangée \Longrightarrow Tous les boulons sont tractés.

VII.2.4.5. Vérification à la traction

$$F_{t,Sd} \leq F_{t,Rd} \quad (\text{Tableau 65.3/CCM97})$$

Avec:

$F_{t,Sd}$: L'effort de traction du boulon le plus sollicité.

$$F_{t,Sd} = \frac{M_{sd} \times h_1}{2 \times \sum h_i^2} = \frac{5544,24 \times 0,498}{2 \times (0,667^2 + 0,567^2 + 0,467^2 + 0,367^2 + 0,237^2 + 0,117^2)}$$

$$F_{t,Sd} = 2339,85 \text{ daN}$$

$$F_{t,Rd} = 0,9 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0,9 \times \frac{157 \times 800}{1,25} = 9043,2 \text{ daN}$$

$$F_{t,Sd} = 2339,85 \text{ daN} < F_{t,Rd} = 9043,2 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.2.4.6. Vérification au glissement

$$V_{sd} \leq n F_{s,Rd}$$

Avec: n le nombre de boulons $n = 10$

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s \times n \times \mu \times F_{p,Cd}}{\gamma_{ms}} \quad (\S 6.5.6 (1)/CCM97)$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} k_s = 1 \quad \text{trou nominal} \\ n = 1 \quad \text{un plan de glissement} \\ \mu = 0,3 \quad \text{coefficient de frottement (brossé)} \end{array} \right.$$

$$F_{p,Cd} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s \quad (\S 6.5.6.2(1)/CCM97)$$

$$F_{P,Cd} = 0,7 \times 157 \times 800 = 8792 \text{ daN}$$

$$F_{s,Rd} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 \times 8792}{1,1} = 2398 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = \frac{2483,27}{10} = 248,83 \text{ daN} < F_{s,Rd} = 2398 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.2.4.7. Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue

$$F_V \leq F_{t,Rd}$$

$$F_{t,Rd} = t_w \times p_1 \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 8 \times 80 \times \frac{235}{1,1} = 13672,7 \text{ daN}$$

$$F_V = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{5544,24}{0,550 - 0,02} = 10460 \text{ daN}$$

$$F_V = 10460 \text{ daN} < F_{t,Rd} = 13672,7 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.2.4.8. Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée

$$N_{sd} \leq F_{c,Rd}$$

$$F_{c,Rd} = \frac{k_c \times b_{eff} \times \rho \times t_{wc} \times f_y}{\gamma_{m1} \times \sqrt{\left(1 + 1,3 \times \frac{b_{eff}^2}{h^2}\right)}}$$

$$b_{eff} = t_{fb} + 2a_p \times \sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$$

$$b_{eff} = 10,2 + 2 \times 6 \times \sqrt{2} + 5 \times (13 + 24) + 2 \times 15 = 242,17 \text{ mm}$$

$$\sigma_{c,Sd} \leq 0,7 f_y \quad \rightarrow \quad k_c = 1$$

$$\sigma_{c,Sd} > 0,7 f_y \quad \rightarrow \quad k_c = 1,7 - \sigma_{c,Sd} / f_y$$

$\sigma_{c,Sd}$: Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau dû à l'effort de compression et au moment fléchissant.

$$\sigma_{c,Sd} = \frac{M_{sd}}{A_c} + \frac{M_{sd} \times z_{max}}{I_y} = \frac{2483,27}{9730} + \frac{5544,24 \times 10^3 \times 135}{13670 \times 10^4} = 57,3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,Sd} = 57,3 \text{ MPa} < 0,7 f_y = 164,5 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad k_c = 1$$

$$\bar{\lambda}_p \leq 0,72 \quad \rightarrow \quad \rho = 1$$

$$\bar{\lambda}_p > 0,72 \quad \rightarrow \quad \rho = (\bar{\lambda}_p - 0,2) / \bar{\lambda}_p^2$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,0932 \times \sqrt{\frac{b_{\text{eff}} \times d_{\text{wc}} \times f_y}{E \times t_{\text{wc}}^2}} = 0,0932 \times \sqrt{\frac{241,17 \times 196 \times 235}{210000 \times 8^2}} = 0,084$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,084 \leq 0,72 \quad \rightarrow \quad \rho = 1$$

$$F_{c,Rd} = \frac{0,59 \times 242,17 \times 1 \times 8 \times 235}{1,1 \times \sqrt{\left(1 + 1,3 \times \frac{242,17}{270}\right)^2}} = 28936,89 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = \sum_1^5 N_i$$

- $h_1 = 498\text{mm}$
- $h_2 = 418\text{mm}$
- $h_3 = 338\text{mm}$
- $h_4 = 218\text{mm}$
- $h_5 = 118\text{mm}$

$$N_1 = \frac{M_{sd} \times h_1}{\sum h_i^2} = \frac{5544,24 \times 0,498}{0,59} = 4679,7 \text{ daN}$$

$$N_2 = \frac{M_{sd} \times h_2}{\sum h_i^2} = \frac{5544,24 \times 0,418}{0,59} = 3927,95 \text{ daN}$$

$$N_3 = \frac{M_{sd} \times h_3}{\sum h_i^2} = \frac{5544,24 \times 0,338}{0,59} = 3176,19 \text{ daN}$$

$$N_4 = \frac{M_{sd} \times h_4}{\sum h_i^2} = \frac{5544,24 \times 0,218}{0,59} = 2048,54 \text{ daN}$$

$$N_5 = \frac{M_{sd} \times h_5}{\sum h_i^2} = \frac{5544,24 \times 0,118}{0,59} = 1108,84 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = \sum_1^5 14941,22 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 14941,22 \text{ daN} < F_{c,Rd} = 28936,89 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.2.4.9. Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée

$$F_v \leq V_{Rd}$$

$$V_{Rd} = 0,58 \times \frac{f_y \times A_v}{\gamma_{m0}}$$

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 31,78 \text{ cm}^2$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{5544,24}{0,550 - 0,02} = 34525 \text{ daN}$$

$$V_{Rd} = 0,58 \times \frac{2350 \times 31,78}{1,1} = 39378,3 \text{ daN}$$

$$F_v = 10460 \text{ daN} < V_{Rd} = 39378,3 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.2.5. Assemblage traverse – traverse (IPE270 – IPE270)

Le principe de l'assemblage est de souder une platine en bout de traverse, elle est percée symétriquement de part et d'autre de l'âme de la traverse. Les mêmes perçages qui sont effectués sur la platine soudée en bout de l'autre traverse.

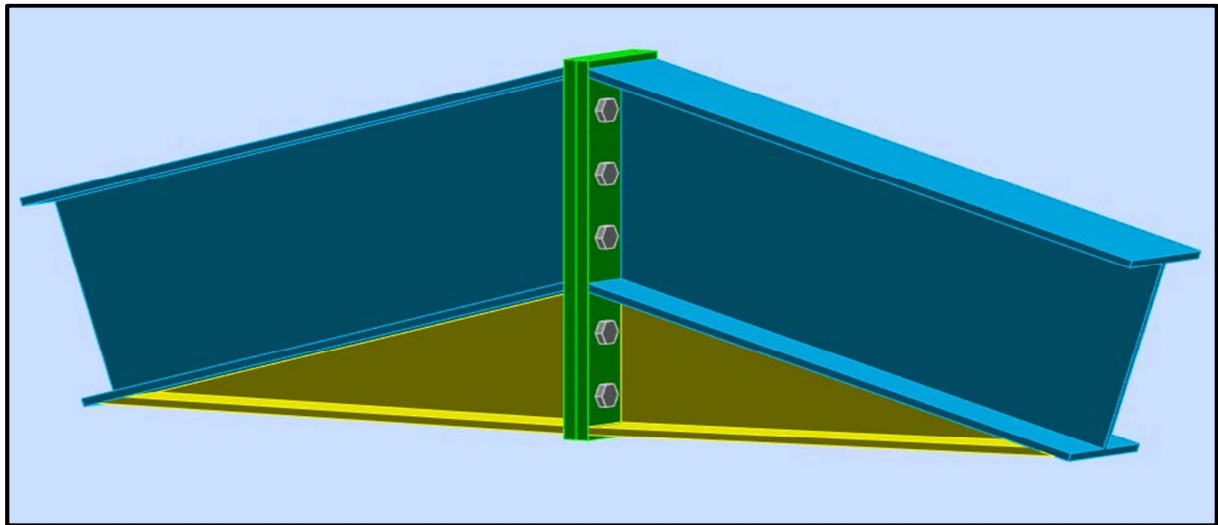


Figure VII.5: Assemblage traverse-traverse.

VII.2.5.1. Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison 1,35G+1,35Q+1,35W2:

$$V_{sd} = 1749 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = 2566 \text{ daN.m}$$

VII.2.5.2. Disposition constructive

Pour des raisons pratiques, on évite toujours la mise en œuvre dans un même assemblage des boulons de diamètres différents.

On prend deux files de 5 boulons $\varnothing 16$ classe HR 8.8.

$$\text{L'épaisseur la plus mince : } t = \min(t_f ; t_{\text{platine}}) = \min(10,2 ; 15) = 10,2 \text{ mm}$$

$$d_0 = \varnothing + 2 = 18 \text{ mm}$$

➤ Entraxes (p_1, p_2)

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t \quad \text{alors on prend } p_1 = 80 \text{ mm.}$$

$$3 d_0 \leq p_2 \leq 14t \quad \text{Alors on prend } p_2 = 75 \text{ mm.}$$

➤ **Pinces (e_1, e_2)**

1,2 $d_0 \leq e_1 \leq 12t$ Alors on prend $e_1 = 65$ mm.

1,5 $d_0 \leq e_2 \leq 12t$ Alors on prend $e_2 = 30$ mm.

VII.2.5.3. Vérification de moment résistant effectif de l'assemblage

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

$$M_{Rd} = \frac{n \times F_{p,cd} \times \sum h_i^2}{h_1}$$

$$\sum h_i^2 = (40^2 + 120^2 + 240^2 + 320^2 + 400^2) = 336000 \text{ mm}^2 = 0,336 \text{ m}^2$$

$$F_{p,cd} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s = 0,7 \times 800 \times 157 = 8792 \text{ daN}$$

$$M_{Rd} = \frac{2 \times 8792 \times 0,336}{0,4} = 14770,56 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 2566 \text{ daN.m} < M_{Rd} = 14770,56 \text{ daN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.2.5.4. Vérification de l'assemblage sous l'effort tranchant

$$V_{t,sd} \leq n F_{s,Rd}$$

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s \times m \times \mu}{\gamma_{m2}} \times F_{p,cd}$$

- $F_{p,cd}$: la précontrainte de calcul

$$F_{p,cd} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s = 0,7 \times 800 \times 157 = 8792 \text{ daN} \quad (\S 6.5.6.2 (1)/CCM97)$$

- $V_{t,sd}$: Effort de calcul par boulon
- m : le nombre de surfaces de frottements ($m = 1$)
- μ : le coefficient de frottement dépendant de la classe de traitement de surface ($\mu=0,3$)
- $k_s = 1$ pour les trous à tolérances normales.

$$F_{s,Rd} = \frac{1 \times 1 \times 0,3}{1,25} \times 8792 = 2110,08 \text{ daN}$$

$$\frac{1749}{10} = 174,9 \text{ daN} < 2110,08 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.2.6. Assemblage des stabilités en X (UPN 140)

Cet assemblage est réalisé avec boulonnage de la barre de la stabilité avec le gousset soudé avec la semelle de poteau.

Les deux barres qui forment un X sont boulonnées avec un gousset au milieu.

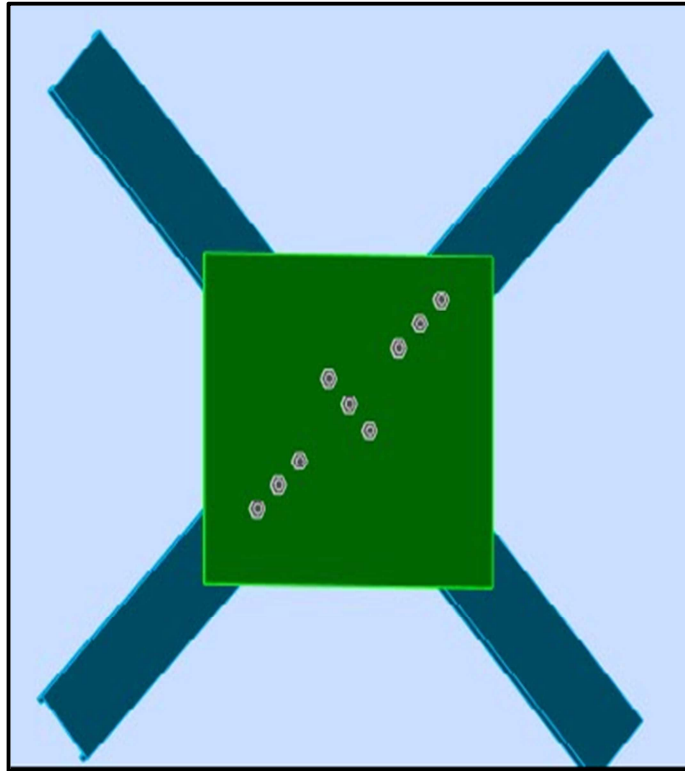


Figure VII.6: Assemblage stabilité en X.

VII.2.6.1. Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison G+Q+ 1.2 EY:

$$N_{sd} = 7143,28 \text{ daN}$$

VII.2.6.2. Épaisseur du gousset

- La dimension du gousset : $600 \times 550 \text{ mm}^2$
- Le diamètre de trou $d_0 = 18 \text{ mm}$
- On suppose $t=10 \text{ mm}$

VII.2.6.3. Disposition constructive

L'assemblage est réalisé avec une file de 3 boulons $\varnothing 16$ classe 4.8 dans chaque côté de la barre.

$$t = \min(t_w ; t_{\text{gousset}}) = \min(7 ; 10) = 7 \text{ mm}$$

$$d_0 = \varnothing + 2 = 18 \text{ mm}$$

➤ Entraxes (p_1)

$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t$ alors on prend $p_1 = 60 \text{ mm}$.

➤ Pincés (e_1)

$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t$ alors on prend $e_1 = 70\text{mm}$.

VII.2.6.4. Vérification au cisaillement

$$V_{sd} \leq n F_{v,Rd}$$

Avec : n le nombre des boulons $n = 3$

$$F_{v,Rd} = 0,5 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} \quad (\text{Tableau 65.3/CCM97})$$

$$F_{v,Rd} = 0,5 \times \frac{157 \times 400}{1.25} = 2512 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{sd}}{3} = 2381 \text{ daN} < F_{v,Rd} = 2512 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.2.6.5. Vérification de la pression diamétrale

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq F_{b,Rd}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}} \quad (\text{Tableau 65.3/CCM97})$$

$$\text{Avec : } \alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(1,29; 0,86; 1,1; 1) = 0,86$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,86 \times 360 \times 16 \times 10}{1.25} = 9907,02 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{sd}}{3} = 2381,09 \text{ daN} < F_{b,Rd} = 9907,02 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.2.7. Stabilité en V inversé (2 UPN140)

Cet assemblage est réalisé en soudant le profilé dans les deux extrémités et boulonné avec le gousset soudé avec les éléments de la structure de tel sort que les barres assemblées forment un V inversé.

VII.2.7.1. Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison $1,35G + 1,35 Q + 1,35W2$:

$$N_{sd} = 25214 \text{ daN}$$

VII.2.7.2. Epaisseur du gousset

- La dimension du gousset : Gousset supérieur $400 \times 200 \text{mm}^2$
Gousset inférieur $170 \times 170 \text{mm}^2$
- Le gousset est sollicité en traction

- Le diamètre de trou $d_0 = 18 \text{ mm}$
- On suppose $t=15 \text{ mm}$

VII.2.7.3. soudure gousset supérieur-poutre principale

➤ Cordon de soudure

- Épaisseur de gousset : $e_g = 15 \text{ mm}$
- Épaisseur de la semelle IPE450: $t_f = 14,6 \text{ mm}$

$$3 \text{ mm} \leq a \leq t_{\min}$$

Avec :

t_{\min} : épaisseur plus mince des pièces assemblées (poutre ; gousset).

$$t_{\min} = \min (14,6 ; 15) = 14,6 \text{ mm}$$

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 14,6$$

On choisit: $a = 6 \text{ mm}$.

➤ Vérification de la soudure gousset-poutre

$$N_{sd} \leq F_{w,Rd}$$

$$\text{Avec : } N_{sd} = 25214 \text{ daN}$$

$$F_{w,Rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}} \quad (\S 6.6.5.3/CCM97)$$

- La nuance d'acier utilisé est S 235 donc $\begin{cases} \beta_w = 0,8 \\ \gamma_{mw} = 1,25 \end{cases}$
- La longueur totale des cordons de soudure $\sum l = 600 \text{ mm}$

$$F_{w,Rd} = \frac{6 \times 400 \times 360}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 49883 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 25214 \text{ daN} < F_{w,Rd} = 49883 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.2.7.4. soudure gousset inférieur-poteau

➤ Cordon de soudure

- Épaisseur de gousset : $e_g = 15 \text{ mm}$
- Épaisseur de la semelle HEA280: $t_w = 6 \text{ mm}$

$$3 \text{ mm} \leq a \leq t_{\min}$$

Avec :

t_{\min} : épaisseur plus mince des pièces assemblées (poutre ; gousset).

$$t_{\min} = \min (6 \text{ mm}; 15 \text{ mm}) = 6 \text{ mm}$$

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 8$$

On choisit : $a = 6 \text{ mm}$

➤ **Vérification de la soudure gousset-poteau**

$$N_{sd} \leq F_{w,Rd}$$

$$N_{sd} = 25214 \text{ daN}$$

$$F_{w,Rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

- La nuance d'acier utilisé est S 235 donc $\begin{cases} \beta_w = 0,8 \\ \gamma_{mw} = 1,25 \end{cases}$
- La longueur totale des cordons de soudure $\sum l = 340 \text{ mm}$

$$F_{w,Rd} = \frac{6 \times 340 \times 360}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 42400 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 25214 \text{ daN} < F_{w,Rd} = 42400 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.2.7.5. Disposition constructive

L'assemblage est réalisé avec une deux file de 2 boulons $\varnothing 20$ classe 8.8 dans chaque côté de la barre.

$$t = \min(t_w ; t_{\text{gousset}}) = \min(7 ; 15) = 7 \text{ mm} .$$

$$d_0 = \varnothing + 2 = 22 \text{ mm}$$

➤ **Entraxes (p_1)**

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t \text{ alors on prend } p_1 = 60 \text{ mm}$$

➤ **Pinces (e_1)**

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t \text{ alors on prend } e_1 = 50 \text{ mm}$$

VII.2.7.6. Assemblage gousset supérieur-2UPN140

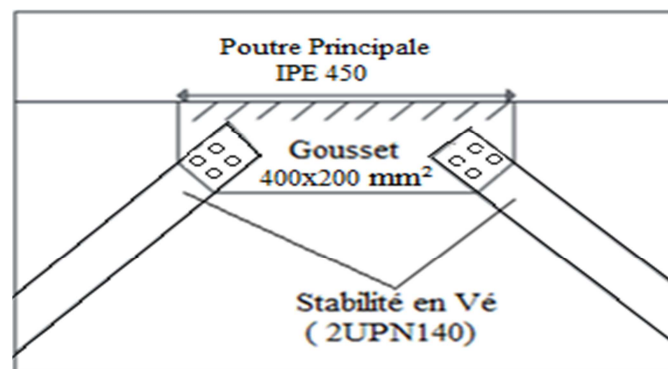


Figure VII.7: Assemblage gousset supérieur-2UPN 140.

A. Vérification au cisaillement

$$V_{sd} \leq n F_{v,Rd}$$

Avec : n le nombre des boulons n = 4

$$F_{v,Rd} = 0,5 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0,5 \times \frac{245 \times 800}{1,25} = 7840 \text{ daN} \quad (\text{Tableau 65.3/CCM97})$$

$$\frac{V_{sd}}{4} = 6303 \text{ daN} < F_{v,Rd} = 7840 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

B. Vérification de la pression diamétrale

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq F_{b,Rd}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}} \quad (\text{Tableau 65.3/CCM97})$$

Avec

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(0,75; 0,65; 2,22; 1) = 0,65$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,65 \times 360 \times 22 \times 15}{1,25} = 15444 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{sd}}{4} = 6303 \text{ daN} < F_{b,Rd} = 15444 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

C. Vérification de profilé à la traction (UPN 140)

- **Section brute**

$$N_{t,sd} \leq N_{Pl,Rd}$$

Avec :

$$N_{Pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{(h \times t_w) \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{(140 \times 7) \times 235}{1,0} = 23030 \text{ daN}$$

$$\frac{N_{t,sd}}{2} = \frac{25214}{2} = 12607 \text{ daN} < N_{Pl,Rd} = 23030 \text{ daN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **Section nette**

$$N_{t,sd} \leq N_{u,Rd}$$

Avec :

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 826 \times 360}{1,25} = 21409,92 \text{ daN}$$

$$A_{net} = A - (d \times t) = (140 \times 7) - 22 \times 7 = 826 \text{ mm}^2$$

$$\frac{N_{t,sd}}{2} = \frac{25214}{2} = 12607 \text{ daN} < N_{u,Rd} = 21409,92 \text{ daN} \quad \text{condition vérifiée}$$

VII.2.7.7. Assemblage gousset inférieur – 2UPN140

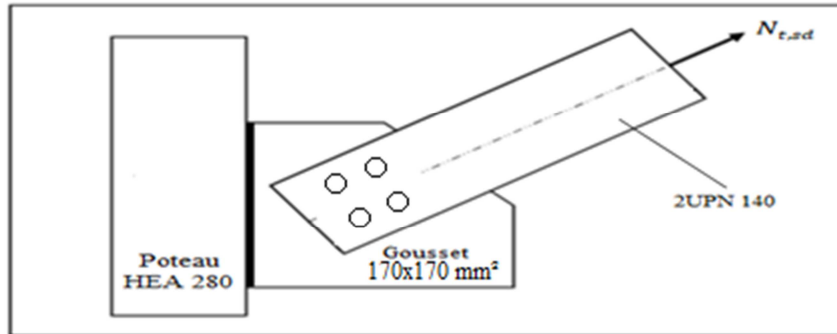


Figure VII.8: Assemblage gousset inférieur–2UPN 140.

A. Vérification au cisaillement

$$V_{sd} \leq n F_{v,Rd}$$

Avec : n le nombre de boulons n = 4

$$F_{v,Rd} = 0,5 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} \quad (\text{Tableau 65.3/CCM97})$$

$$F_{v,Rd} = 0,5 \times \frac{245 \times 800}{1,25} = 7840 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{sd}}{4} = 6303 \text{ daN} < F_{v,Rd} = 7840 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

B. Vérification de la pression diamétrale

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq F_{b,Rd}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}} \quad (\text{Tableau 65.3/CCM97})$$

Avec :

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) = \min(0,75; 0,65; 2,22; 1) = 0,65$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,65 \times 360 \times 22 \times 15}{1,25} = 15444 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{sd}}{4} = 6303 \text{ daN} < F_{b,Rd} = 15444 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

C. Vérification de la pièce à la traction (UPN 140)

- **Section brute**

$$N_{t,sd} \leq N_{Pl,Rd}$$

Avec :

$$N_{Pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{(h \times t_w) \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{(140 \times 7) \times 235}{1,0} = 23030 \text{ daN}$$

$$\frac{N_{t,sd}}{2} = \frac{25214}{2} = 12607 \text{ daN} < N_{Pl,Rd} = 23030 \text{ daN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **Section nette**

$$N_{t,sd} \leq N_{u,Rd}$$

Avec :

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 826 \times 360}{1,25} = 21409,92 \text{ daN}$$

$$A_{net} = A - d \times t = (140 \times 7) - 22 \times 7 = 826 \text{ mm}^2$$

$$\frac{N_{t,sd}}{2} = \frac{25214}{2} = 12607 \text{ daN} < N_{u,Rd} = 21409,92 \text{ daN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

VII.2.8. Assemblage poteau – sablière (HEA 280 – HEA120)

L'assemblage est réalisé avec boulonnage de l'âme de la sablière avec l'âme du poteau par deux cornières.

VII.2.8.1. Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison 1.35 G + 1.5W1:

$$V_{sd} = 538 \text{ daN}$$

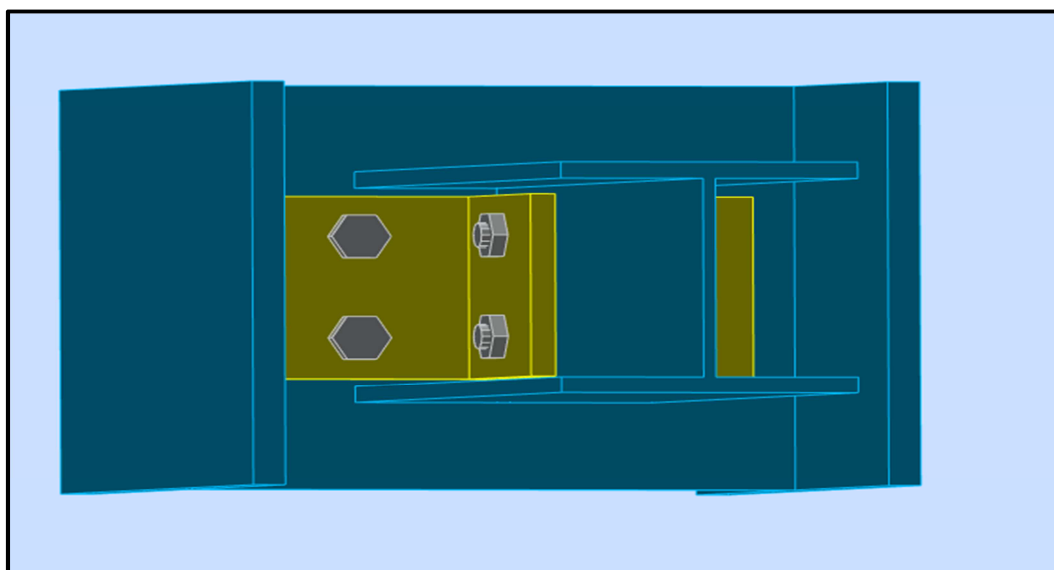


Figure VII.9: Assemblage poteau-sablière.

VII.2.8.2. Épaisseur de la cornière

- La hauteur de la cornière : 100mm
- Le diamètre de trou $d_0 = 13$ mm
- Pour la cornière on suppose : L 100 × 10

VII.2.8.3. Disposition constructive

L'assemblage est réalisé avec une file verticale de 2 boulons $\emptyset 12$ classe 4.6 dans les deux côtes de la cornière.

$$t = \min (t_f ; t_{\text{cornière}}) = \min (5; 10) = 5\text{mm}$$

➤ **Entraxes (p_1)**

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t \text{ alors on prend } p_1 = 50\text{mm.}$$

➤ **Pinces (e_1, e_2)**

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t \text{ alors on prend } e_1 = 20\text{mm.}$$

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t \text{ alors on prend } e_2 = 55\text{mm}$$

VII.2.8.4. Vérification au cisaillement

$$V_{t,sd} \leq F_{v,Rd}$$

$$F_{v,Rd} = 0,6 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0,6 \times \frac{84,3 \times 400}{1,25} \quad (\text{Tableau 65.3/CCM97})$$

$$F_{v,Rd} = 1618,56 \text{ daN}$$

➤ **Cisaillement par effort tranchant (V'_{sd})**

$$V'_{sd} = \frac{V_{sd}}{4} = \frac{538}{4} = 134,5 \text{ daN}$$

➤ **Cisaillement par moment ($V_{m,sd}$)**

$$V_{m,sd} = \frac{M_{sd}}{p_1} = \frac{V_{sd}/2 \times e_2}{p_1} = \frac{538/2 \times 55}{50} = 680 \text{ daN}$$

➤ **Cisaillement total (V_T)**

$$V_{t,sd} = \sqrt{V'^2_{sd} + V^2_{m,sd}} = \sqrt{212,5^2 + 680^2} = 712,34 \text{ daN}$$

$$V_{t,sd} = 712,34 \text{ daN} < F_{v,Rd} = 1618,56 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.2.8.5. Vérification de la pression diamétrale

$$\frac{V_{t,sd}}{n} \leq F_{b,Rd}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}} \quad (\text{Tableau 65.3/CCM97})$$

Avec:

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(1,11; 1,13; 2,2; 1) = 1$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 1 \times 360 \times 16 \times 10}{1.25} = 11520 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{t,Sd}}{8} = 89 \text{ daN} < F_{b,Rd} = 11520 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.2.9. Assemblage d'échantignole

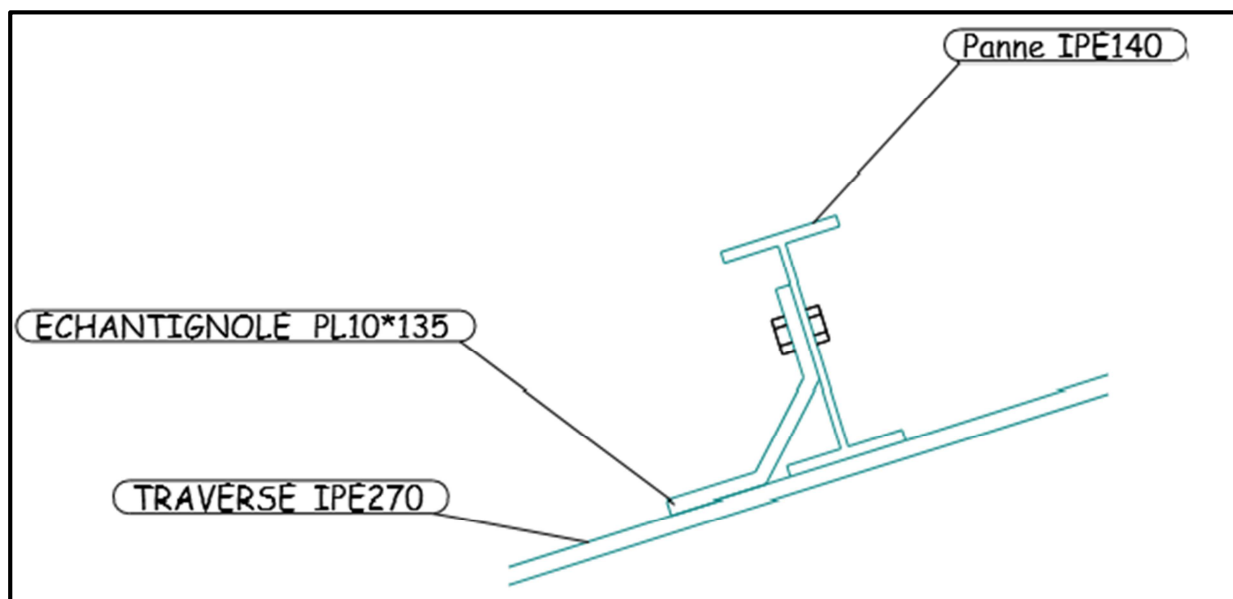


Figure VII.10 : Assemblage de l'échantignolle.

Les pannes sont assemblées aux traverses par échantignolles. Sur les toitures inclinées, pour éviter le glissement et le renversement à la pose, les pannes sont fixées à l'aide d'échantignolles.

On dimensionnera le boulon au cisaillement avec $R_{vz} / 2$ (chaque boulon reprend une seule panne).

VII.2.9.1. Cordon de soudure

- Épaisseur d'échantignolle : $\epsilon = 10 \text{ mm}$
- Épaisseur de la semelle IPE 270 $t_f = 10,2 \text{ mm}$

$$3 \text{ mm} \leq a \leq t_{\min}$$

Avec :

t_{\min} : épaisseur plus mince des pièces assemblées (traverse ; échantignolle).

$$t_{\min} = \min(10 ; 10,2) = 10 \text{ mm}$$

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 10$$

On choisit $a = 5 \text{ mm}$

VII.2.9.2. Disposition constructive

Pour ce type d'assemblage, on choisit deux boulons ordinaires $\emptyset 12$ de classe 6.8.

➤ **Entraxes (p_1)**

$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t$ alors on prend $p_1 = 70 \text{ mm}$.

➤ **Pinces (e_1, e_2)**

$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t$ alors on prend $e_1 = 30 \text{ mm}$.

VII.2.9.3. Vérification au cisaillement

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq F_{v,Rd}$$

$$F_{v,Rd} = 0,5 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} \quad (\text{Tableau 65.3/CCM97})$$

$$F_{v,Rd} = 0,5 \times \frac{84,3 \times 600}{1,25} = 2023 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{sd}}{2} = 429,15 \text{ daN} < F_{v,Rd} = 2023 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.2.9.4. Vérification de la pression diamétrale

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq F_{b,Rd}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}} \quad (\text{Tableau 65.3/CCM97})$$

Avec :

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(0,76 ; 1,54 ; 1,66 ; 1) = 0,76$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,76 \times 360 \times 12 \times 10}{1,25} = 6566 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{Sd}}{2} = 429,15 \text{ daN} < F_{b,Rd} = 6566 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.2.9.5. Vérification au poinçonnement de la platine (§6.5.5 (4)/CCM97)

$$F_{t,Sd} \leq B_{p,Rd}$$

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{mb}} = \frac{0,6 \times 3,14 \times 19,39 \times 4,7 \times 360}{1,25} = 4944,8 \text{ daN}$$

$$F_{t,Sd} = 77,22 \text{ daN} < B_{p,Rd} = 4944,8 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.2.9.6. Vérification de la soudure échantignole - traverse

$$N_{sd} \leq F_{w,Rd}$$

$$N_{sd} = 77,22 \text{ daN}$$

$$F_{w,Rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

- La nuance d'acier utilisé est S 235 donc $\begin{cases} \beta_w = 0,8 \\ \gamma_{mw} = 1,25 \end{cases}$
- La longueur totale des cordons de soudure $\sum l = 225 \text{ mm}$

$$F_{w,Rd} = \frac{5 \times 225 \times 360}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 23382,6 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 77,22 \text{ daN} < F_{w,Rd} = 23382,6 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.2.10. Ancrage pied de poteau

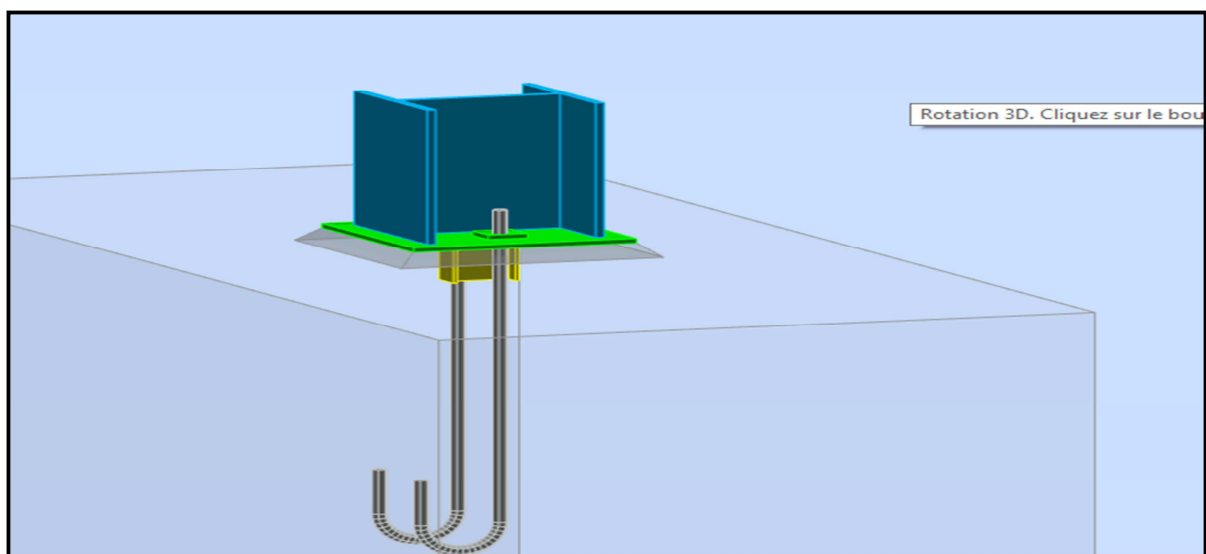


Figure VII.11: Ancrage pied de poteau.

Les pieds de poteaux constituent la zone de transition entre l'ossature métallique et les fondations en béton armé, ils sont admis soit articulés, soit encastés.

Les pieds de poteaux sont constitués d'une plaque d'assise (la platine) soudée au poteau et des types d'ancrage noyés dans le béton.

Pour notre cas, on a opté pour le type articulé. (Suivant de l'application [7]).

VII.2.10.1. Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison 0,8G – Ex :

$$N_{sd} = 8792 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 8027 \text{ daN}$$

VII.2.10.2. Dimensionnement de la plaque d'assise

➤ Cordon de soudure

- Semelle HEA280 : $a_s = 0,7 \times t_f = 0,7 \times 13 = 9,1 \text{ mm}$ → on prend $a_s = 10 \text{ mm}$

- L'âme HEA 280 : $a_a = 0,7 \times t_w = 0,7 \times 8 = 5,6 \text{ mm}$ → on prend $a_a = 6 \text{ mm}$

➤ Vérification de la soudure de la semelle à la traction

$$N_{t,sd} \leq F_{w,Rd}$$

$$F_{w,Rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

- La nuance d'acier utilisé est S 235 donc $\begin{cases} \beta_w = 0,8 \\ \gamma_{mw} = 1,25 \end{cases}$

La longueur totale des cordons de soudure de la semelle à la traction $\sum l$ 530mm.

$$F_{w,Rd} = \frac{6 \times 530 \times 360}{\sqrt{2} \times 0,8 \times 1,25} = 80950 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 8792 \text{ daN} < F_{w,Rd} = 80950 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Résistance du matériau de scellement

$$f_{jd} = \beta_j \times \alpha \times f_{cd} \quad (\text{ANNEXE C §C. 1(6)/CCM97})$$

➤ β_j : Coefficient relative à la liaison prise égale à 2/3

➤ α : Le facteur de concentration peut être pris égal à 1,5

f_{cd} : La résistance du béton à la compression égal à $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1.5} = 16,67 \text{ MPa}$.

$$f_j = \frac{2}{3} \times 1,5 \times 16,67 = 16,67 \text{ MPa}$$

➤ **Estimation de l'aire de la plaque d'assise**

Une première estimation de l'aire requise de la plaque d'assise est obtenue en retenant la plus élevée des deux valeurs suivantes :

$$A_{c0} = \max\left(\frac{1}{h \times b} \times \left[\frac{N_{Sd}}{f_j}\right]^2 ; \frac{N_{Sd}}{f_j}\right) = \max\left(\frac{1}{270 \times 280} \times \left[\frac{87922}{16,67}\right]^2 ; \frac{87922}{16,67}\right)$$

$$A_{c0} = 5274,27 \text{ mm}^2$$

➤ **Choix du type de la plaque d'assise**

$A_{c0} \geq 0,95 h \times b \rightarrow$ Adopter une plaque d'assise à projection étendue.

$A_{c0} < 0,95 h \times b \rightarrow$ Adopter une plaque d'assise à projection courte.

$A_{c0} = 5274,27 < 0,95 \times 270 \times 280 = 71820 \text{ mm}^2 \rightarrow$ Plaque d'assise à projection courte.

Les dimensions en plan adéquates pour la plaque d'assise à projection courte sont choisies comme suite :

$$b_p \geq b + 2t_f = 280 + 2 \times 13 = 306 \text{ mm}$$

$$h_p \geq h + 2t_f = 270 + 2 \times 13 = 296 \text{ mm}$$

$$\text{On prend : } \begin{cases} b_p = 350 \text{ mm} \\ h_p = 340 \text{ mm} \end{cases}$$

➤ **Détermination de la largeur d'appui supplémentaire**

La valeur de la largeur d'appui supplémentaire c est obtenue en satisfaisant la résistance de calcul pertinente d'une plaque d'assise de poteau symétrique soumise à un effort normal de compression centré comme suit :

$$c = \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

Les constantes A , B et C , sont déterminées en fonction de type de la plaque d'assise.

Plaque d'assise à projection courte :

$$\begin{cases} A = 2 \\ B = -(b - t_w + h) \\ C = + \frac{N_{Sd}}{2 f_j} - (2 \times b \times t_f + 4 \times t_f^2 + 0,5 \times h \times t_w - t_f \times t_w) \end{cases}$$

$$\begin{cases} A = 2 \\ B = -(280 - 8 + 270) = -542 \\ C = +\frac{87922}{2 \times 16,7} - (2 \times 280 \times 13 + 4 \times 13^2 + 0,5 \times 270 \times 8 - 13 \times 8) = -6230 \end{cases}$$

$$C = \frac{-(-542) - \sqrt{542^2 - 4 \times 2 \times (-6230)}}{2 \times 2} = -11,04 \text{ mm}$$

Pour le calcul de la largeur additionnelle c dans le cas où l'effort de compression sollicitant le poteau est faible, on procède de la manière suivante :

➤ **Calcul de la largeur d'appui additionnelle C**

En posant $t = 20$ mm comme épaisseur de la plaque d'assise :

$$c = t \left(\frac{f_y}{3f_{jd}\gamma_{M0}} \right)^{0,5} \quad (\text{ANNEXE C §C.1(3)/CCM97})$$

$$c = t \left(\frac{235}{3 \times 16,7 \times 1,1} \right)^{0,5} = 41,29 \text{ mm}$$

$$c = 41,29 \text{ mm} < \frac{(h - 2t_f)}{2} = \frac{(270 - 2 \times 13)}{2} = 122 \text{ mm}$$

Il n'y a pas de recouvrement des ailes en compression pour les tronçons des deux semelles.

➤ **Calcul de la section efficace A_{eff}**

La plaque d'assise est de projection courte.

$$A_{\text{eff}} = 2(b + 2\beta_c)(c + \beta_c + t_f) + (h - 2c - 2t_f)(2c + t_w)$$

$$\text{Avec } \beta_c = 35 \text{ mm}$$

$$A_{\text{eff}} = 2 \times (280 + 2 \times 35)(41,29 + 35 + 13) \\ + (270 - 2 \times 41,29 - 2 \times 13)(2 \times 41,29 + 8) = 75083,76 \text{ mm}^2$$

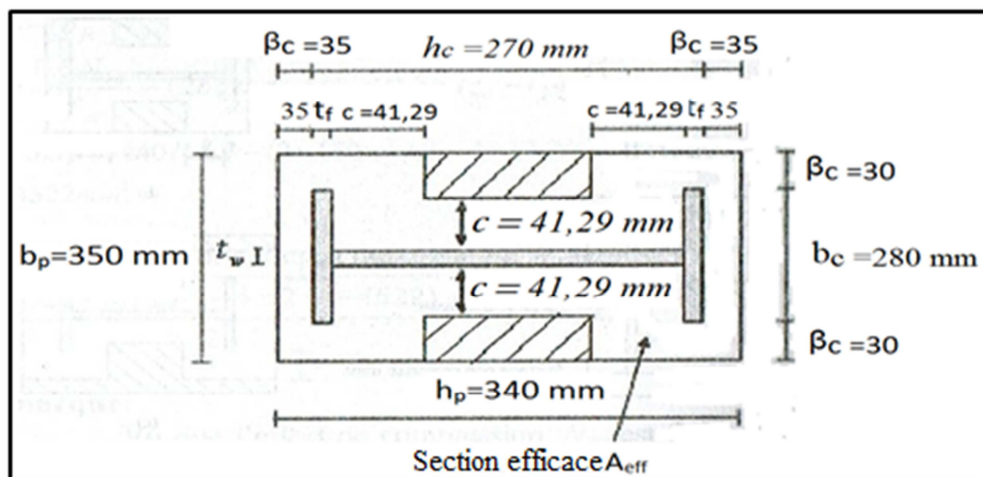


Figure VII.12: Géométrie de la plaque d'assise.

➤ **Calcul de la résistance à l'effort axial N_{sd}**

$$N_{sd} \leq N_{Rd}$$

Avec : $N_{Rd} = A_{eff} \times f_{jd}$

$$N_{Rd} = 75083,76 \text{ mm}^2 \times 16,7 \text{ N/mm}^2 = 1253898,8 \text{ N} = 125389,88 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 8792 \text{ daN} < N_{Rd} = 125389,88 \text{ daN} \quad \text{condition Verifiée.}$$

➤ **Calcul de la résistance de la plaque d'assise au moment fléchissant**

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

• **Calcul du moment résistant M_{Rd}**

$$M_{Rd} = \frac{t^2 f_y}{6 \gamma_{M0}} \quad (\text{ANNEXE C C. 1 (2) /CCM97})$$

$$M_{Rd} = \frac{20^2 \times 235}{6 \times 1,1} = 1424,24 \text{ daN.m/m}$$

• **Calcul du moment de flexion M_{sd}**

$$M_{sd} = \frac{\left(\frac{c^2}{2}\right) N_{sd}}{A_{eff}}$$

$$M_{sd} = \frac{\left(\frac{41,29^2}{2}\right) \times 8792}{75083,76} = 100 \text{ daN.m/m}$$

$$M_{sd} = 100 \text{ daN.m/m} < M_{Rd} = 1424,24 \text{ daN.m/m} \quad \text{condition Verifiée.}$$

➤ **Vérification de la résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise**

$$V_{sd} \leq F_{v,Rd}$$

Avec :

$$F_{v,Rd} = C_{f,d} \times N_{sd}$$

$$C_{f,d} = 0,2$$

$$F_{v,Rd} = 0,2 \times 8792 = 1758,44 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 8027 \text{ daN} > F_{v,Rd} = 1758,44 \text{ daN} \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

La résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise n'est pas vérifiée, les tiges d'ancrages vont donc reprendre l'effort de cisaillement qu'il faut vérifier en conséquence.

VII.2.10.3. Disposition constructive

L'assemblage est réalisé avec deux files d'une tige d'encrage $\varnothing 27$ classe 10.9.

$$t = t_p = 20 \text{ mm}$$

$$d_0 = \varnothing + 3 = 30 \text{ mm}$$

➤ **Entraxes (p_1, p_2)**

$$3 d_0 \leq p_1 \leq 14t \qquad 90 \leq p_1 \leq 280 \qquad \text{Alors on prend } p_1 = 160$$

➤ **Pinces (e_1, e_2)**

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t \qquad 36 \leq e_1 \leq 240 \qquad \text{Alors on prend } e_1 = 95 \text{ mm}$$

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t \qquad 45 \leq e_2 \leq 240 \qquad \text{Alors on prend } e_2 = 170 \text{ mm}$$

VII.2.10.4. Résistance des tiges d'ancrage au cisaillement

$$V_{sd} \leq F_{v,Rd}$$

Avec: $F_{v,Rd} = F_{f,Rd} + n \cdot F_{vb,Rd}$

Ou :

$F_{f,Rd}$: Résistance de calcul par frottement en présence d'un effort axial de compression N_{sd} dans le poteau.

$$F_{f,Rd} = 0,2 \times N_{sd} = 0,2 \times 8792 \text{ daN} = 1758,44 \text{ daN}$$

n_b : Nombre de tiges situées dans l'assemblage ($n = 2$)

$F_{vb,Rd}$: Résistance de calcul d'une tige d'ancrage au cisaillement

$$F_{vb,Rd} = \frac{\alpha_{cb} \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}}$$

$$\alpha_{cb} = 0,44 - 0,0003 \times f_{yb}$$

Pour les tiges M27 en classe 10.9 :

$$A_s = 459 \text{ mm}^2 ; f_{yb} = 900 \text{ Mpa} ; f_{ub} = 1000 \text{ Mpa}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{(0,44 - 0,0003 \times 900) \times 1000 \times 459}{1,25} = 6242,4 \text{ daN}$$

$$F_{v,Rd} = 1758,44 + 2 \times 6242,4 = 14243,24 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 8027 \text{ daN} < F_{v,Rd} = 14243,24 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.2.10.5. Vérification de la tige d'ancrage à la résistance

On vérifie pour une tige d'ancrage que la condition suivante est satisfaite :

$$\frac{V_{sd}/n_b}{F_{vb,Rd}} + \frac{N_{sd}/n_b}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

Avec :

$$N_{t,Rd} = \frac{0,9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 1000 \times 459}{1,25} = 33048 \text{ daN}$$

$$\frac{8027/2}{6242,4} + \frac{8792/2}{33048} = 0,77 < 1 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.2.10.6. Vérification de la tige d'ancrage à l'adhérence

Pour un boulon d'encrage : $\frac{N_{sd}}{2} \leq F_{anc,Rd}$

$F_{anc,Rd}$: La résistance d'ancrage en traction d'une tige d'ancrage.

$$F_{anc,Rd} = \pi \times d \times f_{bd} \times (l_1 + 6,4r + 3,5l_2)$$

$$\begin{cases} l_1 = 20 \times d = 20 \times 27 \text{ mm} = 540 \text{ mm} \\ l_2 = 2 \times d = 2 \times 27 \text{ mm} = 54 \text{ mm} \\ r = 3 \times d = 3 \times 27 \text{ mm} = 81 \text{ mm} \end{cases}$$

$$f_{bd} = \frac{0,36 \times \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = \frac{0,36 \times \sqrt{25}}{1,5} = 1,20 \text{ Mpa}$$

$$F_{anc,Rd} = 3,14 \times 27 \times 1,2 \times (540 + 6,4 \times 81 + 3,5 \times 54) = 12690,5 \text{ daN}$$

$$\frac{N_{sd}}{2} = \frac{8792}{2} = 4396 \text{ daN} < F_{anc,Rd} = 12690,5 \text{ daN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

VII.2.10.7. Vérification de la bêche

On suppose le profilé IPE140, avec : $A_{vz} = 7,64 \text{ cm}^2$

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques			
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	A _v cm ²
IPE140	12,9	16,4	140	73	6,9	4,7	112,2	541,2	44,92	88,34	7,64

Tableau VII.1. Caractéristique du profilé IPE 140.

On doit vérifier la bêche au cisaillement :

$$V_{sd} \leq V_{Pl,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}$$

Avec $A_v = 7,64 \text{ cm}^2$

$$V_{Pl,Rd} = \frac{7,64 \times 10^2 \times 235}{\sqrt{3} \times 1,1} = 9423,4 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 8027 \text{ daN} < V_{Pl,Rd} = 9423,4 \text{ daN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Chapitre VIII

Dimensionnement des éléments de fondation

VIII.1. INTRODUCTION

Les fondations d'une construction sont faites pour transmettre toutes les sollicitations de la superstructure au sol, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage car elle assure la stabilité générale de la structure.

Le calcul va se faire au début sur les pieds de poteaux en déterminant toutes les dimensions et paramètres, ensuite l'étude de l'infrastructure qui demande la reconnaissance géologique et géotechnique du terrain, car l'étude des fondations et leurs dimensions dépendent des caractéristiques physiques et mécaniques du sol.

VIII.2. CHOIX DU TYPE DE FONDATION

Le choix du type de fondation s'effectue en respectant les critères essentiels à savoir :

- Stabilité totale de la structure.
- Solution économique et facile à réaliser.
- Type de construction.
- Caractéristiques du sol.
- Charges apportée par la structure.

VIII.3. Caractéristiques géotechniques

D'après le rapport géotechnique effectué :

$$\overline{\sigma_{\text{sol}}} = 2 \text{ bars}$$

VIII.4. Dimensionnement des semelles

On va dimensionner pour des semelles isolées sollicitées à un effort normal et on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est $G + Q + Ex$:

Avec : $N_{sd} = 29858 \text{ daN}$

VIII.4.1. Dimensionnement des semelles

Dimensions de la plaque d'assise $\begin{cases} a = 340 \text{ mm} \\ b = 350 \text{ mm} \end{cases}$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow A = 0,97 B$$

On doit vérifiée que: $\sigma_{\text{cal}} \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}}$

Avec :

$$\overline{\sigma}_{\text{sol}} = \frac{N_s}{A \times B}$$

$$A \times B \leq \frac{N_s}{\overline{\sigma}_{\text{sol}}}$$

$$0,97 \times B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\overline{\sigma}_{\text{sol}}}}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{29858}{20000}} \times \frac{1}{0,97} = 1,29 \text{ m}$$

On prend : $\begin{cases} A = 2 \text{ m} \\ B = 2 \text{ m} \end{cases}$

➤ **Hauteur de la semelle**

$$d \geq \frac{A - a}{4} = \frac{200 - 34}{4} = 41,5 \text{ cm}$$

On prend : $d = 45 \text{ cm}$

Alors : $h = d + 5 = 45 + 5 = 50 \text{ cm}$

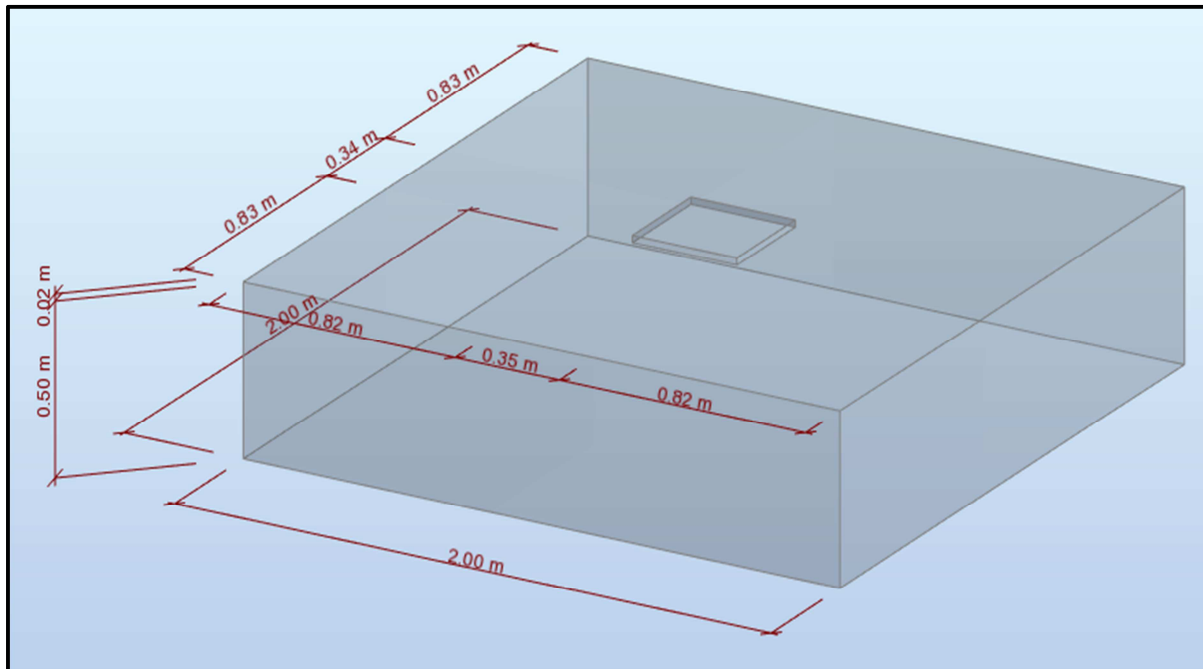


Figure VIII.1: Dimensions de la semelle.

➤ **calcul Ferrailage**

Par la méthode des bielles

• **Calcul de A_a**

ELU : 1,35G+1,5Q

$$N_{sd} = 11843 \text{ daN}$$

$$A_u = \frac{N_U \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = \frac{11843 \times (2 - 0,34)}{8 \times 0,45 \times 348 \times 10^5} = 1,57 \text{ cm}^2$$

ELS : G+Q

$$N_{sd} = 29800 \text{ daN}$$

$$A_s = \frac{N_s \times (A - a)}{8 \times d \times \overline{\sigma}_{sol}}$$

Avec :

$$\overline{\sigma}_{sol} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{29800 \times (2 - 0,34)}{8 \times 0,45 \times 201,63 \times 10^5} = 6,81 \text{ cm}^2$$

• **Calcul de A_b**

ELU : 1,35G+1,5Q

$$N_{sd} = 11843 \text{ daN}$$

$$A_u = \frac{N_U \times (B - b)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = \frac{11843 \times (2 - 0,35)}{8 \times 0,45 \times 348 \times 10^5} = 1,56 \text{ cm}^2$$

ELS : G+Q

$$N_{sd} = 29800 \text{ daN}$$

$$A_s = \frac{N_s \times (B - b)}{8 \times d \times \overline{\sigma}_{sol}}$$

Avec :

$$\overline{\sigma}_{sol} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{29800 \times (2 - 0,35)}{8 \times 0,45 \times 201,63 \times 10^5} = 6,77 \text{ cm}^2$$

On prend : 10T14 avec : $A_{st} = 15,39 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification de condition de non-fragilité**

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_t}{f_e}$$

Avec :

$$A_{st} = 15,39 \text{ cm}^2$$

$$0,23 \times 2 \times 0,45 \times \frac{(0,06 \times 25 + 0,6)'}{400} = 10,86 \text{ cm}^2 < A_{st} = 15,39 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 15,39 \text{ cm}^2 > 10,86 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ **Calcul de l'espacement**

$$S_t \leq \min(15\phi_{lmin}; 40 \text{ cm}) = \min(21; 40 \text{ cm}) \quad (\text{A.8.1, 3/BAEL91}).$$

On prend : $S_t = 20 \text{ cm}$

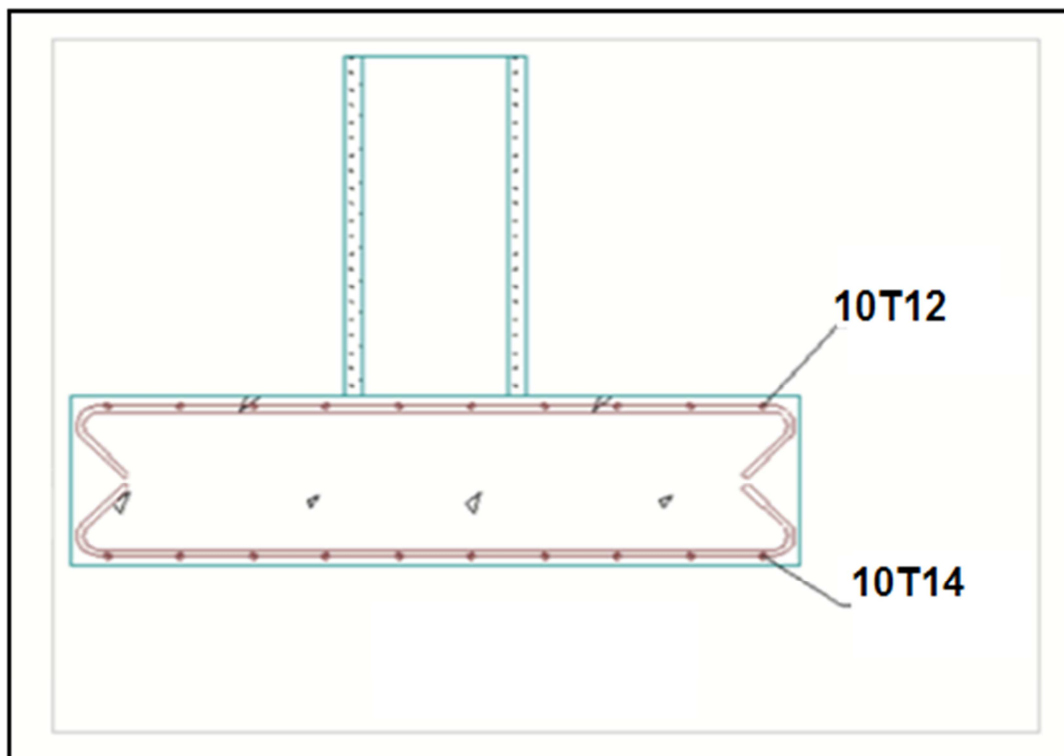


Figure VIII.2: Vue en élévation du ferrailage.

VIII.4.2. Dimensionnement des fûts

Ce type de fondations est utilisé lorsque la couche de mauvais sol a une épaisseur inférieure à 5m ou dans le cas des sols gonflants.

Les fondations sont ancrées à $A = 2 \text{ m}$; l'assemblage platine massif doit être au-dessous du sol. Donc on prévoit un poteau en BA (fut) de dimension $(60 \times 60) \text{ cm}^2$.

➤ Calcul ferrailage

D'après le RPA99/Version 2003 (article 7.4.2.1) la section minimale d'armature longitudinale est : $A_{\min} = 0,8\% B$

$$\text{Alors : } A_{\min} = 0,8\% \times (60 \times 60) = 28,8 \text{ cm}^2$$

On prend : 15T16 avec : $A = 30,16 \text{ cm}^2$.

Avec des Cadres $\emptyset 8$

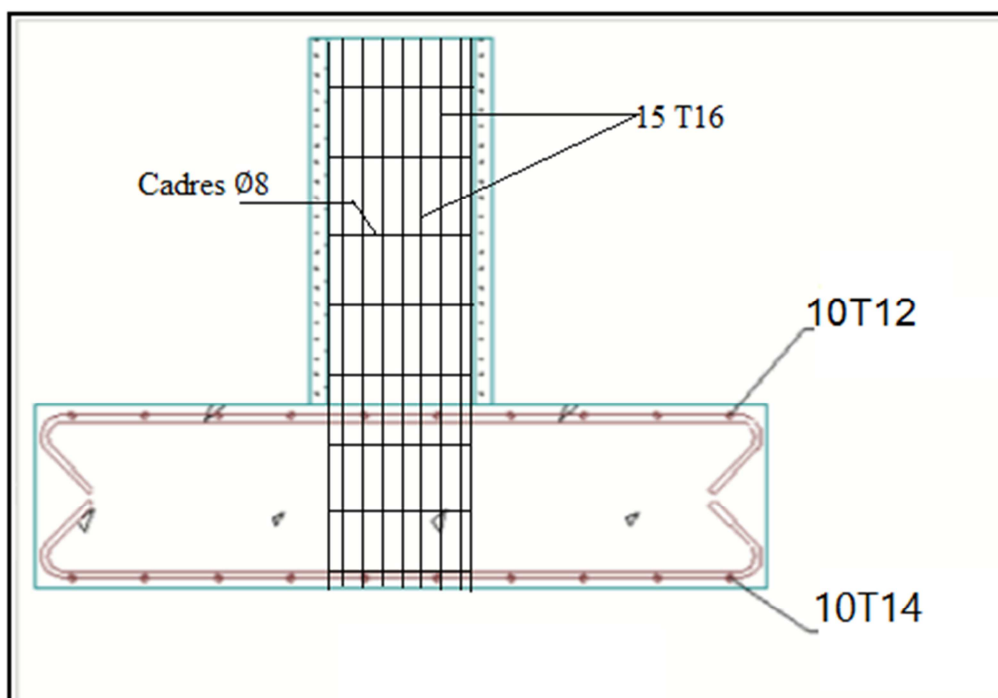


Figure VIII.3: Ferrailage de la semelle.

VIII.5. CALCUL DES LONGRINES

Les longrines sont pour rôle de relier les semelles entre elles, elles sont soumises à un effort de traction.

➤ Dimensionnement des longrines

Selon le RPA99/Version 2003, pour un sol de type S_3 , les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : $30 \text{ cm} \times 40 \text{ cm}$

➤ **Calcul de ferrailage**

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N_{sd}}{\alpha} \geq 20 \text{ kN} \quad (\text{RPA99 version 2003. Article. 10.1.1. b})$$

Avec :

$$N_{sd} = 12563,45 \text{ daN} \quad (\text{calculée par ROBOT sous le combinaison } 0,8G + Ex).$$

α = Coefficient fonction de la zone et de la catégorie de site.

Pour notre cas : zone sismique IIa et catégorie de site S3 $\rightarrow \alpha = 12$

• **L'ELU :**

$$F = \frac{N_U}{\alpha} = \frac{12563,45}{12} = 1046,95 \text{ daN} < 2000 \text{ daN} \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\rightarrow A_u = \frac{F}{\sigma_{stu}} = \frac{1046,95}{348 \times 10^5} = 0,3 \text{ cm}^2$$

• **L'ELS :**

$$F = \frac{N_s}{\alpha} = \frac{29800}{12} = 2483 \text{ daN} > 2000 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\rightarrow A_u = \frac{F}{\sigma_{stu}} = \frac{2483}{201,63 \times 10^5} = 1,23 \text{ cm}^2$$

Le RPA99/V2003 exige une section minimale :

$$A_{\min} = 0,6\% B = 0,6\% \times (30 \times 40) \text{ cm}^2 = 5,4 \text{ cm}^2$$

Donc : on prend 6T14 avec: $A_{st} = 9,24 \text{ cm}^2$

• **Vérification de condition de non-fragilité**

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$A_{st} = 9,24 \text{ cm}^2$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$0,23 \times 0,30 \times 0,40 \times \frac{2,1}{400} = 1,449 \text{ cm}^2 < A_{st} = 9,24 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Calcul des armatures transversales**

$$\phi_{\min} \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \phi_{\min}; \frac{b}{10}\right) = \min(11,4 ; 14 ; 30) = 11,4 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

- **Calcul d'espacement des cadres**

Le RPA99/V2003 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :

$$S_t < \min(20 \text{ cm} ; 15\phi_t) = \min(20 \text{ cm} ; 12 \text{ cm}) \rightarrow \text{on prend : } S_t = 10 \text{ cm} .$$

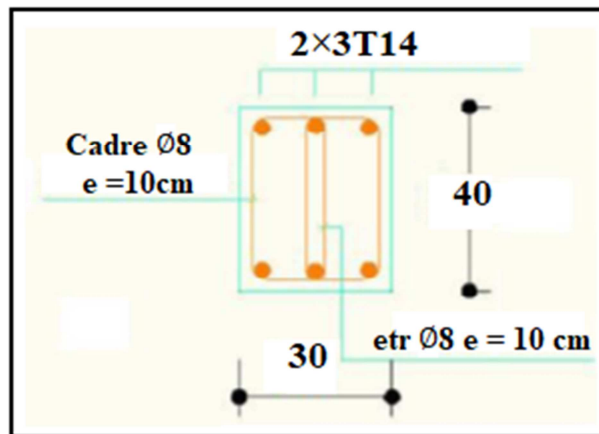


Figure VIII.4: Coupe transversale de la longrine.

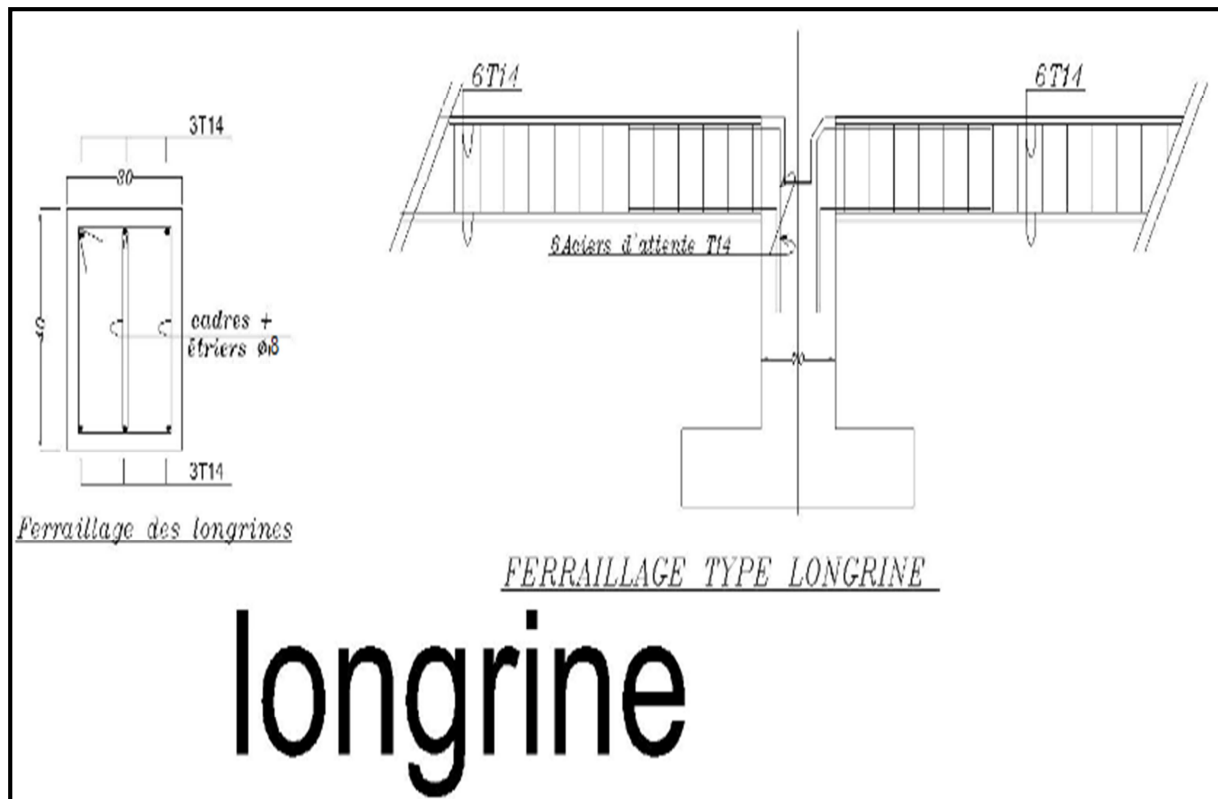


Figure VIII.5: Ferrailage de la longrine.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Ce projet de fin d'étude nous a donné l'occasion de lier et synthétiser les différentes connaissances théoriques acquises durant la formation universitaire, ainsi de se familiariser avec les différents règlements de conception et de calcul dans le domaine du génie civil, selon leurs exigences sur un cas réel. Toutefois, nous enregistrons des difficultés sur quelques points, mais, c'est à travers nos recherches et documentations, que nous avons pu prendre en charge certains problèmes techniques.

En plus d'approfondir nos connaissances dans le domaine de la construction métallique, notre compréhension des phénomènes d'instabilité. Cette étude nous a permis de mieux utiliser les deux logiciels "Robot, tekla " qui peuvent nous aider dans notre avenir professionnel.

Le règlement CCM97 est utilisé dans ce projet à fin de vérifier la stabilité des éléments de la structure au flambement et au déversement, ces vérifications ont montré que le système structural de l'ouvrage est stable.

Comme elle nous a permis de vérifier les conditions de résistance et de stabilité.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail serait une référence pour d'autres projets de fin d'études dans l'avenir.

Références bibliographiques

1. Document Technique Réglementaire D.T.R-BC-2.2 ; CHARGE PERMANENTE ET CHARGE D'EXPLOITATION, centre national de recherche appliquée en génie parasismique (Algérie).
2. Document Technique Réglementaire D.T.R-C-2-47 ; RÈGLEMENT NEIGE ET VENT RNV 99/version 2013, CNERIB
3. Document Technique Réglementaire D.T.R-BC-2-44 ; RÈGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN ACIER « CCM 97 » centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 1997 (Algérie).
4. Document Technique Réglementaire D.T.R-BC-2-48 ; RÈGLES PARASISMIQUES ALGÉRIENNES « RPA 99/ VERSION 2003 » par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003 (Algérie).
5. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites « BAEL 91 révisée 99 » MINISTÈRES DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, Ed : CSTB 2000 (France).
6. Eurocodes 3et 4.
7. Lahlou Dahmani « CALCUL DES ÉLÉMENTS DE CONSTRUCTION MÉTALLIQUE SELON L'EUROCODE 3 ».
8. Bouayad Agha, Tabet Derraz, 2017, étude comparative d'un bâtiment en acier équipé de système de contreventement et d'appareil d'appuis en pendule a friction Université Abou Bekr Belkaid de Tlemcen.
9. DIB ELHADJ Abdelkrim, HADJ SLIMANE Ramzi, 2017, étude et dimensionnement d'une salle omnisports à Ghazaouet (Tlemcen) Université Abou Bekr Belkaid de Tlemcen.
10. Cours de calcul des Poutres mixtes par Mr.Jean-Marie, Rédacteur de L'Eurocode 4 partie 1-1.
11. Différents catalogues des produits d'acier utilisés en CD.
12. DTR relatifs aux fondations.

ANNEXES

ANNEXE A

Chapitre II : Évaluation des charges (selon RNV2013)

A.1 Effet de la neige

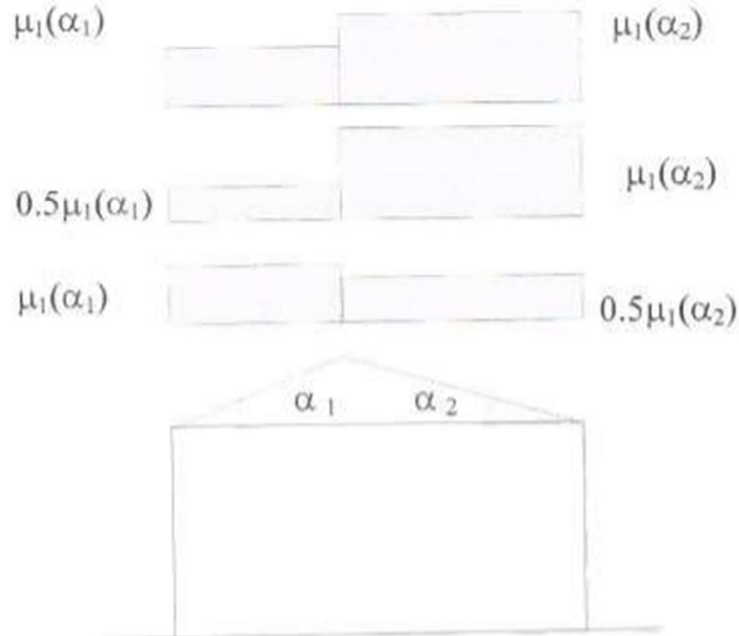


Figure 6 : Coefficient de forme - Toitures à deux versants

(α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en °)	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
coefficient μ_1	0.8	$0.8 \cdot \left(\frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0

Tableau 2 : Coefficients de forme - Toitures à deux versants

A.2 Effet du vent

Zone	$q_{\text{réf}}$ (N/m ²)
I	375
II	435
III	500
IV	575

Tableau 2.2 : Valeurs de la pression dynamique de référence

Catégories de terrain	K_T	z_0 (m)	z_{min} (m)	ε
0 Mer ou zone côtière exposée aux vents de mer	0,156	0,003	1	0,38
I Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tous obstacles.	0,170	0,01	1	0,44
II Zone à végétation basse telle que l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins 20 fois leur hauteur.	0,190	0,05	2	0,52
III Zone à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes).	0,215	0,3	5	0,61
IV Zones dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0,234	1	10	0,67

Tableau 2.4 : Définition des catégories de terrain

2.6.4. Aire de frottement

L'aire de frottement A_f doit être déterminée comme indiqué dans le tableau 2.9.

Type de paroi	Schéma	A_f ou $A_{f,j}$ (en m ²)
Paroi verticale		$A_{f,j} = d \times h_j$ $A_f = d \times h$
Toiture plate ou couverture		$A_f = d \times b$
Toiture à deux versants Vent parallèle aux génératrices		$A_f = (\text{longueur ABC du développé}) \times d$
Toiture à versants multiples - Toiture en sheds Vent parallèle aux génératrices		$A_f = (\text{somme des longueurs des développés de la toiture}) \times d$
Toiture à versants multiples - Toiture en sheds Vent perpendiculaire aux génératrices		$A_f = (\text{longueur AB}) \times d$ AB est la longueur projetée en plan de la toiture sans considérer le premier et le dernier versant
Toiture en forme de voûte Vent parallèle aux génératrices		$A_f = (\text{longueur de l'arc AB}) \times d$

Tableau 2.9 : Aire de frottement A_f

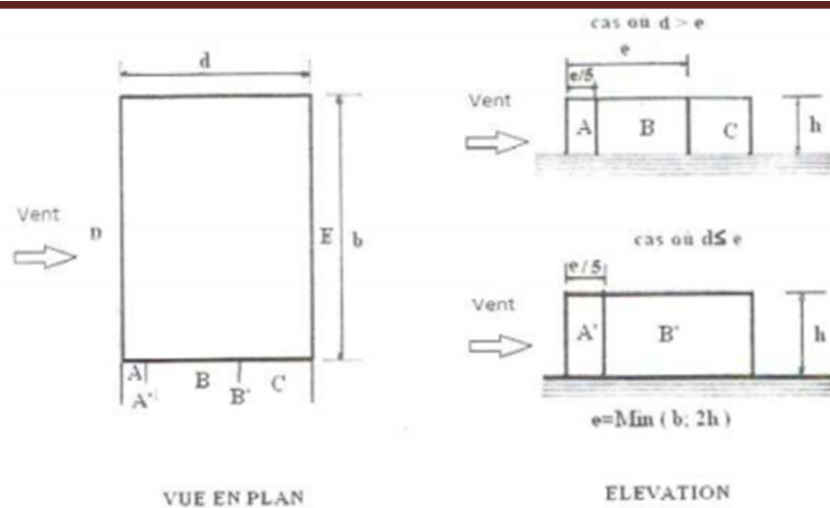


Figure 5.1 : Légende pour les parois verticales

Paroi latérale						Paroi au vent		paroi sous le vent	
A, A'		B, B'		C		D		E	
$C_{pe,0}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,0}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,0}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,0}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,0}$	$C_{pe,1}$
-1,0	-1,3	-0,8	-1,0	-0,5		+0,8	1,0	-0,3	

Tableau 5.1 : C_{pe} pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire

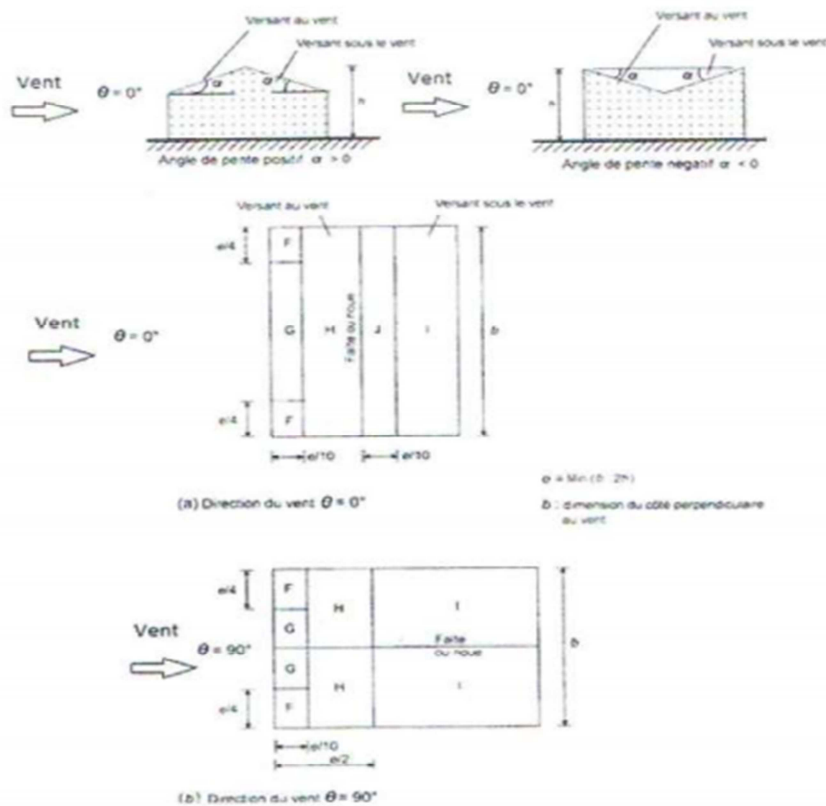


Figure 5.4 : Légende pour les toitures à deux versants

Angle de pente α	Zones pour vent de direction $\theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-0,6		-0,6		-0,8		-0,7		-1,0	-1,5
-30°	-1,1	-2,0	-0,8	-1,5	-0,8		-0,6		-0,8	-1,4
-15°	-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5		-0,7	-1,2
-5°	-2,3	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	+0,2		-0,2	
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,6		+0,2	
	+0,0		+0,0		+0,0		-0,6		-0,6	
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-0,4		-1,0	-1,5
30°	+0,2		+0,2		+0,2		+0,0		0,0	0,0
	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-0,4		-0,5	
45°	0,7		0,7		0,4		0,0		0,0	
	0,0		0,0		0,0		-0,2		-0,3	
60°	+0,7		+0,7		+0,6		0,0		0,0	
75°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,2		-0,3	

Angle de pente α	Zones pour vent de direction $\theta = 90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-1,4	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-30°	-1,5	-2,1	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-15°	-1,9	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	-0,8	-1,2
-5°	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	-1,2
5°	-1,6	-2,2	-1,3	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	
15°	-1,3	-2,0	-1,3	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
30°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,8	-1,2	-0,5	
45°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5	
60°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	
75°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	

Tableau 5.4 : Coefficients de pression extérieure pour toitures à deux versants

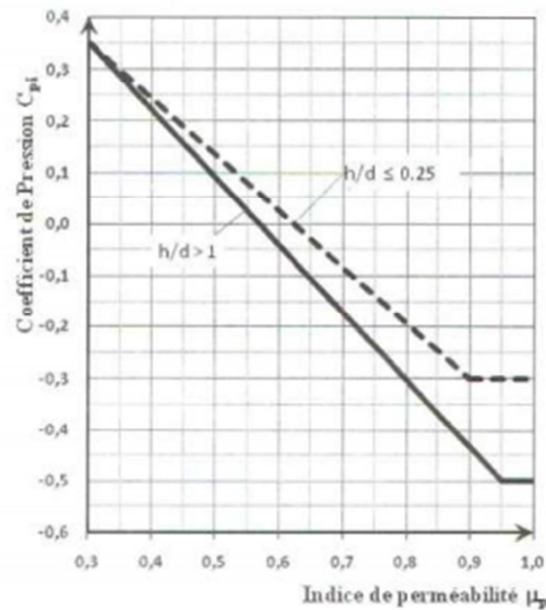


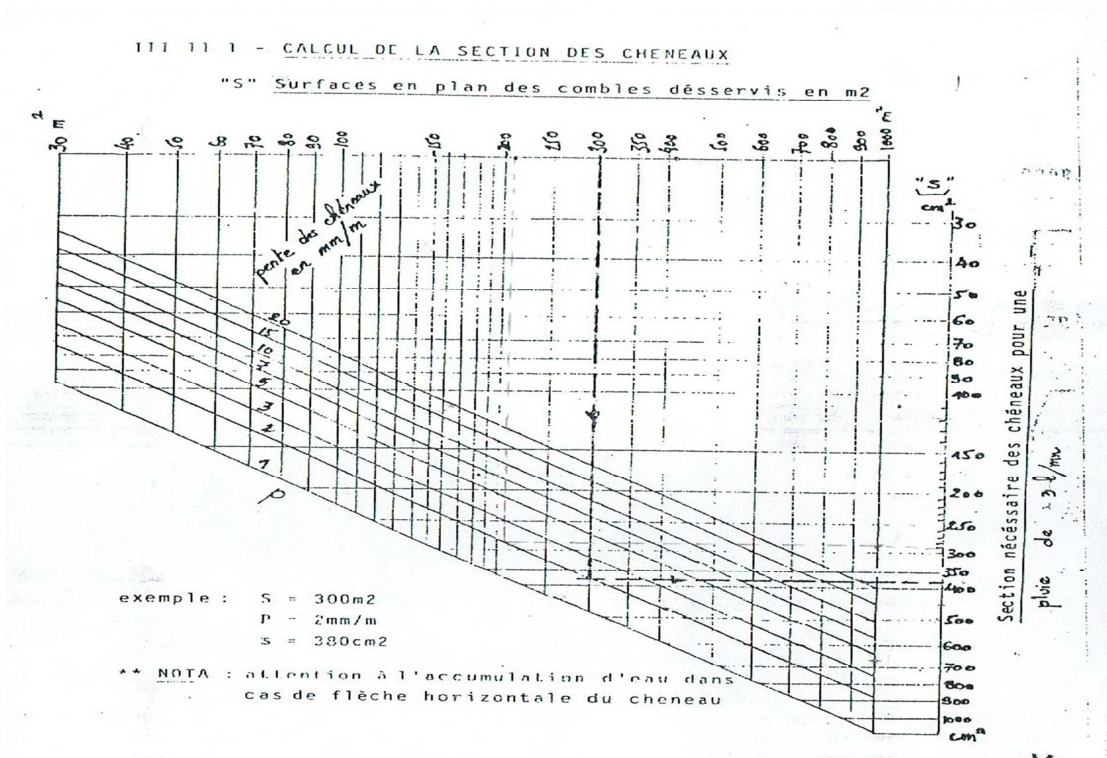
Figure 5.14 : Coefficients de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominante

ANNEXE B

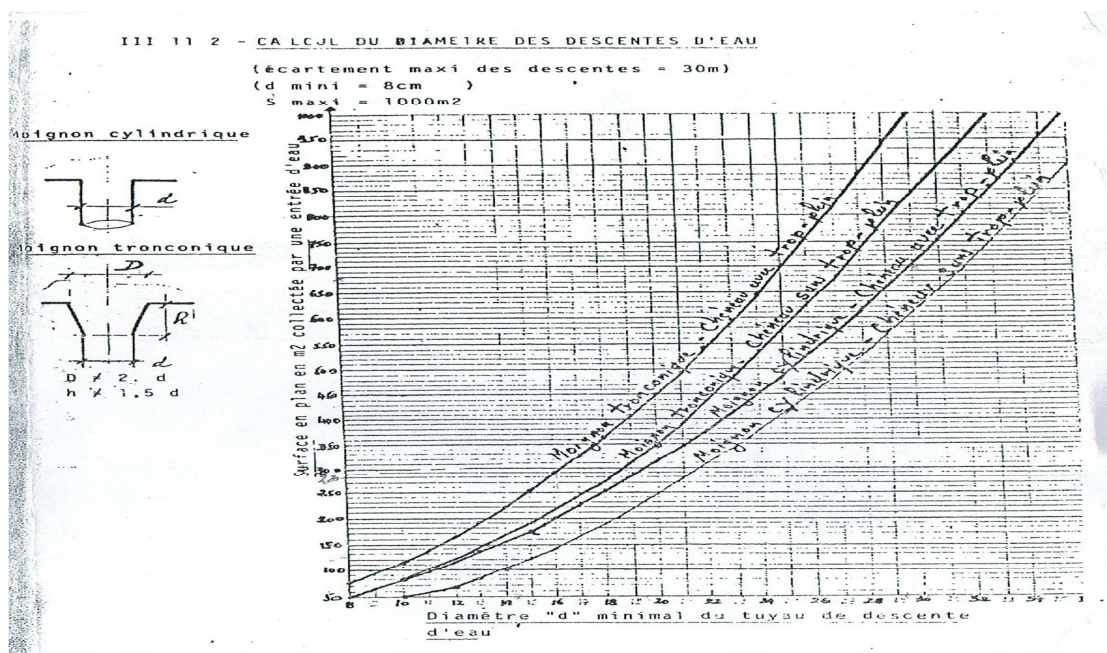
Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaires et principaux (CCM 97)

B.1. calcul des chéneaux (selon le calcul pratique des ossatures métalliques – par C.G.S)

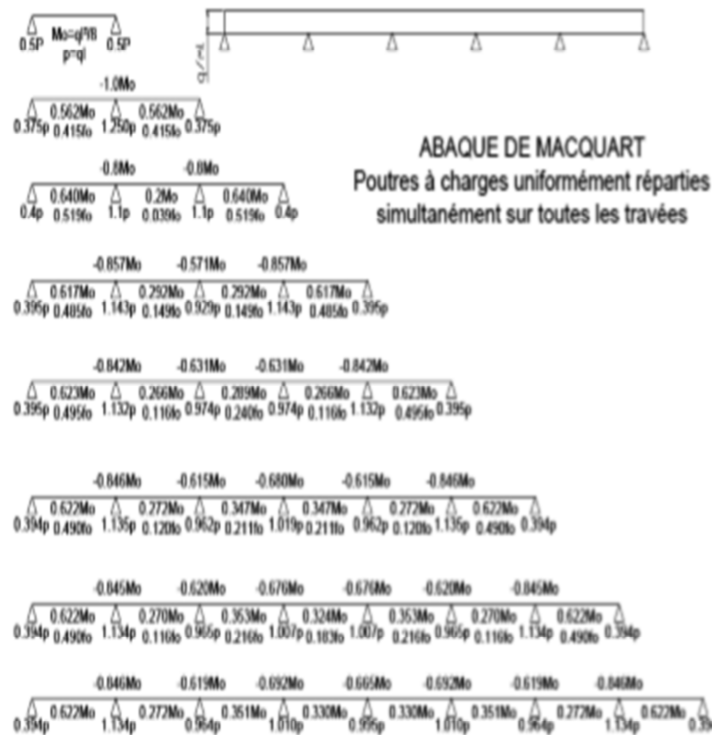
Abaque B1



Abaque B2



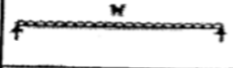
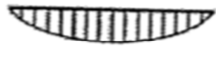


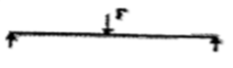

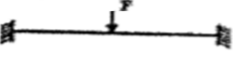

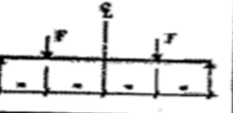

B.2. l'abaque de MAQUART



dans cette abaque on calcule le moment maximum M_o , les réactions et la flèche maximum de la travée simple considérée comme isostatique, puis on applique les coefficients donnés ci-dessus pour trouver les différents moments, flèches et réactions des poutres hyperstatiques

B.3. Coefficient C1

Tableau B.1.2 Coefficients C_1 , C_2 et C_3 , pour différentes valeurs de k , dans le cas de charges transversales

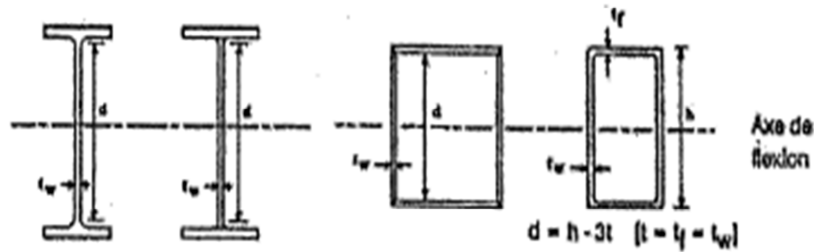
Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

Activer

Tableau 53.1 : Feuille 1

Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées

(a) Ames : (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)^f

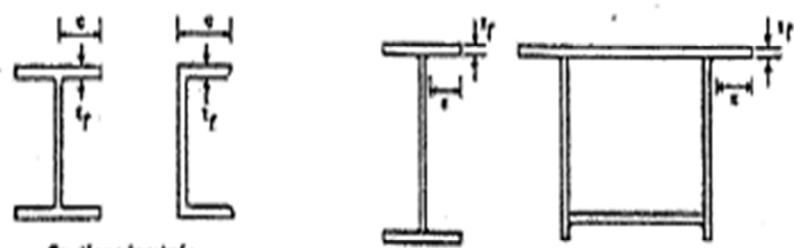


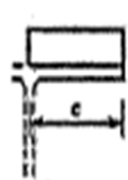

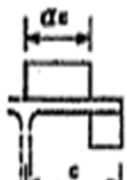
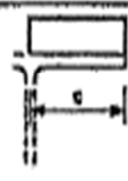


Classe	Âme fléchée	Âme comprimée	Âme en flexion composée	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
1	$d/t_w \leq 72 \epsilon$	$d/t_w \leq 33 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 306 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 36 \epsilon / \alpha$	
2	$d/t_w \leq 83 \epsilon$	$d/t_w \leq 38 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 456 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 41,5 \epsilon / \alpha$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
3	$d/t_w \leq 124 \epsilon$	$d/t_w \leq 42 \epsilon$	Quand $\psi > -1$: $d/t_w \leq 42 \epsilon / (0,67 + 0,33\psi)$ Quand $\psi \leq -1$: $d/t_w \leq 62 \epsilon (1 - \psi) \sqrt{-\psi}$	
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355
	ϵ	1	0,92	0,81

Tableau 53.1: Feuille 3

Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées

(c) Parois de semelles en console :



Classe	Type de section	Paroi comprimée	Paroi en flexion composée		
			bord comprimé	bord tendu	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
1	laminées	$c/t_f \leq 10 \epsilon$	$c/t_f \leq \frac{10 \epsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{10 \epsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
	soudées	$c/t_f \leq 9 \epsilon$	$c/t_f \leq \frac{9 \epsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{9 \epsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
2	laminées	$c/t_f \leq 11 \epsilon$	$c/t_f \leq \frac{11 \epsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{11 \epsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
	soudées	$c/t_f \leq 10 \epsilon$	$c/t_f \leq \frac{10 \epsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{10 \epsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
3	laminées	$c/t_f \leq 15 \epsilon$	$c/t_f \leq 23 \epsilon \sqrt{k_\sigma}$		
	soudées	$c/t_f \leq 14 \epsilon$	$c/t_f \leq 21 \epsilon \sqrt{k_\sigma}$		
			Pour k_σ voir tableau 5.3.3		
		f_y (N/mm ²)	235	275	355
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$		ϵ	1	0,92	0,81

Annexe C

Chapitre V : étude sismique (RPA99/V2003)

Tableau 4.1. : coefficient d'accélération de zone A.

Groupe d'usage	ZONE			
	I	Ila	Ilb	III
1 A	0,15	0,25	0,30	0,40
1 B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau 4.2 : Valeurs de ξ (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau 4.3 : valeurs du coefficient de comportement R

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	Béton armé	
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
B	Acier	
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
C	Maçonnerie	
12	Maçonnerie porteuse chaînée	2,5
D	Autres systèmes	
13	Ossature métallique contreventée par diaphragme	2
14	Ossature métallique contreventée par noyau en béton armé	3
15	Ossature métallique contreventée par voiles en béton armé	3,5
16	Ossature métallique avec contreventement mixte comportant un noyau en béton armé et palées ou portiques métalliques en façades	4
17	Systèmes comportant des transparences (étages souples)	2

Tableau 4.4. : valeurs des pénalités P_q

Critère "q"	P_q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Tableau 4.5 : valeurs du coefficient de pondération β

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. - salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,30
3	Entrepôts, hangars	0,40
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

Tableau 4.6 : valeurs du coefficient C_T

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Tableau 4.7 : Valeurs de T_1 et T_2

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

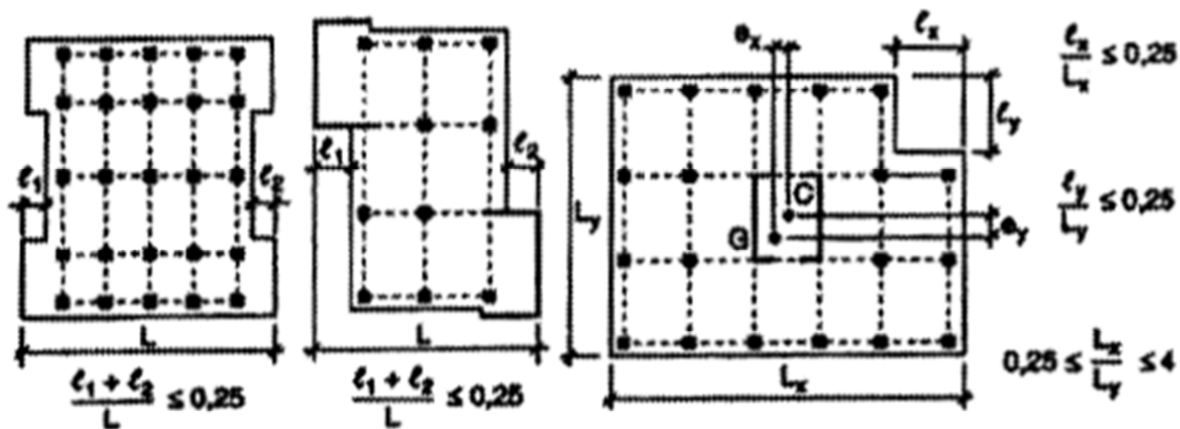


Fig. 3.2 : Limites des décrochements en plan

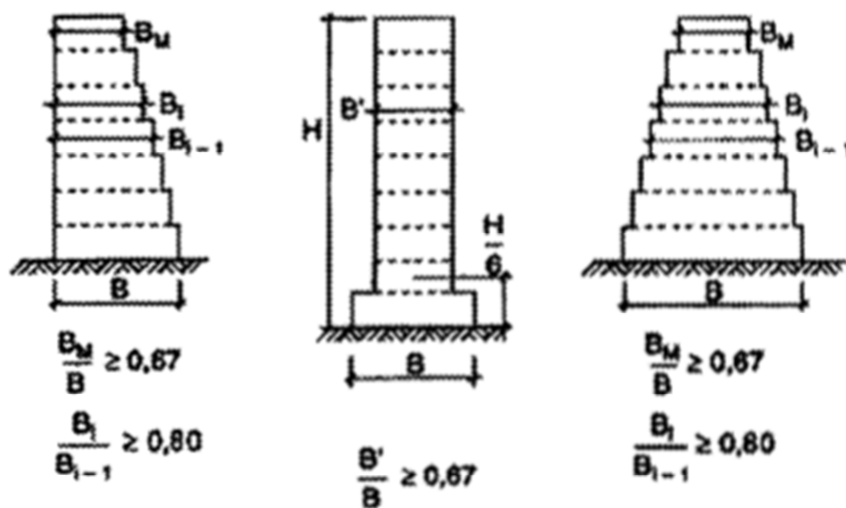


Fig. 3.3 : Limites des décrochements en élévation

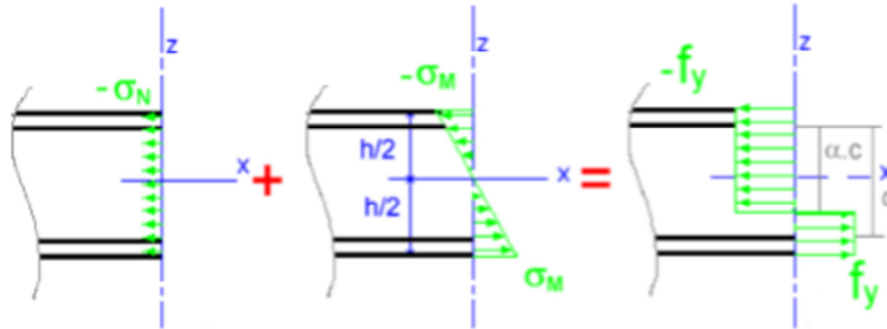
Annexe D

Chapitre VI : Dimensionnement des éléments

Calcul de α selon la distribution de contraintes dans l'âme à la flexion composée

(Tableau 53.1 feuille 1 du CCM 97)

1/Pour la traverse IPE 270



$$\begin{cases} -\sigma_N + (-\sigma_M) = -f_y \\ -\sigma_N + (+\sigma_M) = +f_y \end{cases}$$

$$\begin{cases} -\frac{N}{t_w \times c} - \frac{M}{I} z = -\frac{F}{t_w \times \alpha c} \\ -\frac{N}{t_w \times c} + \frac{M}{I} z = +\frac{F}{t_w \times (c - \alpha c)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} -\frac{3984,66}{6,6 \times 219,6} - \left(\frac{5686,24}{6,6 \times 219,6^3} \times \frac{219,6}{2} \right) = -\frac{F}{6,6 \times \alpha 219,6} \\ -\frac{3984,66}{6,6 \times 219,6} + \left(\frac{5686,24}{6,6 \times 219,6^3} \times \frac{219,6}{2} \right) = +\frac{F}{6,6 \times (219,6 - 219,6\alpha)} \end{cases}$$

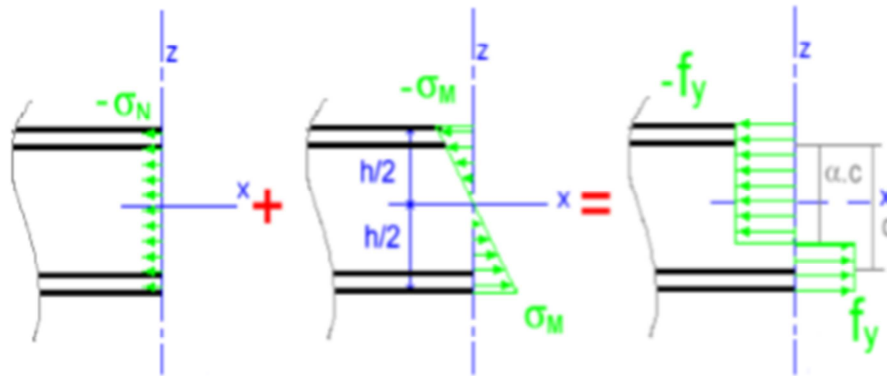
$$\begin{cases} -2,85 = -\frac{F}{1449,36\alpha} \\ -2,64 = +\frac{F}{(1449,36 - 1449,36\alpha)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} -4130,67\alpha = -F \\ -3826,31 + 3826,31\alpha = +F \end{cases}$$

$$\rightarrow -F = F \rightarrow -4130,67 \alpha = -3826,31 + 3826,31\alpha$$

$$\rightarrow -7957\alpha = -3826,31$$

$$\rightarrow \alpha = \frac{3826,31}{7957} = 0,48$$



$$\begin{cases} -\sigma_N + (-\sigma_M) = -f_y \\ -\sigma_N + (+\sigma_M) = +f_y \end{cases}$$

$$\begin{cases} -\frac{N}{t_w \times c} - \frac{M}{I} z = -\frac{F}{t_w \times \alpha c} \\ -\frac{N}{t_w \times c} + \frac{M}{I} z = +\frac{F}{t_w \times (c - \alpha c)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} -\frac{19870,57}{8 \times 196} - \left(\frac{10375}{8 \times 196^3} \times \frac{196}{2} \right) = -\frac{F}{8 \times \alpha 196} \\ -\frac{19870,57}{8 \times 196} + \left(\frac{10375}{8 \times 196^3} \times \frac{196}{2} \right) = +\frac{F}{8 \times (196 - 196\alpha)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} -215,22 = -\frac{F}{1568\alpha} \\ -189,87 = +\frac{F}{(1568 - 1568\alpha)} \end{cases}$$

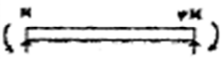
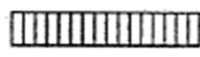
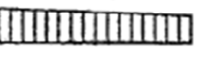
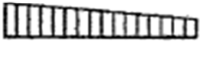
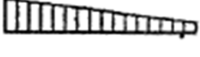
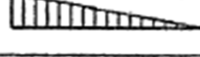
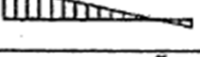
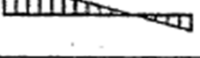

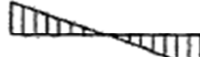
$$\begin{cases} -337464,96\alpha = -F \\ -297716,16 + 297716,16\alpha = +F \end{cases}$$

$$\rightarrow -F = F \rightarrow -337464,96\alpha = -297716,16 + 297716,16\alpha$$

$$\rightarrow -39748,8\alpha = -297716,16$$

$$\rightarrow \alpha = \frac{297716,16}{39748,8} = 0,46$$

Tableau B.1.1. Coefficients C_1 , C_2 et C_3 pour différentes valeurs de k , dans le cas de moments d'extrémités

Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
	 $\psi = -1$	1,0 0,7 0,5	1,000 1,000 1,000	-	1,000 1,113 1,144
	 $\psi = -3/4$	1,0 0,7 0,5	1,141 1,270 1,305	-	0,998 1,565 2,283
	 $\psi = -1/2$	1,0 0,7 0,5	1,323 1,473 1,514	-	0,992 1,556 2,271
	 $\psi = -1/4$	1,0 0,7 0,5	1,563 1,739 1,788	-	0,977 1,531 2,236
	 $\psi = 0$	1,0 0,7 0,5	1,879 2,092 2,150	-	0,939 1,473 2,150
	 $\psi = 1/4$	1,0 0,7 0,5	2,281 2,538 2,609	-	0,855 1,340 1,957
	 $\psi = 1/2$	1,0 0,7 0,5	2,704 3,009 3,093	-	0,676 1,059 1,546
	 $\psi = 3/4$	1,0 0,7 0,5	2,927 3,258 3,348	-	0,366 0,575 0,837
	 $\psi = 1$	1,0 0,7 0,5	2,752 3,063 3,149	-	0,000 0,000 0,000

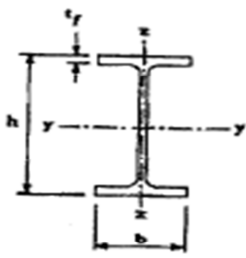
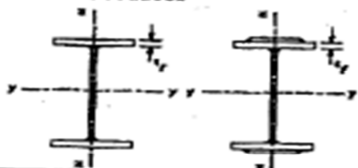

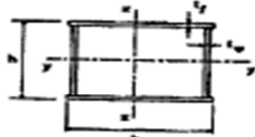

Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h/b > 1,2$: $t_f \leq 40$ mm	y-y z-z	a b
	40 mm < $t_f \leq 100$ mm	y-y z-z	b c
	$h/b \leq 1,2$: $t_f \leq 100$ mm	y-y z-z	b c
	$t_f > 100$ mm	y-y z-z	d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40$ mm $t_f > 40$ mm	y-y 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

Tableau 55.3 : Choix de la courbe de flambement correspondant à une section

Courbe de flambement	a	b	c	d
Facteur d'imperfection α	0.21	0.34	0.49	0.76

Tableau 55.1 : Facteur d'imperfection α

Tableau 6.2 : Limites supérieures $k_{l,max}$ pour le facteur de réduction k_f

Nombre de goujons par nervure	Epaisseur t de la plaque (mm)	Goujons d'un diamètre n'excédant pas 20 mm et soudés à travers la plaque nervurée en acier	Plaques nervurées avec trous et goujons d'un diamètre de 19 mm ou 22 mm
$n_r = 1$	$\leq 1,0$	0,85	0,75
	$> 1,0$	1,0	0,75
$n_r = 2$	$\leq 1,0$	0,70	0,60
	$> 1,0$	0,8	0,60

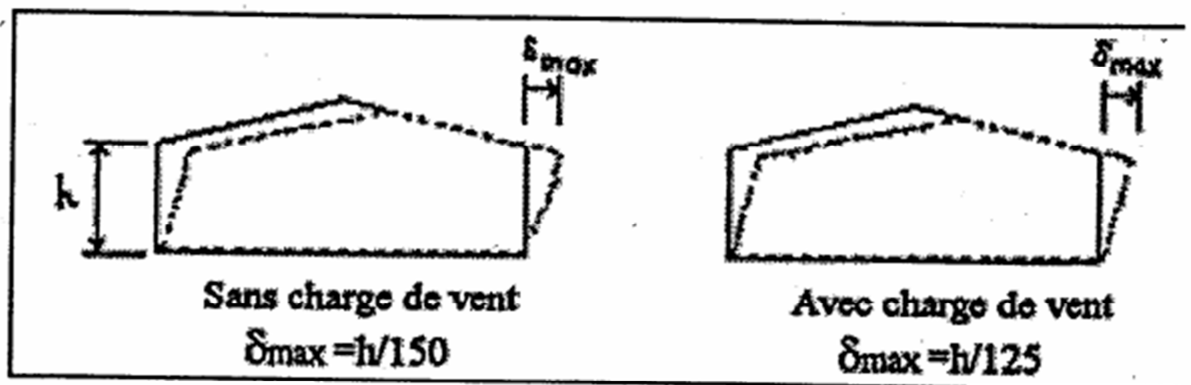

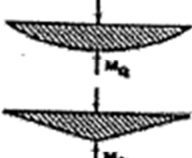
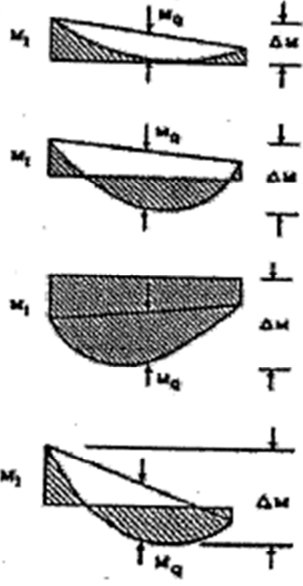


Figure 4.3 : Valeurs limites de flèches horizontales de bâtiments industriels

Diagramme de moment	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
Moments d'extrémités  $-1 \leq \psi \leq 1$	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
Moments dus à des charges transversales 	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
Moments dus à des charges transversales plus des moments d'extrémités 	$\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q = \max M $ dQ aux charges transversales seulement $\Delta M = \begin{cases} \max M & \text{pour diagramme de moment sans changement de signe} \\ \max M + \min M & \text{pour diagramme de moment avec changement de signe} \end{cases}$

Annexe E

Chapitre VII : Étude des assemblages

		Assemblage	
		Plat extérieur	Plat intérieur
Pince longitudinale e_1	\geq	$1,2 d_o$ (1)	$1,2 d_o$ (1)
	\leq	12t ou 150 mm (2) (max)	12t ou 150 mm (2) (max)
Pince transversale e_2	\geq	$1,5 d_o$ (3)	$1,5 d_o$ (3)
	\leq	12t ou 150 mm (2) (max)	12t ou 150 mm (2) (max)
Entraxe p_1	File extérieure	\geq	$2,2 d_o$ (4)
	Élément comprimé	\leq	14t ou 200 mm (6) (min)
	File intérieure	\geq	$2,2 d_o$ (4)
	Élément comprimé	\leq	14t ou 200 mm (6) (min)
	File extérieure	\geq	$2,2 d_o$ (4)
	Élément tendu	\leq	14t ou 200 mm (5) (min)
	File intérieure	\geq	$2,2 d_o$ (4)
	Élément tendu	\leq	14t ou 200 mm (5) (min)
Entraxe p_2	Élément comprimé	\geq	26t ou 400 mm (5) (min)
		\leq	$3 d_o$ (7)
	Élément tendu	\geq	14t ou 200 mm (6) (min)
		\leq	$3 d_o$ (7)

d_o = diamètre du trou
 t = épaisseur du plat le plus mince, situé vers l'extérieur

Tableau 65.1 : Valeurs limites des pincés et entraxes

3.3.2. Boulons

3.3.2.1. Boulons ordinaires non précontraints

(1) Les valeurs nominales de la résistance limite d'élasticité f_{yb} ainsi que celles de la résistance à la traction f_{ub} des différentes classes de boulons sont indiquées dans le tableau 3.3.

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	320	300	400	360	480	640	900
f_{ub} (N/mm ²)	400	400	500	500	600	600	800	1000

Tableau 3.3 : Valeurs nominales de f_{yb} et f_{ub} des boulons

Diamètre nominal d	Pas P	Clef	Diamètre du noyau de la vis d3	Diamètre intérieur de l'écrou d1	Diamètre de la rondelle	Section résistante As	Diamètre moyen dm	Tôle usuelle	Cornière usuelle
8	1.25	13	6.466	6.647	16	36.6	14	2	30
10	1.5	17	8.160	8.376	20	58.0	18.3	3	35
12	1.75	19	9.853	10.106	24	84.3	20.5	4	40
14	2	22	11.546	11.835	27	115	23.7	5	50
16	2	24	13.546	13.835	30	157	24.58	6	60
18	2.5	27	14.933	15.294	34	192	29.1	7	70
20	2.5	30	16.933	17.294	36	245	32.4	8	80
22	2.5	32	18.933	19.294	40	303	34.5	10.14	120
24	3	36	20.319	20.752	44	353	38.8	>14	>120
27	3	41	23.319	23.752	50	459	44.2	-	-
30	3.5	46	25.706	26.211	52	561	49.6	-	-
33	3.5	50	28.706	29.211		694		-	-
36	4		31.093	31.670		817		-	-

Tableau 1 : Principales caractéristiques géométriques

Acier	f_u (MPa)	β_w	γ_{Mw}
S 235	360	0,8	1,25
S 275	430	0,85	1,30
S 355	510	0,9	1,35

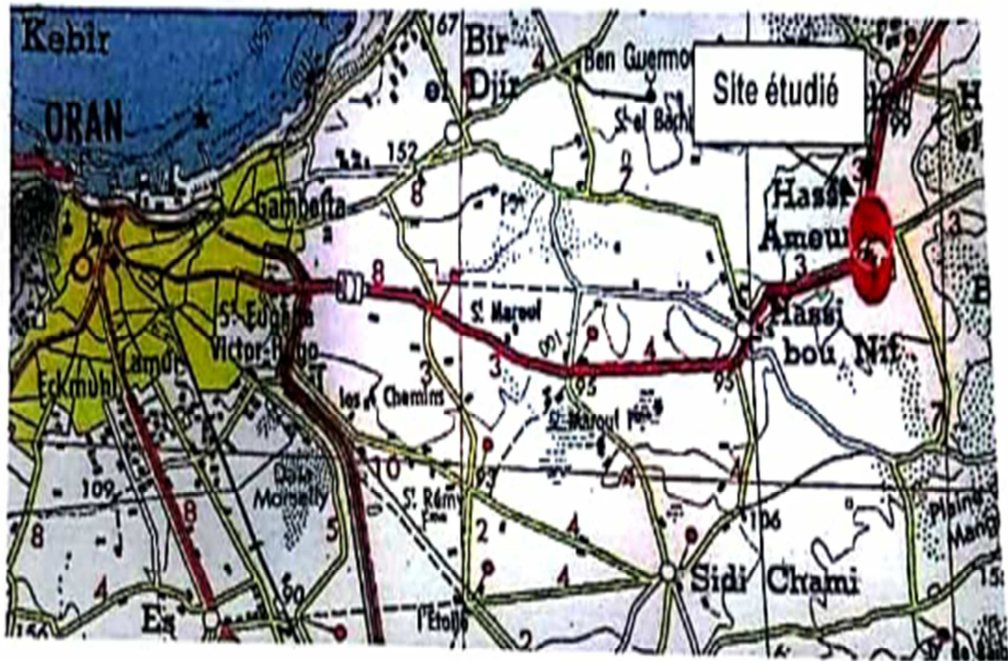
β_w γ_{mw} variables selon la nuance d'acier

Coefficients	trou nominal	trou surdimensionné	trou oblong
k_s	1	0.85	0.7
$\gamma_{Ms,ser}$ ELS	1.20	1.20	1.20
$\gamma_{Ms,ult}$ ELU	1.10	1.25	1.25

Classe de surface	μ coefficient de frottement	état de surface
A	0.5	Grenaillé ou sablé
B	0.4	Grenaillé, sablé et peint
C	0.3	Brossé
D	0.2	Non traité

Annexe F

Chapitre VIII : Dimensionnement des éléments de fondation RAPPORT GÉOTECHNIQUE (Relatif à un ouvrage limitrophe à notre étude) .



Extrait de la carte topographique de la région d'Oran (feuille N° 153, à l'échelle 1/50.000)
présentant l'aspect morphologique et topographique de la région d'étude.

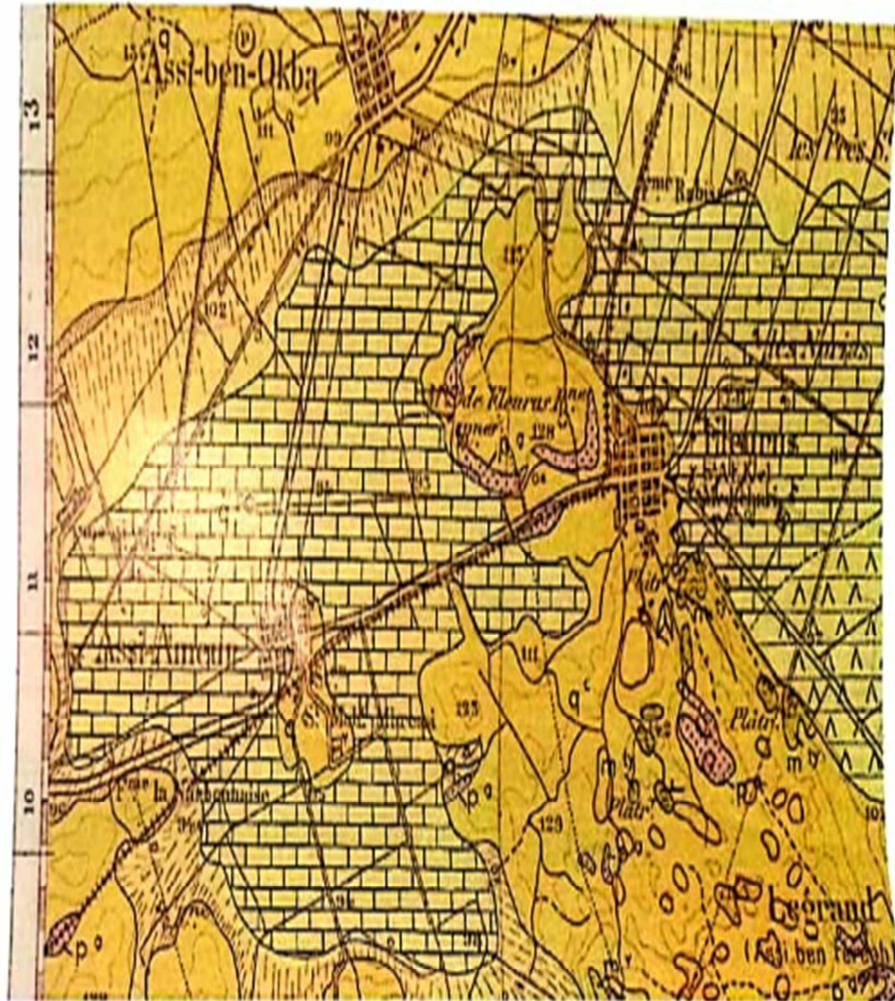
Selon la carte géologique de la région de St Cloud (feuille n° 154 à l'échelle 1/500.000 ème), et en se référant à les coupes réalisées à partir des sondages réalisés, on remarque que notre secteur d'étude est constitué par des grès beige alternés par de fines couches de sable, parfois à ciment calcaire ; datant du Pliocène-Quaternaire marin.

L'ensemble est masqué par des dépôts alluvionnaires représentés par des sables et par une carapace grésocalcaire dur d'âge quaternaire..

La série est couronnée par une couche de remblai d'épaisseur variable.

L'ensemble est masqué par des dépôts alluvionnaires représentés par des sables et par une carapace grésocalcaire dur d'âge quaternaire.

La série est couronnée par une couche de remblai d'épaisseur variable.



Extrait de la carte géologique de St Cloud (feuille N° 154, à l'échelle 1/50.000)
présentant l'aspect morphologique et topographique de la région d'étude.

SONDAGES CAROTTES :

Les deux sondages carottés réalisés sur site ont mis en évidence les successions lithologiques décrites ci-dessous :

• **SONDAGE SN.1 :**

0.00m à 3.00m : Remblai (constitué de sable, de graviers, de fragments d'encroûtement...).

3.00m à 9.50m : Sable brunâtre fin, renfermant des fragments de grès.

9.50m à 10.00m : Fragments de grès beiges à grains fin dur, alterné de fines couches de sable.

• **SONDAGE SN.2 :**

0.00m à 0.60m : Remblai.

0.60m à 2.30m : Fragment d'encroûtement grésocalcaire beige dur, associés à du sable.

2.30m à 9.40m : Sable brunâtre fin, renfermant des fragments de grès.

9.40m à 10.00m : Fragments de grès beiges à grains fin dur, alterné de fines couches de sable.

3-2-2-NIVEAU D'EAU :

Selon le relevé piézométrique effectué au droit du sondage SN.2 en date du 30.06.2015, une présence d'eau a été décelée à 2.70m de profondeur.

FONDATIONS DES OUVRAGES ET CONTRAINTE ADMISSIBLE :

En se basant sur la nature de la formation géologique rencontrée par les sondage carottés (SN.1 et SN.2), les résultats des essais in situ (pénétration dynamique et SPT), les fondations de la future mosquée, seront de type superficiel à savoir des semelles isolées bien rigidifiées entre elles par des longrines ou filantes ancrées dans la formation naturelle de sable brunâtre fin...

Vu la projection d'un sous sol et la présence d'eau à 2.70m, et afin d'éviter l'apparition des eaux au fond des fouilles, les fondations seront ancrées à 2.50m au maximum.

NB : Il est recommandé de prévoir une couche drainante (Ex : Ballast) sous les fondations, afin de les protéger de toute éventuelle remonté d'eau.

5-3-1- CONTRAINTE ADMISSIBLE DU SOL RECOMMANDEE :

La contrainte admissible "Qad" à retenir pour le dimensionnement des fondations sera, dans ce cas, prise égale à 2.00 bars (ou kg/cm²), et cela pour l'ensemble du terrain. Pour une telle contrainte, les tassements prévisibles des fondations sous charges seront négligeables.

NB: A défaut du rapport de l'étude géotechnique relative à notre projet , nous avons fait les résultats de l'étude réalisée pour le projet se trouvant à proximité .

Tableau des armatures (1)

\varnothing \ Nbr barr	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

Section en cm² de N armatures de diamètre \varnothing (mm)

Annexe G



lot D, N°6 ZHUN Gardi II –
Kouba – Alger
Tél: + (213) 21 56 38 10 à 80
Fax : + (213) 21 56 38 20



BATICOMPOS Spa
Société de Composants Industrialisés
DIRECTION GENERALE
BP 75 Béni – Mançour W/BEJAJA
Tél. : + (213) 034 34 01 73/74/76/77 /
Fax : + (213) 034 34 01 69

FICHE TECHNIQUE

PANNEAU SANDWICH BARDAGE (LL35, LL40, LL60, LL80, LL100, LL150, LL200)

Description

1. Principe

Le panneau sandwich d'enveloppe de bâtiment, est un produit composite, fabriqué industriellement en continu, comportant un parement extérieur métallique, une âme isolante et un parement intérieur métallique solidarisés par adhérence à l'âme isolante. Ces composants travaillent ensemble et ne constituent ainsi qu'un seul élément autoportant présentant différents niveaux de résistance mécanique, de réaction et de résistance au feu, d'isolation thermique et acoustique, d'étanchéité à l'air, à l'eau et à la vapeur d'eau et d'esthétique architecturale

2. Matériaux

2.1 Tôle d'acier

Parements interne et externe en tôle d'acier d'épaisseur nominale minimum 0,4 mm, galvanisé à chaud en continu selon les normes NF EN 10326 ; NF EN 10142 et NF EN 10143 :

Nuance d'acier : DX51D ou S280GD

Epaisseur de la couche de Zn : 150 g/m² pour les deux faces

Nature et épaisseur du revêtement organique :

-Recto : 25 m nominal polyester selon EN 10169 (dont primaire 5 µm).

-Verso : 7 m nominal polyester selon EN 10169 (dont primaire 5 µm).

Les parois ont pour épaisseur

Bardage LL : - 0,55 mm à l'intérieur,
- 0,55 mm à l'extérieur.

2.2 Mousse isolante

L'isolant est constitué de mousse rigide de polyuréthane expansée, obtenue par injection en continu d'un mélange de polyol, isocyanate, catalyseur et agent d'expansion de type Pentane, dont les caractéristiques sont indiquées ci-après :

1

Tableau 1 – Caractéristiques de la formulation

Caractéristiques	Spécifications
Masse volumique selon NF EN1602	40 kg/m ³ ± 2 kg/m ³
Traction perpendiculaire (adhérence sur parement) selon NF EN 1607	80 kPa
Compression sous 10 % d'écrasement selon NF EN 826	100 kPa
Flexion quatre points selon Pr EN 14509	100 kPa
Stabilité dimensionnelle (48 h à 70 °C)	2 %
Stabilité dimensionnelle (48 h à -20 °C)	1 %

3. Caractéristiques dimensionnelles

Tableau 2 : Dimensions et tolérances

Dimensions (mm)		Tolérances (mm)
Largeur hors tout	1000 à 2000	7,5
Largeur utile du panneau	Bardage : 1000	± 2
Longueur du panneau	< 1000	5
	1000 à 2000	7,5
	2001 à 4000	10
	4000	15
Epaisseurs nominales	35 – 40-60-80-100-150-200	± 2
Défaut d'équerrage		6
Défaut de planéité (en fonction de la longueur mesurée L)	L = 200 mm L = 400 mm L > 700 mm	— Défaut de planéité 0,6 mm — Défaut de planéité 1,0 mm — Défaut de planéité 1,5 mm

4. Poids spécifique (kg/m²) :

Type de panneau	LL35	LL40	LL60	LL80	LL100	LL150	LL200
Poids spécifique	10.9	11.2	11.84	12.75	13.64	15.4	17.3

5. Autres informations techniques

5.1 Isolation thermique :

Pour le noyau de mousse qui est recouvert des 2 cotés de peaux étanches à la diffusion, le coefficient de conduction thermique (λ) = 0.026 w/m.k

Panneau	LL35	LL60	LL80	LL100	LL 40	LL150	LL200
Coefficient de transmission thermique (w/m ² .K)	0.53	0.32	0.24	0.19	0.5	0.18	0.135

5.2 Isolation phonique: LL 35 = 26 dB

2

FICHE TECHNIQUE

PANNEAU SANDWICH TOITURE (TL75)

Description

1. Principe

Le panneau sandwich d'enveloppe de bâtiment, est un produit composite, fabriqué industriellement en continu, comportant un parement extérieur métallique, une âme isolante et un parement intérieur métallique solidarisés par adhérence à l'âme isolante. Ces composants travaillent ensemble et ne constituent ainsi qu'un seul élément autoportant présentant différents niveaux de résistance mécanique, de réaction et de résistance au feu, d'isolation thermique et acoustique, d'étanchéité à l'air, à l'eau et à la vapeur d'eau et d'esthétique architecturale.

2. Matériaux

2.1 Tôle d'acier

Parements interne et externe en tôle d'acier d'épaisseur nominale minimum 0,4 mm, galvanisé à chaud en continu selon les normes NF EN 10326 ; NF EN 10142 et NF EN 10143 :

Nuance d'acier : DX51D ou S280GD

Epaisseur de la couche de Zn : 150 g/m² pour les deux faces

Nature et épaisseur du revêtement organique :

-Recto : 25 m nominal polyester selon EN 10169 (dont primaire 5 µm).

-Verso : 7 m nominal polyester selon EN 10169 (dont primaire 5 µm).

Les parois ont pour épaisseur

Toiture TL 75 : - 0,55 mm à l'intérieur,
- 0,75 mm à l'extérieur
- 0,4 mm à l'intérieur
- 0,6 mm à l'extérieur

2.2 Mousse isolante

L'isolant est constitué de mousse rigide de polyuréthane expansée, obtenue par injection en continu d'un mélange de polyol, isocyanate, catalyseur et agent d'expansion de type Pentane, dont les caractéristiques sont indiquées ci-après :

Tableau 1 – Caractéristiques de la formulation

Caractéristiques	Spécifications
Masse volumique selon NF EN1602	40 kg/m ³ ± 2 kg/m ³
Traction perpendiculaire (adhérence sur parement) selon NF EN 1607	80 kPa
Compression sous 10 % d'écrasement selon NF EN 826	100 kPa
Flexion quatre points selon Pr EN 14509	100 kPa
Stabilité dimensionnelle (48 h à 70 °C)	2 %
Stabilité dimensionnelle (48 h à -20 °C)	1 %

3. Caractéristiques dimensionnelles

Tableau 2 : Dimensions et tolérances

Dimensions (mm)		Tolérances (mm)
Largeur hors tout	1000 à 2000	7,5
Largeur utile du panneau	Toiture :1035	± 2
Longueur du panneau	< 1000	5
	1000 à 2000	7,5
	2001 à 4000	10
	4000	15
Epaisseurs nominales	53	± 2
Défaut d'équerrage		6,21
Défaut de planéité (en fonction de la longueur mesurée L)	L = 200 mm L = 400 mm L > 700 mm	— Défaut de planéité 0,6 mm — Défaut de planéité 1,0 mm — Défaut de planéité 1,5 mm

Poids spécifique (kg/m³) : 14.2

4. Autres informations techniques

4.1 Isolation thermique :

Pour le noyau de mousse qui est recouvert des 2 cotés de peaux étanches à la diffusion,

le coefficient de conduction thermique (λ) = 0.026 w/m.k

Panneau	TL75
Coefficient de transmission thermique (w/m ² .K)	0.40

4.2 Isolation phonique : TL75 : 26dB

7

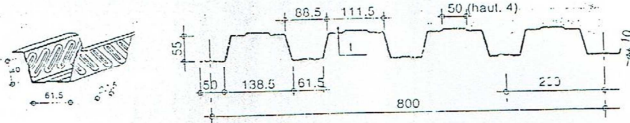
HI BOND 55.800

Certificat CSTB

Identification

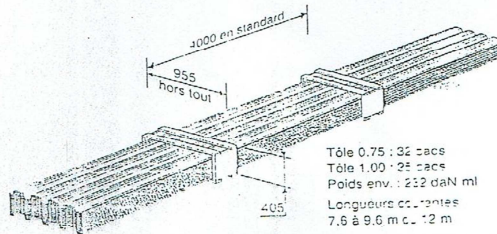
Réf. 55.800/4

Epaisseur t en mm	Masse en kg/m ²
0,75	8,72
0,88	10,23
1,00	11,63
1,20	13,95



Manutention - Emballage

Epaisseur t en mm	Masse en kg/m
0,75	6,97
0,88	8,18
1,00	9,30
1,20	11,16



Valeurs de calcul

Epaisseur t en mm	Epaisseur acier en mm	Aire d'acier en cm ² /m	Position fibre neutre V _i en cm	V _s en cm	Mt d'inertie i en cm ⁴	Modules de résistance i/V _i	i/V _s
0,75	0,71	10,49	3,32	2,58	57,93	17,45	22,45
0,88	0,84	12,41	3,32	2,58	68,53	20,64	26,56
1,00	0,96	14,18	3,32	2,58	78,32	23,59	30,36
1,20	1,16	17,13	3,32	2,58	94,64	28,51	36,68

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 étaie, 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	
		→	←	→	←	→	←	→	←	→	←	→	→	←	→	←	
I (acier) I portée = clair + 5cm	10	2,80	3,44	3,43	3,32	2,94	3,67	3,64	3,60	3,07	3,86	3,79	3,84	3,25	4,23	4,02	4,20
	11	2,68	3,33	3,32	3,08	2,83	3,56	3,49	3,44	2,95	3,75	3,64	3,67	3,12	4,02	3,86	4,02
□ (béton) □ portée = clair + 5cm	12	2,59	3,24	3,20	2,63	2,73	3,46	3,38	3,30	2,84	3,64	3,52	3,52	3,02	3,92	3,73	3,85
	13	2,51	3,15	3,10	2,62	2,64	3,36	3,27	3,07	2,76	3,54	3,41	3,39	2,92	3,62	3,62	3,71
▤ (bois) ▤ portée = entraxe	14	2,43	3,06	3,01	2,45	2,56	3,28	3,17	2,86	2,68	3,45	3,31	3,24	2,84	3,72	3,51	3,58
	15	2,36	2,99	2,93	2,30	2,49	3,20	3,08	2,69	2,60	3,37	3,22	3,04	2,76	3,62	3,42	3,46
	16	2,30	2,92	2,85	2,17	2,43	3,13	3,02	2,53	2,54	3,30	3,15	2,86	2,69	3,56	3,34	3,36
	17	2,25	2,85	2,79	2,05	2,37	3,06	2,94	2,39	2,46	3,23	3,08	2,71	2,63	3,49	3,26	3,22
	18	2,21	2,79	2,74	1,97	2,32	3,00	2,88	2,27	2,42	3,16	3,00	2,57	2,58	3,42	3,20	3,06
	19	2,15	2,74	2,67	1,85	2,28	2,94	2,83	2,16	2,37	3,10	2,94	2,44	2,52	3,35	3,13	2,91
	20	2,12	2,68	2,63	1,87	2,23	2,88	2,77	2,11	2,33	3,04	2,89	2,33	2,47	3,29	3,07	2,77

pour les valeurs en italique, l'étalement du plancher est supérieur à 56

Ces valeurs maximales conviennent lorsque les appuis 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 bacc à chaque extrémité.