

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE UNIVERSITE ABOU BAKR BELKAID - TLEMCEM
FACULTE DE TECHNOLOGIE, DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Mémoire pour l'Obtention du Diplôme de MASTER en Génie civil
Option : Constructions métalliques et mixtes

THEME :

ETUDE D'UNE HALLE INDUSTRIELLE À OGGAZ,
WILAYA DE MASCARA

Présenté le 06 juillet 2019 par:

Melle : Negadi Sara

Melle: Nassour Asma

Devant le Jury composé de :

-Dr SMAIL N.

-Mr MERAD BOUDIA S.

-Dr Ras A.

Président

Examinateur

Encadrant

Année universitaire: 2018-2019

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Dédicace

Je dédie ce travail aux êtres les plus chers à mes yeux ma mère et mon père qui ont toujours été derrière moi depuis le début de mes études, c'est grâce à leurs encouragements et à leurs prières leurs soutien et amour que je suis là aujourd'hui
A mes chères sœurs et à mon chère frère qui n'ont jamais cessé de m'encourager et à tous les membres de ma famille.

A mon très chers époux pour son soutien précieux

A mes petits anges Aman lah et Racime et Yacine

A ma belle-famille de prés et de loin

A mon binôme ASMA, qui était gentille, patiente, et très sérieuse dans notre travail.

A mes collègues et camarades et meilleures amis(e) dont l'aide morale n'a jamais été sans effet

A toute autre personne que je n'ai pas citée et dont l'aide m'a été précieuse.

Mes professeurs qui doivent voir dans ce travail la fierté d'un savoir bien acquis

Merci

NEGADI SARA

Dédicace

Il est naturel que ma pensée la plus forte aille vers ma mère, à qui je dois la vie et une part essentielle de ma personnalité. Qu'elle sache que l'amour qu'elle me donne continue à m'animer et me permet d'envisager l'avenir comme un défi.

Ce travail est dédié à mon père, décédé trop tôt, qui m'a toujours poussé et motivé dans mes études. J'espère que, le monde qui est sien maintenant, il apprécie cet humble geste comme preuve de reconnaissance de la part d'une fille qui a toujours prié pour le salut de son âme.

Puisse Dieu, le tout puissant, l'avoir en sa sainte miséricorde

A ma chère sœur et mes chers frères qui n'ont cessé d'être pour moi des exemples de persévérance, de courage et de générosité.

A mes chères neveux et nièces

A mon binôme SARA, qui était gentille, patiente, et très sérieuse dans notre travail.

A tous mes amies et collègues familles dont l'aide morale n'a jamais été sans effet

Mes professeurs qui doivent voir dans ce travail la fierté d'un savoir bien acquis

Merci

NASSOUR ASMA

Remerciements

Tout d'abord nous remercions ALLAH le tout puissant et le miséricordieux, qui nous a donné la force, la patience et la volonté de mener à bien à ce modeste travail.

Nos parents pour tous les bienfaits qu'ils nous ont accordés, leur écoute, leur disponibilité et leur grand Amour.

Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidés à élaborer ce travail et en particulier notre encadrant, Mr. RAS A pour son aide et ses orientations précieuses.

Nous tenons aussi à remercier vivement et sincèrement Mr BENELESS EL HADI pour son aide et ses conseils prodigues.

Nous tenons également à remercier les membres du jury, Madame SMAIL.N et Messieurs RAS.A, MERAD BOUDIA.S pour avoir accepté de juger ce travail.

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

Enfin, Nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'aboutissement de ce travail.

ملخص

هذا المشروع يعمد الي دراسة تصميم و قياس مبني للتخزين يتكون من الهياكل المعدنية ببلدية عقاز دائرة سيق ولاية معسكر و يتضمن عدة هياكل مدعمة مغطاة بأربعة سفوح متماثلة حيث تمت دراسة هذا المشروع مرورا بعدة مراحل اولها في تقييم الاثقال بما فيها الزائدة فضلا علي اثار المناخ (الثلوج و الرياح) و هذا بموجب ثم التنظيم الجزائري «RNV 2013» دراسة مقاييس عناصر المبني الاساسية منها و الثانوية بعد دراسة ديناميكية وفقا للوائح الجزائرية للزلزال , RPA2003 وبعد ذلك حساب الوصلات و وفقا للتنظيم «CCM 97» و كخطوة نهائية تمت دراسة البنية التحتية وفقا لقواعد «BAEL 91» و بالنسبة للبرامج اعتمدنا علي «ROBOT» و اخيرا ينتهي العمل بخلاصة عامة تلخص نتائج دراستنا .

الكلمات المفتاحية:

الإطار المعدني، حركة ديناميكية، وصلات ، ROBOT، CCM 97،

Résumé

La conception et le dimensionnement d'une halle métallique située à OGGAZ (MASCARA) est le thème de ce projet de fin d'études. Cette halle se compose de trois blocs. Elle est constituée de plusieurs portiques, stabilisée par des contreventements distincts, et couverte par une toiture à quatre versants symétriques en charpente métallique.

Le premier volet de ce travail consiste en l'évaluation des charges et surcharges ainsi que les effets des actions climatiques selon le règlement « RNV2013 ». Ces hypothèses de charge ont permis d'établir la descente des charges.

Le second volet concerne le dimensionnement des différents éléments ainsi que l'assemblage de la structure selon le règlement « CCM97 ». Pour l'étude de l'infrastructure elle a été élaborée selon le règlement « BAEL91 » et « RPA2003 », On note que le modèle numérique a été réalisé en utilisant les logiciels « ROBOT ». Enfin, le travail se termine par une conclusion générale qui résume les résultats de cette étude.

Mots clef : Construction métallique , étude dynamique, assemblages, ROBOT, CCM97

Abstract

The design and sizing of a metal hall located at OGGAZ (MASCARA) is the theme of this graduation project. This hall consists of three blocks. It consists of several gantries, stabilized by separate bracing, and covered by a roof with symmetrical four-sided metal frame .

The first part of this work consists of the evaluation of dead loads and live loads as well as the effects of climate actions according to the "RNV2013" regulation. These load assumptions allowed us to establish the descent of loads .

The second part concerns the dimensioning of the various elements as well as the assembly of the structure according to the "CCM97" regulation. For the study of the infrastructure it was elaborated according to the regulation "BAEL91" and "RPA2003", It is noted that the digital model was done using "ROBOT" software. Finally, the work ends with a general conclusion that summarizes the results of this study.

Key words: Metal construction , dynamic study, assemblies, ROBOT, CCM97

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	3
I.4 RÈGLEMENTS UTILISÉS.....	4
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	5
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.3 CHARGES CLIMATIQUES	8
II.3.1 la charge de neige.....	8
II.3.2 Charge du vent	9
CHAPITRE III: Dimensionnement des éléments secondaires	25
III.1 INTRODUCTION	26
III.2 ÉTUDE DES ÉLÉMENTS.....	26
III.2.1 Calcul des chéneaux	26
III.2.2 Calcul des pannes	27
III.2.3 Calcul des lisses de bardage	36
III.2.4 Dimensionnement des potelets	39
CHAPITRE IV: Étude sismique.....	45
IV.1 INTRODUCTION	46
IV.2 PRINCIPE DE LA MÉTHODE MODALE SPECTRALE.....	46
IV.3 CRITÈRES DE CLASSIFICATION PAR LE RPA99/V 2003.....	46
IV.4 ANALYSE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE	47
IV.4 .1 Modélisation de la structure.....	47
IV.4.2 Spectre de réponse de calcul	47
IV.4.3 Analyse modale spectrale	48
IV.5 VERIFICATION DE LA STRUCTURE.....	49
IV.5.1 Vérification de la période fondamentale de la structure	49
IV.5.2 Vérification de l'effort tranchant à la base	50
IV.5.3 Vérification des déplacements	51
IV.6. Conclusion	51

CHAPITRE V:Vérification des éléments structuraux.....	52
V.1 INTRODUCTION	53
V.2 Vérification des traverses	53
V.3 Vérification des poteaux.....	56
V.4 Vérification des contreventements	61
V.5 Vérification des stabilités	62
V.5.1 Stabilités en X	62
V.6 Vérification de la sablière.....	63
CHAPITRE VI : Calcul des assemblages.....	65
VI.1 INTRODUCTION	66
VI.2 CALCUL DES ASSEMBLAGES	66
VI.2.1 Assemblage poteau – traverse (HEA 450 – IPE 450).....	66
VI.2.2 Assemblage traverse – traverse (IPE450 –IPE450)	71
VI.2.3 Assemblage des stabilités en X (2CAE100× 100 × 10).....	73
VI.2.4 Assemblage poteau – sablière (HEA 450 – HEA140).....	75
VI.2.5 Assemblage panne traverse.....	78
VI.2.6 Ancrage pied de poteau.....	80
CHAPITRE VII : Dimensionnement des éléments de fondation	87
VII.1 INTRODUCTION.....	88
VII.2 CHOIX DU TYPE DE FONDATION.....	88
VII.3 Caractéristiques géotechniques	88
VII.4 Dimensionnement des semelles.....	88
VII.5 CALCUL DES LONGRINES.....	92
CONCLUSION GÉNÉRALE	95
Références bibliographiques	96
ANNEXES.....	97
ANNEXE A Chapitre II: Evaluation des charges et surcharges.....	98
ANNEXE B Chapitre III: Dimensionnement des éléments secondaires et principaux	103
ANNEXE C Chapitre IV: Etude sismique.....	108
ANNEXE D Chapitre V : Vérification des éléments structuraux.....	111
ANNEXE E Chapitre VI: Etude des assemblages.....	116
ANNEXE F Chapitre VII: Dimensionnement des éléments de fondation	118
ANNEXE G	119

LISTE DES FIGURES

Chapitre I

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).....	5

Chapitre II

Figure II.1: action due au vent	12
Figure II.2: Division de la paroi verticale selon le chargement du vent directions (V1,V3)	14
Figure II.3: Valeurs de C_{pe10} pour les zones de la paroi verticale directions (V1, V3).....	14
Figure II.4: Valeurs de C_{pe10} pour les zones de la toiture directions (V1,V3).....	15
Figure II.5: Division de la paroi verticale selon le chargement du vent directions (V2,V4).....	15
Figure II.6: Valeurs de C_{pe10} pour les zones de la paroi verticale directions (V2,V4).....	16
Figure II.7: Valeurs de C_{pe} de chaque versant de la toiture.....	16
Figure II.8: Valeurs de C_{pe10} du versant 1 de la toiture direction (V2,V4)	17
Figure II.9: Valeurs de C_{pe10} du versant 2 et 3 de la toiture direction (V2,V4).....	17
Figure II.10: Valeurs de C_{pe10} du versant 4 de la toiture direction (V2,V4).....	18
Figure II.11: Pressions sur les parois verticales directions du vent (V1,V3) [daN/m^2].....	19
Figure II.12: Pressions sur la toiture directions du vent (V1,V3) [daN/m^2]	20
Figure II.13: Pressions sur les parois verticales directions du vent (V2,V4) [daN/m^2]	21
Figure II.14: Pressions sur la toiture versant 1 directions du vent (V2,V4) [daN/m^2].....	22
Figure II.15: Pressions sur la toiture versant 2 et 3 directions du vent (V2,V4) [daN/m^2]	23
Figure II.16: Pressions sur la toiture versant 4 directions du vent (V2,V4) [daN/m^2].....	24

Chapitre III

Figure III.1: chéneau d'eau.....	26
Figure III.2: Coupe transversale sur chéneau	26
Figure III.3: Moignon cylindrique.....	26
Figure III.4: Diagramme des moments maximum.....	27
Figure III.5: Diagramme de moment fléchissant du panneau sandwich TL75.....	28
Figure III.6: Cas des sollicitations.....	30
Figure III.7: Vue en 3D de l'échantignolle	35
Figure III.8: Coupe longitudinale sur lisses de bardage	37

Chapitre IV

Figure IV.1: Modèle de la structure en 3D	47
Figure IV.2: Spectre de réponse suivant X et Y.....	49
Figure IV.3: Les 3 premiers modes de vibration lors du séisme.....	49

Chapitre VI

Figure VI.1: Assemblage poteau-traverse.....	66
Figure VI.2: Assemblage traverse-traverse.....	72
Figure VI.3: Assemblage stabilité en X.....	74
Figure VI.4: Assemblage poteau-sablière.....	76
Figure VI.5: Assemblage echantignole.....	78
Figure VI.6: Ancrage pied de poteau.....	80
Figure VI.7: Géométrie de la plaque d'assise.....	84

Chapitre VII

Figure VII.1: ferrailage des semelle.....	91
Figure VII.2: Coupe transversale de la longrine.....	93
Figure VII.3: Ferrailage de la semelle.....	94

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre II

Tableau II.1 Valeurs de $C_e(z)$ pour parois toiture	12
Tableau II.2 Valeurs de C_{pe10} pour les zones de la paroi verticale directions (V1,V3).....	14
Tableau II.3 Valeurs de C_{pe10} pour les zones de la paroi verticale directions (V2,V4).....	16
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 versant 1 directions du vent (V2,V4) [daN/m^2]	22
Tableau II.8 Pressions pour la toiture versant 2 et 3 directions du vent (V2,V4) [daN/m^2]	23
Tableau II.9 Pressions pour la toiture versant 4 directions du vent (V2,V4) [daN/m^2]	23

Chapitre III

Tableau III.1 Caractéristiques du profilé IPE140	32
Tableau III.2 Caractéristiques du profilé UPE 160	37
Tableau III.3 Caractéristiques du profilé IPE 300	40

Chapitre IV

Tableau IV.1 Facteur de qualité suivant les deux sens	48
Tableau IV.2 Résultante des forces sismiques à la base	48
Tableau IV.3 Déplacements résultants suivants Y	50
Tableau IV.4 Déplacements résultants suivants X	51

Chapitre V

Tableau V.1 Caractéristiques du profilé IPE450	53
Tableau V.2 Caractéristiques du profilé HEA450	57
Tableau V.3 Caractéristiques du cornière CAE90×9	61
Tableau V.4 Caractéristiques du cornière DCAE100×10	62
Tableau V.5 Caractéristiques du profilé HEA140	63

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.
tw : Epaisseur de l'âme de profilé.
tf: Epaisseur de la semelle de profilé.

Majuscules latines

À : Aire brute d'une pièce.
Anet : Aire nette d'une pièce.
Aw : Aire de l'âme.
Av: Aire de cisaillement.
Ct : Coefficient de topographie.
Cr : Coefficient de rugosité.
Ce : Coefficient d'exposition.
Cd : Coefficient dynamique.
E : Module d'élasticité longitudinale.
F : Force en général.
G : Module de cisaillement
I : Moment d'inertie.
Kt : Facteur de terrain.
M : Moment de flexion.
MSd : Moment fléchissant sollicitant.
MRd : Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise.
MPI : Moment plastique.
Mpl,Rd : Moment plastique résistant.
Mb,Rd : Moment de la résistance au déversement.
Npl ,Rd : Effort normal de la résistance plastique de la section transversale brute.
Nb,Rd : Effort normal d'un élément comprimé au flambement.
NSd : Effort normal sollicitant.
Nt Sd : Effort normal de traction.
NcSd : Effort normal de compression.
Nc,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
VSd : 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.
Z₀ : 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_k : Déplacement dû 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

Le domaine de la construction est un domaine vaste, qui à connue dans son histoire plusieurs évolution, non seulement dans les procédés de conception et de réalisation, mais aussi dans les techniques et les matériaux utilisés dans les structures selon le besoin. Ainsi on a désormais une variété de choix dans les matériaux, le béton armé le béton précontraint l'acier et l'aluminium . Actuellement en Algérie l'utilisation de la charpente métallique est limitée dans le domaine industriel, les autres domaines se basent plus essentiellement sur le béton, malgré que les structures en acier présentent de nombreux avantages tel que la légèreté, le montage rapide sur chantier, les transformations ultérieures plus faciles et surtout un faible encombrement.

Dans ce travail, il s'agit d'étudier une halle métallique d'une usine destinée au stockage des produits cimentiers .

Ce choix de thème est motivé par le fait que l'acier offre l'avantage indéniable d'être un matériau léger favorisant une rapidité avérée dans le montage et offre l'avantage de franchir de longues portées et par sa nature, facilement modifiable bien que, en contrepartie, il présente certains inconvénients tels que son coût, la corrosion et sa faible résistance au feu, ce qui implique, pour y pallier, de prévoir une protection adéquate telles que les peintures anti rouille pour lutter contre la corrosion ainsi que les peintures intumescents au titre de protection contre le feu. Le coût, quant à lui, est atténué par la rapidité d'exécution et de montage (réalisation hors site dans des ateliers de production de charpente suivant la forme conçue).

Ce travail est composé de sept chapitres, dont les contenus sont brièvement décrits ci-dessous :

- Le premier chapitre contient une généralité sur les halles métalliques et présente la localisation et les données géométriques de l'ouvrage. En plus, il donne un aperçu sur les règlements de calcul et de dimensionnement et aussi les matériaux de construction utilisés
- Dans le deuxième chapitre, on présente les principes et la procédure pour la détermination des différentes charges (permanentes, d'exploitation et climatiques) selon les documents techniques règlementaires
- Le troisième chapitre consiste le dimensionnement des éléments secondaires
- Le quatrième chapitre représente une étude sismique effectuée à l'aide d'un logiciel ROBOT qui nous a permis d'analyser notre structure
- Le cinquième chapitre concerne l'étude des éléments structuraux (poteaux, traverses, sablières, palée de stabilités, et contreventements)
- Le sixième et afin d'assurer la continuité des sollicitations dans la structure à dimensionner, l'étude des assemblages
- Pour le septième chapitre les fondations de la structure ont été étudiée

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. Il est implanté à OGGAZ dans la wilaya de MASCARA, «Zone IIa sismicité moyenne selon le règlement parasismique algérien 99/version 2003».

Le terrain de la halle est plat avec une surface de 6160 m², cette halle est constituée de quatre versants destinés au stockage de ciment.

I.2 DONNÉES GÉOMÉTRIQUES DE L'OUVRAGE

- Les données géométriques de l'ouvrage sont :
- Surface occupée: 6160m²
- Hauteur totale: Ht = 10 m
- Largeur de la structure: 44m
- Longueur de la structure: 140 m

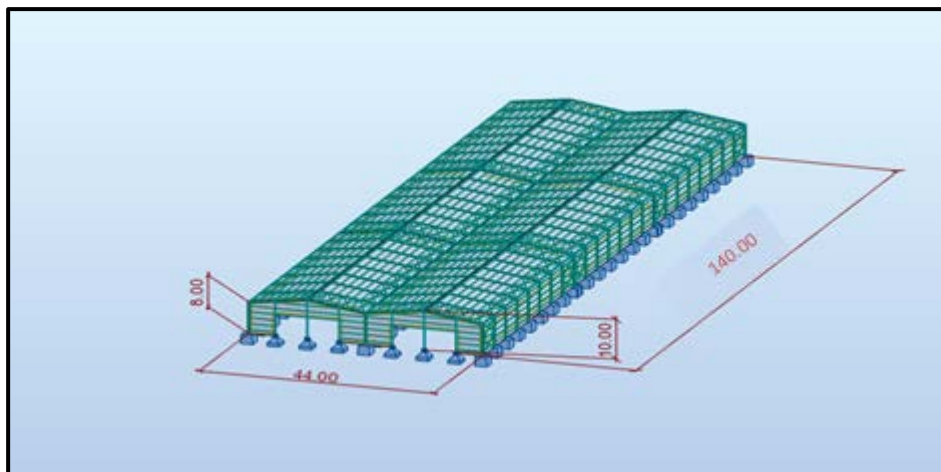


Figure I.1: Données géométriques de l'ouvrage.

I.3 LOCALISATION ET DONNÉES CONCERNANT LE SITE

La halle se trouve à OGGAZ dans la wilaya de Mascara dont :

- Altitude : 68 m
- Zone de neige par commune : Zone B
- Zone du vent : Zone III
- Zone sismique : Zone II_a (région de moyenne sismicité)
- Contrainte admissible du sol est de $\sigma_{sol} = 1.5$ bars



Figure I.2: Localisation du site du projet.



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

I.4 Règlements utilisés

Pour justifier la sécurité on se base sur les règlements suivants :

- règlement Neige et Vent « RNVA99 ».
- règlement parasismique algérien « RPA99version2003 »; pour l'étude sismique.

- béton armé aux états limites « BAEL91 ».
- « DTRB.C2.2 » charge permanentes et charge d'exploitation.
- règlement « CCM 97 »

I.5 LOGICIELS UTILISÉS

- AUTODESK AUTO CAD 2015
- AUTODESK ROBOT 2016

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 de cisaillement: $G = 81000 \text{ MPa}$

I.6.2 Acier d'armatures

- ✓ 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 malaxage 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: $\rho = (2200 \text{ Kg/m}^3 \text{ à } 2400 \text{ Kg/m}^3)$
- Dosage 350 kg/m^3
- $E = 3200 \text{ MPa}$

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. Dans ce travail, des boulons de haute résistance (HR) de classe 8.8 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 cette 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

Elle comprend non seulement le poids propre des éléments structuraux principaux et secondaires, mais aussi le poids des éléments incorporés aux éléments porteurs tels que : la couverture, le bardage et autres. 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.3 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 68 m.

II.3.1 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 3 (RNV 2013).

II.3.1.2 Charge de neige au sol (S_k)

Ce bâtiment est situé OGGAZ dans la wilaya de MASCARA classée en zone B

Avec : $H = 68\text{m}$

$$S_k = \frac{0.04 \times H + 10}{100} = 0.1272 \text{ KN/m}^2$$

$$S_k = 12.72 \text{ daN/m}^2$$

II.3.1.3 Coefficient d'ajustement (μ)

Pour ce bâtiment l'inclinaison de la toiture est $\alpha = 10,30^\circ$

Et d'après le tableau 6.3. (RNV 2013) on a :

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

II.3.1.4 charge de neige (S)

$$\mu_1 = 0,8$$

$$S = 0,8 \times 0,1272 = 0,1071 \text{ kN/m}^2$$

$$S = 10,71 \text{ daN/m}^2$$

$$\mu_2 = 0,8 + 0,8 \left(\frac{10,30}{30} \right) = 1,074$$

$$S = 1,074 \times 0,1272 = 0,1366 \text{ kN/m}^2$$

$$S = 13,66 \text{ daN/m}^2$$

II.3.2 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.

II.3.2.1 Données relatives au site

Le site du projet se trouve dans la wilaya MASCARA dont les caractéristiques sont les suivants : Zone de vent III: $q_{réf} = 50 \text{ daN/m}^2$ (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)

II.3.2.2 Détermination de la pression dûe au vent

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

$$W(z_j) = q_p(z_e) \times (C_{pe} - C_{pi}) \quad [\text{daN/m}^2]$$

- ✓ 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.

II.3.2.3 Coefficient dynamique (C_d)

Le coefficient dynamique 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).

II.3.2.4 Pression dynamique (q_{dyn})

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

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

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

$$q_{\text{réf}} = 50 \text{ daN/m}^2 \text{ (Zone III)}$$

C_e : Coefficient d'exposition au vent.

a) 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.

b) 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.

c) 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)

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

On a $Z=10\text{m}$ et $z_{\min} = 5 \text{ m}$; Alors :

$$z_{\min} = 5\text{m} < z = 10 \text{ m} < 200 \text{ m}$$

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

Pour la paroi verticale : $z = 8\text{m}$:

$$C_r = 0,215 \times \text{Ln} \left(\frac{8}{0,3} \right) = 0,71$$

Pour la toiture : $z = 10 \text{ m}$:

$$C_r = 0,215 \times \text{Ln} \left(\frac{10}{0,3} \right) = 0,75$$

d) 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 $z = 10\text{m} > z_{\min} = 5\text{ m}$

Alors

Pour la paroi verticale: $z = 8\text{ m}$

$$I_v(z) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{8}{0,3}\right)} = 0,3$$

Pour la toiture : $z = 10\text{ m}$:

$$I_v(z) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{10}{0,3}\right)} = 0,28$$

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

	C_t	C_r	I_v	$C_e(z)$	$q_p(Ze)$
Parois verticales	1	0,71	0,3	1,56	78
Toiture	1	0,75	0,28	1,66	83

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

e) Les coefficients de pressions

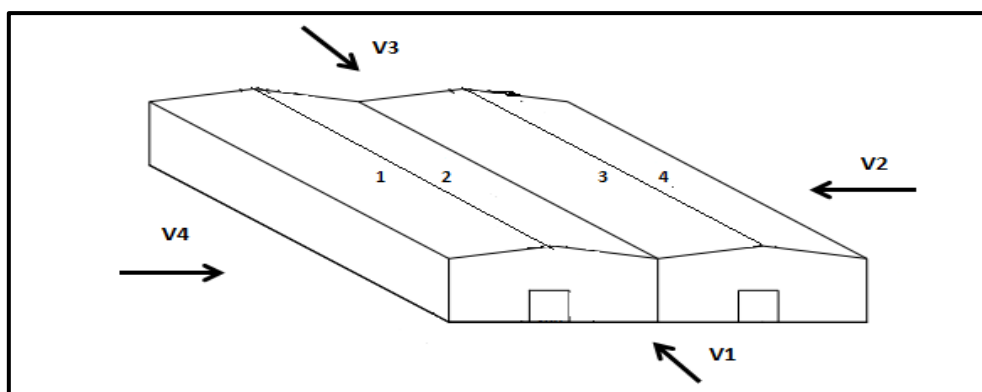


Figure II.1: Actions dues au vent.

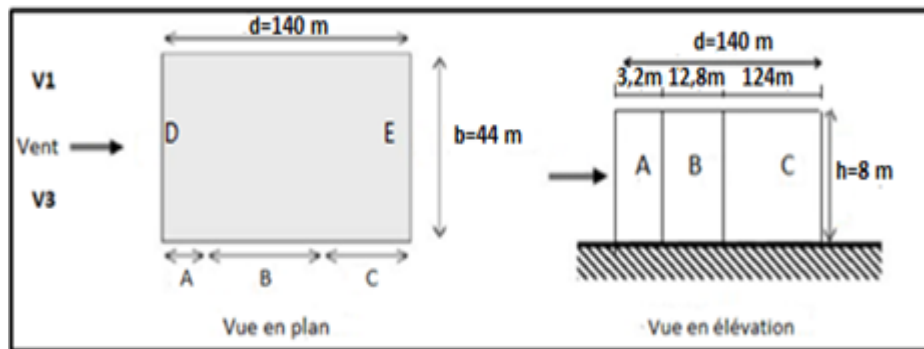


Figure II.2: Division de la paroi verticale selon le chargement du vent directions (V1,V3)

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

A	B	C	D	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).

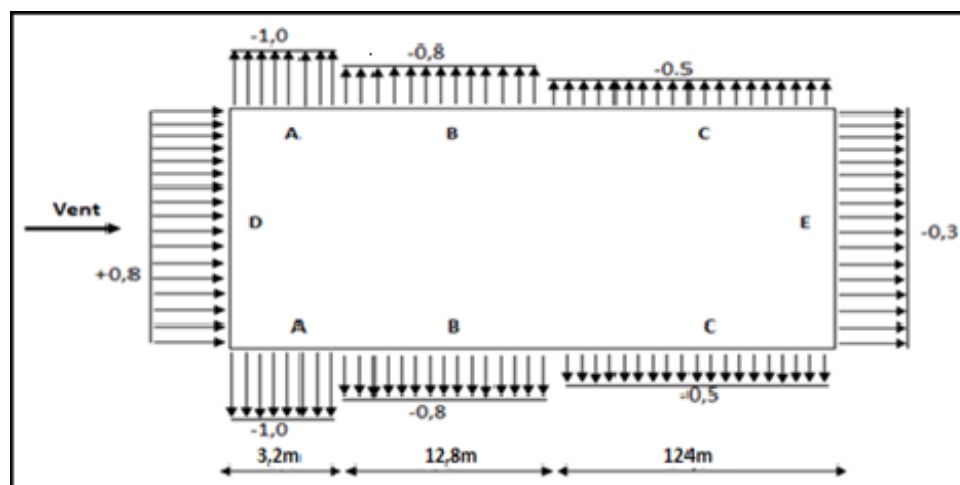


Figure II.3: Valeurs de C_{pe10} pour les zones de la paroi verticale directions (V1, V3).

✓ **Toiture**

$$\begin{cases} b = 44 \text{ m} \\ d = 140 \text{ m} \\ h = 10 \text{ m} \end{cases}$$

$$e = \min(b ; 2h) = \min(44\text{m} ; 2 \times 10\text{m})$$

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

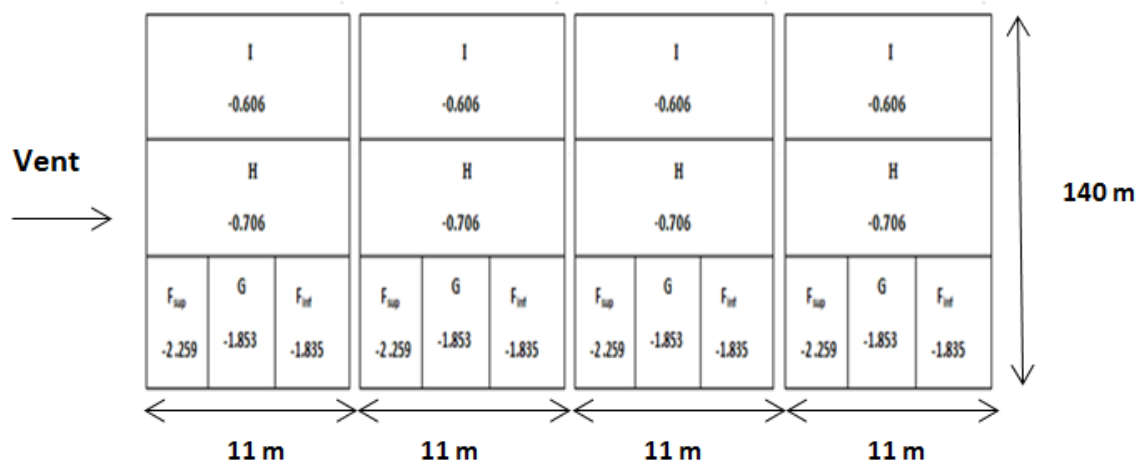


Figure II.4: Valeurs de Cpe10 pour les zones de la toiture directions (V1,V3).

g.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**

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 140 \text{ m} \\ d = 44 \text{ m} \\ h = 8 \text{ m} \end{array} \right.$$

$e = \min (b ; 2h) = \min (140 \text{ m} ; 2 \times 8 \text{ m})$

$e = 16 \text{ m}$

$d = 44 \text{ m} > e = 16 \text{ m}$

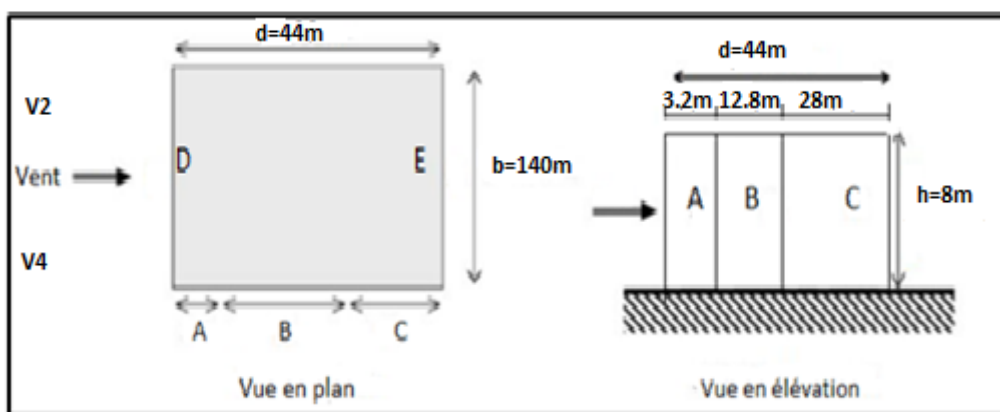


Figure II.5: Division de la paroi verticale selon le chargement du vent directions (V2,V4)

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

A	B	C	D	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.3 Valeurs de C_{pe10} pour les zones de la paroi verticale directions (V2,V4)

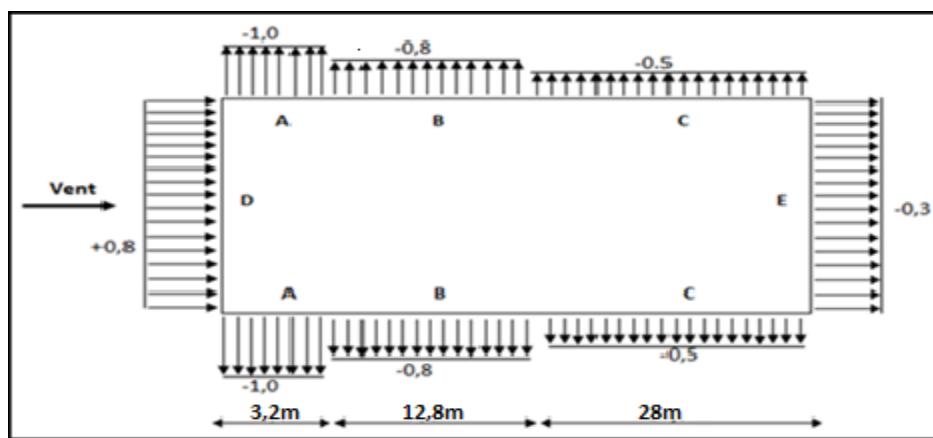


Figure II.6: Valeurs de C_{pe10} pour les zones de la paroi verticale directions (V2,V4).

✓ **Toiture**

Les valeurs d'un toiture à un versant correspondant $\phi=0^\circ$

- Pour le premier versant ;

Les valeurs indiquées sur la figures sont pour les autres versants ;

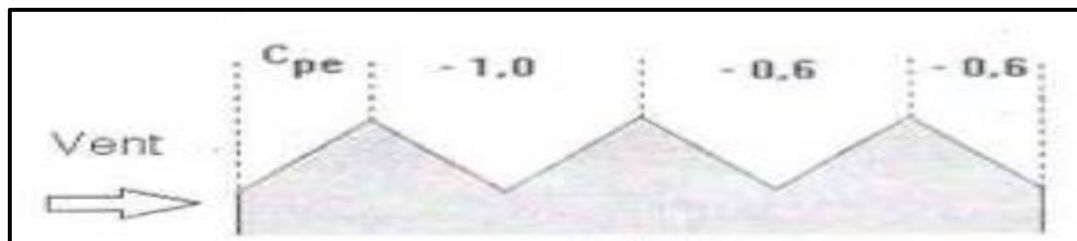


Figure II.7: Valeurs de C_{pe} de chaque versant de la toiture

❖ **Versant 1**

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 140 \text{ m} \\ d = 11 \text{ m} \\ h = 10 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$e = \min(b ; 2h) = \min(140\text{m} ; 2 \times 10\text{m})$$

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

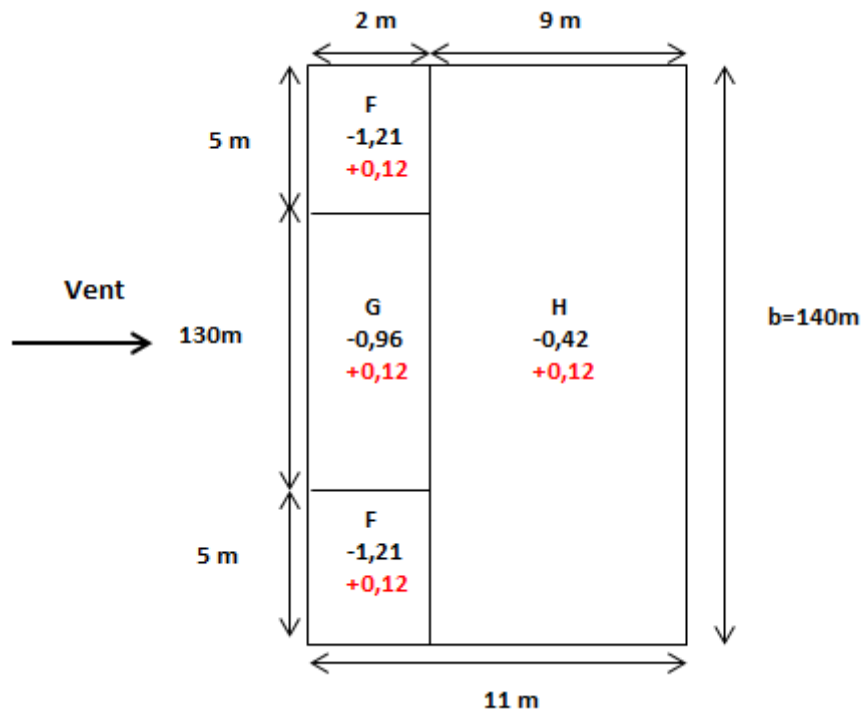


Figure II.8: Valeurs de Cpe10 du versant 1 de la toiture direction (V2,V4).

❖ Versant 2 et 3

$$\begin{cases} b = 140\text{ m} \\ d = 22\text{ m} \\ h = 10\text{ m} \end{cases}$$

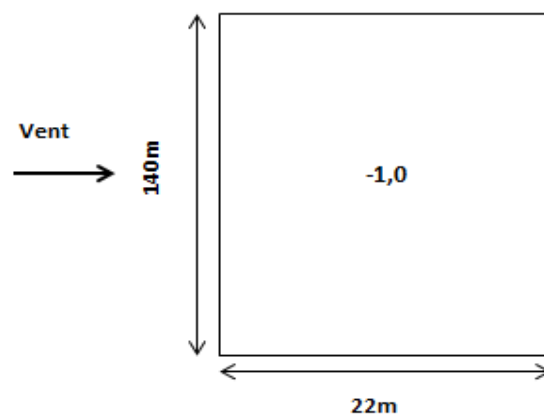


Figure II.9: Valeurs de Cpe10 du versant 2 et 3 de la toiture direction (V2,V4)

❖ Versant 4

$$\begin{cases} b = 140 \text{ m} \\ d = 11 \text{ m} \\ h = 10 \text{ m} \end{cases}$$

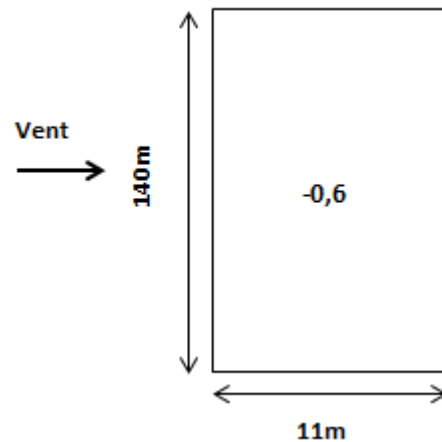


Figure II.10: Valeurs de C_{pe10} du versant 4 de la toiture direction (V2,V4)

h) Coefficient de pression intérieure (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 :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures sous le vent et parallèles au vent ou } C_{pe} < 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

1/ Sens V1 et V3

$$\mu_p = \frac{(12\text{m} \times 4\text{m})}{2 \times (12\text{m} \times 4\text{m})} = 0,5$$

$$\begin{cases} \frac{h}{d} = 0,057 \\ \mu_p = 0,5 \end{cases}$$

D'après le graphe (Figure 5.14 .RNV 2013), on obtient: $C_{pi} = +0,149$ voir (ANNEXE A).

2/ Sens V2 et V4

$$\mu_p = \frac{2 \times (12\text{m} \times 4\text{m})}{2 \times (12\text{m} \times 4\text{m})} = 1$$

$$\begin{cases} \frac{h}{d} = 0,18 \\ \mu_p = 1 \end{cases}$$

D'après le graphe (Figure 5.14 .RNV 2013), on obtient: $C_{pi} = -0,3$

i. Valeurs de la pression dûe au vent (q_j)

❖ Vent sur le pignon sens (V1,V3)

Après avoir défini tous les coefficients, les tableau suivants résument tous le calculi de vent

✓ Parois vertical

Zones	C_d	$C_e(z)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_{réf}$	W_j [daN/m ²]
A	1	1,56	-1	+0,149	-1,149	50	-89,622
B	1	1,56	-0,8	+0,149	-0,949	50	-74,022
C	1	1,56	-0,5	+0,149	-0,649	50	-50,622
D	1	1,56	+0,8	+0,149	+0,651	50	+50,788
E	1	1,56	-0,3	+0,149	-0,449	50	-35,022

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

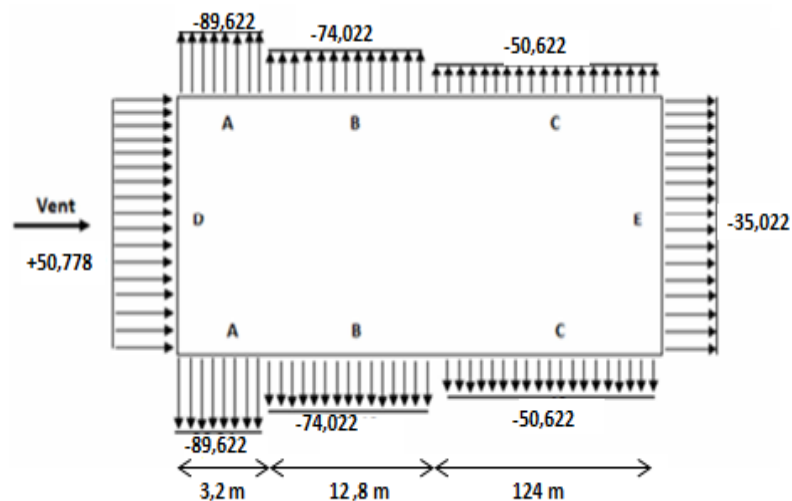


Figure II.11: Pressions sur les parois verticales directions du vent (V1,V3) [daN/m²].

✓ Toiture

Zones	Cd	Ce(z)	Cpe	Cpi	Cpe- Cpi	qréf	Wj [daN/m ²]
F _{sup}	1	1,66	-2,259	0	-2,259	50	-187,497
F _{inf}	1	1,66	-1,835	0	-1,835	50	-152,305
G	1	1,66	-1,853	0	-1,853	50	-153,799
H	1	1,66	-0,706	0	-0,706	50	-58,59
I	1	1,66	-0,606	0	-0,606	50	-50,298

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

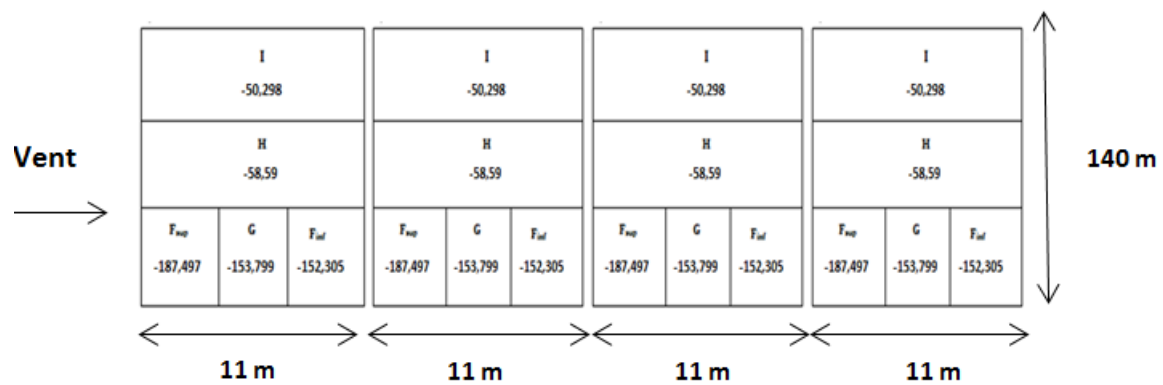


Figure II.12: Pressions sur la toiture directions du vent (V1,V3) [daN/m²].

❖ Vent sur le long pan sens (V2 ,V4)

✓ Parois verticales

Zones	Cd	Ce(z)	Cpe	Cpi	Cpe- Cpi	q _{réf}	W _j [daN/m ²]
A	1	1,56	-1	-0,3	-0,7	50	-54,6
B	1	1,56	-0,8	-0,3	-0,5	50	-39
C	1	1,56	-0,5	-0,3	-0,2	50	-15,6
D	1	1,56	+0,8	-0,3	+1,1	50	+85,8
E	1	1,56	-0,3	-0,3	+0	50	0

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

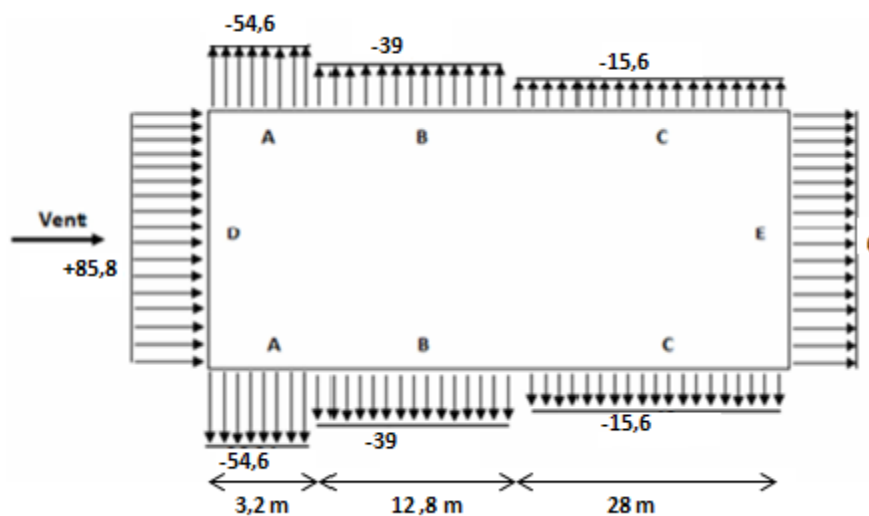


Figure II.13: Pressions sur les parois verticales directions du vent (V2,V4) [daN/m²].

✓ Toiture

• Versant 1 :

Zones	Cd	Ce(z)	Cpe	Cpi	Cpe- Cpi	q _{réf}	W _j [daN/m ²]
F	1	1,66	-1,21 +0,12	0	-1,21 +0,12	50	-100,43 +9,96
G	1	1,66	-0,96 +0,12	0	-0,96 +0,12	50	-79,68 +9,96
H	1	1,66	-0,42 +0,12	0	-0,42 +0,12	50	-34,86 +9,96

Tableau II.7 Pressions pour la toiture versant 1 directions du vent (V2,V4) [daN/m²].

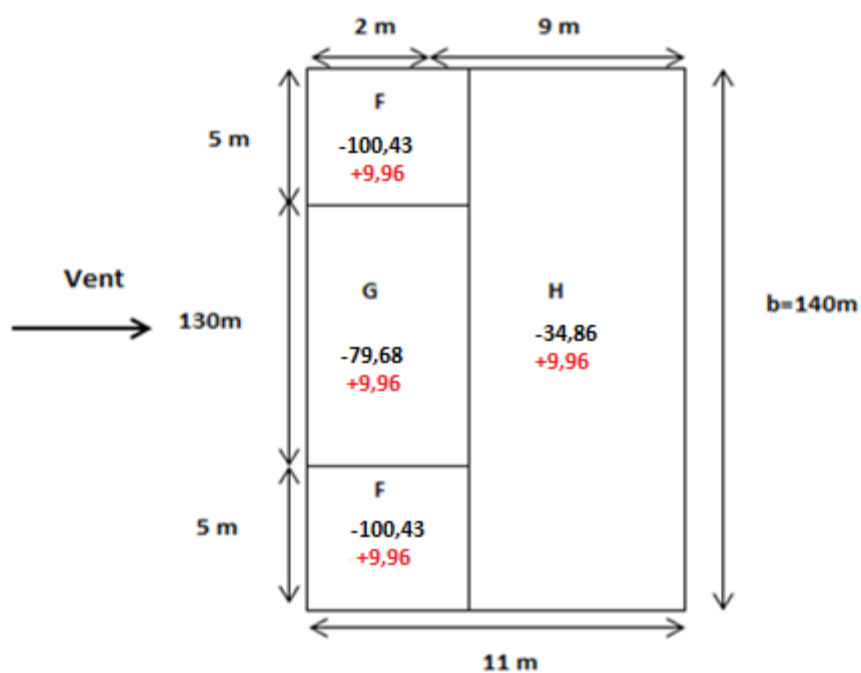


Figure II.14: Pressions sur la toiture versant 1 directions du vent (V2,V4) [daN/m²].

- **Versant 2 et 3 :**

Zones	Cd	Ce(z)	Cpe	Cpi	Cpe- Cpi	q _{réf}	W _j [daN/m ²]
	1	1,66	-1	0	-1	50	- 83

Tableau II.8 Pressions pour la toiture versant 2 et 3 directions du vent (V2,V4) [daN/m²].

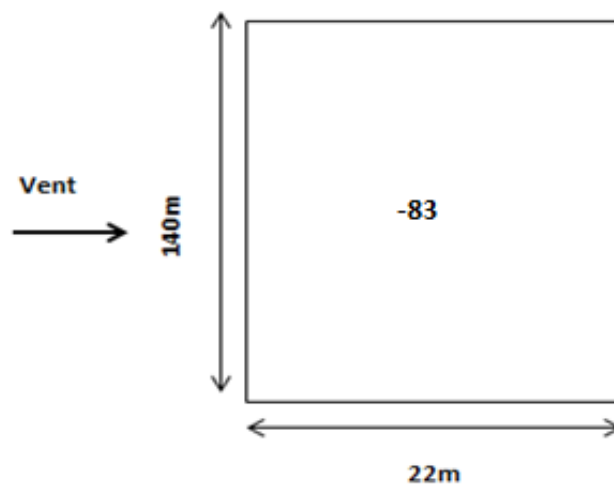


Figure II.15: Pressions sur la toiture versant 2 et 3 directions du vent (V2,V4) [daN/m²].

- **Versant 4**

Zones	Cd	Ce(z)	Cpe	Cpi	Cpe- Cpi	q _{réf}	W _j [daN/m ²]
	1	1,66	-0,6	0	-0,6	50	- 49,8

Tableau II.9 Pressions pour la toiture versant 4 directions du vent (V2,V4) [daN/m²]

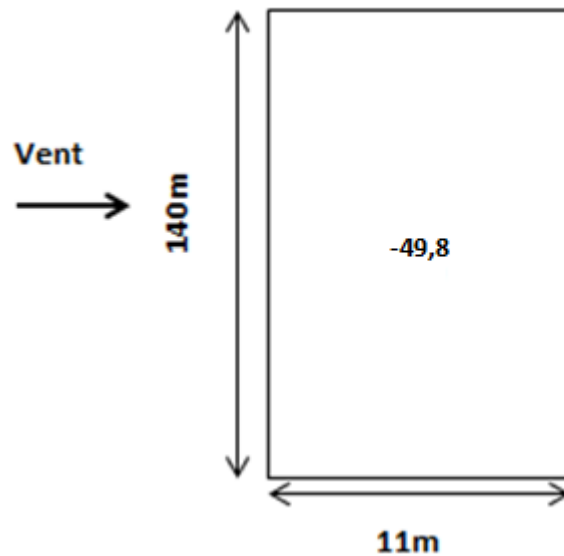


Figure II.16: Pressions sur la toiture versant 4 directions du vent (V2,V4) [daN/m^2].

II.5 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)**

$$2800 \text{ m}^2 < 3520 \text{ m}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Directions (V2, V4)**

$$880 \text{ m}^2 < 11200 \text{ m}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

CHAPITRE III

Dimensionnements des éléments secondaires

III.1 INTRODUCTION

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

III.2 ÉTUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRE

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.

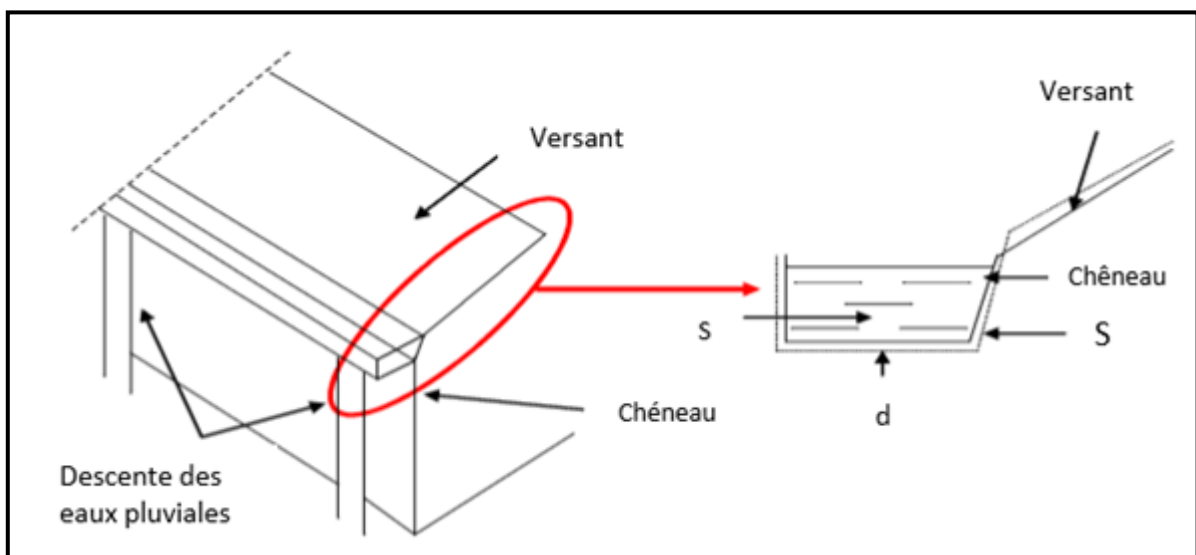


Figure III.1: Chéneau d'eau.

Figure III.2: Coupe transversale sur chéneau.

a) Calcul de la section et du diamètre du chéneau

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

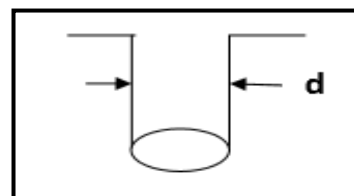


Figure III.3 : Moignon cylindrique.

Avec :

- s : Section transversale du chéneau en cm^2 .
- S : Surface couverte du versant en m^2
- d : Périmètre de la section mouillée du chéneau en cm .
- p : Pente du chéneau. $P=2 \text{ mm /m}$.

- $S = 140 \text{ m} \times 11 \text{ m} = 1540 \text{ m}^2$

Calcul du diamètre D des descentes d'eaux suivant à l'abaque cité ci-dessus.

$$d_{\text{min}} = 8 \text{ cm}$$

$$s_{\text{maxi}} = 1000$$

Pour un chéneau moignon cylindrique et sans trop-plein.

$$D = 26 \text{ cm} \text{ Abaque B1 ET B2 (Voir L'ANNEXE A).}$$

III.2.2 Calcul des pannes

Les pannes de couverture sont des poutrelles laminées généralement en « I, ou en U ». Elles sont soumises à la flexion biaxiale sous l'effet du poids propre de la couverture, aux actions climatiques et à la surcharge d'entretien. Elles sont disposées perpendiculairement aux poutres secondaires.

A.Espacement entre pannes

On prend un espacement entre pannes de 1,5 m et au deux extrémité 0.34m.

$$\cos 10.30^\circ = 11/x \Rightarrow x = 11,18 \text{ m}$$

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 matériel.

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

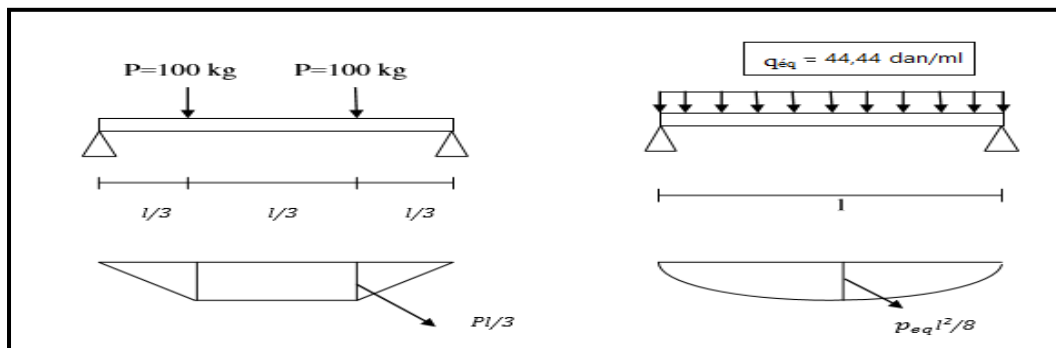


Figure III.4: Diagramme des moments maximum.

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

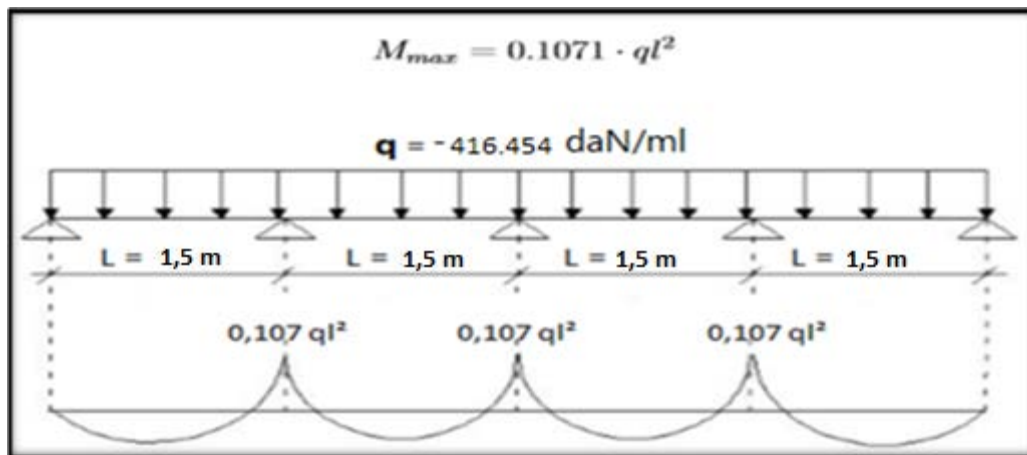
- ✓ Action de la neige: $S = 13.66 \text{ daN/m}^2$
- ✓ Action du vent: $W = -187.497 \text{ daN/m}^2$ (toiture V1 ,V3)

A.2 Combinaisons des charges

- $1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times (14,2 \times 1,5) + 1,5 \times (44,44) = 95,45 \text{ daN/ml}$
- $1,35 G + 1,5 W = 1,35 \times (14,2 \times 1,5) + 1,5 \times (-187.497 \times 1,5)$
 $1,35 G + 1,5 W = -416.454 \text{ daN/ml}$
- $1,35 G + 1,5 S = 1,35 \times (14,2 \times 1,5) + 1,5 \times (12 \times 1,5) = 59,49 \text{ daN/ml}$
- $q_{\max} = \max(q_1, q_2, q_3) = -416.454 \text{ daN/ml}$

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 :



figureIII.5: Diagramme de moment fléchissant du panneau sandwich TL75

A.4 Verification de l'espacement

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

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

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

$$\rightarrow l \leq \sqrt{\frac{160 \times 10^5 \times 49 \times 10^{-6}}{0,107 \times 416.545}}$$

$$\rightarrow l \leq 4.19 \text{ m}$$

On prend : $e = 1,5 \text{ m}$

A.5 Vérification de la flèche de la toiture

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

Avec :

$$f_{vmax} = \frac{l}{200} = \frac{150}{200} = 0,75 \text{ cm}$$

$$f = 0,485 \times \frac{5 \times q \times l^5}{384 \times EI_y} = 0,485 \times \frac{5 \times 416.545 \times 10^{-2} \times (150)^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 247,7} = 0,019 \text{ cm}$$

$f = 0,019 \text{ cm} < f_{vmax} = 0,75 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

B. Dimensionnement des pannes

➤ **G: Charge permanente**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poids de la couverture : } g_c = 14,2 \text{ daN/m}^2 \\ \text{poids de la panne (estimé IPE140): } g_p = 12,9 \text{ daN/m}^2 \end{array} \right.$$

➤ **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**

Neige (s) = 13.66 daN/m²

Vent (w) = -187,497 daN/m²

B.1 Détermination des sollicitations

La pente du versant : $\alpha = 10.30^\circ \begin{cases} \cos \alpha = 0,983 \\ \sin \alpha = 0,18 \end{cases}$

✓ Espacement entre pannes : $e = 1,5 \text{ m}$

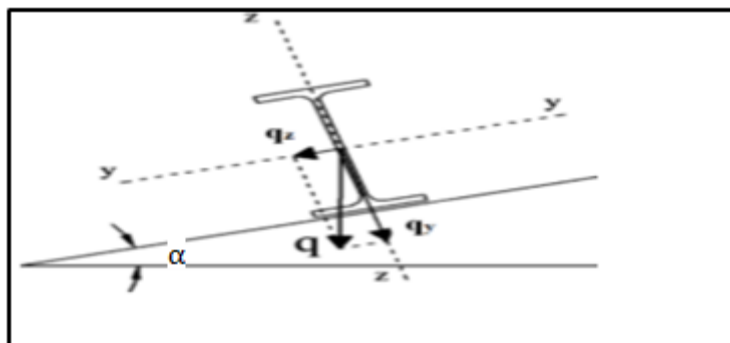


Figure III.6: Cas des sollicitations.

➤ **Les charges permanentes**

$$\text{La couverture} \begin{cases} 14,2 \times 1,5 \times \cos\alpha = 20.93 \text{ daN/ml} \\ 14,2 \times 1,5 \times \sin\alpha = 3.83 \text{ daN/ml} \end{cases}$$

$$\text{La panne} \begin{cases} 12,9 \times \cos\alpha = 12,65 \text{ daN/ml} \\ 12,9 \times \sin\alpha = 2.82 \text{ daN/ml} \end{cases}$$

➤ **la charge d'entretien**

$$\begin{cases} E_z = 100 \times \cos\alpha = 98.3 \text{ daN} \\ E_y = 100 \times \sin\alpha = 18 \text{ daN} \end{cases}$$

➤ **Les Actions climatiques**

$$\text{La Neige:} \begin{cases} 13.66 \times 1,5 \times \cos\alpha = 20.14 \text{ daN/ml} \\ 13.66 \times 1,5 \times \sin\alpha = 3.69 \text{ daN/ml} \end{cases}$$

$$\text{Le vent: } -199,864 \times 1,5 = -296.806 \text{ daN/ml}$$

B.2 Combinaison des charges

On prend la combinaison la plus défavorable

1,35 G+1,5W

(plan y-y)

$$q_z = 1,35 \times (20.93 + 12,65) + 1,5 (-199,864) = -251.473 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y,sd} = q_z \times \frac{l^2}{8} = 251.473 \times \frac{6^2}{8} = 1131.62 \text{ daN.m}$$

(plan z-z)

$$q_y = 1,35 \times (3.83 + 2.32) + 1,5 (0) = 8.30 \text{ daN/ml}$$

$$M_{z,sd} = q_y \times \frac{l^2}{8} = 8.30 \times \frac{6^2}{8} = 37.35 \text{ daN.m}$$

B.3 Vérification des contraintes

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

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

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

Avec

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

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

$$\left(\frac{1131.62 \times 10^2}{\frac{207599}{1,1}} \right)^2 + \left(\frac{37.35 \times 10^2}{\frac{45237,5}{1,1}} \right) = 0,44 < 1 \text{ condition vérifiée.}$$

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)

$$q_y = (3.82 + 2.32) + 8.30 = 14.44 \text{ daN/ml}$$

$$q_z = (20.93 + 12,65) + 45.37 = 78.95 \text{ daN/ml}$$

(G+S)

$$q_y = (3.82 + 2.32) + 3.96 = 10.1 \text{ daN/ml}$$

$$q_z = (20.93 + 12,65) + 20.14 = 53.72 \text{ daN/ml}$$

(G+W)

$$q_y = (3.82 + 2.32) + 0 = 6.41 \text{ daN/ml}$$

$$q_z = (20.93 + 12,65) + (-187.497) = -164.291 \text{ daN/ml}$$

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

Plan (y-y)

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

$$f_y = \frac{5 \times q_y \times l^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{5 \times (6.14 \times 10^{-2}) \times (600)^4}{384 \times (21 \times 10^5)(44,92)} = 1,03 \text{ cm} < 3 \text{ cm}$$

Plan (z-z)

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

$$f_z = \frac{5 \times q_z \times l^4}{384 \times E I_y} = \frac{5 \times (164.291 \times 10^{-2}) \times (600)^4}{384 \times (21 \times 10^5)(541,2)} = 2.4 \text{ cm} < 3 \text{ cm condition vérifiée}$$

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**

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

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

• **Classe de la semelle comprimée**

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

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

A. 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 :

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

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).

$$I_w = 1,98 \times 10^3 \text{ cm}^6 \text{ moment d'inertie de gauchissement.}$$

$$E = 210000 \text{ N/mm}^2 = 21 \cdot 10^6 \text{ N/cm}^2$$

AN :

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

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

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

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

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

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

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

Donc :

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

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

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

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

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

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 :

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

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

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

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

D'où :

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

$$\text{Donc : } 23,87 < 290,91 \quad \text{condition vérifiée.}$$

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.

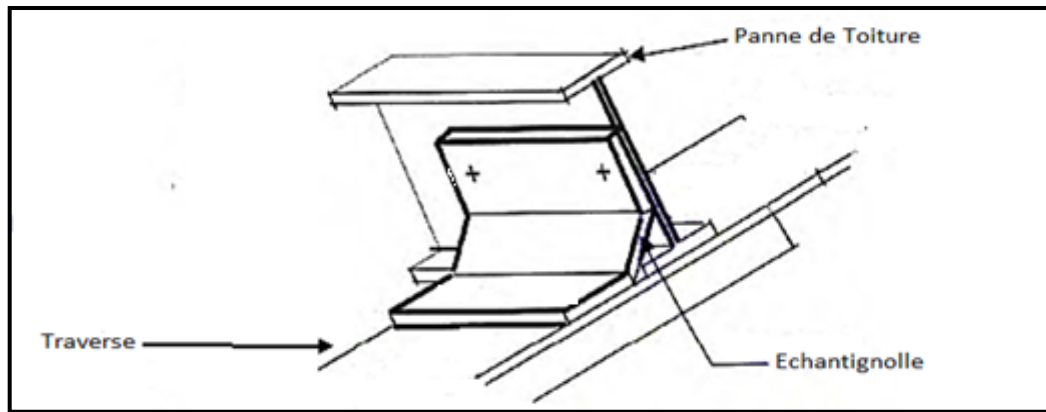


Figure III.7: Vue en 3D de l'échantignolle.

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 : $b = 73 \text{ mm}$

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

Donc : on prend $t = 8 \text{ cm}$.

b) Calcul du moment de renversement " M_r "

M_r sera déterminé par rapport à la section d'encastrement

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

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

$$q_{y,sd} = 1,35 G \times \sin \alpha = 1,35 \times [12,9 + (14,2 \times 1,5)] \times \sin 10,30 = 8,25 \text{ daN/ml}$$

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

$$q_{z,sd} = G \times \cos \alpha + 1,5 V = [12,9 + (14,2 \times 1,5)] \times \cos 10,30 + 1,5 \times (-199,864)$$

$$q_{z,sd} = -263,157 \text{ daN/ml}$$

$$\begin{cases} R_y = 24,75 \text{ daN} \\ R_z = -789,471 \text{ daN} \end{cases}$$

• Echantignolle de Rive

$$R_y = 24,75 \text{ daN}$$

$$R_z = -789,471 \text{ daN}$$

$$M_r = R_y \times t + R_z \times \frac{h}{2} = 24,75 \times 8 + 789,471 \times 7 = 5724,29 \text{ daN.cm}$$

- **Echantignolle intermédiaire**

$$R_y = 2 \times 24,75 = 49,5 \text{ daN}$$

$$R_z = 2 \times -789,741 = -1596,942 \text{ daN}$$

$$M_r = R_y \times t + R_z \times \frac{h}{2} = 24,75 \times 8 + 1596,942 \times 7 = 11574,587 \text{ daN.cm.}$$

c) Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle

Généralement les échantignolles sont des tôles pliées à froids, de la classe minimale (classe 3).

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

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

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

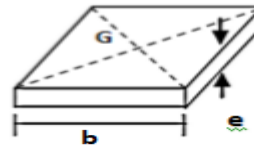
$$W_{el} \geq \frac{5724,29 \text{ daN.cm} \times 1,1}{2350 \text{ daN/cm}^2}$$

$$W_{el} \geq 2,67 \text{ cm}^3$$

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

$$e \geq \sqrt{\frac{6 \times W_{el}}{b}} = 1,06 \text{ cm}$$

On prend une échantignolle d'épaisseur $e = 12 \text{ mm}$



III.2.3 Calcul des lisses de bardage

Le bardage est un des éléments de bâtiment le plus visible. Il est possible de choisir parmi une vaste gamme d'éléments métalliques de finitions et de profils divers, ayant un aspect esthétiquement plaisant et avant-gardiste en termes de design. 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.

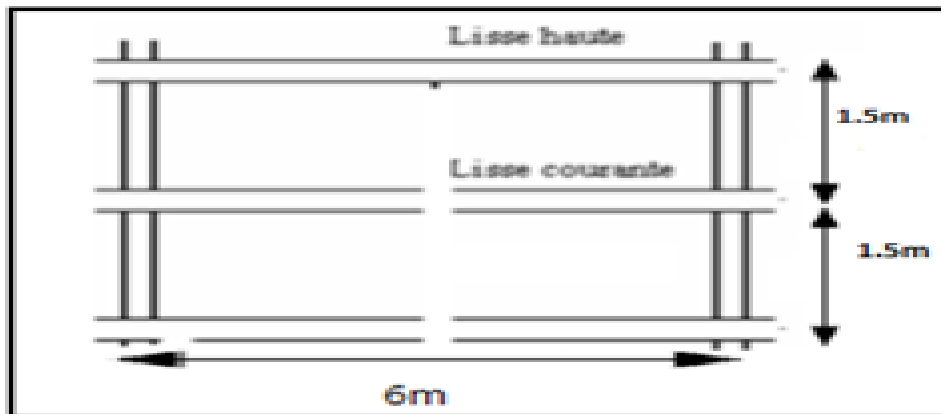


Figure III.8: Coupe longitudinale sur lisses de bardage.

III.2.3.1 Espacement des lisses

La structure en charpente à une hauteur des poteaux de 8 m donc, nous ferons un bardage sur toute cette hauteur.

- ✓ Espacement des lisses: $e = 1.5 \text{ m}$
- ✓ Nombre des lisses: $n = 5$

III.2.3.2 Dimensionnement des lisses

A) Evaluation des charges et surcharges

A.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.

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

- ✓ Pression du vent : $W = -89,622 \text{ daN/m}^2$ (parois vertical V1, V3)

B) Détermination des sollicitations

- flexion suivant l'axe (z-z)

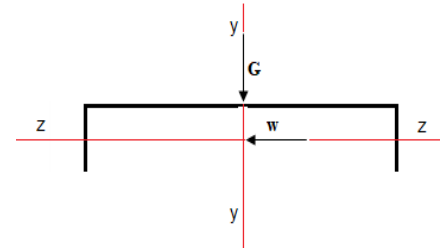
$$q_y = 1,35 \times [g_l \times e + g_p] = 1,35 \times [10,9 \times 1,5 + 17] = 45,02 \text{ daN/ml}$$

$$M_{z,sd} = q_y \times \frac{l^2}{8} = 45,02 \times \frac{6^2}{8} = 204,59 \text{ daN.m}$$

- flexion suivant l'axe (y-y)

$$q_z = 1,5 \times [w \times e] = 1,5 \times [89,622 \times 1,5] = 207,765 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y,sd} = q_z \times \frac{l^2}{8} = 207,765 \times \frac{6^2}{8} = 934,942 \text{ daN.m}$$



C) Vérification des contraintes

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

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

$$\frac{934,942 \times 10^2 \text{ daN.cm}}{113,9 \text{ cm}^3} + \frac{204,59 \times 10^2 \text{ daN.cm}}{22,58 \text{ cm}^3} \leq \frac{235 \text{ N/mm}^2}{1,1}$$

$$1726,911 \text{ daN/cm}^2 < 2136,36 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

D) Vérification de la flèche UPE 160 (ELS)

Plan (y-y)

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

$$q_y = g_l + (g_b \times 1,5) = 17 + (10,9 \times 1,5) = 33,35 \text{ daN/ml}$$

$$f_y = \frac{5 \times 33,35 \times 10^{-2} \times (600)^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 106,8} = 2,50 \text{ cm}$$

$$f_y = 2,50 \text{ cm} < \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Plan (z-z)

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

$$q_z = g_w \times e = 89,622 \times 1,5 = 138,51 \text{ daN/ml}$$

$$f_z = \frac{0,5 \times 5 \times 134,51 \times 10^{-2} \times (600)^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 911,1} = 0,61 \text{ cm}$$

$$f_z = 0,61 \text{ cm} < \frac{1}{250} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Conclusion**

Le profile UPE160 convient pour la lisse de bardage.

III.2.4 Dimensionnement des potelets :

Les sections des potelets le plus souvent utilisées sont les profilés en I en H qui sont rigidifié le bardage et résister aux efforts horizontaux du vent. Ils sont considérés comme articulés dans les deux extrémités.

Le potelet, travaille à la flexion sous l'action de l'effort du vent provenant du bardage et des lisses, et à la compression sous l'effet de son poids propre, du poids du bardage et des lisses qui lui sont associé, et de ce fait fonctionne à la flexion composé.

Hauteur de potelet : H=10m

Entre-axe : L= 6 m

III.2.4.1 Calcul des charges et surcharges revenants au potelet le plus chargé :

- **Charge permanente (G) :**

Poids propre du bardage : W= 10,9 daN/m²

Poids propre des lisses(UAP160) : G2 =17 daN/ml.

Nombre de lisses supportées par le potelet : 5 lisses

$$G = (17 \times 5 \times 6) + 10,9 \times (6 \times 10) = 1164 \text{ daN}$$

- **Surcharge climatique du vent(V1, V3) :**

$$V = 89,622 \text{ daN/m}^2$$

$$V = 89,622 \times 6 = 537,73 \text{ daN/ml.}$$

III.2.4.2 Dimensionnement du potelet :

➤ **Sous la condition de flèche :**

La vérification de la flèche se fait sous les charges (non pondéré).

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{V \times L^4}{E \times I_y} \leq \frac{L}{200}$$

$$I_y \geq \frac{1000}{384} \times \frac{V \times L^3}{E} = \frac{1000 \times 537,73 \times 10^{-2} \times 1000^3}{384 \times 2.1 \times 10^6}$$

$$I_y \geq 6668,27 \text{ cm}^4$$

On choisit la section du profilé dans les tableaux ayant au moins la valeur de I_y supérieur ou égale à la valeur trouvée.

Ce qui correspond à un profilé **IPE300** : ($I_y=8356\text{cm}^4$)

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
IPE300	42,2	53,8	300	150	10,7	7,1	278,6	8356	604	628	125

Tableau III.3 Caractéristiques du profilé IPE300.

III.2.4.3 Incidence de l'effort tranchant :

$$Q_{z, sd} = 1.5V = 1.5 \times 537,73 = 806,59 \text{ daN/ml}$$

$$V_{z, sd} = \frac{Q_{z, sd} \times l}{2} = \frac{806,59 \times 10}{2} = 4032,95 \text{ daN}$$

$$A_{vz} = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f = 25,7 \text{ cm}^2$$

$$V_{plz, rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{25,7 \times (2350 / \sqrt{3})}{1,1} = 31699,15 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{z, sd}}{V_{plz, rd}} = 0,13 < 0.5$$

L'incidence de l'effort tranchant sur le moment résistant peut être négligée.

III.2.4.4 Incidence de l'effort normal :

$$N_{sd} \leq \text{Min}(0.25 N_{pl, rd}; \frac{0.5 A_w f_y}{\gamma_{M0}})$$

$$N_{sd} = 1,35G = 1,35 \times 1164 = 1571,4 \text{ daN}$$

$$N_{pl, rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{53,8 \times 2350}{1,1} = 114936,36 \text{ daN}$$

$$A_w = A - 2b \cdot t_f = 53,8 - 2 \times 15 \times 1,07 = 21,7 \text{ cm}^2$$

$$\frac{0.5 A_w f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0.5 \times 21,7 \times 2350}{1,1} = 23179,54 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1571,4 < \text{Min}(28734,09 ; 23179,54)$$

L'incidence de l'effort normal sur le moment résistant peut être négligée.

III.2.4.5 Vérification de la section à la résistance :

$$M_{y,sd} \leq M_{c,rd}$$

➤ **Classe de la section :**

- **Semelle comprimée :**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{75}{10,7} = 7 < 10\varepsilon \quad \text{avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

- **Ame fléchie :**

$$\frac{c}{t_w} = \frac{d}{t_w} = \frac{278,6}{7,1} = 39,23 < 72\varepsilon$$

donc: La section de la classe 1

$$M_{c,rd} = M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{628 \times 235}{1,1} = 13416,3 \text{ daN.m}$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \cdot l^2}{8} = \frac{806,59 \times 10^2}{8} = 10082,4 \text{ daN.m}$$

$$M_{y,sd} \leq M_{ply,rd}$$

III.2.4.6 Vérification de l'élément aux instabilités

Flexion composée avec risque de flambement: (§5.5.4. (5.51)/CCM97)

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl,rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} \leq 1 \dots (1)$$

Flexion composée avec risque de déversement: (§5.5.4. (5.51)/CCM97)

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y,sd}}{X_{LT} \cdot M_{ply,rd}} \leq 1 \dots (2)$$

a) **Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement:**

$$\chi_{\min} = \text{Min} (\chi_y, \chi_z)$$

➤ **Flambement par rapport à l'axe yy :**

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0,5}}$$

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

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_A}$$

$\beta_A = 1$ (Section transversale de classe 1)

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

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{1000}{12,5} = 80$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{80}{93,9} = 0,85$$

➤ **Courbe de flambement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{300 \text{ mm}}{150 \text{ mm}} = 2 > 1,2 \\ t_f = 10,7 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{array} \right. \rightarrow \alpha = 0,21$$

$$\phi_y = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (0,85 - 0,2) + 0,85^2] = 0,93$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,93 + [0,93^2 - 0,85^2]^{0,5}} = 0,76$$

➤ **Flambement par rapport à l'axe zz :**

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

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

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_A}$$

$\beta_A = 1$ (Section transversale de classe 1)

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

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{150}{3,35} = 44,77$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{44,77}{93,9} = 0,47$$

➤ **Courbe de flambement :**

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{300 \text{ mm}}{150 \text{ mm}} = 2 > 1,2 \\ t_f = 10,7 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow \alpha = 0,34$$

$$\phi_z = 0,5 \times [1 + 0,34 \times (0,47 - 0,2) + 0,47^2] = 0,65$$

$$\chi_z = \frac{1}{0,65 + [0,65^2 - 0,47^2]^{0,5}} = 0,9$$

$$\chi_{\min} = 0,76$$

b) Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis du déversement :

Pour les profils laminés en H et I:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) [\beta_w]^{0,5} \text{ avec : } \lambda_1 = 93,9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L_z / i_z}{\sqrt{C_1} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L_z / i_z}{h / t_f} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie: $C_1 = 1,132$

$$\lambda_{LT} = 40,85$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{40,85}{93,9} = 0,44 > 0,4 \quad \text{il y a risque de déversement}$$

Calcul de k_{LT}

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

Avec :

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

Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie : $\beta_{MLT} = 1,3$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 0,47 \times 1,3 - 0,15 = -0,058 < 0,9$$

Alors :

$$k_{LT} = 1 - \frac{-0,058 \times 1571,4 \text{ daN}}{0,9 \times 53,8 \text{ cm}^2 \times 2350 \text{ daN/cm}^2} = 1$$

Calcul de χ_{LT}

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

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

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

$$\phi_{LT} = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (0,44 - 0,2) + 0,44^2] = 0,622$$

Alors :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,622 + [0,622^2 - 0,44^2]^{0,5}} = 0,94 < 1$$

Calcul de k_y

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{MY} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} = 0,85 (2 \times 1,3 - 4) + \frac{628 - 557}{557} = -1,06 \leq 0,9$$

Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie: $\beta_{MY} = 1,3$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{X_y \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{-1,06 \times 1571,4 \text{ daN}}{0,76 \times 53,8 \text{ cm}^2 \times 2350 \text{ daN/cm}^2} = 1,02 \leq 1,5$$

✓ **Verification au flambement:**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl, rd}} + \frac{K_y \cdot M_y, sd}{M_{ply, rd}} \leq 1$$

$$\frac{1571,4}{0,76 \times 114936,36} + \frac{1,02 \times 10082,4}{13416,3} = 0,77 \leq 1$$

✓ **Vérification au déversement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl, rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_y, sd}{\chi_{LT} \cdot M_{ply, rd}} \leq 1$$

$$\frac{1571,4}{0,9 \times 114936,36} + \frac{1 \times 10082,4}{0,94 \times 13416,3} = 0,80 \leq 1$$

Conclusion : L'IPE 300 convient comme potelet pour notre structure.

CHAPITRE IV

Étude sismique

IV.1 INTRODUCTION

Des actions dynamiques complexes sur un bâtiment, et sur toute construction bâtie, sont générées par des actions et autres phénomènes sismiques.

Ces actions sismiques imposent aux fondations la manifestation de mouvements essentiellement horizontaux. Les forces d'inertie créées par leur masse, qui s'oppose aux mouvements, permettent aux constructions de résister à ces mouvements entraînant, par la même, des efforts dans la structure.

Ce présent chapitre est consacré à la détermination de ces dits efforts que la structure est susceptible de subir. Pour ce faire, il est nécessaire de faire appel à l'une des trois méthodes de calcul préconisées par le « règlement parasismique Algérien (RPA 99-Version 2003) ».

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

Notre choix s'est porté sur la méthode d'analyse modale spectrale du fait de son caractère très fiable et du calcul simple pour sa mise en application par le biais d'un logiciel, ce qui évite les calculs manuels pouvant engendrer des erreurs aux conséquences très préjudiciables. Cette méthode, parfaitement éprouvée et avérée la plus performante, est largement utilisée dans le monde entier.

IV.2 Principe de la méthode

Elle consiste à déterminer les effets extrêmes engendrés par l'action sismique par le calcul des modes propres de vibrations de la structure qui dépendent à la fois de sa masse, de son effet d'amortissement et de ses forces d'inertie à travers un spectre de réponse de calcul.

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

Pour ce cas, la structure se trouve dans la wilaya de Mascara qui se situe dans une zone de moyenne sismicité zone IIa. Cet ouvrage représente un bâtiment industriel, il est considéré comme groupe d'usage 1A ouvrages d'importance moyenne. Le site est meuble donc il est classé en catégorie S3.

IV.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.

IV.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.

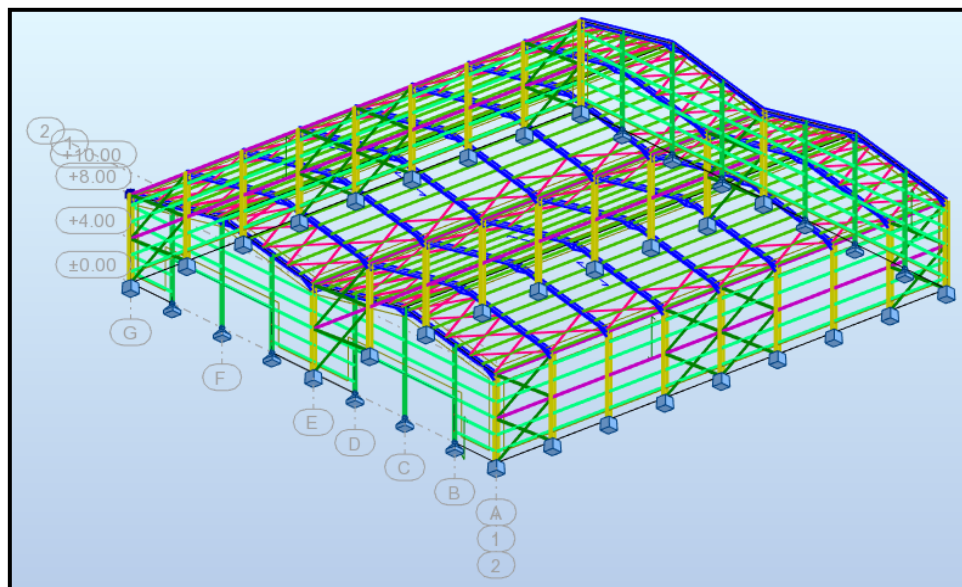


Figure IV.1: Modèle de la structure en 3D (X,Y)

IV.4.2 Spectre de réponse de calcul

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 A (1 + \frac{T}{T_1} (2,5 \eta \frac{Q}{R} - 1)) & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \eta (1,25 A) (\frac{Q}{R}) & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (1,25 A) \cdot (\frac{Q}{R}) \left[\frac{T_2}{T} \right]^{2/3} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5 \eta (1,25 A) \cdot (\frac{Q}{R}) \left[\frac{T_2}{3} \right]^{2/3} \left[\frac{3}{T} \right]^{5/3} & \dots\dots T > 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

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

$$A=0,15 \text{ (Tableau 4.1 RPA99/V2003)}$$

- η : facteur de correction d'amortissement (Tableau 4.2 RPA99/V2003)

- T1 et T2 Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site :

$$\text{Site meuble S3 : } \begin{cases} T1 = 0.15s \\ T2 = 0.50s. \end{cases} \quad (\text{Tableau 4.7 RPA99/V2003})$$

- 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	Pq
1. Conditions minimales sur les files de Contreventement	0.05
2. Redondance en plan	0.05
3. Régularité en plan	0
4. Régularité en elevation	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,1
Tableau IV.1 Facteur de qualité	Q = 1,20

IV.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 de Mascara).
- Groupe d'usage 1A (ouvrages d'importance moyenne).
- Site meuble (S3).
- Pourcentage d'amortissement ($\xi = 5\%$).
- Coefficient de comportement $R = 4$
- Facteur de qualité dans les deux sens (X,Y) $Q = 1,20$.

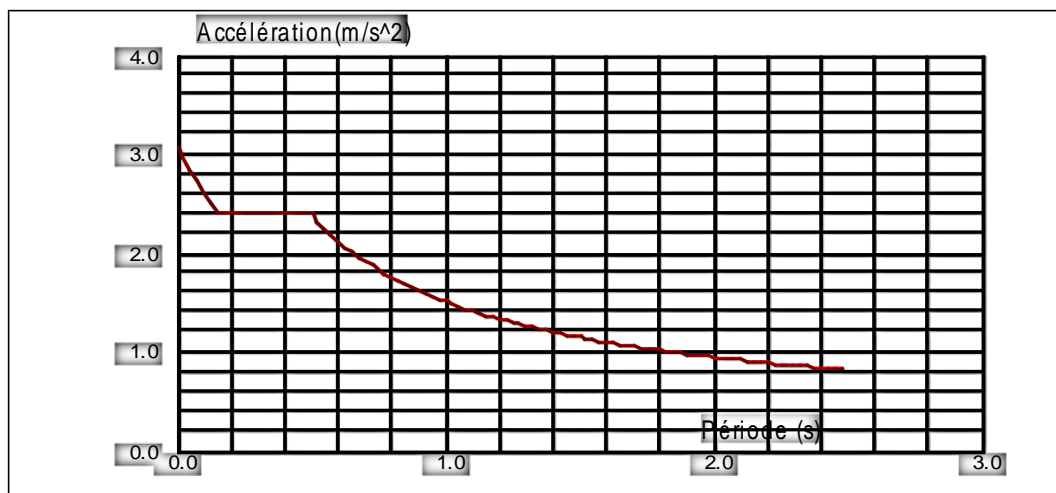


Figure IV.2: Spectre de réponse suivant X.Y

IV.5. VERIFICATION DE LA STRUCTURE

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

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]
21/ 1	2.98	0.34
21/ 2	3.39	0.30
21/ 3	5.50	0.18

Figure IV.3: 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) :

$$h_N = 10\text{m}$$

$$\text{D'où : } T = 0,085 \times 10^{3/4} = 0,47 \text{ s}$$

Donc

$$T = 0,34 \text{ s} < 1,3 \times T = 1,3 \times 0,47 = 0,62 \text{ s} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

IV.5.2 Vérification de l'effort tranchent à la base

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modale 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.

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

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 $D = 2,5$ ($0 < T < T_2$).

- Q_x : Facteur de qualité suivant X ($Q_x = 1,20$).
- Q_y : Facteur de qualité suivant Y ($Q_y = 1,20$).
- Coefficient de comportement ($R = 4$ pour la direction de Y).
- Coefficient de comportement ($R = 4$ pour la direction de X).
- W: Poids total de la structure (calculée par ROBOT) $W = 151186.503 \text{ daN}$.

Donc :

$$V_x = \frac{0,15 \times 2,5 \times 1,20}{4} \times 151186.503 = 17008,5 \text{ daN}$$

$$V_y = \frac{0,15 \times 2,5 \times 1,20}{4} \times 151186.503 = 17008,5 \text{ daN}$$

	$V_t(\text{daN})$	$V(\text{daN})$	$80\% V (\text{daN})$	$V_t > 80\% V$
V_x	19783.98	17008,5	13606,785	Vérifiée
V_y	31005.20	17008,5	13606,785	Vérifiée

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

IV.5.3 Vérification des déplacements

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

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

(4.43RPA99/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.

Toiture	$\delta_{ek}(cm)$	R	$\delta_k(cm)$	1% $h_k(cm)$	Condition
	1.9	4	7.6	10	Vérifiée

Tableau IV.3 Déplacements résultants suivants X.

Toiture	$\delta_{ek}(cm)$	R	$\delta_k(cm)$	1% $h_k(cm)$	Condition
	0.7	4	2.8	10	Vérifiée

Tableau IV.4 Déplacements résultants suivants Y

La condition des déplacements est vérifiée dans les deux directions (X-X), (Y-Y)..

IV.6 Conclusion

Afin de déterminer les caractéristiques dynamiques de la halle dans la wilaya De MASCARA , un modèle 3D en éléments finis a été réalisé. 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.

CHAPITRE V

Vérification des éléments structuraux

V.1 INTRODUCTION

La stabilité statique doit être assurée tant au niveau de la structure globale qu'au niveau de chaque élément pris séparément. C'est pourquoi il est exigé de procéder au calcul de la structure sous toutes les combinaisons possibles définies d'une manière réglementaire.

Les diverses sollicitations, générées par les actions, développent des contraintes au sein même des matériaux ce qui peut provoquer la déformation des éléments qui composent la structure. Il est impératif donc de vérifier que les contraintes et les déformations sont en deçà des limites admissibles pour garantir le degré de sécurité souhaité.

V.2 Vérification des traverses

Pour les traverses, nous avons opté des profilés en IPE450

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques			
	P Kg/ m		A cm ²	h mm	b Mm	t _f Mm	t _w m m	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl,y} cm ³
IPE450	77.6	98.8	450	190	14.6	9.4	378.8	33740	1676	1702	276

Tableau V.1 Caractéristiques du profilé IPE450.

On prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est G + Q + E

- $N_{sd} = 3828.51$ daN
- $V_{sd} = 17441$ daN
- $M_{sd} = \begin{cases} 1500.82 \text{ daN.m} \\ -5687,24 \text{ daN.m} \end{cases}$

V.2.1 Classe de la section transversale du profilé IPE 450

Classe de l'âme fléchie et comprimée

- **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**

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

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b}{2} = \frac{190}{2} = 95 \leq 10 \quad \text{La semelle est de classe 1.}$$

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

V.2.2 Vérification au cisaillement

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

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

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

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

$$V_{pl,Rd} = 62970,6 \text{ daN} > V_{sd} = 17441 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

V.2.3 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 $\lambda_{LT} \geq 0,4$

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

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

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

Puisque les traverses sont encastées 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)

$$\lambda_{LT} = \frac{0,5 \times 1180 \times \left(\frac{1702^2}{791 \times 10^3 \times 1676} \right)^{0,25}}{\sqrt{2,609} \times \left[\left(\frac{0,5}{0,5} \right)^2 + \frac{(0,5 \times 1180)^2 \times 8,08 \times 10^6 \times 66,9}{3,14^2 \times 21 \times 10^6 \times 791 \times 10^3} \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = 38,85$$

$$\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{38,85}{93,9} = 0,41 > 0,4$$

Donc : il y a un risque de déversement.

La formule de vérification de la section sera comme suite :

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

Calcul de χ_z

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{l_{fz}/i_z}{\lambda_1} = \frac{(0,5 \times 1180)\text{cm}/4,12\text{cm}}{93,9} = 1,52$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{450 \text{ mm}}{190 \text{ mm}} = 2,36 > 1,2 \\ t_f = 14,6 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{array} \right. \rightarrow \alpha = 0,34$$

$$\phi_z = 0,5 \times [1 + 0,34 \times (1,52 - 0,2) + 1,52^2] = 1,87$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}} = \frac{1}{1,87 + [1,87^2 - 1,52^2]^{0,5}} = 0,34 < 1$$

Calcul de k_{LT}

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

Avec :

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

$$\beta_{MLT} = 1,8 - 0,7 \times \psi_y = 1,8 - 0,7 \times (-0,26) = 1,982$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 0,77 \times 1,982 - 0,15 = 0,078 < 0,9$$

Alors :

$$k_{LT} = 1 - \frac{0,078 \times 3828,5 \text{ daN}}{0,743 \times 98,8 \text{ cm}^2 \times 2350 \text{ daN/cm}^2} = 0,99$$

Calcul de χ_{LT}

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

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

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

$$\phi_{LT} = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (0,41 - 0,2) + 0,41^2] = 0,606$$

Alors :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,606 + [0,606^2 - 0,41^2]^{0,5}} = 0,952 < 1$$

Donc :

$$\frac{3828,5}{0,34 \times \frac{98,8 \times 2350}{1,1}} + \frac{0,99 \times 5687,24}{0,952 \times \frac{1702 \times 2350}{1,1}} = 0,05 < 1 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

V.3 Vérification des poteaux

Pour les poteaux, nous avons opté des profilés en HEA 450

On prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est G + Q + E :

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
HEA450	140	178	440	300	21	11.5	344	63720	9465	3216	965.5

Tableau V.2 Caractéristiques du profilé HEA450.

- $N_{sd} = 8287.96 \text{ daN}$
- $V_{sd} = 3112.83 \text{ daN}$
- $M_{sd} = 11474 \text{ daN.m}$

V.3.1 Classe de la section transversale du profilé HEA 450

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

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

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

$$\frac{d}{t_w} = \frac{344}{11.5} = 29.9 < \frac{36 \xi}{\alpha} = \frac{36}{0,48} = 75 \quad \text{L'âme est de classe 1.}$$

- **Classe de la semelle comprimée**

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

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{b}{2}}{t_f} = \frac{\frac{300}{2}}{21} = 7.14 < 11 \quad \text{La semelle est de classe 2.}$$

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

V.3.2 Vérification au cisaillement

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

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

Avec : $A_V = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 65.75 \text{ cm}^2$

$$V_{Pl,Rd} = 0,58 \times \frac{65.75 \times 2350}{1,1} = 81470.22 \text{ daN}$$

$$V_{Pl,Rd} = 81470.22 \text{ daN} > V_{sd} = 3112.83 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.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 $\lambda_{LT} \geq 0,4$

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

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

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

Puisque les poteaux sont articulés en tête et encastres en pied, 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).

$$\lambda_{LT} = \frac{0,7 \times 800 \times \left(\frac{3216^2}{4148 \times 10^3 \times 9465} \right)^{0,25}}{\sqrt{2,092} \times \left[\left(\frac{0,7}{0,7} \right)^2 + \frac{(0,7 \times 800)^2 \times 8,08 \times 10^6 \times 243,8}{3,14^2 \times 21 \times 10^6 \times 4148 \times 10^3} \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = 43,07$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{43,07}{93,9} = 0,45 > 0,4$$

Donc : il y a un risque de déversement.

La formule de vérification de la section sera comme suit : (§5.5.4.(2)/CCM97)

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_{LT} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Calcul de χ_z

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{l_{fz}/i_z}{\lambda_1} = \frac{(0,7 \times 800)\text{cm}/7,29\text{cm}}{93,9} = 0,82 > 0,2$$

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 .

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{440 \text{ mm}}{300 \text{ mm}} = 1,46 > 1,2 \\ t_f = 21 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{array} \right. \rightarrow \alpha = 0,34$$

$$\phi_z = 0,5 \times [1 + 0,34 \times (0,82 - 0,2) + 0,82^2] = 0,94$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}} = \frac{1}{0,94 + [0,94^2 - 0,82^2]^{0,5}} = 0,71 < 1$$

Calcul de χ_y

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{l_{fy}/i_y}{\lambda_1} = \frac{(0,7 \times 800) \text{ cm} / 18,92 \text{ cm}}{93,9} = 0,32 > 0,2$$

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

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

Avec : α : le facteur d'imperfection .

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{440 \text{ mm}}{300 \text{ mm}} = 1,46 > 1,2 \\ t_f = 21 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{array} \right. \rightarrow \alpha = 0,21$$

$$\phi_y = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (0,32 - 0,2) + 0,32^2] = 0,56$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0,5}} = \frac{1}{0,56 + [0,56^2 - 0,32^2]^{0,5}} = 0,98 < 1$$

Calcul de k_{LT}

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

Avec :

$$\chi_z = 0,71$$

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

$$\beta_{MLT} = 1,8 - 0,7 \times \psi_y = 1,8$$

$$\mu_{LT} = 0,22 < 0,9$$

Alors :

$$k_{LT} = 1 - \frac{0,22 \times 8287,96 \text{ daN}}{0,71 \times 178 \text{ cm}^2 \times 2350 \text{ daN/cm}^2} = 0,98$$

Calcul de χ_{LT}

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,45$$

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

Avec :

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

$$\phi_{LT} = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (0,45 - 0,2) + 0,45^2] = 0,627$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} = \frac{1}{0,627 + [0,627^2 - 0,45^2]^{0,5}} = 0,94 < 1$$

Calcul de k_y

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y}$$

Avec :

$$\chi_y = 0,98$$

$$\mu_y = 0,15 \times \bar{\lambda}_y \times \beta_{My} - 0,15$$

$$\beta_{My} = 1,8 - 0,7 \times \psi_y = 1,8$$

$$\mu_y = -0,063 < 0,9$$

Alors :

$$k_y = 1 - \frac{-0,063 \times 8287,96 \text{ daN}}{0,98 \times 178 \text{ cm}^2 \times 2350 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}} = 0,99$$

Donc :

$$\frac{8287,96}{0,71 \times \frac{178 \times 2350}{1,1}} + \frac{0,98 \times 11474 \times 10^2}{0,94 \times \frac{3216 \times 2350}{1,1}} = 0,30 < 1 \quad \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification au flambement**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{\frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Donc :

$$\frac{8287,96}{0,71 \times \frac{178 \times 2350}{1,1}} + \frac{0,99 \times 11474 \times 10^2}{\frac{3216 \times 2350}{1,1}} = 0,20 < 1 \quad \text{condition vérifiée.}$$

Le profilé HEA 450 répond à toutes les conditions des règles de CCM97 concernant la vérification de résistance.

V.3.4 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.

$$\Delta \leq \Delta_{ad}$$

$$\text{Avec : } \Delta_{ad} = \frac{h}{125} = \frac{800}{125} = 6.4\text{cm} \quad (4.2.2.2 (3)/CCM97)$$

$$\Delta = \frac{\sigma_f \times h^2}{3 \times 10000H} \left(1 + \frac{1}{2k}\right)$$

σ_f : la contrainte à la flexion

$$\sigma_f = \frac{M_{y,sd}}{W_{pl,y}} = \frac{11474}{3216} = 3.57 \text{ daN/cm}^2$$

h: hauteur du poteau

H : hauteur du profilé du poteau.

$$k = \frac{I_{y,poutre}}{I_{poutre}} \times \frac{h_{poteau}}{I_{y,poteau}} = \frac{33740 \text{ cm}^4}{1180\text{cm}} \times \frac{800 \text{ cm}}{63720\text{cm}^4} = 0,36$$

$$\Delta = \frac{3.57\text{daN/cm}^2 \times (800\text{cm})^2}{3 \times 10000 \times 44\text{cm}} \left(1 + \frac{1}{2 \times 0,36}\right) = 0,005 \text{ cm}$$

$$\Delta = 0,005\text{cm} < \Delta_{ad} = 6.4 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

V.4 Vérification des contreventements

Pour les contreventements nous avons opté des profilés en cornières CAE90×9 avec

$$L = 6.71\text{m}$$

Profilé	Poids	Section	Dimensions								
	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
CAE90×9	12.2	15.5	90	90	9	11	5.5	115.8	115.8	2.73	2.73

Tableau V.3 Caractéristiques du cornière CAE90×9

Puisque c'est un contreventement en X, on met un assemblage au milieu donc le calcul sera fait avec la prise en compte de $l = L/2 = 3,355$ m.

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

Avec : $N_{sd} = 40.34.59$ daN (traction)

V.4.1 Vérification à la traction

$$N_{sd} \leq N_{t,Rd} = \min [N_{Pl,Rd} ; N_{u,Rd} ; N_{net,Rd}] \quad (\S 5.4.3 (1)(2)/CCM97)$$

$$N_{t,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} N_{Pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{15.5 \times 2350}{1,1} = 33113.63 \text{ daN} \\ N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 15.5 \times 3600}{1,25} = 40176 \text{ daN} \\ N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M2}} = \frac{15.5 \times 2350}{1,25} = 29140 \text{ daN} \end{array} \right.$$

$$N_{t,Rd} = N_{net,Rd} = 29140 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 4043.59 \text{ aN} < N_{t,Rd} = N_{net,Rd} = 29140 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

V.5 Vérification des stabilités

V.5.1 Stabilités en X

Pour les stabilités nous avons opté des profilés en X (avec : $L = 7.21$ 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
DCAE100 × 10	30	38.4	200	200	20	24	12	353.4	353.4	6.08	6.08

Tableau V.4 Caractéristiques du cornière DCAE100×10

D'après le Logiciel Autodesk Robot, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est $1.35 G+1.5W1$:

$$N_{sd} = 4977.16 \text{ daN (traction)}$$

V.5.1.2 Vérification à la traction

$$N_{sd} \leq N_{t,Rd} = \min [N_{Pl,Rd} ; N_{u,Rd} ; N_{net,Rd}] \quad (§5.4.3 (1)(2))/CCM97).$$

$$N_{t,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} N_{Pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{38,4 \times 2350}{1,1} = 82036.36 \text{ daN} \\ N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 38.4 \times 3600}{1,25} = 99532.8 \text{ daN} \\ N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M2}} = \frac{38.4 \times 2350}{1,25} = 72192 \text{ daN} \end{array} \right.$$

$$N_{t,Rd} = N_{net,Rd} = 72192 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 4977.16 \text{ daN} < N_{t,Rd} = 72192 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

V.6 Vérification de la sablière

Pour les sablières nous avons opté des profilés HEA140

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
HEA140	24.7	31.4	133	140	8.5	5.5	92	1033	389.9	173.5	84.85

Tableau V.5 Caractéristiques du profilé HEA140.

On prend la combinaison la plus défavorable G+W

Avec : $M_{sd} = 280 \text{ daN.m}$

V.6.1 Classe de la section transversale du profilé HEA 140

- Classe de l'âme fléchie

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

$$\frac{d}{t_w} = \frac{92}{5.5} = 16,8 < 72 \quad \text{L'âme est de classe 1.}$$

- **Classe de la semelle comprimée**

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

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b}{2} = \frac{140}{2} = 70 < 10 \times 8,5 = 85 \quad \text{La semelle est de classe 1 .}$$

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

V.6.2 Vérification de la résistance à la flexion simple

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

Avec :

$$M_{c,Rd} = \frac{w_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{173,5 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \times 235 \times 10^5 \text{ daN/m}^2}{1,1}$$

$$= 3706,6 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 280 \text{ daN.m} < M_{c,Rd} = 3706,6 \text{ daN.m} \quad \text{condition vérifiée}$$

CHAPITRE VI

CALCUL DES ASSEMBLAGES

VI.1 INTRODUCTION

Le bon fonctionnement global d'une structure métallique est directement lié à sa conception et particulièrement au calcul des assemblages des pièces qui la composent. Le dispositif d'assemblage assure la solidarisation des pièces entre elles, permet une transmission optimale et une juste répartition des différentes sollicitations de toute nature pouvant affecter la composante structurelle.

VI.2 CALCUL DES ASSEMBLAGES

VI.2.1 Assemblage poteau – traverse (HEA 450 – IPE 450)

Cette opération consiste à fixer par soudure une platine à l'extrémité d'une traverse pour permettre son assemblage à l'aile d'un poteau. Chacun de ces deux éléments, destinés à être solidariser l'un à l'autre, est préalablement et symétriquement percé de part et d'autre pour faciliter leur jonction. Pour assurer une meilleure résistance aux flexions, qui en sont les sollicitations prédominantes, un jarret est installé sous la traverse ce qui permet d'obtenir un bras de levier suffisamment résistant.

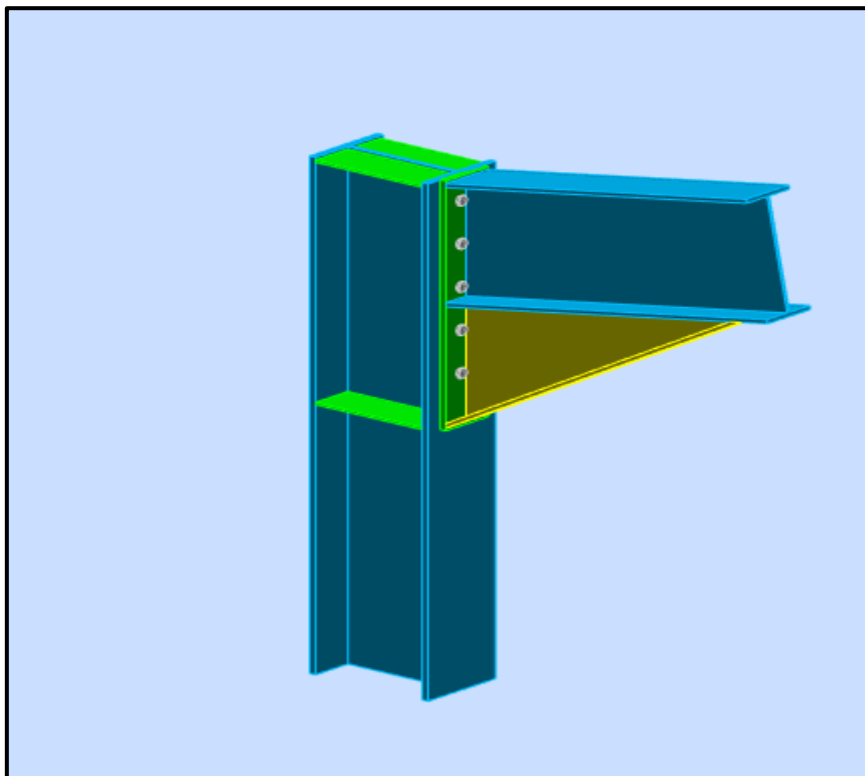


Figure VI.1: Assemblage poteau-traverse.

VI.2.1.1 Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison G+Q+1,2EX:

$$V_{sd} = 2125.34 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = 5796 \text{ daN.m}$$

VI.2.1.2 Soudure de la platine➤ **Cordon de soudure**

- Epaisseur de la platine : $\text{ép} = 20 \text{ mm}$
- Épaisseur de la semelle IPE450 : $t_f = 14.6 \text{ mm}$
- Epaisseur de l'âme IPE450: $t_w = 9.4 \text{ mm}$

➤ **Soudure de la semelle de la poutre sur la platine**

$$\begin{aligned} \text{➤ } a_f &\geq t_{fb} \times \left(\frac{f_y}{\gamma_{m0}} \right) \times \left(\frac{\beta_w \times \gamma_{m2}}{f_u \times \sqrt{2}} \right) = 14.2 \times \left(\frac{235}{1,1} \right) \times \left(\frac{0,8 \times 1,25}{360 \times \sqrt{2}} \right) = \\ &5.95 \text{ mm} \end{aligned}$$

➤ **Soudure de l'âme de la poutre sur la platine**

$$\begin{aligned} a_w &\geq t_{wb} \times \left(\frac{f_y}{\gamma_{m0}} \right) \times \left(\frac{\beta_w \times \gamma_{m2}}{f_u \times \sqrt{2}} \right) = 9.4 \times \left(\frac{235}{1,1} \right) \times \left(\frac{0,8 \times 1,25}{360 \times \sqrt{2}} \right) \\ &= 3.94 \text{ mm} \end{aligned}$$

- On prend : $\begin{cases} a_f = 8 \text{ mm} \\ a_w = 7 \text{ mm} \end{cases}$

➤ **Vérification de la soudure de la semelle à la traction**

$$N_{sd} \leq F_{w,Rd}$$

$$N_{sd} = \frac{M_{sd}}{h} = \frac{5796}{0,9} = 6440 \text{ daN}$$

$$F_{w,Rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

- 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 $\sum l = 328.6 \text{ mm}$

$$F_{w,Rd} = \frac{11 \times 328.6 \times 360}{\sqrt{2} \times 0,8 \times 1,25} = 92012.6 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 6640 \text{ daN} < F_{w,Rd} = 92012.6 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **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 $\sum l = 757.6 \text{ mm}$

$$F_{v,Rd} = \frac{7 \times 757.6 \times 360}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 110224.9 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 2125.34 \text{ daN} < F_{v,Rd} = 110224.9 \text{ Condition vérifiée.}$$

VI.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 5 boulons $\varnothing 20$ classe HR 8.8.

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)**

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t \text{ alors on prend } p_1 = 160 \text{ mm.}$$

$$3 d_0 \leq p_2 \leq 14t \text{ Alors on prend } p_2 = 160 \text{ mm.}$$

➤ **Pinces (e_1, e_2)**

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t \text{ Alors on prend } e_1 = 60 \text{ mm.}$$

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t \text{ Alors on prend } e_2 = 90 \text{ mm.}$$

VI.2.1.4 Calcul de la hauteur de la partie comprimée

$$x = t_f \times \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 14.6 \times \sqrt{\frac{190}{9.4}} = 65.63 \text{ mm}$$

VI.2.1.5 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.

$$F_{t,Sd} = \frac{M_{sd} \times h_1}{2 \times \sum h_i^2} = \frac{5796 \times 0,819}{2 \times (0,659^2 + 0,499^2 + 0,339^2 + 0,179^2)}$$

$$F_{t,Sd} = 2809,92 \text{ daN}$$

$$F_{t,Rd} = 0,9 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0,9 \times \frac{245 \times 800}{1,25} = 14112 \text{ daN}$$

$$F_{t,Sd} = 2809,92 \text{ daN} < F_{t,Rd} = 14112 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.2.1.6 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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} k_s = 1 \quad \text{trou nominal} \\ n = 1 \quad \text{un plan de glissement} \\ \mu = 0,3 \quad \text{coefficient de frottement (brossé)} \end{array} \right.$$

$$F_{p,Cd} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s \quad (\S 6.5.6.2 (1)/CCM97)$$

$$F_{p,Cd} = 0,7 \times 245 \times 800 = 13720 \text{ daN}$$

$$F_{s,Rd} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 \times 13720}{1,1} = 3741,8 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = \frac{2125,43}{10} = 212,543 \text{ daN} < F_{s,Rd} \\ = 3741,8 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.2.1.7 Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue

$$F_V \leq F_{t,Rd}$$

$$F_{t,Rd} = t_w \times p_1 \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 11,5 \times 160 \times \frac{235}{1,1} = 39309,1 \text{ daN}$$

$$F_V = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{5796}{0,9 - 0,036} = 6708,33 \text{ daN}$$

$$F_V = 6708,33 \text{ daN} < F_{t,Rd} = 39309,1 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.2.1.8 Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone

comprimée

$$N_{sd} \leq F_{c,Rd}$$

$$F_{c,Rd} = \frac{k_c \times b_{eff} \times \rho \times t_{wc} \times f_y}{\gamma_{m1} \times \sqrt{\left(1 + 1,3 \times \frac{b_{eff}}{h} \right)^2}}$$

$$b_{eff} = t_{fb} + 2a_p \times \sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$$

$$b_{eff} = 14,6 + 2 \times 11 \times \sqrt{2} + 5 \times (21 + 27) + 2 \times 20 = 325,71 \text{ mm}$$

$$\sigma_{c,Sd} \leq 0,7 f_y \rightarrow k_c = 1$$

$$\sigma_{c,Sd} > 0,7 f_y \rightarrow k_c = 1,7 - \sigma_{c,Sd} / f_y$$

$\sigma_{c,Sd}$: Contrainte normale de compression ans l'âme du poteau dû à l'effort de compression et au moment fléchissant.

$$\sigma_{c,Sd} = \frac{V_{sd}}{A_c} + \frac{M_{sd} \times z_{max}}{I_y} = \frac{2125,34}{17800} + \frac{5796 \times 10^3 \times 225}{63720 \times 10^4}$$

$$= 21,656 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,Sd} = 21,656 \text{ Mpa} < 0,7 f_y = 164,5 \text{ Mpa} \rightarrow k_c = 1$$

$$\bar{\lambda}_p \leq 0,72 \rightarrow \rho = 1$$

$$\bar{\lambda}_p > 0,72 \rightarrow \rho = (\bar{\lambda}_p - 0,2) / \bar{\lambda}_p^2$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \times \sqrt{\frac{b_{eff} \times d_{wc} \times f_y}{E \times t_{wc}^2}} = 0,932 \times \sqrt{\frac{325,71 \times 344 \times 235}{210000 \times 11,5^2}} = 0,90$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,90 > 0,72 \rightarrow \rho = (\bar{\lambda}_p - 0,2) / \bar{\lambda}_p^2 \rightarrow \rho = 0,86$$

$$F_{c,Rd} = \frac{1 \times 325,71 \times 0,86 \times 11,5 \times 235}{1,1 \times \sqrt{\left(1 + 1,3 \times \frac{325,71}{440} \right)^2}} = 52532,88 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = \sum_1^5 N_i$$

- $h_1 = 819 \text{ mm}$
- $h_2 = 659 \text{ mm}$
- $h_3 = 499 \text{ mm}$
- $h_4 = 339 \text{ mm}$
- $h_5 = 179 \text{ mm}$

$$N_1 = \frac{M_{sd} \times h_1}{\sum h_i^2} = \frac{5697 \times 0,819}{1,50} = 3110,56 \text{ daN}$$

$$N_2 = \frac{M_{sd} \times h_2}{\sum h_i^2} = \frac{5697 \times 0,659}{1,50} = 2502,88 \text{ daN}$$

$$N_3 = \frac{M_{sd} \times h_3}{\sum h_i^2} = \frac{5697 \times 0,499}{1,50} = 1895,204 \text{ daN}$$

$$N_4 = \frac{M_{sd} \times h_4}{\sum h_i^2} = \frac{5697 \times 0,339}{1,50} = 1287,5 \text{ daN}$$

$$N_5 = \frac{M_{sd} \times h_5}{\sum h_i^2} = \frac{5697 \times 0,179}{1,50} = 679,842 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = \sum_1^5 9476,01 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 9476,01 \text{ daN} < F_{c,Rd} = 52532,88 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.2.1.9 Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée

$$F_v \leq V_{Rd}$$

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

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 65,78 \text{ cm}^2$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{5697}{0,9 - 0,036} = 6593,75 \text{ daN}$$

$$V_{Rd} = 0,58 \times \frac{2350 \times 65,78}{1,1} = 81507,4 \text{ daN}$$

$$F_v = 6593,75 \text{ daN} < V_{Rd} = 81507,4 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.2.2 Assemblage traverse – traverse (IPE450–IPE450)

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 percages qui sont effectués sur la platine soudée en bout de l'autre traverse.

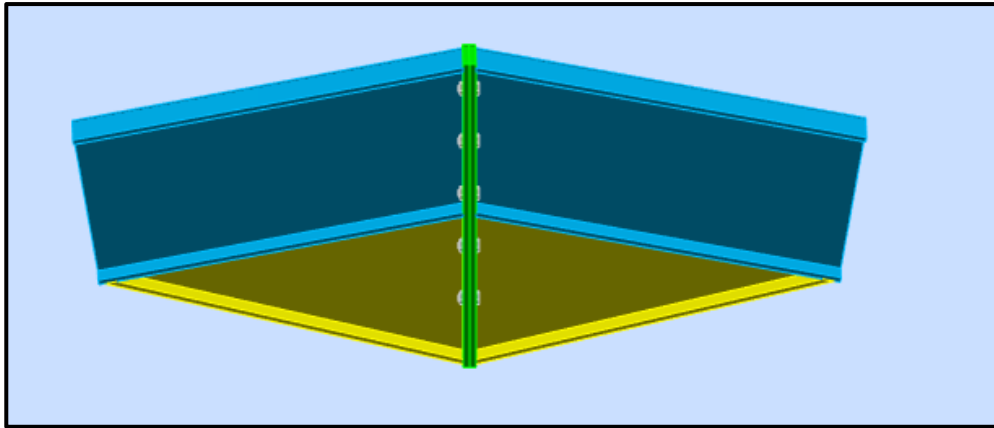


Figure VI.2: Assemblage traverse-traverse

VI.2.2.1 Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison 1,35G+1,35S:

$$V_{sd} = 2454,62 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = 2541 \text{ daN.m}$$

VI.2.2.2 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 $\emptyset 20$ classe HR 8.8.

L'épaisseur la plus mince : $t = \min(t_f ; t_{\text{platine}}) = \min(14,6 ; 20) = 14,6 \text{ mm}$

$$d_0 = \emptyset + 2 = 22 \text{ mm}$$

➤ **Entraxes (p_1, p_2)**

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t \text{ alors on prend } p_1 = 160 \text{ mm.}$$

$$3 d_0 \leq p_2 \leq 14t \text{ Alors on prend } p_2 = 160 \text{ mm.}$$

➤ **Pinces (e_1, e_2)**

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t \text{ Alors on prend } e_1 = 90 \text{ mm.}$$

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t \text{ Alors on prend } e_2 = 90 \text{ mm.}$$

VI.2.2.3 Vérification de moment résistant effectif de l'assemblage

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

$$M_{Rd} = \frac{n \times F_{p,cd} \times \sum h_i^2}{h_1}$$

$$\sum h_i^2 = (0,82^2 + 0,660^2 + 0,5^2 + 0,34^2 + 0,18^2) = 1,5m^2$$

$$F_{p,cd} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s = 0,7 \times 800 \times 245 = 13720 \text{ daN}$$

$$M_{Rd} = \frac{2 \times 13720 \times 1,5}{0,82} = 50195,1 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 2541 \text{ daN.m} < M_{Rd} = 50195,1 \text{ daN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.2.2.4 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

$$F_{p,cd} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s = 0,7 \times 800 \times 245 = 13720 \text{ daN} \quad (\S 6.5.6.2 (1)/CCM97)$$

- $V_{t,sd}$: 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.

$$F_{s,Rd} = \frac{1 \times 1 \times 0,3}{1,25} \times 13720 = 3292,8 \text{ daN}$$

$$\frac{2454,62}{10} = 245,46 \text{ daN} < 3292,8 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.2.3 Assemblage des contreventements en croix(2CAE100×100×10)

Cet assemblage est réalisé à l'aide d'un boulonnage d'un gousset au milieu avec les deux barres du contreventement qui forment un X.

Ces barres du contreventement sont boulonnées avec le gousset soudé avec le poteau.

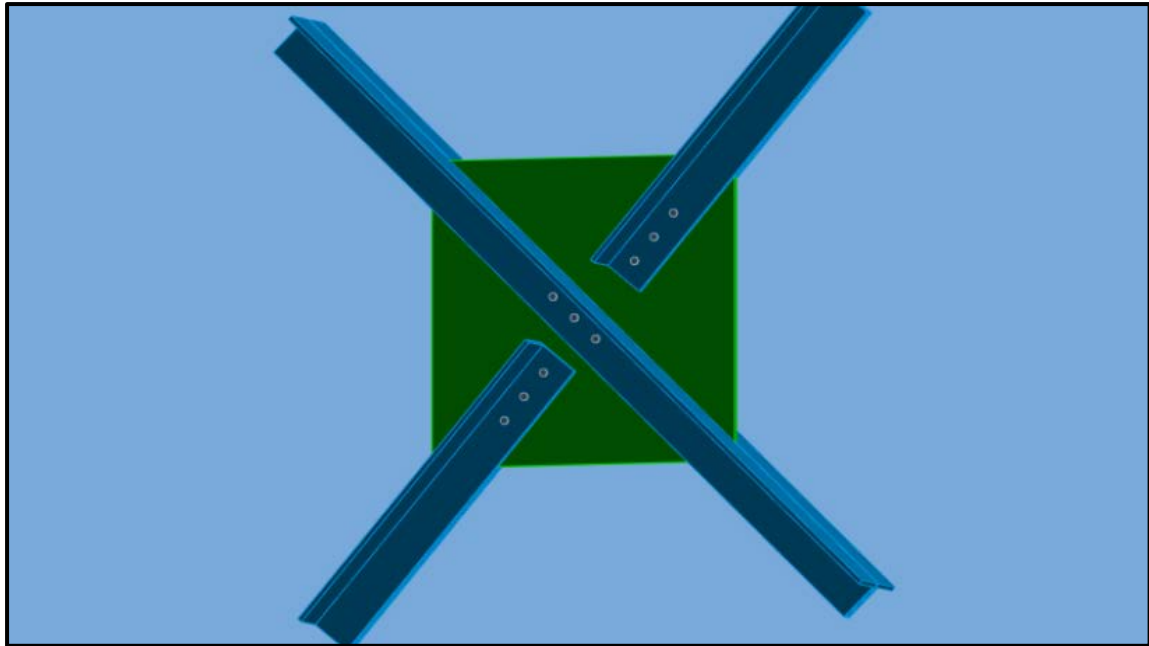


Figure VI.3: Assemblage stabilité contreventement en X.

VI.2.3.1 Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison G+Q+ 1.2 EY:

$$N_{sd} = 5821 \text{ daN}$$

VI.2.3.2 Épaisseur du gousset

- La dimension du gousset : $600 \times 500 \text{ mm}^2$
- Le diamètre de trou $d_0 = 18 \text{ mm}$
- On suppose $t=10 \text{ mm}$

VI.2.3.3 Disposition constructive

L'assemblage est réalisé avec une file de 3 boulons $\emptyset 16$ classe 5.8 dans chaque côté de la barre.

$$t = \min(t_w ; t_{\text{gousset}}) = \min(10 ; 10) = 10 \text{ mm}$$

$$d_0 = \emptyset + 2 = 18 \text{ mm}$$

➤ **Entraxes (p_1)**

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t \text{ alors on prend } p_1 = 70 \text{ mm.}$$

➤ **Pinces (e_1)**

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t \text{ alors on prend } e_1 = 90 \text{ mm.}$$

VI.2.3.4 Vérification au cisaillement

$$V_{sd} \leq n F_{v,Rd}$$

Avec : n le nombre des boulons n = 3

$$F_{v,Rd} = 0,5 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} \quad (\text{Tableau 65.3/CCM97})$$

$$F_{v,Rd} = 0,5 \times \frac{157 \times 500}{1.25} = 3140 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{sd}}{3} = 1940.3 \text{ daN} < F_{v,Rd} = 3140 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.2.3.5 Vérification de la pression diamétrale

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq F_{b,Rd}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}} \quad (\text{Tableau 65.3/CCM97})$$

$$\text{Avec : } \alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(1,66; 1,04; 1,38; 1) = 1$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 1 \times 360 \times 16 \times 10}{1.25} = 11520 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{sd}}{3} = 1940.3 \text{ daN} < F_{b,Rd} = 11520 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.2.4 Assemblage poteau – sablière (HEA 450 – HEA140)

L'assemblage est réalisé avec boulonnage de l'âme de la sablière avec l'âme du poteau par deux cornières.

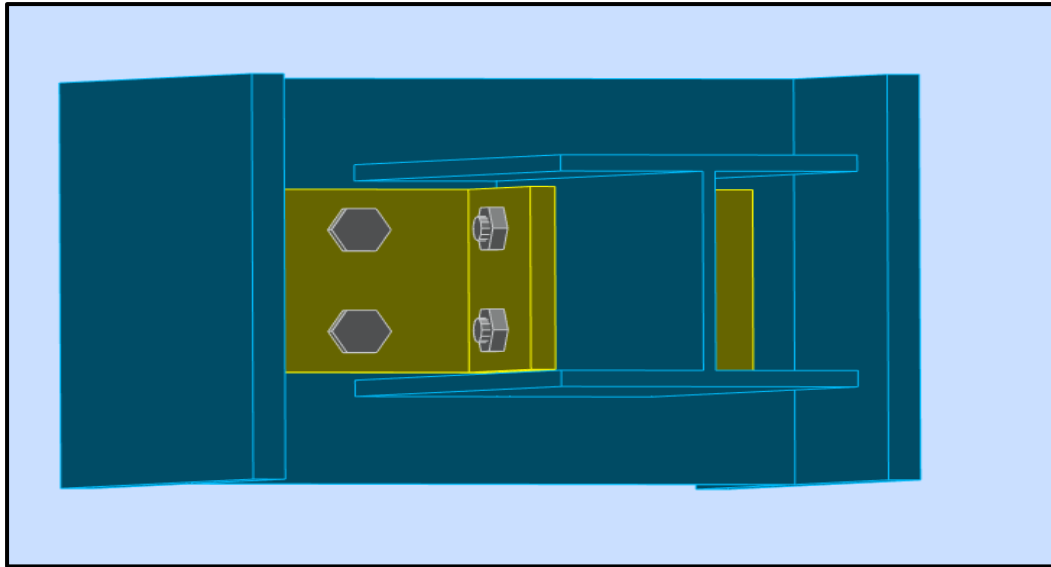


Figure VI.4: Assemblage poteau-sablière.

VI.2.4.1 Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison 1.35 G + 1.5W1:

$$V_{sd} = 327.27 \text{ daN}$$

VI.2.4.2 Épaisseur de la cornière

- La hauteur de la cornière : 100mm
- Le diamètre de trou $d_0 = 13 \text{ mm}$
- Pour la cornière on suppose : L 100 × 10

VI.2.4.3 Disposition constructive

L'assemblage est réalisé avec une file verticale de 2 boulons $\varnothing 18$ classe 5.6 dans les deux côtes de la cornière.

$$t = \min(t_f ; t_{\text{cornière}}) = \min(8,5; 10) = 8.5\text{mm}$$

➤ **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)**

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t \text{ alors on prend } e_1 = 40\text{mm.}$$

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t \text{ alors on prend } e_2 = 55\text{mm}$$

VI.2.4.4 Vérification au cisaillement

$$V_{t,sd} \leq F_{v,Rd}$$

$$F_{v,Rd} = 0,6 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0,6 \times \frac{192 \times 500}{1,25} \quad (\text{Tableau 65.3/CCM97})$$

$$F_{v,Rd} = 4608 \text{ daN}$$

➤ **Cisaillement par effort tranchant (V'_{sd})**

$$V'_{sd} = \frac{v_{sd}}{4} = \frac{327,27}{4} = 81,81 \text{ daN}$$

➤ **Cisaillement par moment ($V_{m,sd}$)**

$$V_{m,sd} = \frac{M_{sd}}{p_1} = \frac{v_{sd}/2 \times e_2}{p_1} = \frac{327,27/2 \times 55}{50} = 179,99 \text{ daN}$$

➤ **Cisaillement total (V_T)**

$$V_{t,sd} = \sqrt{V'^2_{sd} + V^2_{m,sd}} = \sqrt{81,81^2 + 179,99^2} = 197,71 \text{ daN}$$

$$V_{t,sd} = 197,71 \text{ daN} < F_{v,Rd} = 4608 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.2.4.5 Vérification de la pression diamétrale

$$\frac{V_{t,sd}}{n} \leq F_{b,Rd}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}} \quad (\text{Tableau 6.5.3/CCM97})$$

Avec:

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(0,66; 0,58; 1,38; 1) = 0,58$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,58 \times 360 \times 18 \times 8,5}{1,25} = 6389,28 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{t,sd}}{4} = 49,42 \text{ daN} < F_{b,Rd} = 6389,28 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VI.2.5 Assemblage panne-traverse

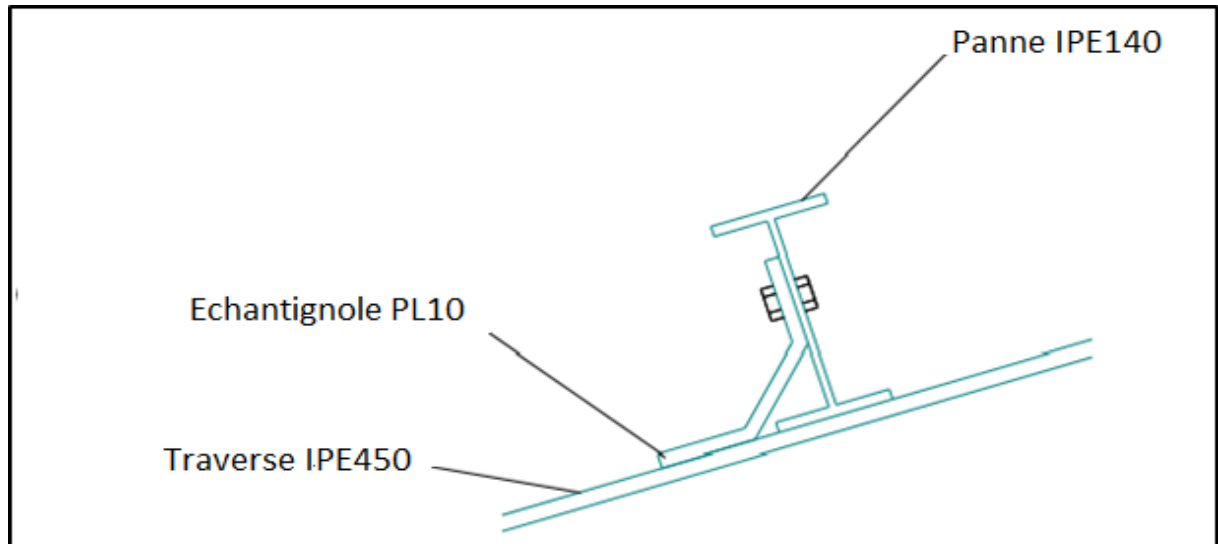


Figure VI.5 : Assemblage panne traverse

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).

VI.2.5.1 Cordon de soudure

- Épaisseur d'échantignolle : $e = 10 \text{ mm}$
- Épaisseur de la semelle IPE 450 $t_f = 14.6 \text{ mm}$

Avec :

t_{\min} : épaisseur plus mince des pièces assemblées (traverse ; échantignolle).

$$t_{\min} = \min (10 ; 14.6) = 10\text{mm}$$

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 10$$

On choisit $a = 6 \text{ mm}$

VI.2.5.2 Disposition constructive

Pour ce type d'assemblage, on choisit deux boulons ordinaires $\emptyset 14$ de classe 6.8.

➤ **Entraxes (p_1)**

$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t$ alors on prend $p_1 = 60$ mm.

➤ **Pinces (e_1, e_2)**

$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t$ alors on prend $e_1 = 40$ mm.

VI.2.5.3 Vérification au cisaillement

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq F_{v,Rd}$$

$$F_{v,Rd} = 0,5 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} \quad (\text{Tableau 65.3/CCM97})$$

$$F_{v,Rd} = 0,5 \times \frac{115 \times 600}{1,25} = 2760 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{sd}}{2} = 789.47 \text{ daN} < F_{v,Rd} = 2760 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.2.5.4 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 :

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(0,8; 1,07; 1,38; 1) = 0,8$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,8 \times 360 \times 14 \times 10}{1,25} = 8064 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{sd}}{2} = 789.47 \text{ daN} < F_{b,Rd} = 8064 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.2.5.5 Vérification au poinçonnement de la platine

(§6.5.5(4)/CCM97)

$$F_{t,Sd} \leq B_{p,Rd}$$

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{mb}} = \frac{0,6 \times 3,14 \times 23,7 \times 4,7 \times 360}{1,25}$$

$$= 6043,9 \text{ daN}$$

$$F_{t,Sd} = 49.5 \text{ daN} < B_{p,Rd} = 6043.9 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.2.5.6 Vérification de la soudure échantignole - traverse

$$N_{sd} \leq F_{w,Rd}$$

$$N_{sd} = 49,5 \text{ daN}$$

$$F_{w,Rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

- 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 $\sum l = 224.4 \text{ mm}$

$$F_{w,Rd} = \frac{6 \times 224.4 \times 360}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 27984,4 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 49,5 \text{ daN} < F_{w,Rd} = 27984,4 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.2.6 Ancrage pied de Poteau (encastrée)

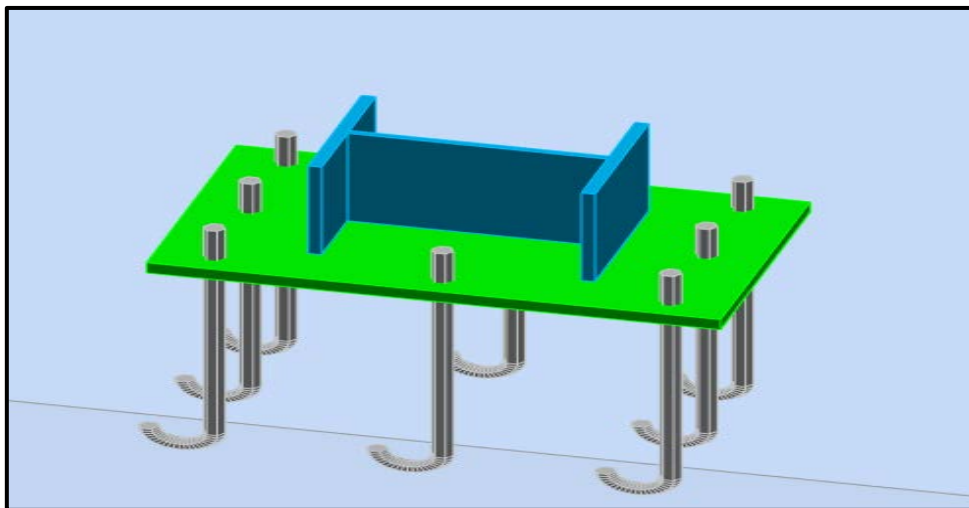


Figure VI.6 : Ancrage pied de poteau

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 encastrés.

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.

VI.2.6.1 Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison G+Q+E:

$$N_{sd} = 5836.75 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 3017.36 \text{ daN}$$

VI.2.6.2 Dimensionnement de la plaque d'assise

➤ **Cordon de soudure**

- Semelle HEA450 : $a_s = 0,7 \times t_f = 0,7 \times 21 = 14.7 \text{ mm}$ → on prend $a_s = 15 \text{ mm}$
- L'âme HEA 450 : $a_a = 0,7 \times t_w = 0,7 \times 11.5 = 8.05 \text{ mm}$ → on prend $a_a = 10 \text{ mm}$

➤ **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 $\sum l = 534.5 \text{ mm}$.

$$F_{w,Rd} = \frac{15 \times 534.5 \times 360}{\sqrt{2} \times 0,8 \times 1,25} = 204092.2 \text{ daN}$$

$$\begin{aligned} N_{sd} &= 5836.75 \text{ daN} < F_{w,Rd} \\ &= 204092.2 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.} \end{aligned}$$

➤ **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 $1,5$

$$\begin{aligned} f_{cd} : \text{La résistance du béton à la compression égal à } f_{cd} &= \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1.5} \\ &= 16,67 \text{ MPa.} \end{aligned}$$

$$f_j = \frac{2}{3} \times 1,5 \times 16,67 = 16,67 \text{ MPa}$$

➤ **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 :

$$A_{c0} = \max\left(\frac{1}{h \times b} \times \left[\frac{N_{Sd}}{f_j}\right]^2 ; \frac{N_{Sd}}{f_j}\right) = \max\left(\frac{1}{440 \times 300} \times \left[\frac{5836.72}{16,67}\right]^2 ; \frac{5836.75}{16,67}\right)$$

$$A_{c0} = 3501.34 \text{ mm}^2$$

➤ **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.

$A_{c0} = 5274,27 < 0,95 \times 440 \times 300 = 125400 \text{ mm}^2 \rightarrow$ Plaque d'assise à projection courte.

Les dimensions en plan adéquates pour la plaque d'assise à projection courte sont choisies comme suite :

$$b_p \geq b + 2t_f = 300 + 2 \times 21 = 342 \text{ mm}$$

$$h_p \geq h + 2t_f = 440 + 2 \times 21 = 482 \text{ mm}$$

$$\text{On prend : } \begin{cases} b_p = 350 \text{ mm} \\ h_p = 500 \text{ mm} \end{cases}$$

➤ **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 :

$$\begin{cases} A = 2 \\ B = -(b - t_w + h) \\ C = + \frac{N_{Sd}}{2 f_j} - (2 \times b \times t_f + 4 \times t_f^2 + 0.5 \times h \times t_w - t_f \times t_w) \end{cases}$$

$$\begin{cases} A = 2 \\ B = -(300 - 11.5 + 440) = -728.5 \\ C = + \frac{5836.75}{2 \times 16,67} - (2 \times 300 \times 21 + 4 \times 21^2 + 0,5 \times 440 \times 11.5 - 21 \times 11.5) = -16477.36 \end{cases}$$

$$C = \frac{-(-728.5) - \sqrt{728.5^2 - 4 \times 2 \times (-16477.36)}}{2 \times 2} = -21.36 \text{ mm}$$

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 $t=30$ mm comme épaisseur de la plaque d'assise :

$$c = t \left(\frac{f_y}{3f_{jd}\gamma_{M0}} \right)^{0,5} \quad (\text{ANNEXE C §C. 1(3)/CCM97})$$

$$c = t \left(\frac{235}{3 \times 16,67 \times 1,1} \right)^{0,5} = 62 \text{ mm}$$

$$c = 62 \text{ mm} < \frac{(h - 2t_f)}{2} = \frac{(440 - 2 \times 21)}{2} = 199 \text{ mm}$$

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.

$$A_{\text{eff}} = 2(b + 2\beta_c)(c + \beta_c + t_f) + (h - 2c - 2t_f)(2c + t_w)$$

$$\text{Avec } \beta_c = 30 \text{ mm}$$

$$A_{\text{eff}} = 2 \times (300 + 2 \times 30)(62 + 30 + 21) + (440 - 2 \times 62 - 2 \times 21)(2 \times 62 + 11.5) = 118487 \text{ mm}^2$$

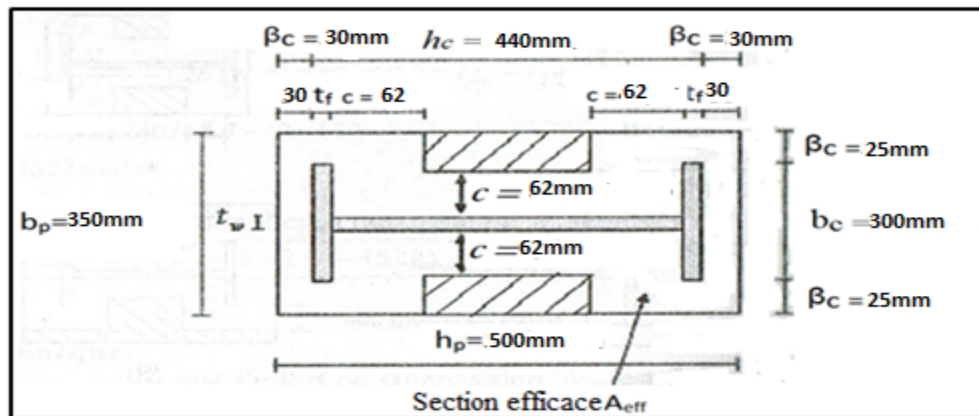


Figure VI.7: Géométrie de la plaque d'assise.

➤ **Calcul de la résistance à l'effort axial N_{sd}**

$$N_{sd} \leq N_{Rd}$$

Avec : $N_{Rd} = A_{eff} \times f_{jd}$

$$N_{Rd} = 118487 \text{ mm}^2 \times 16,7 \text{ N/mm}^2 = 1978732,9 \text{ N} = 197873,29 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 5836,72 \text{ daN} < N_{Rd} = 197873,29 \text{ daN} \quad \text{condition Verifiée.}$$

➤ **Calcul de la résistance de la plaque d'assise au moment fléchissant**

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

• **Calcul du moment résistant M_{Rd}**

$$M_{Rd} = \frac{t^2 f_y}{6 \gamma_{M0}} \quad (\text{ANNEXE C C. 1 (2) /CCM97})$$

$$M_{Rd} = \frac{30^2 \times 235}{6 \times 1,1} = 3204,54 \text{ daN.m/m}$$

• **Calcul du moment de flexion M_{sd}**

$$M_{sd} = \frac{\left(\frac{c^2}{2}\right) N_{sd}}{A_{eff}}$$

$$M_{sd} = \frac{\left(\frac{62^2}{2}\right) \times 5836,72}{118487} = 44 \text{ daN.m/m}$$

$$M_{sd} = 44 \text{ daN.m/m} < M_{Rd} = 3204,54 \text{ daN.m/m} \quad \text{condition Verifiée.}$$

➤ **Vérification de la résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise**

$$V_{sd} \leq F_{v,Rd}$$

Avec :

$$F_{v,Rd} = C_{f,d} \times N_{sd}$$

$$C_{f,d} = 0,3$$

$$F_{v,Rd} = 0,3 \times 5836.72 = 1751.02 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 3017.36 \text{ daN} > F_{v,Rd}$$

$$= 1751,02 \text{ daN} \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

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.

VI.2.6.3 Disposition constructive

L'assemblage est réalisé avec trois tiges d'une tige d'encrage $\emptyset 27$ classe 6.8.

$$t = t_p = 30 \text{ mm}$$

$$d_0 = \emptyset + 3 = 30 \text{ mm}$$

➤ **Entraxes (p_1, p_2)**

$$3 d_0 \leq p_1 \leq 14t$$

$$90 \leq p_1 \leq 420$$

Alors on prend $p_1 = 200$

➤ **Pinces (e_1, e_2)**

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t$$

$$43 \leq e_1 \leq 360$$

Alors on prend $e_1 = 100 \text{ mm}$

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t$$

$$45 \leq e_2 \leq 360$$

Alors on prend $e_2 = 180 \text{ mm}$

VI.2.6.4 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.

$$F_{f,Rd} = 0,3 \times N_{sd} = 0,3 \times 5836.72 \text{ daN} = 1751,02 \text{ daN}$$

n_b : Nombre de tiges situées dans l'assemblage ($n = 8$)

$F_{vb,Rd}$: 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 6.8 :

$$A_s = 459 \text{ mm}^2 ; f_{yb} = 800 \text{ Mpa} ; f_{ub} = 6000 \text{ Mpa}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{(0,44 - 0,0003 \times 800) \times 6000 \times 459}{1,25} = 44064 \text{ daN}$$

$$F_{v,Rd} = 1751,02 + 8 \times 44064 = 354263,02 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 3017,36 \text{ daN} < F_{v,Rd} = 354263,02 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.2.6.5 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 :

$$N_{t,Rd} = \frac{0,9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 6000 \times 459}{1,25} = 198288 \text{ daN}$$

$$\frac{3017,36 / 8}{354263,02} + \frac{5836,75 / 8}{198288} = 0,04 < 1 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.2.6.6 Vérification de la tige d'ancrage à l'adhérence

$$\text{Pour un boulon d'encrage : } \frac{N_{sd}}{8} \leq F_{anc,Rd}$$

$F_{anc,Rd}$: La résistance d'ancrage en traction d'une tige d'ancrage.

$$F_{anc,Rd} = \pi \times d \times f_{bd} \times (l_1 + 6,4r + 3,5l_2)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} l_1 = 20 \times d = 20 \times 27 \text{ mm} = 540 \text{ mm} \\ l_2 = 2 \times d = 2 \times 27 \text{ mm} = 54 \text{ mm} \\ r = 3 \times d = 3 \times 27 \text{ mm} = 81 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$f_{bd} = \frac{0,36 \times \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = \frac{0,36 \times \sqrt{25}}{1,5} = 1,20 \text{ Mpa}$$

$$F_{anc,Rd} = 3,14 \times 27 \times 1,2 \times (540 + 6,4 \times 81 + 3,5 \times 54) = 12690,5 \text{ daN}$$

$$\frac{N_{sd}}{8} = \frac{5836,75}{8} = 729,6 \text{ daN} < F_{anc,Rd} = 12690,5 \text{ daN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Chapitre VII

Dimensionnement des éléments de fondation

VII.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.

VII.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.

VII.3 Caractéristiques géotechniques

On suppose :

$$\overline{\sigma}_{\text{sol}} = 1.50\text{bars}$$

VII.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 $G + Q + E$:

Avec : $N_{\text{sd}} = 16414.83\text{daN}$

VII.4.1 Dimensionnement des semelles

Dimensions de la plaque d'assise $\begin{cases} a = 350 \text{ mm} \\ b = 500 \text{ mm} \end{cases}$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow A = 0,7 B$$

On doit vérifiée que: $\sigma_{cal} \leq \overline{\sigma_{sol}}$

Avec :

$$\overline{\sigma_{sol}} = \frac{N_s}{A \times B}$$

$$A \times B \leq \frac{N_s}{\overline{\sigma_{sol}}}$$

$$0,7 \times B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\overline{\sigma_{sol}}}}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{16414,83}{15000}} \times \frac{1}{0,7} = 1,49 \text{ m}$$

On prend : $\begin{cases} A = 2 \text{ m} \\ B = 2 \text{ m} \end{cases}$

➤ **Hauteur de la semelle**

$$d \geq \frac{A - a}{4} = \frac{200 - 35}{4} = 41,25 \text{ cm}$$

On prend : $d = 50 \text{ cm}$

Alors : $h = d + 5 = 50 + 5 = 55 \text{ cm}$

➤ **Calcul Ferrailage**

Par la méthode des bielles

• **Calcul de A_a**

ELU : 1,35G+1,5Q

$$N_{sd} = 12450,87 \text{ daN}$$

$$A_u = \frac{N_U \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = \frac{12450,87 \times (2 - 0,35)}{8 \times 0,5 \times 348 \times 10^5} = 1,34 \text{ cm}^2$$

ELS : G+Q

$$N_{sd} = 25100 \text{ daN}$$

$$A_s = \frac{N_s \times (A - a)}{8 \times d \times \overline{\sigma}_{sol}}$$

Avec :

$$\overline{\sigma}_{sol} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{25100 \times (2 - 0,35)}{8 \times 0,5 \times 201,63 \times 10^5} = 5,1 \text{ cm}^2$$

Le **RPA** exige une section minimale $A_{min} = 0,6\%B \rightarrow A_{min} = 6 \text{ cm}^2$

• Calcul de A_b

ELU : 1,35G+1,5Q

$$N_{sd} = 12450,87 \text{ daN}$$

$$A_u = \frac{N_U \times (B - b)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = \frac{12450,87 \times (2 - 0,5)}{8 \times 0,5 \times 348 \times 10^5} = 1,30 \text{ cm}^2$$

ELS : G+Q

$$N_{sd} = 25100 \text{ daN}$$

$$A_s = \frac{N_s \times (B - b)}{8 \times d \times \overline{\sigma}_{sol}}$$

Avec :

$$\overline{\sigma}_{sol} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{25100 \times (2 - 0,5)}{8 \times 0,5 \times 201,63 \times 10^5} = 4,66 \text{ cm}^2$$

Le **RPA** exige une section minimale $A_{min} = 0,6\%B \rightarrow A_{min} = 6 \text{ cm}^2$

Nous avons $A_s > A_u$ donc on prend un ferrailage de 10T14 = 15.39 cm²

➤ **Vérification de condition de non-fragilité**

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_t}{f_e}$$

Avec :

$$A_{st} = 15,39$$

$$0,23 \times 2 \times 0,5 \times \frac{(0,06 \times 25 + 0,6)'}{400} = 12,07 \text{ cm}^2 < A_{st} = 15,39 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 15,39 \text{ cm}^2 > 12,07 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Calcul de l'espacement**

$$S_t \leq \min(15\phi_{lmin} ; 40 \text{ cm}) = \min(21 ; 40 \text{ cm}) \quad (\text{A.8.1, 3/BAEL91}).$$

$$\text{On prend : } S_t = 20 \text{ cm}$$

➤ **Détermination de la hauteur du patin 'e'**

$$e \geq \max(6\phi + 6 \text{ cm}, 15 \text{ cm})$$

$$e \geq \max(12 ; 15 \text{ cm}) \text{ donc on prend } e = 15 \text{ cm}$$

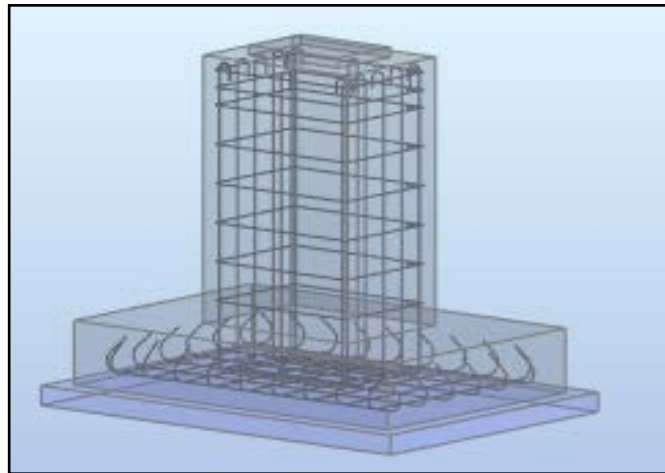


Figure VII.1: ferrailage des semelles

VII.5 CALCUL DES LONGRINES

Les longrines ont 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 S₃, les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : 30 cm × 35 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 :

$$N_{sd} = 5993.22 \text{ daN} \quad (\text{calculée par ROBOT sous la combinaison } 0,9G + Ex).$$

α = Coefficient fonction de la zone et de la catégorie de site.

Pour notre cas : zone sismique IIa et catégorie de site S3 → $\alpha = 12$

• L'ELU :

$$F = \frac{N_u}{\alpha} = \frac{5993.22}{12} = 499.43 \text{ daN} < 2000 \text{ daN} \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\rightarrow A_u = \frac{F}{\sigma_{stu}} = \frac{499.43}{348 \times 10^5} = 0,2 \text{ cm}^2$$

• L'ELS :

$$F = \frac{N_s}{\alpha} = \frac{25100}{12} = 2091.66 \text{ daN} > 2000 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\rightarrow A_u = \frac{F}{\sigma_{stu}} = \frac{2091.66}{201,63 \times 10^5} = 1,03 \text{ cm}^2$$

Le RPA99/V2003 exige une section minimale :

$$A_{\min} = 0,6\% B = 0,6\% \times (30 \times 35) \text{ cm}^2 = 6.3 \text{ cm}^2$$

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 :

$$A_{st} = 9,24 \text{ cm}^2$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$0,23 \times 0,30 \times 0,35 \times \frac{2,1}{400} = 1,26 \text{ cm}^2 < A_{st}$$

$$= 9,24 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

- **Calcul des armatures transversales**

$$\phi_{\min} \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{\min}; \frac{b}{10}\right) = \min(10; 14; 30) = 10 \text{ mm}$$

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 :

$$S_t < \min(20 \text{ cm}; 15\phi_t) = \min(20 \text{ cm}; 12 \text{ cm}) \rightarrow \text{on prend : } S_t = 10 \text{ cm}$$

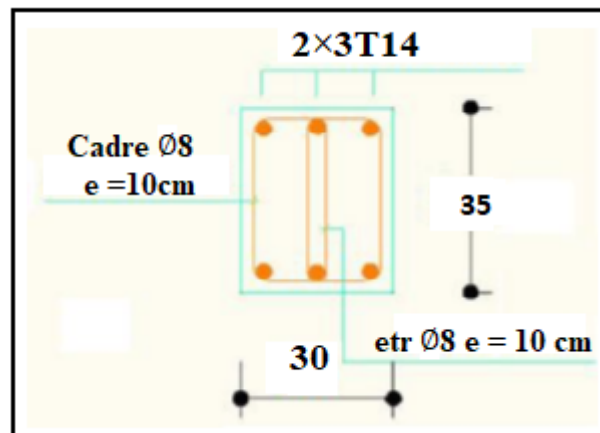


Figure VII.2.: Coupe transversale de la longrine.

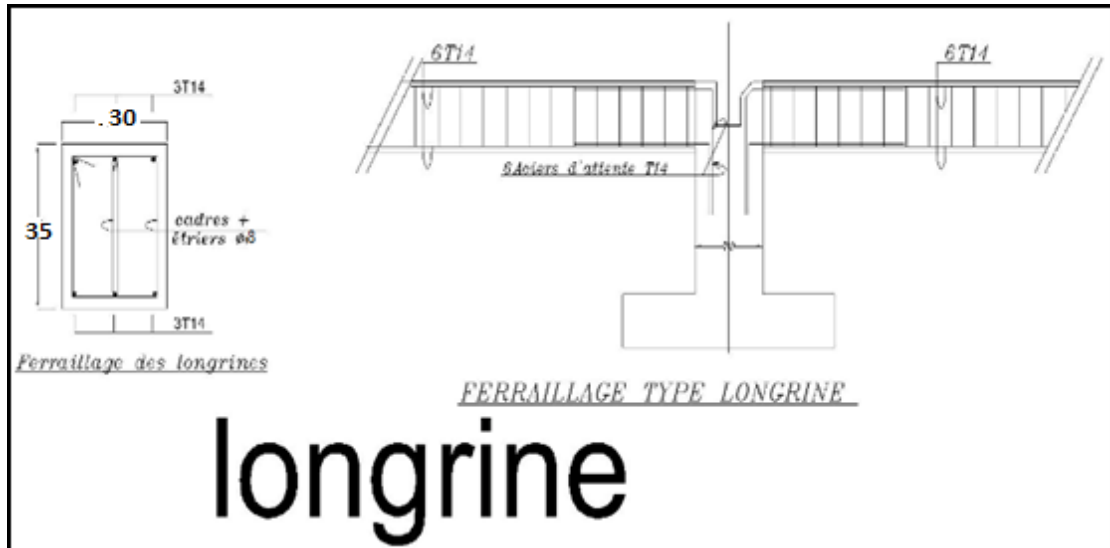


Figure VII.3: Ferraillage de la longrine.

VII.6 Conclusion

Ce chapitre traite l'étude des fondations reportent les charges permanentes G (poids propres) et les charges d'exploitation Q à un niveau convenable en assurant la stabilité et la sécurité de la structure.

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude consisté à réaliser l'étude d'un hall industriel en charpente métallique. Il contient deux halles formant une usine de stockage de ciment à OGGAZ (MASCARA).

Ce travail a permis d'approfondir nos connaissances dans le domaine de la construction métallique, notre compréhension des phénomènes d'instabilité. Cette étude a permis de mieux utiliser les deux logiciels "Robot" qui peuvent nous aider dans notre avenir professionnel. ainsi que les différents règlements régissant les principes de conception et de calcul de l'ouvrages qui sont CCM97, RNV2013, et l'Eurocode 3et pour le dimensionnement des structures

A la fin de l'étude effectuée, on déduit que :

- ✓ Les actions du vent, dans ce projet, sont les plus défavorables dans les constructions métalliques comparé, à l'action sismique.
- ✓ L'utilisation du logiciel ROBOT dans cette étude a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique, dans le but de faciliter les calculs, et d'être le plus proche possible du comportement réel de la structure .
- ✓ Le calcul de 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, comme exigé par le règlement parasismique .
- ✓ La disposition de contreventement joue un rôle très important dans le comportement global de la structure

Ce travail était une première expérience pour nous dans ce vaste domaine, et il a permis d'acquérir des connaissances de base pour mettre le premier pas dans notre future vie professionnelle.

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 /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/ VERSION 2003 » par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003 (Algérie).
5. Eurocodes 3.
6. Lahlou Dahmani «CALCUL DES ÉLÉMENTS DE CONSTRUCTION MÉTALLIQUE SELON L'EUROCODE 3 » .
7. BASRI, RAIS, 2018 étude d'une halle industrielle en charpente métallique à hassi ameur, wilaya d'oran Université Abou Bekr Belkaid de Tlemcen.

ANNEXES

ANNEXE A

Chapitre II : Évaluation des charges (selon le RNV2013)

A.1 Effet de la neige

6.2.3. Toitures à versants multiples (angle de pente inférieur à 60°)

6.2.3.1. Les coefficients de forme des toitures à versants multiples (fig. 9) sont donnés par le tableau 3 et illustrés sur la figure 8.

(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
coefficient μ_2	$0.8 + 0.8 \cdot \left(\frac{\alpha}{30} \right)$	1.6	-

Tableau 3 : Coefficients de forme - Toitures à versants multiples

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_{fj} (en m ²)
Paroi verticale		$A_{fj} = d \times h_j$ $A_f = d \times h$
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

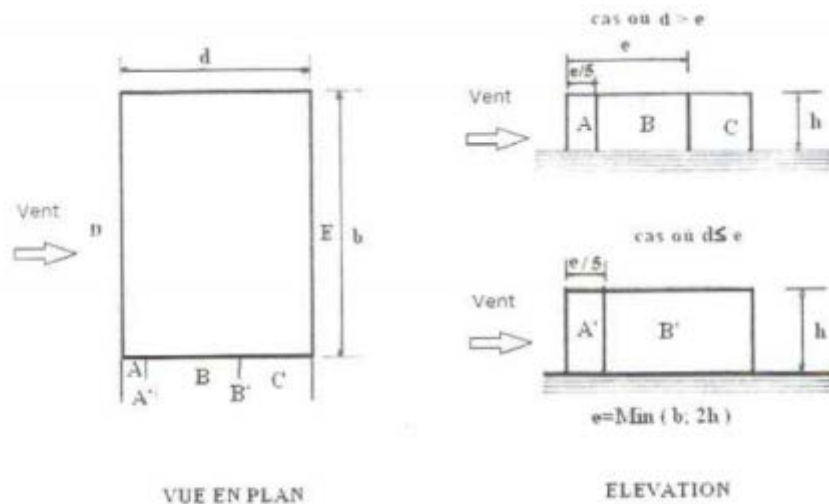


Figure 5.1 : Légende pour les parois verticales

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

5.1.8. Toitures à versants multiples

5.1.8.1. Pour un vent dont la direction est parallèle aux génératrices, les coefficients de pression de chaque versant s'obtiennent en utilisant les valeurs des toitures à un versant pour $\theta = 90^\circ$ (Cf. § 5.1.4).

5.1.8.2. Pour un vent dont la direction est perpendiculaire aux génératrices, on prendra les valeurs de C_{pe} des toitures à deux versants pour $\alpha < 0^\circ$ (Cf. 5.1.5) modifiées pour leur position selon la figure 5.7.a et 5.7b :

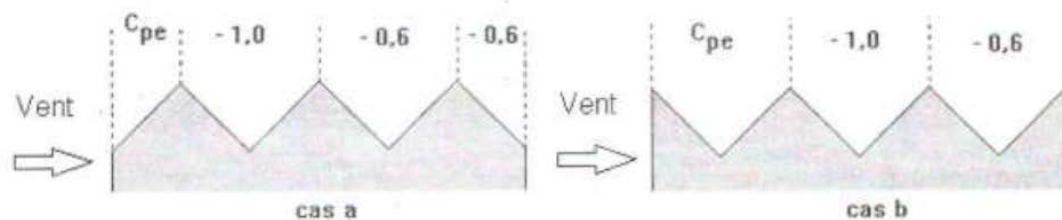


Figure 5.7 : Légende pour les toitures à versants multiples

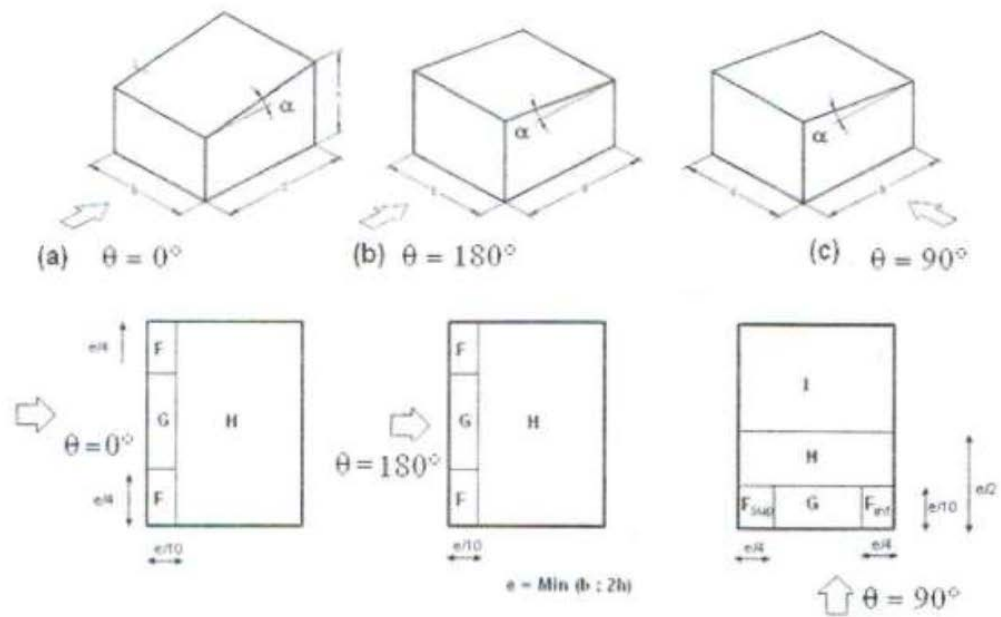


Figure 5.3 : Légende pour les toitures à un versant

Angle de Pente α	Zones pour vents de direction $\theta = 0^\circ$						Zones pour vents de direction $\theta = 180^\circ$					
	F		G		H		F		G		H	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-2,3	-2,5	-1,3	-2,0	-0,8	-1,2
	+0,0		+0,0		+0,0							
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2
	+0,2		+0,2		+0,2							
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-1,1	-2,3	-0,8	-1,5	-0,8	
	+0,7		+0,7		+0,7							
45°	0,0		0,0		0,0		-0,6	-1,3	-0,5		-0,7	
	+0,7		+0,7		+0,6							
60°	+0,7		+0,7		-0,7		-0,5	-1,0	-0,5		-0,5	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,5	-1,0	-0,5		-0,5	

Tableau 5.3.a : Coefficients de pression extérieure pour toitures à un versant
Vent de direction $\theta = 0^\circ$ et 180°

Angle de Pente α	Zones pour vent de direction $\theta = 90^\circ$									
	F_{sup}		F_{inf}		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5°	-2,1	-2,6	-2,1	-2,4	-1,8	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
15°	-2,4	-2,9	-1,6	-2,4	-1,9	-2,5	-0,8	-1,2	-0,7	-1,2
30°	-2,1	-2,9	-1,3	-2,0	-1,5	-2,0	-1,0	-1,3	-0,8	-1,2
45°	-1,5	-2,4	-1,3	-2,0	-1,4	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
60°	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,7	-1,2
75°	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,5	

Tableau 5.3.b : Coefficients de pression extérieure pour toitures à un versant
Vent de direction $\theta = 90^\circ$

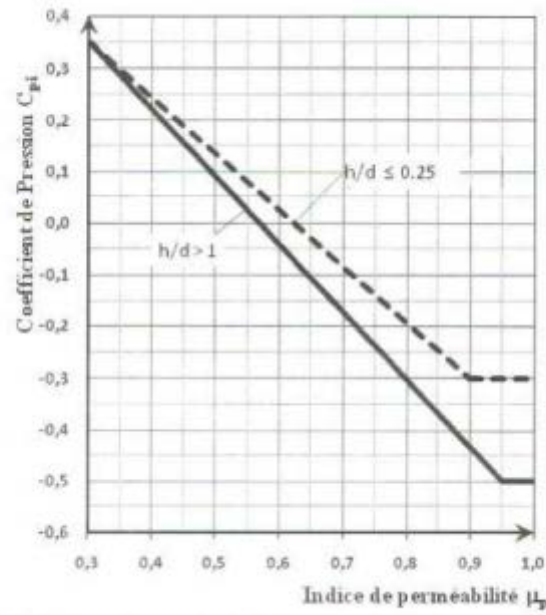


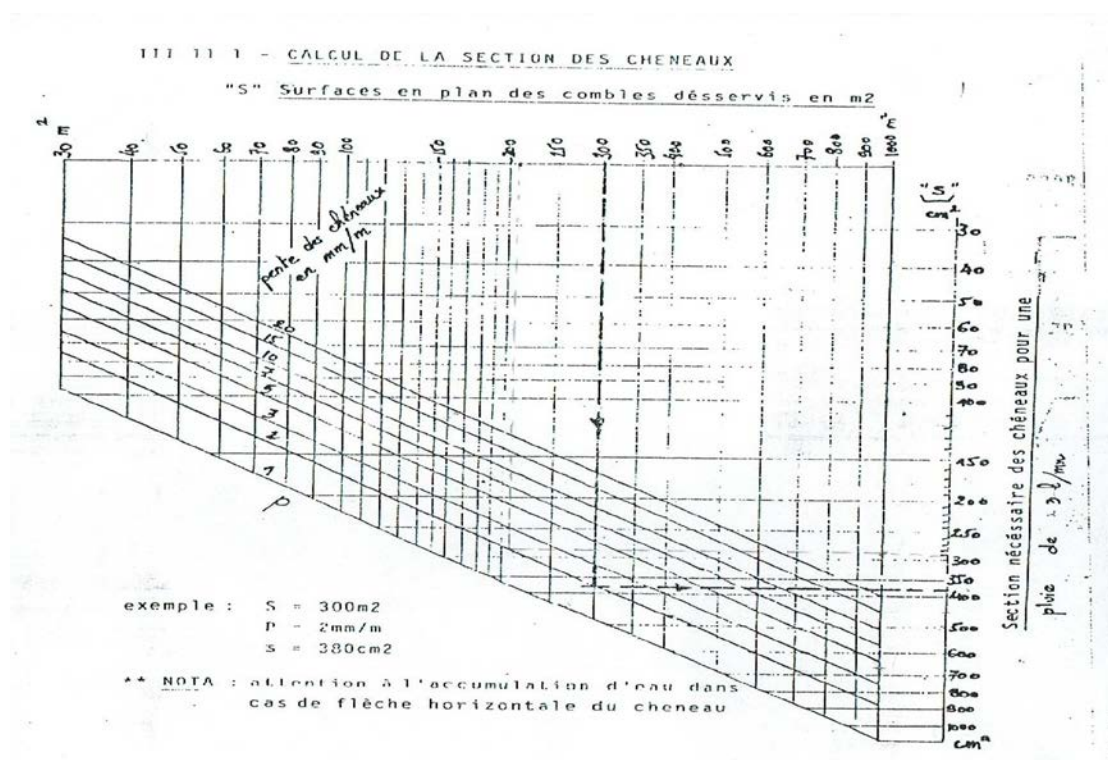
Figure 5.14 : Coefficients de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominante

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

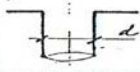


Abaque B2

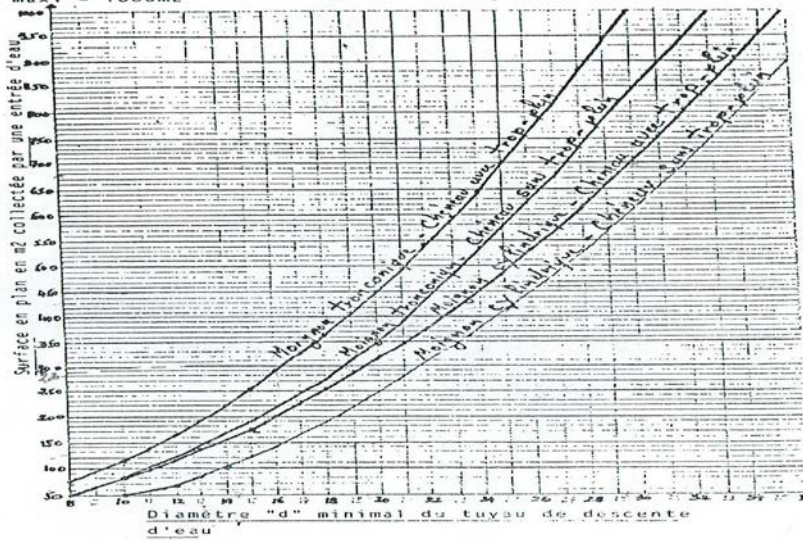
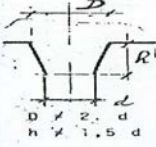
III 11 2 - CALCUL DU BIAMETRE DES DESCENTES D'EAU

(écartement maxi des descentes = 30m)
 (d mini = 8cm)
 S maxi = 1000m²

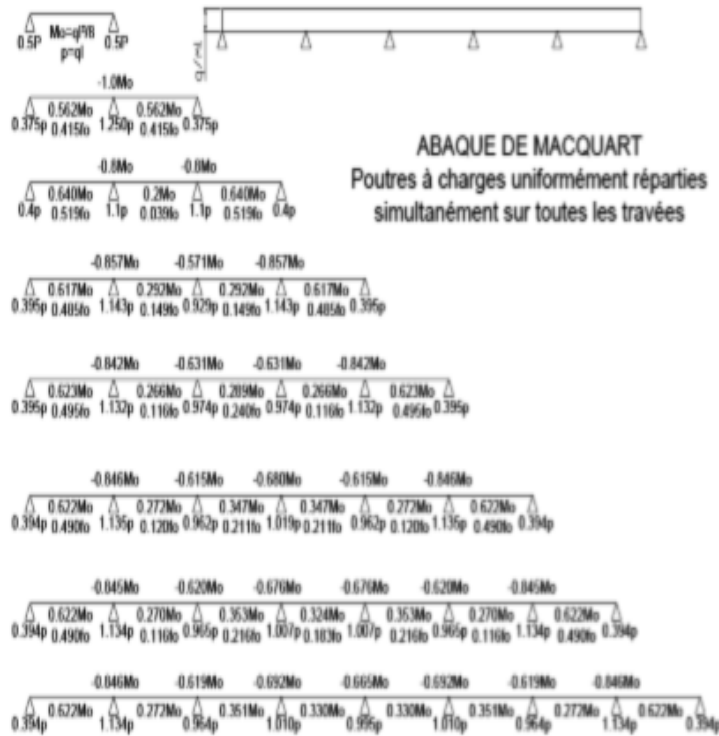
Boignon cylindrique



Boignon tronconique




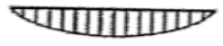


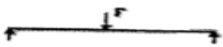

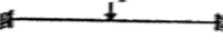

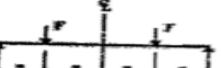

B.2 l'abaque de MAQUART



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	1,552	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

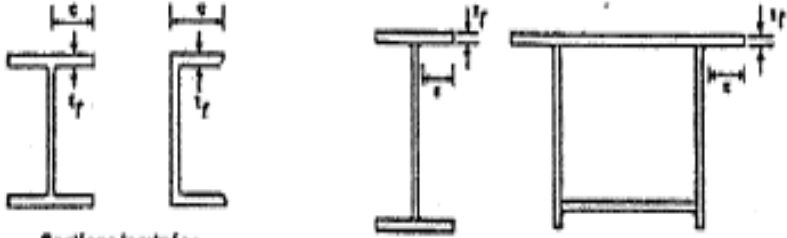
(a) Âmes : (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)^f

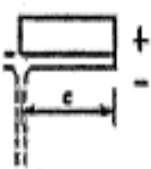

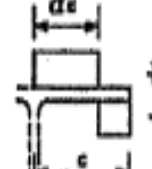
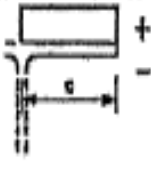
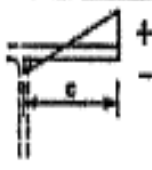

Classe	Âme fléchée	Âme comprimée	Âme en flexion composée	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
1	$d/t_w \leq 72 \epsilon$	$d/t_w \leq 33 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 306 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 36 \epsilon / \alpha$	
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			
$\epsilon = \sqrt{235/t_y}$		t_y (N/mm ²)	235	275	355
		ϵ	1	0,92	0,81

Annexe C
Chapitre IV : étude sismique (RPA99/V2003)

Tableau 4.1. : coefficient d'accélération de zone A.

Groupe d'usage	ZONE			
	I	<i>Ila</i>	<i>Ilb</i>	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 4.6 : 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

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

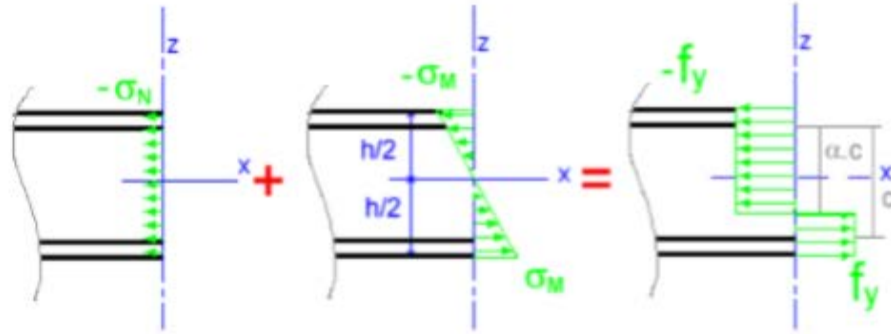
Annexe D

Chapitre V : 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 450



$$\begin{cases} -\sigma_N + (-\sigma_M) = -f_y \\ -\sigma_N + (+\sigma_M) = +f_y \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{N}{t_w \times c} - \frac{M}{I} z = -\frac{F}{t_w \times \alpha c} \\ -\frac{N}{t_w \times c} + \frac{M}{I} z = +\frac{F}{t_w \times (c - \alpha c)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} -\frac{3828,51}{9,4 \times 378,8} - \left(\frac{5687,24}{9,4 \times 378,8^3} \times \frac{378,8}{2} \right) = -\frac{F}{9,4 \times \alpha 378,8} \\ -\frac{3828,51}{9,4 \times 378,8} + \left(\frac{5687,24}{9,4 \times 378,8^3} \times \frac{378,8}{2} \right) = +\frac{F}{9,4 \times (378,8 - 378,8\alpha)} \end{cases}$$

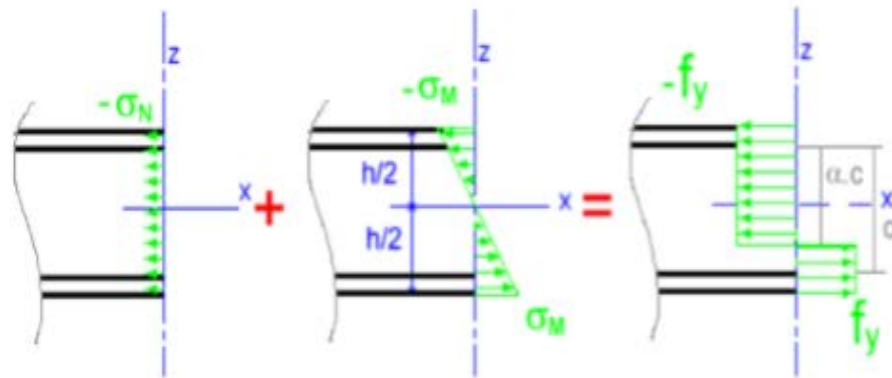
$$\begin{cases} -1,10 = -\frac{F}{3560,72\alpha} \\ -1,05 = +\frac{F}{(3560,72 - 3560,72\alpha)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} -3916,79\alpha = -F \\ -3738,75 + 3738,75\alpha = +F \end{cases}$$

$$\begin{aligned} \rightarrow -F = F &\rightarrow -3916,79\alpha = -3738,75 + 3738,75\alpha \\ &\rightarrow -7655,54\alpha = -3738,75 \end{aligned}$$

$$\rightarrow \alpha = \frac{3738,75}{7655,54} = 0,48$$

2/Pour le Poteau HEA450



$$\begin{cases} -\sigma_N + (-\sigma_M) = -f_y \\ -\sigma_N + (+\sigma_M) = +f_y \end{cases}$$

$$\begin{cases} -\frac{N}{t_w \times c} - \frac{M}{I} z = -\frac{F}{t_w \times \alpha c} \\ -\frac{N}{t_w \times c} + \frac{M}{I} z = +\frac{F}{t_w \times (c - \alpha c)} \end{cases}$$

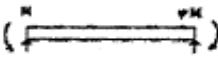
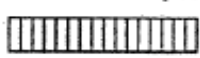
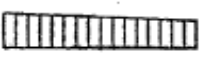
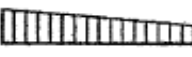
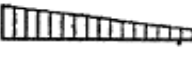
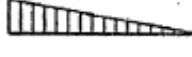
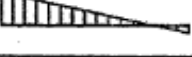



$$\begin{cases} -\frac{8287,96}{11,5 \times 344} - \left(\frac{11474}{11,5 \times 344^3} \times \frac{344}{2} \right) = -\frac{F}{11,5 \times \alpha 344} \\ -\frac{8287,96}{11,5 \times 344} + \left(\frac{11474}{11,5 \times 344^3} \times \frac{344}{2} \right) = +\frac{F}{11,5 \times (344 - 344\alpha)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} -2,14 = -\frac{F}{3956\alpha} \\ -2,04 = +\frac{F}{(3956 - 3956\alpha)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} -8465,84\alpha = -F \\ -8070,24 + 8070,24\alpha = +F \end{cases}$$

$$\begin{aligned} \rightarrow -F = F &\rightarrow -8465,84\alpha = -8070,24 + 8070,24\alpha \\ \rightarrow -16536,08\alpha &= -8070,24 \\ \rightarrow \alpha &= \frac{8070,24}{16536,08} = 0,48 \end{aligned}$$

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
	 $\psi = -2/3$	1,0 0,7 0,5	1,141 1,270 1,305	-	0,998 1,565 2,283
	 $\psi = -1/3$	1,0 0,7 0,5	1,323 1,473 1,514	-	0,992 1,556 2,271
	 $\psi = 1/3$	1,0 0,7 0,5	1,563 1,739 1,768	-	0,977 1,531 2,235
	 $\psi = 2/3$	1,0 0,7 0,5	1,879 2,092 2,150	-	0,939 1,473 2,150
	 $\psi = 1$	1,0 0,7 0,5	2,281 2,538 2,609	-	0,855 1,340 1,957
	 $\psi = 4/3$	1,0 0,7 0,5	2,704 3,009 3,093	-	0,676 1,059 1,546
	 $\psi = 5/3$	1,0 0,7 0,5	2,927 3,258 3,348	-	0,366 0,575 0,837
	 $\psi = 2$	1,0 0,7 0,5	2,752 3,063 3,149	-	0,000 0,000 0,000

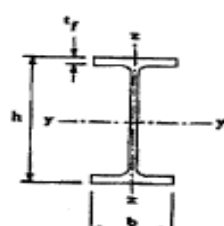
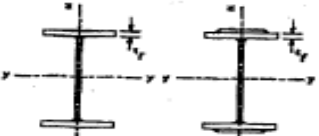

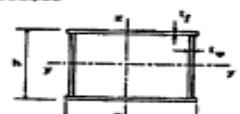

Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h/b > 1,2$; $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h/b \leq 1,2$; $t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z	d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z	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_{yk} *)	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaissies 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

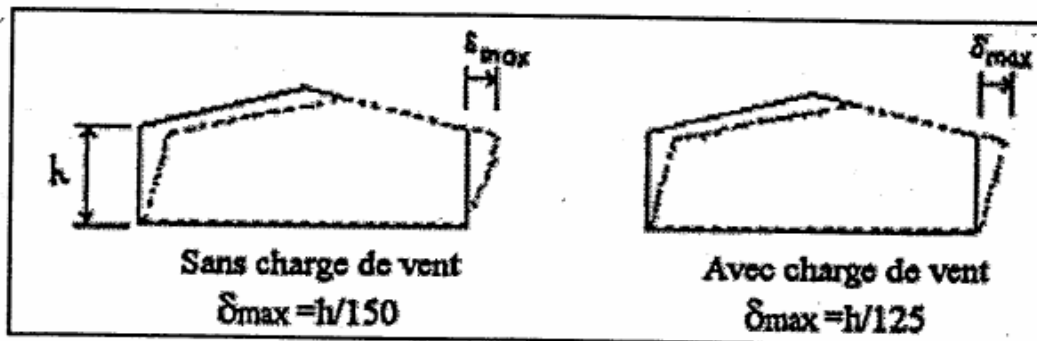

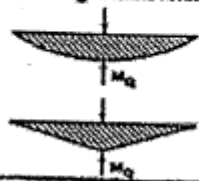
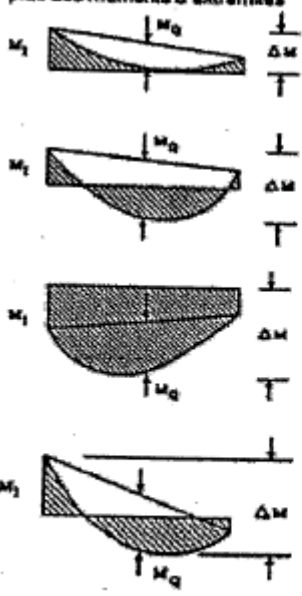


Figure 4.3 : Valeurs limites de flèches horizontales de bâtiments industriels

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

Diagramme de moment	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
<p>Moments d'extrémités</p>  <p>$-1 \leq \psi \leq 1$</p>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7 \psi$
<p>Moments dus à des charges transversales</p> 	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
<p>Moments dus à des charges transversales plus des moments d'extrémités</p> 	$\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ <p>$M_Q = \max M$ dQ aux charges transversales seulement</p> $\Delta M = \begin{cases} \max M & \text{pour diagramme de moment sans changement de signe} \\ \max M + \min M & \text{pour diagramme de moment avec changement de signe} \end{cases}$

Annexe E

Chapitre VI : 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	2,2 d_o (4)
Entraxe p_2	Élément comprimé	\geq	28t ou 400 mm (5) (min)
	Élément tendu	\geq	$3 d_o$ (7)
		\leq	14t ou 200 mm (6) (min)
	\geq	$3 d_o$ (7)	14t ou 200 mm (6) (min)

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 VII : Dimensionnement des éléments de fondation

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

ceVital Spa

Ilot D, N°6 ZHUN Gardi II –
Kouba – Alger
Tél : + (213) 21 56 38 10 à 80
Fax : + (213) 21 56 38 20

BATICOMPOS

BATICOMPOS Spa
Société de Composants Industrialisés
DIRECTION GENERALE W/BEJAIA
BP 75 Beni – Mançour
Tél : + (213) 034 34 01 7374/76/77 /
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)
Largueur hors tout	1000 à 2000	7,5
Largueur 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/m³) :

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