

**MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU**

**FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL**



MEMOIRE DE MASTER PROFESSIONNEL

Spécialité : Génie Civil

Option : Construction Métallique

Présenté par :

MEHIRA Mouhamed Houssam Eddine

MAHLEB Malik

Sous le Thème

ETUDE D'UNE SALLE DE SPORT EN CONSTRUCTION

Soutenu devant le Jury composé de :

Mr Dahmous.....Président.

Mr AllicheExamineur.

Mr Labiod..... Promoteur.

Année Universitaire : 2017/2018

Remerciements

Avant tout, nous adressons nos remerciements à Dieu, tout-puissant, de nous avoir donné la volonté, le courage et la patience pour terminer ce travail.

Nous exprimons nos reconnaissances à **M. DEHMOUS**, Maître de conférences

« A » (Département de la construction, Université Mouloud Mammeri), pour l'honneur qu'il nous a fait en présidant le jury de ce mémoire, Qu'il trouve là, notre profond respect.

Nous remercions notre promoteur, **M. LABIOD M.** Maître assistant « B » (Département de la construction, Université Mouloud Mammeri), pour avoir proposé le thème de ce mémoire et de diriger ce travail avec beaucoup d'attention, pour son aide, et ses orientations.

Nos chaleureux remerciements vont à **M. ALLICH.** Maître assistant « B » (Département de la construction, Université Mouloud Mammeri), pour avoir bien accepté de faire partie du jury et d'examiner ce mémoire. Qu'il trouve là, nos profonds respects.

Dédicace

On dit souvent que le trajet est aussi important que la destination,
Après cinq ans d'étude et d'assiduité
En fin de ce cycle et le commencement d'un nouveau départ, ce parcours,
En effet, ne s'est pas réalisé
Sans défis et sans soulever de nombreuses questions
Pour lesquelles les réponses nécessitent de longues heures de travail.
Je dédie ce modeste travail

A

Ma très chère et douce maman, Mon très cher papa, qui m'ont encouragé durant
toutes mes études c'est grâce à eux si je suis arrivé à ce résultat et à qui je
m'adresse à ALLAH les vœux les plus ardents pour la conservation de leur santé
et de leur vie.

Mes chères grands pères

Mes chères sœurs

Sara, Cilia, Randa et Yasmine

Mon cher ami avec qui que je partage ce travail

MAHLEB Malik

Tout mes très chères amis avec lesquelles j'ai partagé mes moments de
joie et de bonheur,

Tous mes amis et toute la promotion construction métallique

2017/2018

*tous ceux qui se sont sacrifiés pour que le savoir et la science
rayonnent dans le monde*

Enfin Je remercie tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce
travail.

Mouhamed Houssam Eddine

Dédicace

Je tiens à dédier ce modeste travail à :

♥ *Mes chères parents qui se sont sacrifiés pour me voir aujourd'hui
devant vous.*

♥ *À toute la famille Mahleb et Fraouti.*

♥ *À tous mes amis et ceux qui m'ont aidés.*

♥ *À Mon binôme sans lequel ce travail n'aurait pas été concrétisé.*

♥ *À tous mes enseignants.*

♥ *À toute la promotion de génie civil 2018 et plus particulièrement la
promotion de la construction métallique chacun par son nom, avec qui nous avons
partagés de très bons moments.*

♥ *Enfin à tous ceux qui m'aiment.*

♥ *À vous....*

MALLET Mahik

Résumé

La présente étude est relative au dimensionnement d'une salle de sport en construction métallique. Le travail réalisé s'inscrit Tout d'abord dans l'évaluation des charges, surcharges et actions climatiques selon le nouveau règlement neige et vent (RNV99 version 2013). Une fois les charges déterminées, vient le dimensionnement manuel de l'ossature secondaire, principale ainsi que les assemblages et l'infrastructure conformément aux règlements en vigueur.

Summary

This study relates to the design of a sports hall in metal construction. The work carried out is part of the evaluation of loads, overloads and climatic actions according to the new snow and wind regulations (RNV99 version 2013). Once the loads are determined, the manual dimensioning of the secondary framework is calculated. As well as assemblies and infrastructure in accordance with the regulations in force.

• Chapitre I : Généralités.	
I.1. Introduction	1
I.1.1. Avantages	1
I.1.2. Inconvénients	1
I.2. Présentation de l'ouvrage	1
I.3. Les données géométriques	2
I.4. Les données concernant le site	2
I.5. Ouvertures	3
I.6. Contreventement	3
I.7. Règlements utilisés	3
I.8. Logiciels utilisés	3
I.9. Caractéristiques des matériaux	4
I.9.1. L'acier de construction	4
I.9.2. Le béton	5
I.10. Les assemblages	5
I.11. Conception structurelle	5
I.11.1. Partie horizontale (les toitures)	5
I.11.2. Partie verticale (les façades)	6
• La première partie : Evaluation des charges.	
• Chapitre II : Action Climatique.	
II.1. Charges permanentes	7
II.2. Surcharges d'exploitation	7
A. Action du vent	7
A.1. Applicabilité du règlement	8
II.3. Vent verticale à la grande face	9
II.4. Vent perpendiculaire à la petite face au vent	10
II.5. Coefficient de pression C_i	12
II.6. Détermination de la pression statique au vent	13
II.7. Calcul de la force de frottement	14
II.8. Action d'ensemble	15
II.9. Calcul de la stabilité d'ensemble	17
II.10. Action de la neige	19

• La deuxième partie : Dimensionnement des éléments secondaires.	
• Chapitre III : Calcul des Pannes	
III.1. Evaluation des charges	21
III.2.Vérification à l'état limite ultime.....	23
III.2.1.1.Vérification de la résistance en section :.....	25
III.2.2.Vérification à l'état limite de service.....	30
III.3. Calcul des Liernes.....	32
III.3.1.Calcul de l'effort max revenant aux liernes :.....	32
III.3.2.Dimensionnement des liernes :.....	33
III.4. Calcul de l'échantignole	34
III.4.1. Calcul des charges revenant à l'échantignole	34
• Chapitre IV : Calcul des lisses de bardage.	
IV.1.Vérification de la lisse de long pan	37
IV.1.1.Vérificationde l'IPE 120 à la sécurité à l'ELU	37
IV.1.2Vérification à l'état limite de service	40
IV.2.Vérificationde la lisse de pignon	41
IV.2.1.Vérification à l'état limite ultime	41
IV.2.2.Vérification à l'ELS	43
IV.2.3. Calcul des liernes	44
IV.2.3.1.Calcul des liernes de long pan (suspentes)	44
• Chapitre V : Calcul des potelets.	
V.1.Dimensionnement du potelet sous condition de la flèche	47
V.1.1.Caractéristique géométrique d'IPE 160.....	47
V.1.2.Vérification de la section à la résistance	47
V.1.3.Vérification de l'élément aux instabilités	49
V.1.3.1.Calculdes coefficients K	52
V.1.4.Vérification au flambement	53
V.1.5Vérification au déversement	53
• La troisième partie : Dimensionnement des éléments structuraux.	
• Chapitre VI : Etude sismique.	
VI.1.Evaluation de la force sismique suivant la direction X.....	54
VI.1.1.Détermination du Coefficient d'accélération de zone « A ».....	54
VI.1.2.Facteur d'amplification dynamique moyen « D ».....	55

VI.1.3.Coefficient de comportement global de la structure « R ».....	55
VI.1.4.Facteur de qualité « Q »	56
VI.1.5.Poids total de la structure « W »:.....	56
VI.2.Force sismique suivant la direction X	57
VI.2.1.Evaluation de la force sismique suivant la direction Y.....	58
VI.2.2.Coefficient de comportement global de la structure « R ».....	58
VI.2.3.Facteur de qualité « Q ».....	58
VI.3.Force sismique suivant la direction Y	58
• Chapitre VII : Calcul du portique.	
VII.1.Efforts sollicitant le portique.....	60
VII.2.Calcul de l'imperfection géométrique global	64
VII.3.Calcul des efforts internes additionnels	65
VII.4.Vérification de l'élément aux instabilités	66
VII.5.Pré dimensionnement de la traverse.....	68
VII.5.1 Calcul préliminaire.....	69
VII.6.Vérification de la traverse à L'ELS.....	69
VII.7.Vérification de la traverse à L'ELU.....	70
VII.8.Vérification de l'élément aux instabilités.....	71
VII.9.Vérification au flambement	74
VII.10.Vérification au déversement	74
VII.11.Vérification des poteaux.....	76
VII.11.1. Calcul des coefficients K	77
VII.12.Vérification au flambement.....	78
VII.13.Vérification au déversement	78
• Chapitre VIII : Etude des Contreventements.	
VIII.1.Calcul des contreventements	79
VIII.2.Section de la diagonale.....	81
VIII.2.1.Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la résistance	82
VIII.2.2.1. Caractéristiques géométriques de l'IPE120	83
VIII.2.2.3 La formule de vérification est la suivante	84
VIII.2.3. Vérification au flambement	87
VIII.2.4. Vérification au déversement	87
VIII.2.5. Calcul de la palée de stabilité long pan	88

VIII.2.5.1.Par la méthode des coupures	88
VIII.2.5.2. Vérification à la résistance ultime de la section	89
• La quatrième partie : Etude des assemblages et de l'infrastructure.	
• Chapitre IX : Calcul des assemblages.	
IX.1.Fonctionnement des assemblages	90
IX.2.Rôle des assemblages	90
IX.2.1. Liaison poteau-traverse	90
IX.2.2.Assemblage de rive	91
IX.2.2.1.Calcul du moment résistant	92
IX.3. Assemblage du Faitage	96
IX.3.1.Vérification à la résistance de l'assemblage	96
• Chapitre X : Calcul des bases des poteaux.	
X.1. Calcul des bases des poteaux	99
X.1.1.Dimensionnement de la plaque d'assise	99
X.1.2.Vérification de la résistance au cisaillement	103
X.2.Les tiges d'encrage	104
X.2.1.Vérification des tiges d'ancrages à la résistance	106
• Chapitre X : Calcul des Fondations.	
XI.1.Les types de fondations	108
XI.2.Choix des fondations	108
XI.3.Etude des semelles	109
IX.4. Calcul des longrines	112
• Chapitre XII : Protection de la structure.	
XII.1. La corrosion	114
XII.1.1.Protection par peinture	114
XII.1.2.Protection par zinc	114
XII.2. Le feu	115
XII.2.1.Protection par peinture intumescente	115
XII.2.2. Protection par produit projeté	116
Conclusion Générale.	
Bibliographie.	
Annexes.	

Symboles

Charges :

G : Charges permanentes.

N: Surcharge climatique de Neige.

V: Surcharge climatique de Vent.

Sollicitations :

M_{ed} : Moment fléchissant de calcul.

N_{ed} : Effort normal.

V_{ed} : Effort tranchant.

$N_{pl,Rd}$: Résistance plastique de la section brute à l'effort normal.

$V_{pl,Rd}$: Résistance plastique de la section brute à l'effort tranchant.

$M_{pl,Rd}$: Moment fléchissant de résistance plastique.

Caractéristique des matériaux :

E : Module d'élasticité longitudinale.

f_y : Limite élastique du matériau.

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

Caractéristiques géométriques et mécaniques des sections :

A : Aire de la section brute.

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

t_f : Épaisseur de la semelle.

t_w : Épaisseur de l'âme.

b : Largeur de la semelle.

h : Hauteur de la section.

L : Longueur de l'élément.

$W_{pl,y}$: Module de résistance plastique de la section suivant l'axe yy.

G_p : Poids propre.

Caractéristiques géométriques et mécaniques des boulons :

d : Diamètre des boulons.

d_0 : Diamètre des trous de fixation.

A_s : Section des boulons.

f_{ub} : Résistance à la traction des boulons.

f_{yb} : Limite d'élasticité des boulons.

Liste des Symboles

Autres symboles :

λ : Elancement.

λ_1 : Elancement Eulérien.

λ : Elancement réduit vis-à-vis du flambement.

$\bar{\lambda}$: Elancement réduit vis-à-vis du déversement.

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

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

α : Facteur d'imperfection pour le flambement.

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

INTRODUCTION

Dans le cadre de notre formation de master en Génie Civil spécialité « Construction Métallique » à l'Université Mouloud Mammeri « Tizi-Ouzou », nous sommes amenés, à l'issue de notre cursus, à réaliser un projet de fin d'études (PFE). Le but de ce projet est d'être confronté à une situation professionnelle d'ordre scientifique et technique. Il regroupe donc l'ensemble des qualités que doit posséder un ingénieur dans son travail quotidien.

Il s'agit d'une salle de sport en charpente métallique dans la commune de Sidi Maanser, Daïra De Timgad, Wilaya de « Batna ».

Les ossatures métalliques se distinguent par certains avantages tel que : la légèreté, le montage rapide et la facilité des transformations, c'est la raison pour laquelle cette salle a été conçue en charpente métallique. Cependant ce matériau présente aussi quelques inconvénients qui sont principalement la corrosion et sa faible résistance au feu donc une protection de toute la structure est indispensable.

Dans ce projet de fin d'études, nous allons appliquer et compléter les connaissances et les informations acquises le long de notre formation, en utilisant les règles de construction actuellement en vigueur en Algérie.

Notre travail contient plusieurs chapitres après l'introduction :

- Un premier chapitre de généralités qui mentionne la démarche adoptée pour mener à bien ce travail où l'ouvrage est présenté par ces données géométriques et localisation ainsi que les règlements et les matériaux utilisés.
- Le deuxième chapitre présente les principes et la procédure pour la détermination des différentes charges (permanente et d'exploitation) selon le document technique réglementaire « DTR BC.2.2 » et aux surcharges climatiques selon le « RNV 99 version 2013».
- Le troisième, quatrième, cinquième chapitre concernent le dimensionnement des éléments secondaires de la structure.

- Le sixième chapitre, l'étude sismique du bâtiment selon le « RPA99 » pour choisir le système de contreventement à fin d'assurer la stabilité de la structure.
- Le septième et huitième chapitre, sont respectivement le dimensionnement des éléments structuraux et les éléments de contreventements selon le « Eurocode 3 ».
- Le neuvième chapitre consiste à étudier les différents assemblages métalliques de la structure selon le « Eurocode 3 ».
- Le dixième chapitre concerne le calcul des bases des poteaux selon le « Eurocode 3 ».
- Le onzième chapitre traite l'étude de l'infrastructure selon le « BAEL91 ».
- Enfin dans le douzième chapitre, les systèmes de protections de la structure sont présentés.

Comme tout travail, ce mémoire s'achève par une conclusion générale qui synthétise tout ce qui a été fait. Enfin, une série d'annexes vient apporter plus de détails et d'explications aux chapitres.

I.1. Introduction

L'acier présente plusieurs avantages, c'est pourquoi il a peu à peu remplacé les vieux matériaux de construction comme le béton armé durant le dernier siècle dans les nouvelles structures, et a permis d'aller de plus en plus en hauteur, ainsi de réaliser différentes formes tout en gardant une bonne stabilité, toutefois chaque matériau présente aussi des inconvénients.

Les avantages et inconvénients de l'acier sont présentés ci-dessous :

I.1.1. Avantages

- ✓ Préfabrication intégrale du bâtiment en atelier avec une haute précision et la rapidité du montage sur chantier.
- ✓ En raison de la légèreté, les éléments du bâtiment peuvent être transportés aisément voir même exportés.
- ✓ La grande résistance de l'acier à la traction offre la possibilité de franchir de grandes portées.
- ✓ Grâce à sa ductilité, l'acier possède une bonne résistance aux forces sismiques.
- ✓ Transformations, adaptations, surélévations ultérieurs d'un ouvrage sont facilement réalisables.
- ✓ Possibilités architecturales plus étendues qu'en béton.

I.1.2. Inconvénients :

L'acier présente deux inconvénients majeurs :

- Sa corrodabilité et sa faible résistance au feu du fait qu'il perd sa résistance et s'écroule rapidement sous une température relativement élevée.
- Le cout élevé.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier et dimensionner une salle de sport en charpente métallique composée d'un grand espace pour les activités sportives, deux bureaux, deux vestiaires, deux sanitaires.

Il y'a deux accès par des portails, un accès sur la façade principale (pignon) et une issue de secours sur la façade opposée (pignon).

L'ouvrage est situé à la commune de Sidi Maanser, Daïra De Timgad, Wilaya de « Batna ».

La structure a une surface de 600m^2 , fait 20m de largeur, et 30m de longueur avec un espacement entre portiques de 5m ce qui fait un total de sept (07) portiques.

I.3. Les données géométriques :

L'ouvrage a une forme en plan rectangulaire caractérisée par les dimensions suivantes:

- La hauteur totale (au faitage):..... $H_1=7,50\text{m}$.
- La hauteur des poteaux (à la poutre sablière):..... $H_2=6,00\text{m}$.
- La pente du versant:..... $\alpha=8,53^\circ$.
- La longueur de la structure:..... $L_1=30\text{m}$.
- La largeur de la structure:..... $L_2=20\text{m}$.

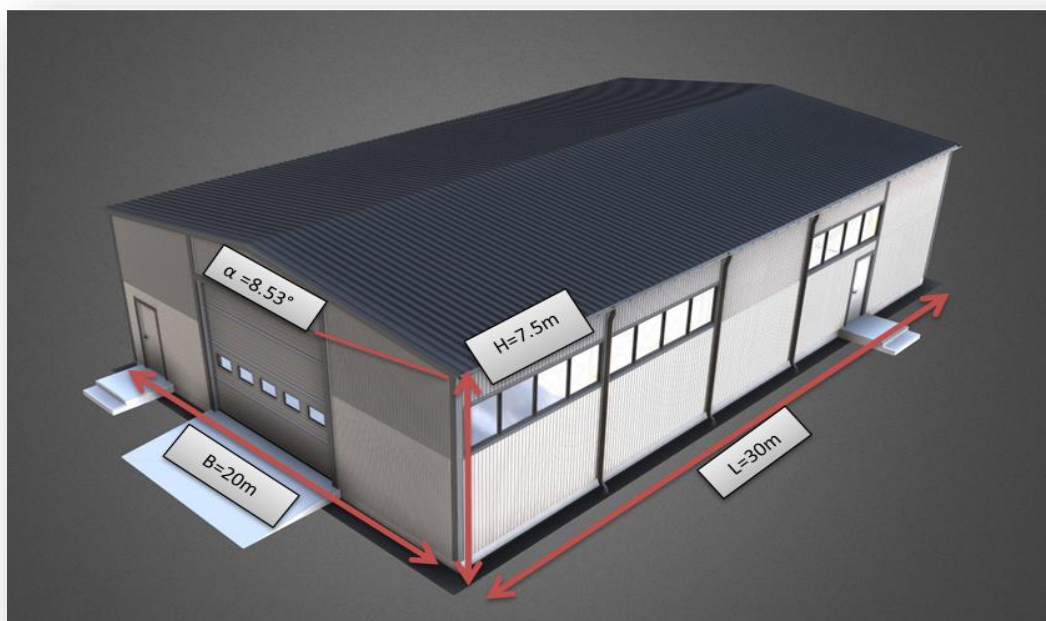


Figure I.01: Vue en 3D des dimensions de la structure.

I.4. Les données concernant le site

Le projet est implanté dans un terrain plat à la commune de Sidi Maanser, Daïra de Timgad, Wilaya de « Batna ». Les données du site sont :

- Altitude : 1 000m.
- Zone de neige: Zone B.
- Zone du vent: Zone II.
- Zone sismique: Zone I, Groupe d'usage 02.
- Contrainte admissible du sol est de 1,8 bars (sol meuble).



Figure I.02: Localisation du site du projet.

I.5.Ouvertures :

Petite Face Avant : 1 porte de (3.3m * 5.06m)

Petite Face Arrière : 1 porte de (3.3m * 5.06m)

I.6.Contreventement

La stabilité de la structure vis-à-vis des efforts horizontaux (vent, séisme, pont roulant...) est assurée par des palées de stabilité prévus sur les quatre façades du bâtiment ainsi qu'un contreventement horizontal de toiture.

I.7.Règlements utilisés :

Les règlements utilisés pour le dimensionnement de notre structure sont :

- EUROCODE 3 : Calcul des structures en acier.
- DTR BC.2.2 : Document technique règlement charges permanentes et d'exploitation.
- RPA 99 : Règles parasismiques algériennes version 2003.
- BAEL 91: Béton armé aux états limites.
- RNV99-V2013: Règles définissant les effets de la neige et du vent.

I.8.Logiciels utilisés:

On a utilisé le logiciel AutoCAD 2013 pour l'élaboration des différents plans.

I.9. Caractéristiques des matériaux :

Le bon choix des matériaux utilisés en construction métallique est un facteur prépondérant notamment pour assurer

- Une construction satisfaisante,
- Une fonctionnalité appropriée,
- Une fiabilité élevée,
- Ainsi qu'une longue durée de vie.

Dans le cadre de notre projet, nous avons opté pour les matériaux suivant :

I.9.1 L'acier de construction :

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

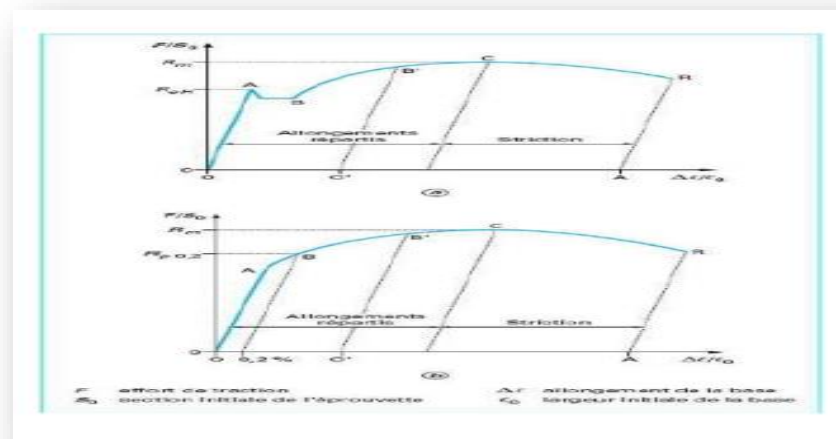


Figure I.03 : essai de traction.

- Nuance d'acier : FE360.
- La limite élastique : $f_y = 235 \text{ MPa}$.
- La résistance à la traction : $f_u = 360 \text{ MPa}$.
- La masse volumique: $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$.
- Module d'élasticité longitudinale : $E = 210000 \text{ MPa}$.
- Module d'élasticité transversale : $G = 84000 \text{ MPa}$.
- Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$.

I.9.2 Le béton :

C'est un matériau constitué d'un mélange de ciment avec granulats (sable et pierraille) et de l'eau, tous ces composants interviennent dans la résistance du mélange (béton), on utilise ce matériau à cause de sa résistance à la compression mieux qu'à l'effort de traction.

- Le béton armé est dosé à 350kg/m^3 .

Ses caractéristiques sont:

- La résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 25\text{MPa}$.
- La résistance caractéristique à la traction: $f_{t28} = 0,06f_{c28} + 0,6 = 2,1\text{MPa}$.
- Poids volumique = $2\ 500\text{kg/m}^3$
- Module d'élasticité : $E = 14\ 000\text{MPa}$.

I.10. Les assemblages:

I.10.1. 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 ménage sur site.

Pour notre cas, on a utilisé les boulons de haute résistance (HR) classe 10.9 ($f_y = 900\text{MPa}$, $f_u = 1000\text{MPa}$) pour les assemblages rigides des portiques auto stable. Les boulons HR comprennent une tige filetée, une tête hexagonale et un écrou en acier à très haute résistance.

I.11. Conception structurelle:

La conception de ce bâtiment industriel a été faite de façon à satisfaire les critères suivants

- L'économie.
- La faisabilité.
- Assurer la stabilité d'ensemble de la structure.
- Assurer une résistance vis-à-vis des phénomènes d'instabilité.

I.11.1. Partie horizontale (les toitures) :

La toiture constitue la partie supérieure d'une structure. La fonction de la toiture est double, d'une part, elle doit assurer la répartition des charges (fonction porteuse) et d'autre part, elle assure le rôle de protection.

La couverture du hangar objet du présent mémoire est composée de tôle nervurée fixée sur des pannes liées entre elles avec des liens.

L'inclinaison de cette toiture par rapport à l'horizontal est de 12%



Figure I.04 : Couverture de la toiture.

I.11.2Partie verticale (les façades) :

Le bardage est composé d'une tôle nervurée fixée sur des lisses reliées entre elles avec des liens et fixées sur la structure principale. Des potelets de renforcement sont prévus aux droits des ouvertures.

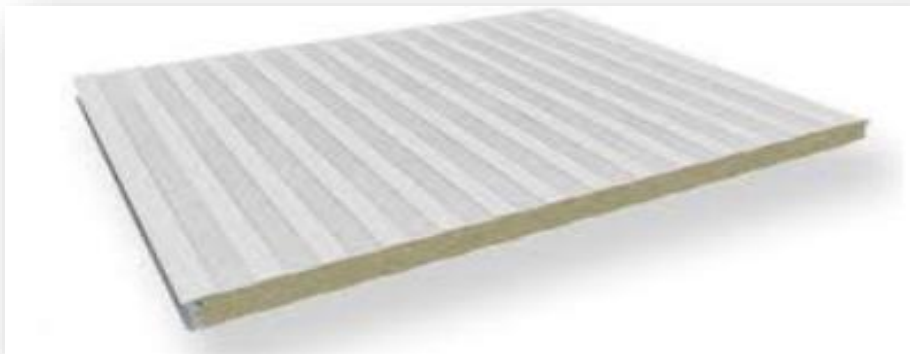


Figure I.05 : Représentation du bardage.

Dans ce chapitre, nous allons définir les différentes charges agissantes sur notre structure, qui se résument dans l'action des charges permanentes et d'exploitation et des effets climatiques. 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.1. 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 et le bardage.

- Bardage en tôle nervurée**22daN/m²**
- Couverture en tôle nervurée.....**17daN/m²**

II.2. Surcharges d'exploitation :

Dans le bâtiment les charges d'exploitations ou surcharges sont les charges mécaniques statiques ou dynamiques non permanentes. Elles couvrent la pression du vent, le poids de la neige, le poids des personnes et le mobilier, on peut aussi parler des surcharges d'entretien qui sont définies comme, charges ponctuelles de 100daN au 1/3 et 2/3 de la portée d'une poutre. Les charges d'exploitation sont déterminées suivant le document technique réglementaire charges et surcharges (DTR B.C.2.2).

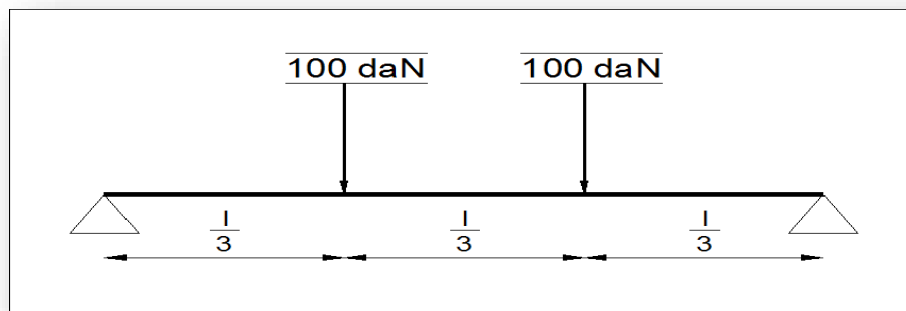


Figure II.01: Charges d'exploitation ponctuelles de poutres.

A. Actions du vent:

L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et a 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.

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

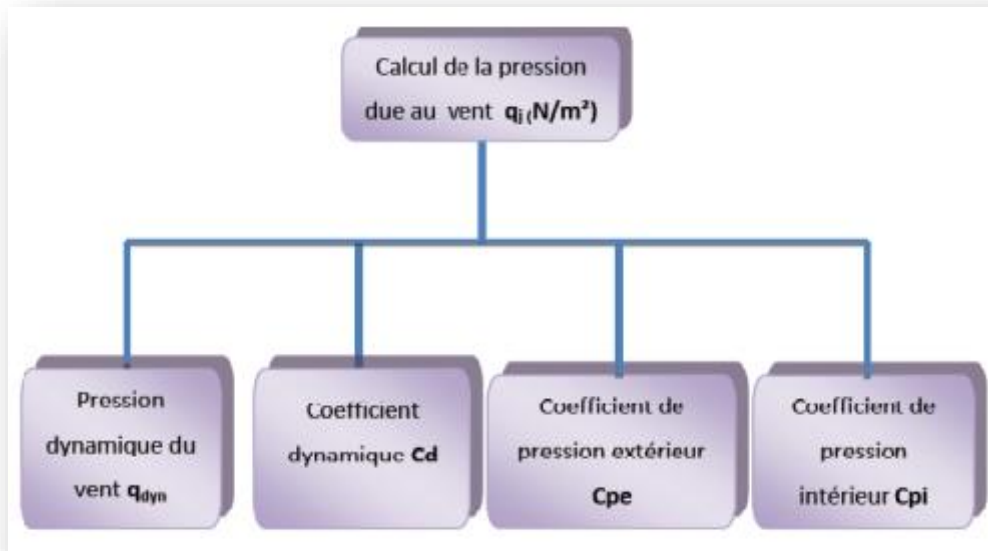


Figure II.02: Organigramme de calcul de la pression du vent.

Les effets du vent sont étudiés conformément à la réglementation ‘Règlement neige et vent’ RNV99-version 2013.

A.1. Applicabilité du règlement :

Nous étudions une salle de sports d'une hauteur inférieure à 200m, ce qui est incluse dans le domaine d'application du règlement.

Les données relatives au projet sont les suivantes :

- Coefficient de topographie: $C_t(z) = 1.00$
- Facteur de terrain : $K_T = 0.240$
- Paramètre de rugosité : $H_0 = 1.00$
- Hauteur minimale : $H_{min} = 10.00$
- Pression dynamique de référence : $q_{réf} = 435MPA$

- Calcul des actions climatiques :
 - Détermination de la pression dynamique de pointe :

$$Q_p(Z_e) = q_{ref} * C_e(z_e).$$

La wilaya de BATNA est classée en Zone II selon le tableau A.2 du RNV13

$$Q_{ref} = 435 \text{ N/mm}^2 \quad \text{tableaux 2-2} \quad (\text{RNV 13})$$

Q_{ref} : est la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes données par un tableau en fonction de la zone du vent

Hauteur de référence Z_e on a $h=7.5\text{m} < b=20\text{m}$

$$Z_e = 7.5\text{m} = h$$

Coefficient d'exposition :

D'après le tableau 2.3 du RNV13 pour $h = 7.5\text{m}$ et la catégorie de terrain IV :

$C_e = 1.173$: c'est un coefficient au vent qui tient compte des effets de la rugosité de terrain, de la topographie du site et de la hauteur h au-dessous du sol.

Formule de calcul :

$$C_e(z) = C_{tx}^2 + C_{ex}^2 * (1 + 7I_v)$$

Valeur de la pression dynamique : $q_p = 435 * 1.173 = 51.03 \text{ daN/m}^2$

- Calcul des coefficients de pression extérieur :

II.3. Vent verticale à la grande face :

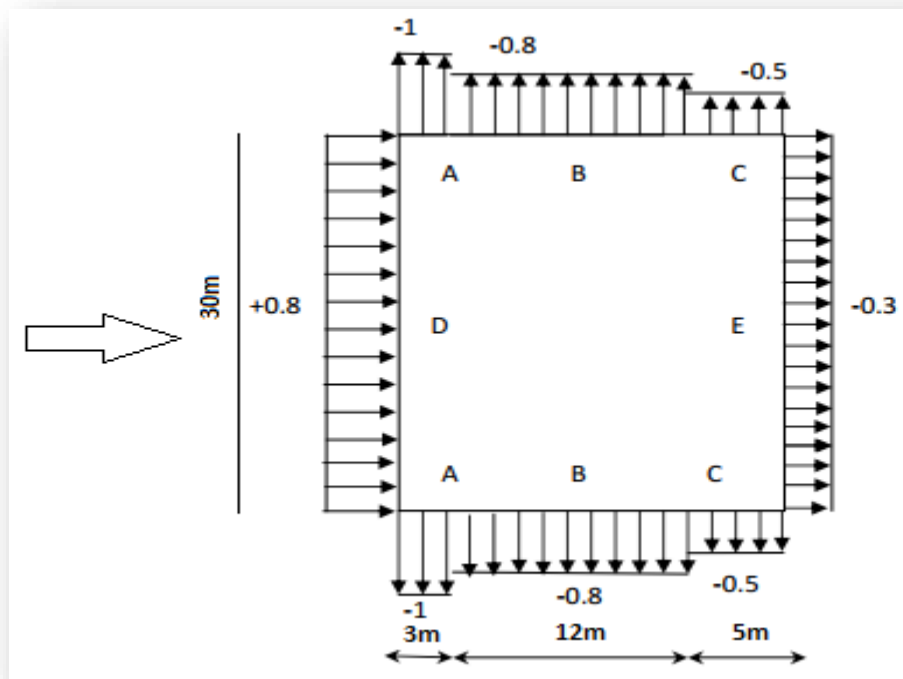


Figure II.03 : Valeurs de C_e pour la paroi verticale.

Pour cette direction du vent :

$B=30\text{m}$ $d=20\text{m}$ $h=7.5\text{m}$

$E=\min(b, 2h) \Rightarrow \min(30,15) = 15 \text{ m}$

- $e/4= 3.75 \text{ m}$ $e - e/5 = 12\text{m}$
- $e/10=1.5 \text{ m}$ $d - e = 5\text{m}$
- $e/5= 3 \text{ m}$

• **Versant de toiture :**

Les valeurs internes s’obtiennent par interpolation linéaire entre les coefficients de pressions pour $\alpha = 5^\circ$ et $\alpha = 15^\circ$

Pour $\alpha = 8.53^\circ$:

• **Action vers le haut :**

- Zone F : $C_e = -1.7 + \frac{(-0.9) - (-0.7)}{15 - 5} (8.53 - 5) = -1.42$
- Zone G : $C_e = -1.2 + (-0.8) - (-1.2) * (0.353) = -1.059$
- Zone H : $C_e = -0.6 + (-0.3) - (-0.6) * (0.353) = -0.494$
- Zone I : $C_e = -0.6 + (-0.4) - (-0.6) * (0.353) = -0.529$
- Zone J : $C_e = +0.2 + (-1.0) - (0.2) * (0.353) = -0.226$

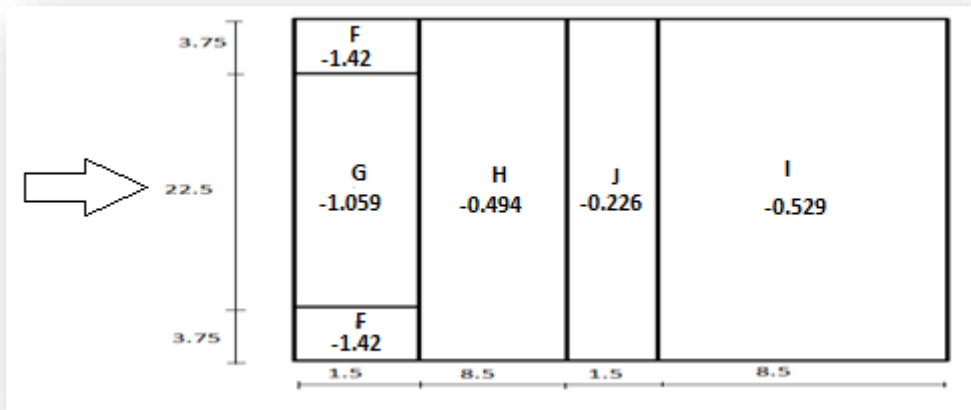


Figure II.04 : Valeurs de Ce pour la toiture.

II.4. Vent perpendiculaire à la petite face au vent :

Pour cette direction

- $B=20\text{m}$ $d= 30\text{m}$ $h= 7.5 \text{ m}$
- $E=\min(b, 2h) \Rightarrow \min(20,15) = 15\text{m}$
- $e/4= 3.75 \text{ m}$ $e-(e/5) = 12\text{m}$
- $e/10=1.5 \text{ m}$ $d-e= 15\text{m}$

- $e/5 = 3 \text{ m}$

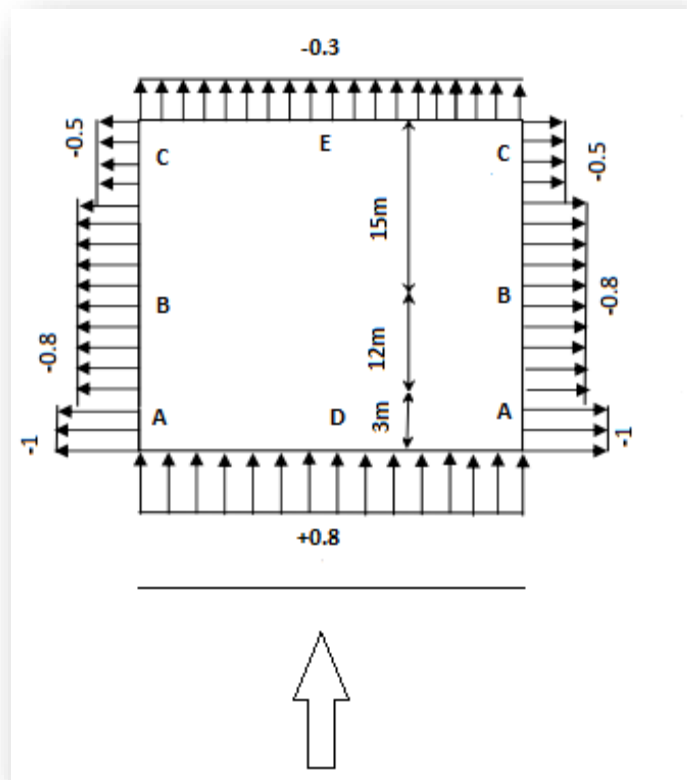


Figure II.05 : Valeurs de C_e pour la paroi verticale.

• **Versant de toiture :**

Zone F : la surface de la zone F est $A = 5.625$

- Pour $\alpha = 5^\circ$

$$C_e = + (C_{e10} - (e1) \log A$$

$$C_e = -2.2 + (1.6 - (2.2)) \log 5.625 = -1.75$$

- Pour $\alpha = 15^\circ$

$$C_e = -2.0 + (-1.3 - (2.0)) \log 5.625 = -1.520$$

- Pour $\alpha = 8.53^\circ$

$$C_e = -1.75 + (-1.5 - (-1.75)) (0.353) = -1.660$$

$$\text{Zone G : } C_e = -1.3$$

$$\text{Zone H : } C_e = -0.7 + (-0.6) - (-0.7) (0.353) = -0.665$$

$$\text{Zone I / } C_e = -0.6 - (-0.5) - (-0.6) (0.353) = 0.565$$

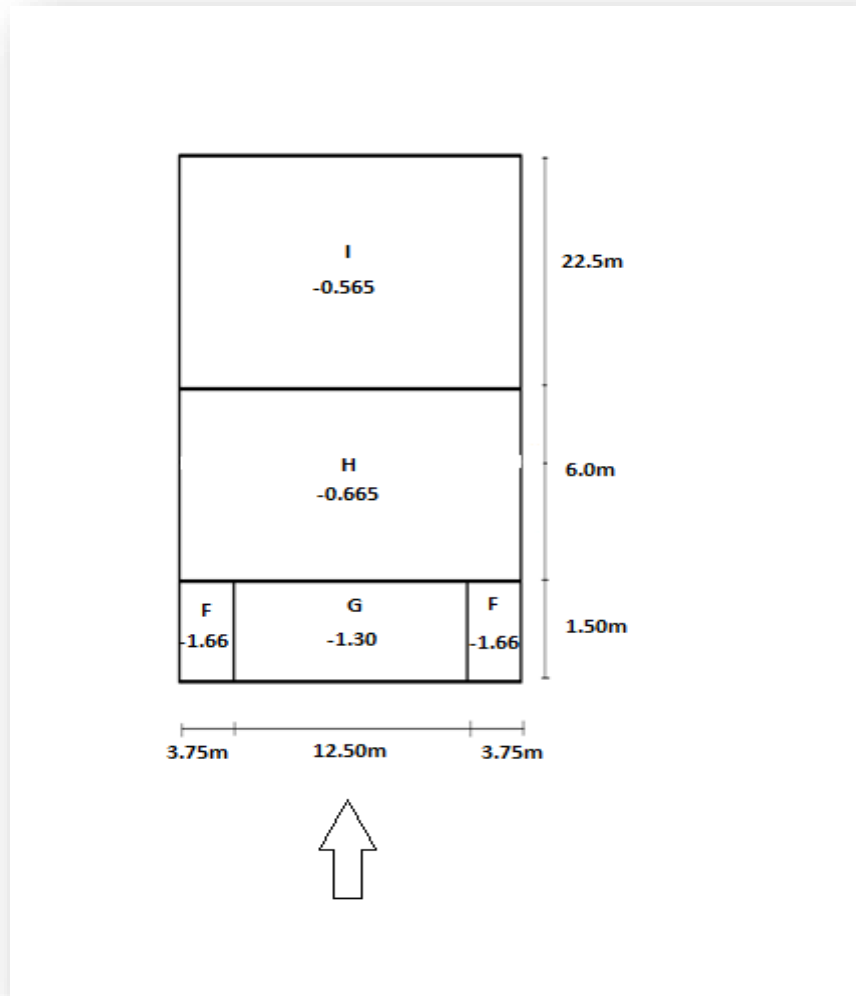


Figure II.06 : Valeurs de Ce pour la toiture.

II.5. Coefficient de pression Ci :

Le coefficient de pression intérieure Ci des bâtiments sans cloisons intérieures est donné en fonction de l'indice perméabilité μ_p

- Portail au vent :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures sous le vent et parallèles au vent}}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}} = \frac{(5.06 \cdot 3.3)}{2 \cdot (5.06 \cdot 3.3)} = 0.5$$

$$\frac{h}{d} = \frac{7.5}{30} = 0.25$$

⇒ Ci = +0.14

- Portail sous vent :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures sous le vent et parallèles au vent}}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}} = \frac{2 \cdot (5.06 \cdot 3.3)}{2 \cdot (5.06 \cdot 3.3)} = 1$$

$$\frac{h}{d} = \frac{7.5}{20} = 0.375$$

$$C_i = -0.3 + \frac{-0.4 - (0.3)}{1 - 0.25} (0.375 - 0.25)$$

$$\Rightarrow C_i = -0.325$$

II.6.Détermination de la pression statique au vent :

La pression statique du vent P_h qui s'exerce sur une construction à la hauteur h est donnée par la formule suivante

$$P_h = q_h * C_d * (C_e - C_i)$$

$C_d = 1 \Rightarrow$ bâtiment donnant les hauteurs est inférieure à 15m §3.2 RNV2013

Tableau 01 : pression statique du vent.

Grande face gauche au vent									
Parois vertical					Parois de toiture				
Zone	Ce	Ci	Ce-Ci	Ph (kg/m ²)	Zone	Ce	Ci	Ce -Ci	Ph (kg/m ²)
D	+0.8	-0.325	+1.125	+57.4	F	-1.42	-0.325	-1.095	-55.9
A	-1.0	-0.325	-0.675	-34.5	G	-1.059	-0.325	-0.734	-37.5
B	-0.8	-0.325	-0.475	-24.3	H	-0.494	-0.325	-0.169	-8.70
C	-0.5	-0.325	-0.175	-9.00	I	-0.529	-0.325	-0.204	-10.5
E	-0.3	-0.325	-0.025	+1.30	J	-0.224	-0.325	+0.101	+5.20
Petite face au vent									
Parois vertical					Versant de toiture				
Zone	Ce	Ci	Ce-Ci	Ph (kg/m ²)	Zone	Ce	Ci	Ce -Ci	Ph (kg/m ²)
D	+0.8	+0.14	+0.66	33.7	F	-1.66	+0.14	-1.8	-91.9
A	-1.0	+0.14	-1.44	-58.2	G	-1.3	+0.14	-1.44	-73.5
B	-0.8	+0.14	-0.94	-48.0	H	-0.665	+0.14	-0.805	-41.1
C	-0.5	+0.14	-0.64	-32.7	I	-0.565	+0.14	-0.705	-36.0
E	-0.3	+0.14	-0.44	-22.5					

II.7. Calcul de la force de frottement :

Les effets du frottement du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent ou faiblement inclinées par rapport à la direction du vent est inférieure ou égal à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent ou sous le vent.

D'après le DTR 2013 y'a deux condition à vérifier

1. $d/b < 3$; $d/h < 3$ avec $d = \min (2b;4h)$

2. $s_1 + s_2 \leq 4s_3$

Alors : $\min (2b = 40m ; 4h = 30m) \Rightarrow d = 30m$

$s_1 = 6 * 30 = 180 m^2$

$s_2 = (30 * \frac{10}{\cos 8.53}) = 303.36 m^2$

$s_1 + s_2 = 483.34 m^2$

$s_3 = (20 * 6) + (20 * 1.5/2) = 135 m^2$

$4s_3 = 540 m^2$

Donc: $s_1 + s_2 < 4s_3$

$483.34 < 540 m^2 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

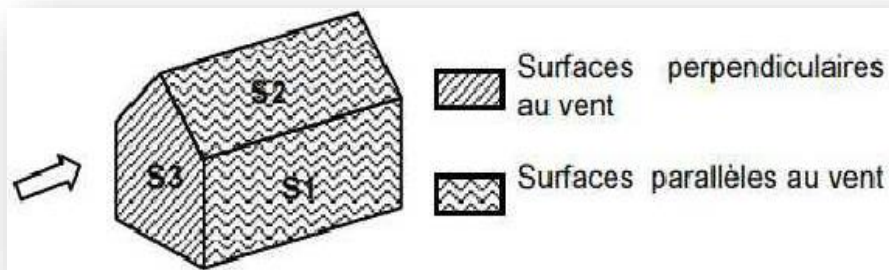


Figure II.07 : force de frottement.

Donc :

- La force de frottement n'est pas applicable
 - La section de frottement commence après les 30m, et notre hangar est de 30m de longueur donc $S_{fr}=0$
- \Rightarrow Force de frottement négligeable.

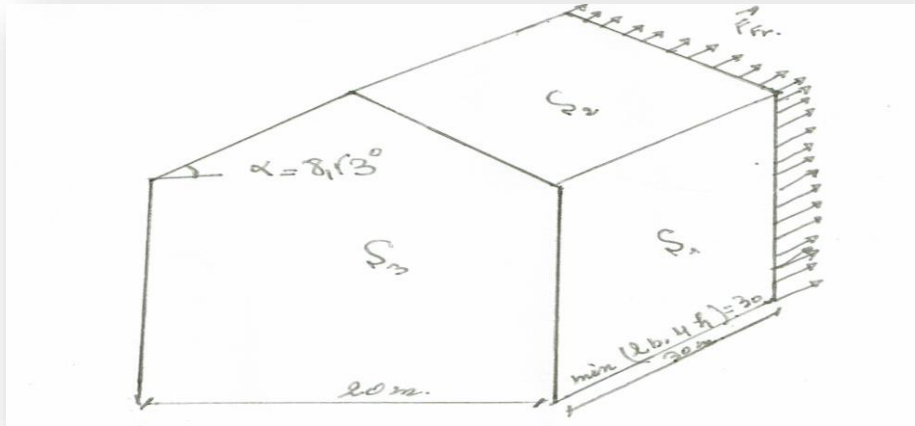


Figure II.08 : Représentation du point de début de la force de frottement.

II.8. Action d'ensemble :

$$R = \sum (Phi * Si) + \sum Ffr$$

Avec :

P_{hi} (daN/m²) : pression statique du vent qui s'exerce sur un élément de surface i .

S_i (m²) : l'aire de l'élément de surface i .

F_{fr} (daN) : les forces de frottements éventuelles.

• **Calcul des surfaces tributaires de chaque zone :**

- **Vent Gauche / Droite :**

Zone F1 : $S_{F1} = 1.5 * 3.75 = 5.625m^2 < 10m^2$

Zone F2 : $S_{F2} = 1.5 * 3.75 = 5.625m^2 < 10m^2$

Zone G : $S = 1.5 * 22.5 = 33.75m^2$

Zone H : $S = 8.5 * 30 = 255m^2$

Zone I : $S = 1.5 * 30 = 45m^2$

Zone J : $S = 8.5 * 30 = 255m^2$

- **Vent Avant / Arrière:**

Zone F1 : $S_{F1} = 1.5 * 3.75 = 5.625m^2 < 10m^2$

Zone F2 : $S_{F2} = 1.5 * 3.75 = 5.625m^2 < 10m^2$

Zone G : $S = 1.5 * 12.5 = 18.75m^2$

Zone H : $S = 6 * 20 = 120m^2$

Zone I : $S = 22.5 * 20 = 450m^2$

Tableau 02 : Valeurs des forces parallèles et verticales direction Av/Ar.

Zone	Composante Horizontale (daN)	Composante Verticale (daN)
D	$33.7 * 120 = 4\ 044 \rightarrow$ $33.7 * 15 = 505.5 \rightarrow$	0 0
E	$22.5 * 120 = 2\ 700 \leftarrow$ $22.5 * 15 = 337.5 \leftarrow$	0 0
F1	0	$91.9 * 5.625 * \cos 8.53 = 511.2 \uparrow$
F2	0	$91.9 * 5.625 * \cos 8.53 = 511.2 \uparrow$
G	0	$73.5 * 18.75 * \cos 8.53 = 1\ 363 \uparrow$
H	0	$41.1 * 120 * \cos 8.53 = 4\ 877.5 \uparrow$
I	0	$36.0 * 450 * \cos 8.53 = 16\ 021 \uparrow$
F _{fr}	0	0
	$R_x = 1\ 512 \rightarrow$	$R_z = 23\ 284 \uparrow$

Tableau03 : Valeurs des forces parallèles et verticales direction G/D.

Zone	Composante Horizontale (daN)	Composante Verticale (daN)
D	$57.4 * 180 = 10\ 332 \rightarrow$	0
E	$1.3 * 180 = 234 \rightarrow$	0
F1	$55.9 * 5.625 \tan 8.53 = 47.2 \leftarrow$	$55.9 * 5.625 = 314.5 \uparrow$
F2	$55.9 * 5.625 \tan 8.53 = 47.2 \leftarrow$	$55.9 * 5.625 = 314.5 \uparrow$
G	$37.5 * 33.75 \tan 8.53 = 190 \leftarrow$	$37.5 * 33.75 = 1\ 266 \uparrow$
H	$8.7 * 255 \tan 8.53 = 333 \leftarrow$	$8.7 * 255 = 2\ 219 \uparrow$
I	$10.5 * 45 \tan 8.53 = 71 \rightarrow$	$10.5 * 45 = 473 \uparrow$
J	$5.2 * 255 \tan 8.53 = 199 \rightarrow$	$5.2 * 255 = 1\ 326 \uparrow$
	$R_x = 10\ 219 \rightarrow$	$R_z = 5\ 913 \uparrow$

Tableau 04 : valeur des forces horizontales et verticales et coordonnées des pointes d'application : direction du vent G/D.

Zone	Composante Horizontale T (daN)	Composante Verticale U (daN)	Cordonnées des points d'application		
			X (m)	Y (m)	Z (m)
D	+ 10 332	0	0	15	3
E	+ 234	0	20	15	3
F1	- 47.2	314.5	0.75	1.875	6.11
F2	- 47.2	314.5	0.75	28.125	6.11
G	-190	1 266	0.75	15	6.11
H	-333	2 219	5.75	15	6.86
I	-71	473	5.75	15	6.64
J	+ 199	1 326	10.75	15	7.39
Rx	10 219		2.0	15.0	3.0
Rz		5 913	5.50	15.0	6.70

$$X_T = \frac{(+10\,332 \cdot 0 + 234 \cdot 20 - 47.2 \cdot 0.75 - 47.2 \cdot 0.75 - 190 \cdot 0.75 - 333 \cdot 5.75 - 71 \cdot 5.75 + 199 \cdot 10.75)}{10\,219} = 2.0m$$

$$Y_T = \frac{(+10332 \cdot 15 + 234 \cdot 15 - 47.2 \cdot 1.875 - 47.2 \cdot 28.125 - 190 \cdot 15 - 333 \cdot 15 - 71 \cdot 15 + 199 \cdot 15)}{10\,219} = 14.99 = 15.0m$$

$$Z_T = \frac{(+10332 \cdot 3 + 234 \cdot 3 - 47.2 \cdot 6.11 - 47.2 \cdot 6.11 - 190 \cdot 6.11 - 333 \cdot 6.86 - 71 \cdot 6.64 + 199 \cdot 7.39)}{10\,219} = 3.0m$$

$$X_U = \frac{(+314.5 \cdot 0.75 + 314.5 \cdot 0.75 + 1266 \cdot 0.75 + 2219 \cdot 5.75 + 473 \cdot 5.75 + 1326 \cdot 10.75)}{5\,913} = 5.50m$$

$$Y_U = \frac{(+314.5 \cdot 1.875 + 314.5 \cdot 28.125 + 1266 \cdot 15 + 2219 \cdot 15 + 473 \cdot 15 + 1326 \cdot 15)}{5\,913} = 15m$$

$$Z_U = \frac{(+314.5 \cdot 6.11 + 314.5 \cdot 6.11 + 1266 \cdot 6.11 + 2219 \cdot 6.86 + 473 \cdot 6.64 + 1326 \cdot 7.39)}{5\,913} = 6.70m$$

II.9. Calcul de la stabilité d'ensemble

A. Vérification de la stabilité transversale :

Grande face gauche au vent :

- Calcul du moment recouvrement

$$M_R = R_x \cdot 3 + R_z \cdot (20 - 5.5)$$

$$M_R = 10\,219 \cdot 3 + 5\,913 \cdot (14.5)$$

$$M_R = 30\,657 + 85\,739 = 116\,396 \text{ daN.m}$$

- **Calcul du moment stabilisant :**

$$M_s = W * 10$$

$W = 50 \text{ daN/m}^2$: poids approximatif par m^2 de la surface en plan du bâtiment.

$$W = 50 * 20 * 30 = 30\,000 \text{ daN.m}$$

$$M_s = 30\,000 * 10 = 300\,000 \text{ daN.m}$$

$M_s = 300\,000 \text{ daN.m} > M_R = 116\,396 \text{ daN.m}$ la stabilité transversale est vérifiée.

B. Vérification de la stabilité longitudinale :

- **Petite face au vent :**

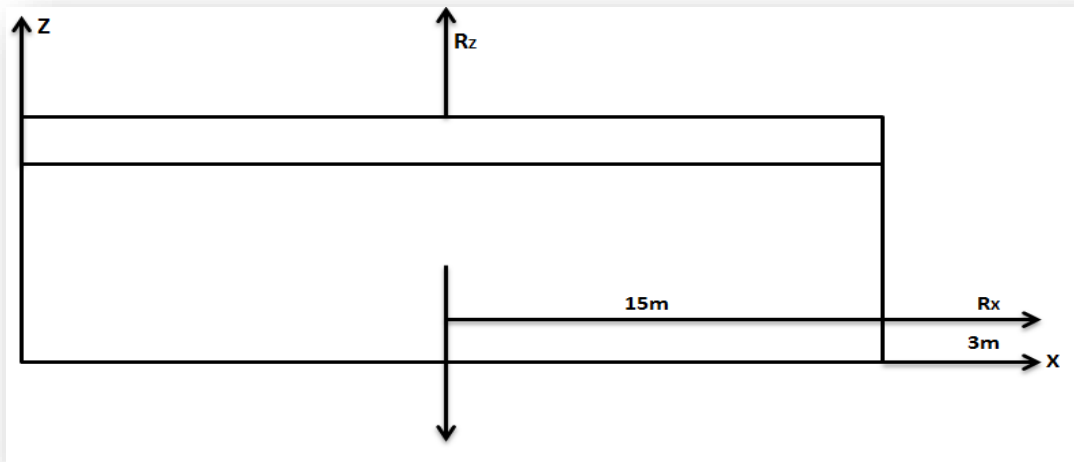


Figure II.09 : Petite face au vent.

- **Calcul du moment de renversement :**

$$M_R = R_x * 3 + R_z * 15$$

$$M_R = 10\,219 * 3 + 5\,913 * 15$$

$$M_R = 30\,657 + 88\,695 = 119\,352 \text{ daN.m}$$

- **Calcul du moment stabilisant :**

$$M_s = W * 15$$

$$W = 30\,000 \text{ daN}$$

$M_s = 450\,000 \text{ daN.m} > M_R = 119\,352 \text{ daN.m}$ La stabilité longitudinale est vérifiée

II.10. Action de la neige :

$$S = \mu S_k \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Avec :

- S : Charge de neige sur la toiture.[kN/m²]
- μ : Coefficient de forme en fonction de la forme de la toiture.
- S_k : Charge caractéristique sur le sol. [kN/m²]
- **Les données géométriques :**
 - Longueur totale : 30m
 - Largeur totale : 20m
 - Hauteur totale : 7.5m

Région : B (Batna) <<Annexe I du RNV13>>

Altitude : 1000m

D’après la zone et le DTR 2013 page 21

$$S_k = \frac{0.04H+10}{100} = 0.5 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

- **Calcul du coefficient de forme μ :**
 - **Charge de neige répartie sans accumulation :**

On a deux versants symétriques :

$$0^\circ \leq \alpha_1 = \alpha_2 = \alpha = 8.53 \leq 30^\circ$$

D’après le Tableau 1 du RNV13 on a $\mu_{1(\alpha)} = 0,8$

$S = 0,8 * 0,5 = 0,4 \text{ [kN/m}^2\text{]} = 40\text{kg/m}^2$: Par projection horizontale.

$S = 0,4 \text{Cos}8.53^\circ = 0,39 \text{ [kN/m}^2\text{]} = 39\text{kg/m}^2$: Suivant rampant.

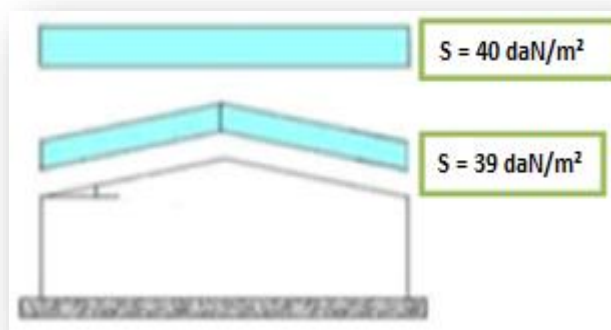


Figure II.10 : Charges de neige sans redistribution par le vent.

- Charge de neige répartie avec accumulation :

L'un des versants aura la moitié de sa charge de neige calculée sans redistribution :

On a deux versants symétriques :

$$0^\circ \leq \alpha_1 = \alpha_2 = \alpha = 8.53 \leq 30^\circ$$

D'après le Tableau 1 du RNV13 on a $\mu_{2(\alpha)} = 0,8$

$$S = 0,8 * 50 = 40 \text{ [kN/m}^2\text{]} = 40\text{kg/m}^2$$

$$0.5 \mu_2 = 0.4$$

$$S = 0.4 * 50 = 20\text{kg/m}^2$$

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons fourni les principes généraux et procédures pour déterminer les charges agissantes sur la structure étudiée (charges permanentes, surcharges d'exploitations et surcharges climatiques). Les résultats trouvés seront utilisés dans les chapitres prochains qui concernent le dimensionnement des éléments de la structure.

Les pannes sont des poutres destinées à supporter la couverture et de transmettre les charges et surcharges s’appliquant sur cette dernière à la traverse. Elles sont disposées parallèlement à la ligne de faitage, et elles sont calculées en flexion déviée, sous l’effet des charges permanentes, d’exploitations et climatiques.

Elles sont réalisées soit en profilés formés à chaud en (I), ou bien en (U), soit en profilés formés à froid en (Z), (U), (Σ) ou en treillis pour les portées supérieures à 6m.

Dans notre structure nous utiliserons des IPE

- Espacement entre pannes :

$\text{COS } 8.53^\circ = 10/x \Rightarrow x=10.11\text{m}$ On prend un espacement entre pannes de 1,01 m (09 fois) et aux deux extrémités 1.00m

On étudie la panne la plus sollicitée qui est la panne intermédiaire de portée $L = 5\text{m}$, incliné d’un angle $\alpha = 8.53^\circ$ et dont l’entraxe « e » égale à 1,01 m.

III.1. Evaluation des charges :

a. Charges permanentes : G (par m² de la couverture)

Tôle et accessoires de pose 17kg/m²

Poids propre de la panne (estimée)12kg/ml

$G = 17 * 1.01 + 12 = 29.17\text{kg/ml} = 29.2\text{daN/ml}$

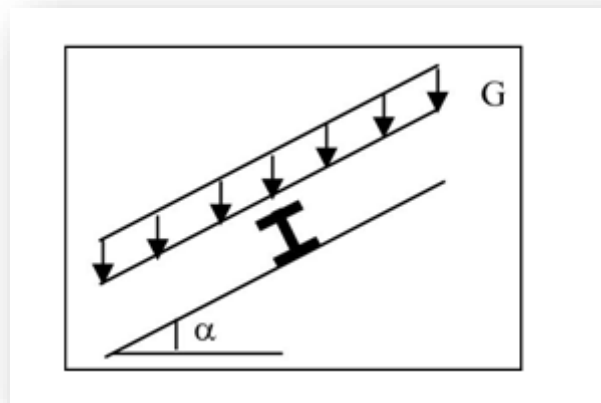


Figure III.01 : Disposition de la charge permanente sur la panne.

b. Surcharge d'entretien P :

Dans le cas des toitures inaccessible on considéré uniquement dans les calculs une charge d'entretien qui est égale au poids d'un ouvrier et de son assistant et qui est équivalente à deux charges concentrées de 100kg chacune située à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne. (D'après le DTR BC 2.2).

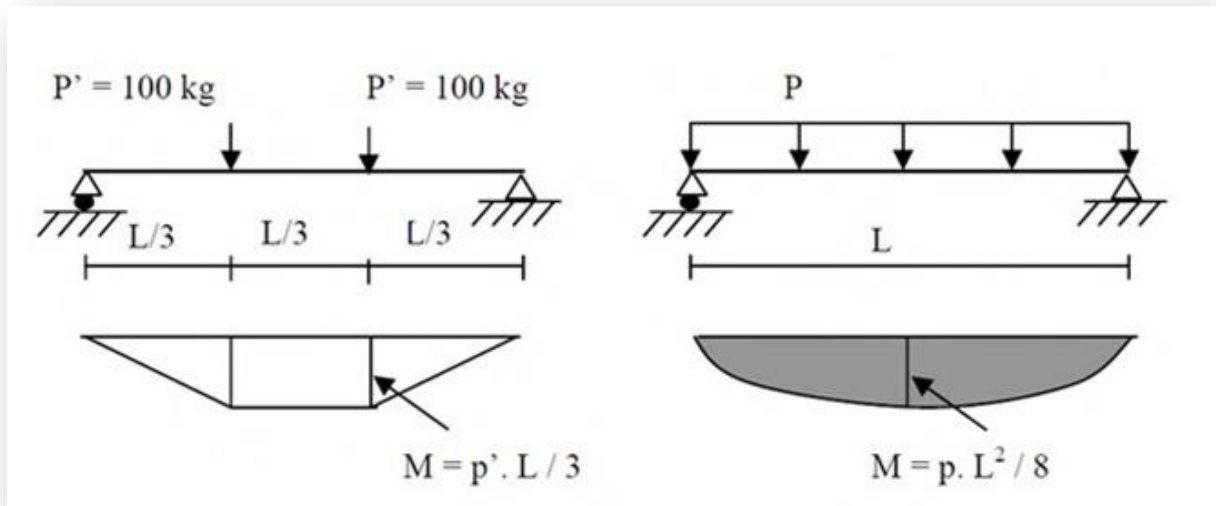


Figure III.02 : Calcul de la surcharge d'entretien.

Deux charges de 100kg à 1/3 et 2/3 de la portée

$$M_{max} = \frac{pl}{3} = \frac{Peq \cdot l^2}{8} Peq = \frac{8P}{3l} = \frac{8 \cdot 10}{3 \cdot 5} = 5.4 \text{ daN/ml.}$$

a. Surcharge climatique du vent V (parallèle au versant) :

La charge du vent est fonction de l'implantation du site de construction et de la forme de la structure ; le plus souvent, ces charges agissent en soulèvement, donc en sens inverse des précédentes.

Les pannes intermédiaires se trouvent dans les zones H et I :

$$V = -41.1 \text{ daN/m}^2 = -41.1 \cdot 1.01 = -41.5 \text{ daN/ml} \uparrow$$

b. Surcharge climatique de neige N (par projection horizontale) :

La surcharge de neige est également fonction de l'implantation du site de construction (région, altitude) et de la forme de la toiture (inclinaison, possibilité d'accumulation).

$$N = 40 \text{ daN/m}^2 = 400 \cdot 1 = 40 \text{ daN/ml} \downarrow$$

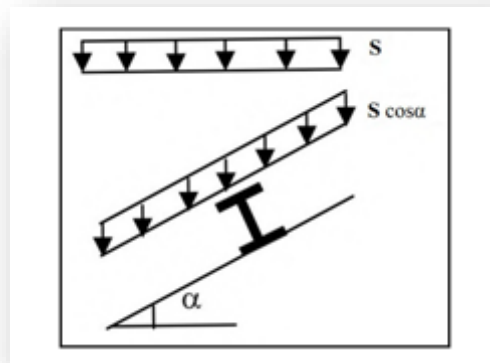


Figure III.03 : Disposition de la surcharge de neige sur la panne.

III.2.Vérification à l'état limite ultime :

- Vérification à la flexion section de classes 1 et 2 :

$$\left(\frac{M_{y, sd}}{M_{ply, rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z, sd}}{M_{plz, rd}}\right)^\beta \leq 1.0$$

Ou α et β sont des constantes qui placent en sécurité si elles sont prises égales à l'unité, mais qui peuvent prendre les valeurs suivantes :

Pour les sections en I ou en H : $\alpha = 2$ et $\beta = 5n \geq 1$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl, rd}} ; \text{ dans notre cas l'effort normal } N = 0$$

$$\Rightarrow 1$$

$$Q_{z, sd} = Q_{sd} * \cos\alpha \quad \text{et } Q_{y, sd} = Q_{sd} * \sin\alpha$$

$$Q_{sd} = \max (Q_{sd1}, Q_{sd2}, Q_{sd3}, Q_{sd4}, Q_{sd5})$$

- **Actions vers le bas : G, P, V', N ↓**

$$Q_{sd1} = 1.35G + 1.5P \downarrow$$

$$Q_{sd2} = 1.35G + 1.5 V' \downarrow$$

$$Q_{sd3} = 1.35G + 1.5N \downarrow$$

$$Q_{sd4} = 1.35G + 1.35V' + 1.35N \downarrow$$

- **Actions vers le haut V ↑**

$$Q_{sd5} = G - 1.5V \uparrow$$

Remarque :

La surcharge d'entretien P ne se combine pas avec les surcharges climatiques.

- **Combinaisons de charges les plus défavorables :**

- **Actions vers le bas ↓ :**

$$Q_{sd1} = 1.35G + 1.5P_{eq} = 1.35 * 29.2 + 1.5 * 5.4$$

$$\Rightarrow Q_{sd1} = 47.52 \text{ daN/ml}$$

- $Q_{sd2} = 1.35G + 1.5N = 1.35 * 29.2 + 1.5 * 40$

$$\Rightarrow Q_{sd2} = 99.42 \text{ daN/ml}$$

- **Actions vers le haut ↑ :**

$$Q_{z,sd} = G * \text{Cos}\alpha - 1.5V = 29.2 * \text{Cos}8.53 - 1.5 * 41.5 = -33.37 \text{ daN/ml} \uparrow$$

$$Q_{y,sd} = 1.35G * \text{Sin}\alpha = 1.35 * 29.2 * \text{Sin} 8.53 = 5.85 \text{ daN/ml}$$

- **Les combinaisons les plus défavorables à retenir pour les calculs :**

Resistance en section :

$$Q_{sd} = 99.42 \text{ daN/ml} \downarrow$$

$$Q_{z,sd} = Q_{sd} * \text{Cos}\alpha = 99.42 * \text{Cos}8.53 = 98.32 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} * l^2}{8} = \frac{98.32 * 5^2}{8} = 307.25 \text{ daN.m}$$

$$Q_{y,sd} = Q_{sd} * \text{Sin}\alpha = 99.42 * \text{Sin}8.53 = 14.75 \text{ daN/ml}$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} * (\frac{l}{2})^2}{8} = \frac{14.75 * (\frac{5}{2})^2}{8} = 11.52 \text{ daN.m}$$

Déversement de l'élément : semelle inférieure comprimée non retenue latéralement

$$Q_{z,sd} = -33.37 \text{ daN/ml} \uparrow$$

$$Q_{y,sd} = 5.85 \text{ daN/ml} \uparrow$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} * l^2}{8} = \frac{33.37 * 5^2}{8} = 104.3 \text{ daN.m}$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} * (\frac{l}{2})^2}{8} = \frac{5.85 * (\frac{5}{2})^2}{8} = 4.6 \text{ daN.m}$$

III.2.1. Vérification à l'état limite ultime (ELU)

III.2.1.1. Vérification de la résistance en section :

A. Vérification à la flexion :

Les pannes travaillent à la flexion déviée. Pour ce cas de flexion travaillant suivant les deux axes «Y-Y & Z-Z », l'Eurocode 3 «Art.5.4.5.4 » recommande l'utilisation de la même méthode exposée dans l'article 5.4.8 pour la flexion composée.

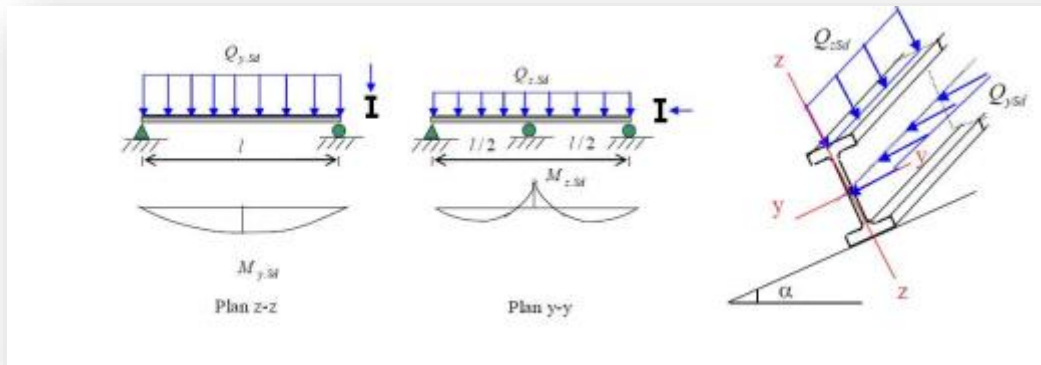


Figure III.04 : Panne de toiture en flexion.

- Calcul en plasticité (sections de classe 1 et 2)

$$\left(\frac{My, sd}{Mply, rd}\right)^\alpha + \left(\frac{Mz, sd}{Mplz, rd}\right)^\beta \leq 1.0$$

Ou α et β sont des constantes qui placent en sécurité si elles sont prises égales à l'unité, mais qui peuvent prendre les valeurs suivantes :

Pour les sections en I ou en H : $\alpha = 2$ et $\beta = 5n \geq 1$

$$n = \frac{Nsd}{Npl, rd} ; \text{ dans notre cas l'effort normal } N = 0$$

$$\Rightarrow \beta = 1$$

Par tâtonnement on choisit le profilé suivant : IPE 120 :

On a la semelle comprimée et l'âme fléchie :

- Classe de la section :
- Semelles :

$$\frac{C}{tf} = \frac{\frac{b}{2}}{tf} \leq 10\epsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{b/2}{tf} = \frac{64/2}{6.3} = 5.1 < 10 \Rightarrow \text{Semelles de classe 1}$$

- **Ame :**

$$\frac{d}{tw} \leq 72\varepsilon$$

$$\frac{d}{tw} = \frac{107.4}{4.4} = 24.4 < 72 \Rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

⇒ La section est de Classe 1

Soit IPE120

$$W_{ely} = 53 \text{ cm}^3, W_{elz} = 8.64 \text{ cm}^3$$

$$W_{ply} = 60.7 \text{ cm}^3, W_{plz} = 13.6 \text{ cm}^3$$

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} * f}{\gamma M1} = \frac{60.7 * 235}{1.1} = 1296.8 = 12\ 96.8 \text{ daNm}$$

$$M_{plz,rd} = \frac{W_{plz} * f}{\gamma M1} = \frac{13.6 * 235}{1.1} = 290.5 = 2\ 90.54 \text{ daNm}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{A * fy}{\gamma M0} = \frac{13.2 * 10^2 * 23.5}{1.1} = 28\ 200 \text{ daN}$$

Dans notre cas $N_{sd} = 0 \Rightarrow \beta = 1$

$$\left(\frac{307.25}{1\ 296.8}\right)^2 + \left(\frac{11.52}{290.54}\right)^1 = 0.15 < 1.0$$

A. Vérification au cisaillement :

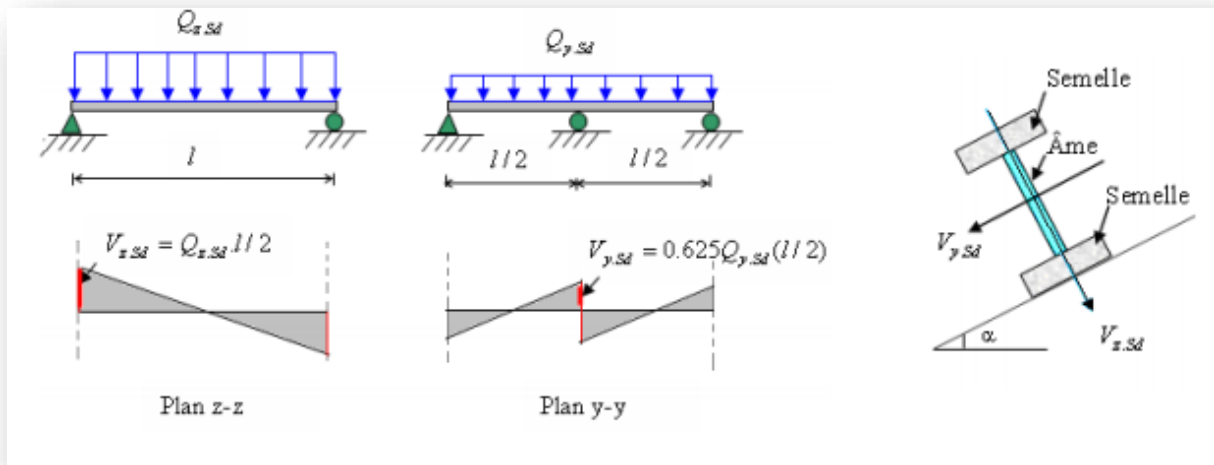


Figure III.05 : Panne de toiture en cisaillement.

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

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

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

$$V_{plz,rd} = \frac{Avz * (\frac{fy}{\sqrt{3}})}{\gamma M0} = \frac{630 * (\frac{23.5}{\sqrt{3}})}{1.1} = 7\,771 \text{ daN}$$

$$V_{ply,rd} = \frac{Avy * (\frac{fy}{\sqrt{3}})}{\gamma M0} = \frac{860 * (\frac{23.5}{\sqrt{3}})}{1.1} = 10\,607 \text{ daN}$$

$$V_{z,sd} = \frac{Qz,sd * l}{2} = \frac{98.32 * 5}{2} = 246 \text{ daN}$$

$$V_{y,sd} = 0.625 Qy,sd (l/2) = 0.625 * 14.75 * (5/2) = 23.1 \text{ daN}$$

$$V_{z,sd} = 246 \text{ daN} < V_{plz,rd} = 7\,771 \text{ daN}$$

$$V_{y,sd} = 23.10 \text{ daN} < V_{ply,rd} = 10\,607 \text{ daN}$$

B. Vérification au déversement :

Déversement = flambement latéral + rotation de la section transversale

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges descendantes est susceptible de déverser. Vu qu'elle est fixée à la toiture il n'y a donc pas de risque de déversement contrairement à la semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement et qui est quant à elle susceptible de déverser du moment qu'elle est libre tout au long de sa portée.



Figure III.06 : Panne de toiture en déversement.

- Calcul du moment ultime :

$$Q_{z, sd} = G \cdot \cos \alpha - 1.5V = -33.37 \text{ daN/ml} \uparrow \text{ (Soulèvement)}$$

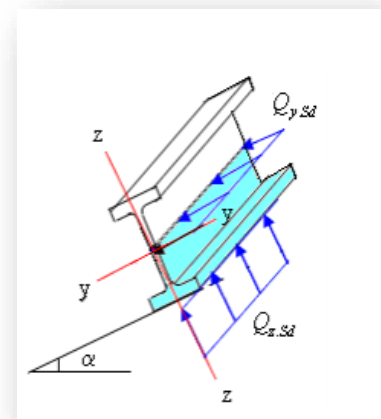
$$M_{y, sd} = \frac{Q_{z, sd} \cdot l^2}{8} = \frac{33.37 \cdot 5^2}{8} = 104.3 \text{ daN.m}$$

$$Q_{y, sd} = 5.85 \text{ daN/ml} \leftarrow$$

$$M_{z, sd} = \frac{Q_{y, sd} \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{5.85 \cdot (2.5)^2}{8} = 4.6 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply, rd} = 1296.8 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz, rd} = 290.54 \text{ daN.m}$$



La formule de vérification au déversement est la suivante :

$$\frac{M_{y, sd}}{M_{b, rd}} = \frac{M_{z, sd}}{M_{plz, rd}} \leq 1.0$$

Calcul du moment résistant au déversement $M_{b, rd}$:

$$M_{b, rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \chi_{LT} \cdot M_{ply, rd}$$

$$B_w = 1 \quad (\text{Sections de Classe 1})$$

• Calcul de l'élancement réduit :

L'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$ est déterminé par la formule suivante :

(Annexe F à l'Eurocode, §2)

$$\bar{\lambda}lt = \left[\frac{\beta w * Wply * fy}{Mcr} \right]^{0.5} = \left[\frac{\lambda lt}{\lambda 1} \right] [\beta w]^{0.5}$$

Ou $\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{fy}} = 93.9 \epsilon$ et $\epsilon = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1 \Rightarrow \lambda_1 = 93.9$

$$\lambda lt = \frac{L/iz}{C1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/iz}{h/es} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

IPE 120 : $iz = 1.45$ cm, $h = 12$ cm, $es = 0.63$ cm.

Dans le cas des poutres soumises aux moments d'extrémités

$$C_1 = 1.88 - 1.4 \psi + 0.52 \psi^2 \leq 2.7$$

$$\Psi = \frac{Ma}{Mb} \quad \text{avec : } Ma < Mb$$

$L = 250$ cm Longueur libre entre appuis latéraux.

$$\Psi = \frac{Ma}{Mb} = 0 \rightarrow C_1 = 1.88$$

$$\lambda lt = \frac{250/1.45}{1.88^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{250/1.45}{12/0.63} \right)^2 \right]^{0.25}} = 83.7$$

$$\frac{h}{b} = \frac{120}{64} = 1.875 < 2 \rightarrow \text{Courbe a}$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] \text{ avec: } \alpha_{LT} = 0.21$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 [1 + 0.21 (0.89 - 0.2) + 0.89^2]$$

$$\varphi_{LT} = 0.968$$

$$\chi lt = \frac{1}{\varphi lt + [\varphi lt^2 - \bar{\lambda}lt^2]^{0.5}} = \frac{1}{0.968 + [0.968^2 - 0.89^2]^{0.5}} = 0.74$$

$$M_{b,rd} = \chi_{LT} * M_{ply,rd} = 0.74 * 1296.8 = 959.6 \text{ daN.m}$$

$$\frac{My, sd}{Mb, rd} + \frac{Mz, sd}{Mplz, rd} = \frac{104.3}{959.6} + \frac{4.6}{290.54} = 0.23 + 0.016 = 0.246 < 1.0$$

III.2.2.Vérification à l'état limite de service :

A. Vérification à la flèche :

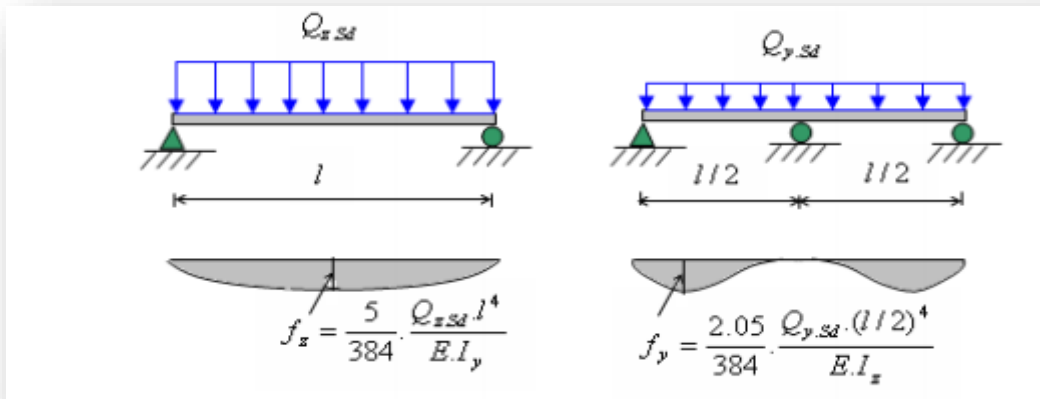


Figure III.07 : Panne de toiture sous l'effet de flèche.

Le calcul de la flèche se fait par la combinaison de charges et surcharges de services (non pondérées).

Actions vers le bas :

$$Q_{sd1} = G + N = 29.2 + 40 = 69.2 \text{ daN/ml } \downarrow$$

$$Q_{sd2} = G + P = 29.2 + 5.40 = 34.6 \text{ daN/ml } \downarrow$$

Actions vers le haut :

$$Q_{sd3} = G * \text{Cos}\alpha - V = 29.2 * \text{Cos}(8.53) - 41.5 = -12.62 \text{ daN/ml } \uparrow$$

$$Q_{sd} = \max(Q_{sd1}, Q_{sd2}) = 69.2 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z,sd} = Q_{sd} * \text{Cos}\alpha = 69.2 * \text{Cos}8.53 = 68.4 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y,sd} = Q_{sd} * \text{Sin}\alpha = 69.2 * \text{Sin}8.53 = 10.3 \text{ daN/m}$$

• Condition de vérification :

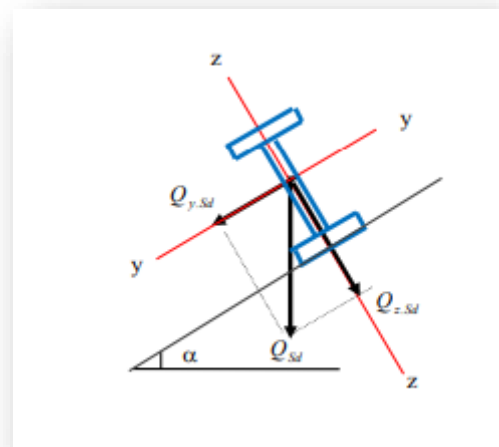
$$f \leq f_{adm} \text{ avec : } f_{ad} = \frac{l}{200}$$

- Flèche verticale suivant z-z :

Sur deux appuis :

$$f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{500}{200} = 2.5 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} f_z &= \frac{5}{384} * \frac{Q_{z,sd} * l^4}{E * I_y} \\ &= \frac{5}{384} * \frac{68.4 * 10^{-2} * (500)^4}{2.1 * 10^6 * 318} \\ &= 1 \text{ cm} < 2.5 \text{ cm} \end{aligned}$$



- Flèche latérale suivant y-y :

Sur trois appuis :

$$fad = \frac{l}{200} = \frac{250}{200} = 1.25cm$$

$$fy = \frac{2.05}{384} * \frac{Qy, sd * l^4}{E * Iz} = \frac{2.05}{384} * \frac{10.3 * 10^{-2} * (250)^4}{2.1 * 10^6 * 27.65} = 0.12cm < 1.25cm$$

Conclusion :

Le profilé choisit IPE 120 convient pour les pannes.

III.3. Calcul des liernes :

Les liernes sont des tirants qui travaillent en traction disposés à mi-portée des pannes perpendiculairement à ces dernières dans le plan de la toiture, ils sont généralement formés barres rondes ou de petites cornières.

Leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des pannes, mais aussi à limiter la longueur de déversement et le flambement latéral pour les parties comprimées.

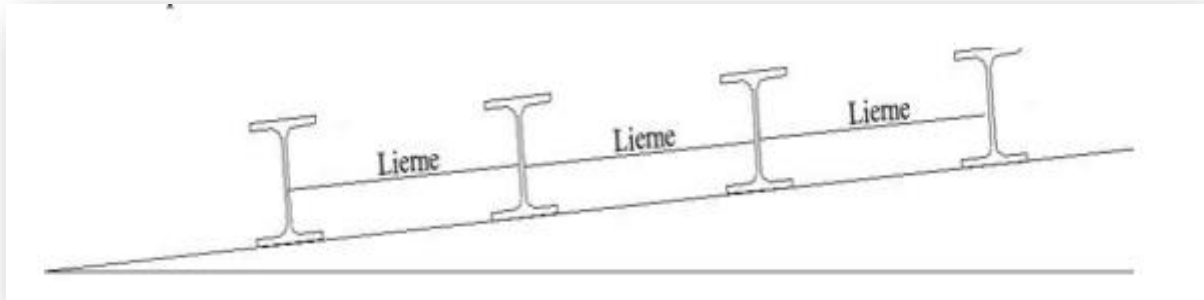


Figure III.08 : Coupe transversale des liernes.

III.3.1. Calcul de l'effort max revenant aux liernes :

La réaction R au niveau du lierne :

$$R = 1.25Q_{ysd} * l/2 = 1.25 * 33.37 * 2.5 = 104.3daN$$

- Effort de traction dans le tronçon de lierne L₁ provenant de la panne sablière :

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{104.3}{2} = 52.15daN$$

- Effort de traction dans le tronçon de lierne L₂ :

$$T_2 = R + T_1 = 104.3 + 52.15 = 146.45daN$$

- Effort de traction dans le tronçon de lierne L₃ :

$$T_3 = R + T_2 = 104.3 + 146.45 = 260.75daN$$

- Effort de traction dans le tronçon de lierne L₄ :

$$2T_4 \sin\theta = T_3$$

$$\theta = \arctg \frac{1.01}{2.5} = 22^\circ$$

$$T_4 = T_3 / 2 * \sin\theta = \frac{260.75}{2 * \sin 22^\circ} = 348daN$$

Remarque :

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction et qui sont soumis à des efforts croissants, au fur et à mesure qu'ils se rapprochent du faitage. Les efforts de traction sollicitant les liernes ne peuvent pas être attachés aux pannes faitières, qui périraient transversalement.

III.3.2. Dimensionnement des liernes :

Le tronçon le plus sollicité est L₄

- Élément tendu :

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

$N_{pl,rd} = \frac{A * f_y}{\gamma M_0}$ Résistance plastique de la section brute.

$$N_{sd} = T_4 \leq \frac{A * f_y}{\gamma M_0}$$

$$A \geq T_4 * \gamma M_0 / f_y = \frac{348 * 1.1}{2350} = 0.17 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \varphi^2}{4} \geq 0.17 \text{ cm}^2$$

$$\Phi = \sqrt{\frac{4 * 0.17}{\pi}} = 0.48 \text{ cm}$$

Soit une barre ronde de diamètre $\varphi = 0.50 \text{ cm} = 5 \text{ mm}$

Pour des raisons pratiques et pour plus de sécurité, on opte pour une barre ronde de diamètre $\varphi = 10 \text{ mm}$.

III.4. Calcul de l'échantignole :

L'échantignole est un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes aux fermes. Le principal effort de résistance de l'échantignolle est le moment de renversement dû au chargement (surtout sous l'action de soulèvement du vent).

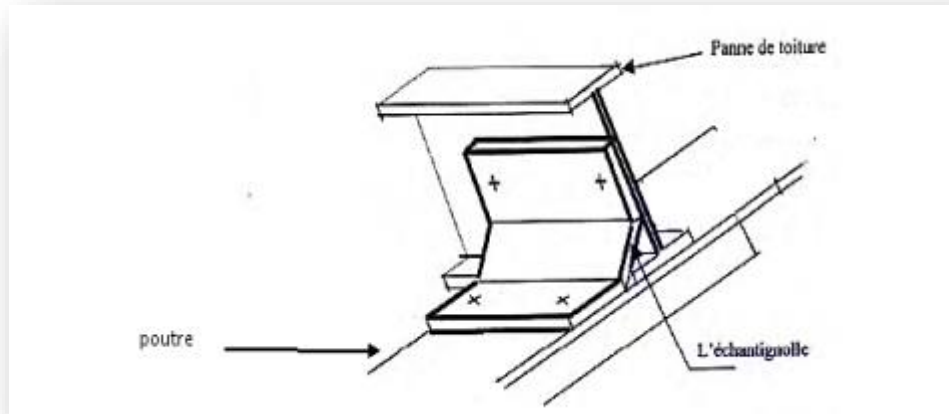


Figure III.09 : Disposition de l'échantignolle sur la panne de toiture.

III.4.1. Calcul des charges revenant à l'échantignole :

- Effort de soulèvement :

$$Q_{z,sd} = G * \text{Cos}\alpha - 1.5V = - 33.37\text{daN/ml} \uparrow$$

- Effort suivant rampant :

$$Q_{y,sd} = 1.35 G * \text{Sin} \alpha = 1.35 * 29.2 * \text{Sin} 8.53 = 5.85\text{daN/ml} \leftarrow$$

L'excentrement <t> est limité par les conditions suivantes :

$$2(b/2) \leq t \leq 3(h/2)$$

Pour un IPE 120

$$b = 6.4\text{cm} \text{ et } h = 12\text{cm}$$

$$6.4\text{cm} \leq t \leq 9.6\text{cm} \quad \text{Soit } t = 8\text{cm}$$

A. Echantignole de rive :

$$R_z = Q_{z,sd} * l/2 = 33.37 * 5/2 = 83.43\text{daN}$$

$$R_y = Q_{y,sd} * l/2 = 5.85 * 5/2 = 14.63\text{daN}$$

B. Echantignole intermédiaire :

$$R_z = 2 * 83.43 = 186.7\text{daN}$$

$$R_y = 2 * 14.63 = 29.3\text{daN}$$

- Calcul du moment de renversement :

$$M_r = R_z * t + R_y * h/2 = 186.7 * 8 + 29.3 * 6 = 1\ 669.4 \text{ daN.cm}$$

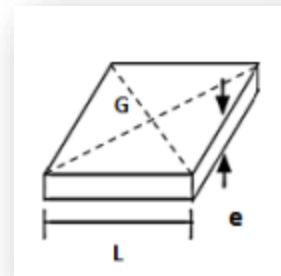
- Dimensionnement de l'échantignole :

- Module de résistance de l'échantignole :

$$w = \frac{l}{V}$$

$$\begin{cases} I = \frac{l * e^3}{12} \\ V = \frac{e}{2} \end{cases} \rightarrow W = \frac{l * e^2}{6}$$

- Calcul de l'épaisseur de l'échantignole :



$$W_{el} \geq \frac{M_r * \gamma M_0}{f_y} = \frac{1669.4 * 1.1}{2350} \rightarrow W_{el} \geq 0.8 \text{ cm}^2$$

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

$$e \geq \sqrt{\frac{6 * W_{el}}{b}} = \sqrt{\frac{6 * 0.8}{17}} = 0.57 \text{ cm}$$

Soit : $e = 6 \text{ mm}$

Pour des raisons pratiques et de sécurité on prend une échantignolle d'épaisseur $e = 10 \text{ mm}$

Remarque :

La largeur de l'échantignolle ($b = 17 \text{ cm}$) est calculée après avoir dimensionné la traverse, IPE360 (voir chapitre : calcul des éléments structuraux).

Les lisses de bardages sont constituées de poutrelles (IPE, UAP, UPE) ou de profils minces pliés. Etant disposées horizontalement, elles sont portées soit par les poteaux de portiques, soit par les potelets intermédiaires.

On prend l'entraxe entre les lisses $e = 1.78\text{m}$.

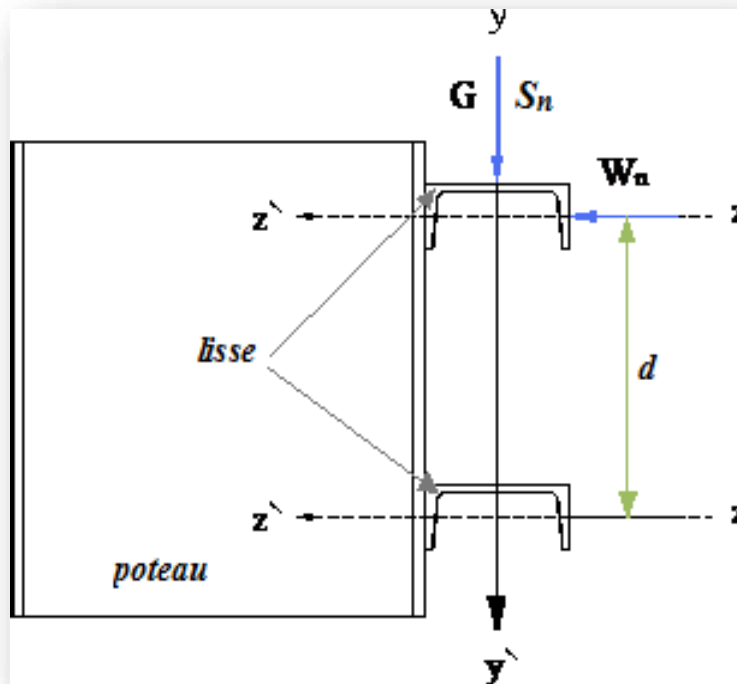


Figure IV.01 : Disposition de la lisse de bardage.

Soit à dimensionner les lisses de bardage long pan de longueur 5m entre axe 1.78m et de pignon de longueur 3.33m supportant un complexe de bardage de poids 12.0kg/m^2 , d'isolant de 5 kg/m^2 et d'accessoires de pose de 5 kg/m^2

- **La pression engendrée par le vent :**

Grande face (long pan) : $V = + 57.4\text{daN/m}^2$ Pression

Petite face (pignon) : $V = + 33.7\text{daN/m}^2$ Pression

IV.1.Vérification de la lisse de long pan :

- Calcul des charges et surcharges revenants à la lisse la plus chargée

A. Charges permanentes (perpendiculaires à l'âme) :

Bardage 12.0kg/m²
 Accessoires de pose...5kg/m²
 Isolant5kg/m²
 Poids propre de la lisse (IPE120) 10.4kg/ml
 G = (12+5+5) * 1.78 + 10.4 = 49.6daN/ml

B. Surcharge climatique du vent :

$$V = + 57.4 * 1.78 = 102.2daN/ml$$

- Combinaisons de charges les plus défavorables :

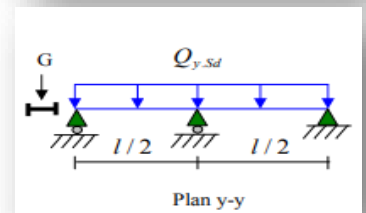
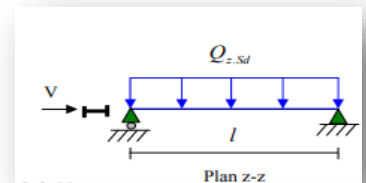
$$1.35G + 1.5V$$

- Poutre sur deux appuis :

$$M_{y, sd} = \frac{Qz, sd * l^2}{8} = \frac{1.5Vl^2}{8} = \frac{1.5 * 102.2 * 5^2}{8} = 480daN.m$$

- Poutre sur trois appuis :

$$M_{z, sd} = \frac{Qz, sd (\frac{l}{2})^2}{8} = \frac{1.35G (\frac{l}{2})^2}{8} = \frac{1.35 * 49.6 * 2.5^2}{8} = 53daN.m$$



Par tâtonnement on choisit **IPE120**

IV.1.1. Vérification de l'IPE 120 à la sécurité à l'ELU :

A. Vérification à la flexion :

Nature de la sollicitation : Flexion Déviée

- Classe de la section :

- Semelles :

$$\frac{C}{tf} = \frac{\frac{b}{2}}{tf} \leq 10\epsilon$$

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{b/2}{t_f} = \frac{64/2}{6.3} = 5.1 < 10 \Rightarrow \text{Semelles de classe 1}$$

- **Ame :**

$$\frac{d}{tw} \leq 72\varepsilon$$

$$\frac{d}{tw} = \frac{107.4}{4.4} = 24.4 < 72 \Rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

- La section est de Classe 1

La vérification de la section à la résistance est donnée par la formule suivante :

$$\left(\frac{M_{y, sd}}{M_{ply, rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z, sd}}{M_{plz, rd}}\right)^\beta = \left(\frac{480}{1\,296.8}\right)^2 + \left(\frac{53}{290.6}\right)^1 = 0.43 < 1.0$$

Ou α et β sont des constantes qui placent en sécurité si elles sont prises égales à l'unité, mais qui peuvent prendre les valeurs suivantes :

Pour les sections en I ou en H : $\alpha = 2$ et $\beta = 5n \geq 1$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl, rd}} ; \text{ dans notre cas l'effort normal } N = 0$$

$$\Rightarrow \beta = 1$$

B. Vérification au cisaillement :

IPE120 :

$$A_{vz} = 6.3\text{cm}^2 \quad , \quad A_{vy} = 8.6\text{cm}^2$$

$$V_{z, sd} = \frac{1.5V_l}{2} = \frac{1.5 \cdot 102.2 \cdot 5}{2} = 384\text{daN}$$

$$V_{y, sd} = 0.625(1.35G) \left(\frac{l}{2}\right) = 105\text{daN}$$

$$V_{plz, rd} = \frac{A_{vz} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma M_0} = \frac{6.3(2350/\sqrt{3})}{1.1} = 7\,771\text{daN}$$

$$V_{ply, rd} = \frac{A_{vy} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma M_0} = \frac{8.6 \left(\frac{2350}{\sqrt{3}}\right)}{8} = 10\,607\text{daN}$$

$$V_{z, sd} = 384\text{daN} < V_{plz, rd} = 7\,771\text{daN}$$

$$V_{y, sd} = 105\text{daN} < V_{ply, rd} = 10\,607\text{daN}$$

C. Vérification de l'élément au déversement :

Il n'y a pas de risque de déversement de la lisse du moment que la semelle comprimée est soutenue latéralement sur toute sa longueur.

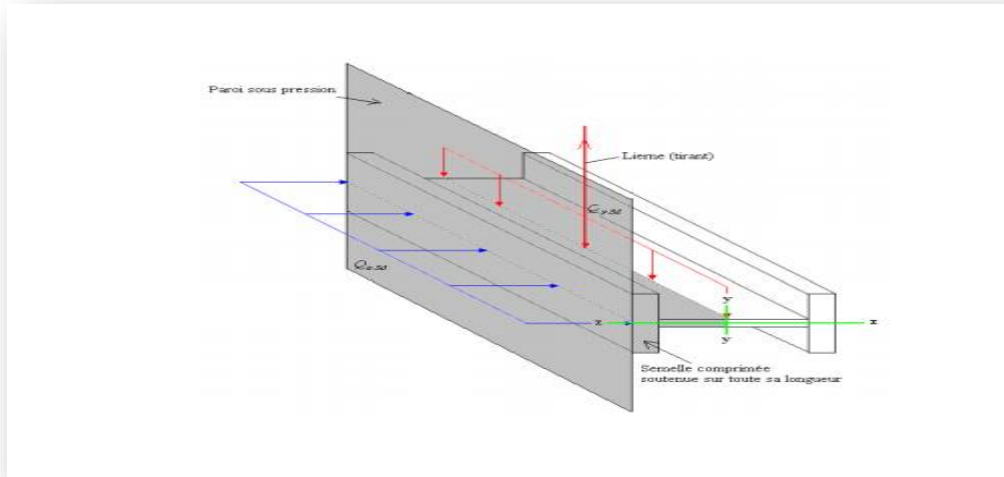


Figure IV.02 : Disposition de la lisse de long pan.

IV.1.2 Vérification à l'état limite de service :

A. Vérification à la flèche :

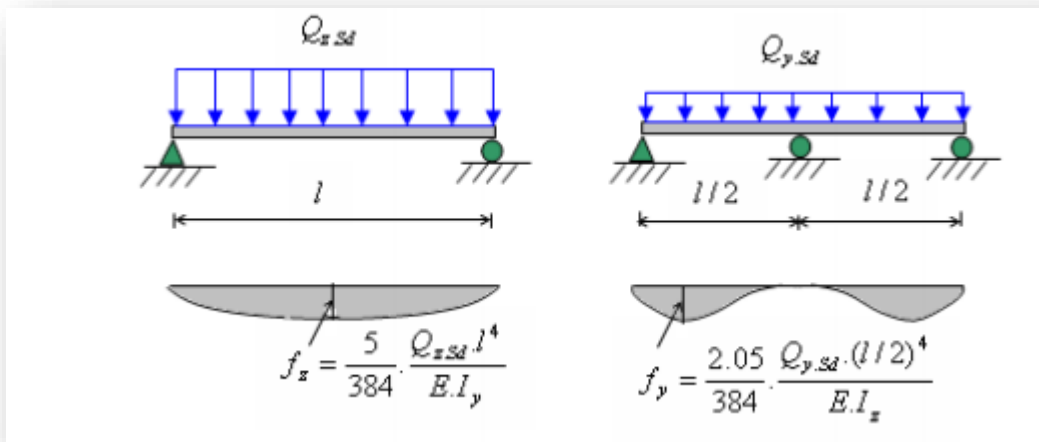


Figure IV.03 : Effet de la flèche sur la lisse.

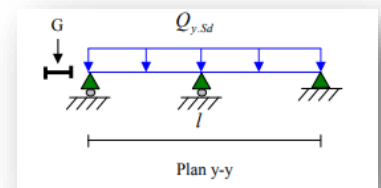
Le calcul de la flèche se fait par les combinaisons de charge et surcharge de service (non pondérés) : $Q = G + V$.

- Flèche verticale (suivant y-y) :

$$fad = \frac{l}{200} = \frac{250}{200} = 1.25cm$$

$$fy = \frac{2.05}{384} * \frac{G * \left(\frac{l}{2}\right)^4}{E * Iz} = \frac{2.05}{384} * \frac{49.6 * 10^{-2} (250)^4}{2.1 * 10^6 * 27.65} = 0.22cm$$

$$fy = 0.22cm < fad = 1.25cm$$

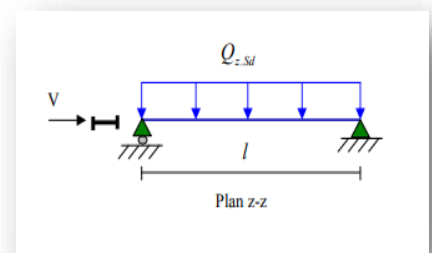


- Flèche horizontale (suivant z-z) sur deux appuis :

$$fad = \frac{l}{200} = \frac{500}{200} = 2.5cm$$

$$fz = \frac{5}{384} * \frac{V * l^4}{E * Iy} = \frac{5}{384} * \frac{102.2 * 10^{-2} * (500)^4}{2.1 * 10^6 * 317.8} = 1.25cm$$

$$fz = 1.25cm < fad = 2.5cm$$



Conclusion :

La lisse de long pan en IPE120 est vérifiée à la sécurité.

IV.2. Vérification de la lisse de pignon :

La lisse de pignon est soumise à un vent de pression de $V = +33.7 \text{ daN/m}^2 \leftarrow$

$$V = 33.7 * 1.78 = 60 \text{ daN/ml}$$

Entre axe des lisses est 1.78m

IV.2.1. Vérification à l'état limite ultime :

A. Vérification à la flexion bi axiale :

L'IPE120 est de classe 1

$$M_{ply,rd} = 1\,296.8 \text{ daN.m}$$

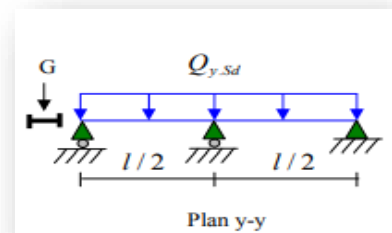
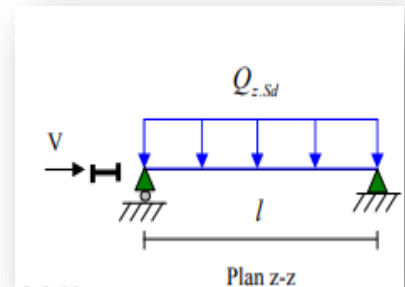
$$M_{plz,rd} = 290.54 \text{ daN.m}$$

- Poutre sur deux appuis :

$$\begin{aligned} M_{y, sd} &= \frac{Q_{z, sd} * l^2}{8} = \frac{1.5V * l^2}{8} = \frac{1.5 * 60 * (3.33)^2}{8} \\ &= 125 \text{ daN.m} \end{aligned}$$

- Poutre sur trois appuis :

$$M_{z, sd} = \frac{Q_{z, sd} * \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{1.5 * 49.6 * \left(\frac{3.33}{2}\right)^2}{8} = 25.8 \text{ daN.m}$$



$$\left(\frac{M_{y, sd}}{M_{ply,rd}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{z, sd}}{M_{plz,rd}}\right)^{\beta} = \left(\frac{125}{1\,296.8}\right)^2 + \left(\frac{25.8}{290.54}\right)^1 = 0.15 < 1.0$$

B. Vérification au cisaillement :

$$V_{z, sd} = \frac{Q_{z, sd} * l}{2} = \frac{1.5V * l}{2} = \frac{1.5 * 60 * 3.33}{2} = 150 \text{ daN}$$

$$V_{y, sd} = 0.625 Q_{y, sd} \left(\frac{l}{2}\right) = 0.625 * 1.35 * 49.6 * \left(\frac{3.33}{2}\right) = 69.7 \text{ daN}$$

$$V_{z, sd} = 150 \text{ daN} < V_{plz,rd} = 7\,771 \text{ daN}$$

$$V_{y, sd} = 69.7 \text{ daN} < V_{ply,rd} = 10\,607 \text{ daN}$$

C. Vérification de l'élément au déversement :

La semelle comprimée sous l'action du vent de pression est susceptible de déverser du moment qu'elle est libre sur toute sa longueur.

La formule de vérification au déversement est donnée par la formule suivante :

$$\frac{M_{y, sd}}{M_{b, rd}} + \frac{M_{z, sd}}{M_{plz, rd}} \leq 1.0$$

- **Calcul du moment résistant au déversement $M_{b, rd}$:**

$$M_{b, rd} = \chi_{LT} * M_{ply, rd}$$

- **Calcul du coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT} :**
- **Calcul de l'élancement réduit :**

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \sqrt{\beta_w} \quad \text{avec } \beta_w = 1 \text{ Section de classe 1}$$

Calcul de l'élancement :

$$\lambda_{LT} = \frac{L/iz}{C_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/iz}{h/es} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

- **Poutre simplement appuyée avec lierne à mi-travée :**

$$\Psi = \frac{M_a}{M_b} = 0 \rightarrow C_1 = 1.88$$

$$\lambda_{LT} = \frac{166.5/1.45}{1.88^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{166.5/1.45}{12/0.63} \right)^2 \right]^{0.25}} = 63.9$$

$$\lambda_{bLT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{63.9}{93.9} = 0.68$$

Pour $\lambda_{bLT} = 0.68$ on lit dans le tableau la valeur de χ_{LT} suivante :

$$\chi_{LT} = 0.7597$$

$$M_{b, rd} = 0.7597 * 12\,968 = 9\,852 \text{ N.m}$$

$$\frac{248}{9\,852} + \frac{258}{2905.4} = 0.22 < 1.0$$

IV.2.2. Vérification à l'ELS :

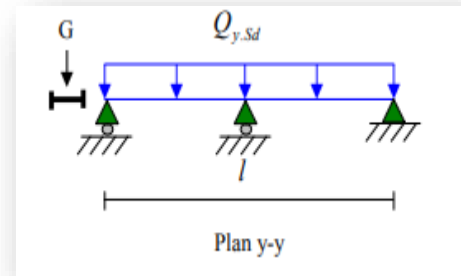
- Vérification à la flèche :

- Flèche verticale suivant y-y (3 appuis)

$$fad = \frac{l}{200} = \frac{333}{200} = 0.83cm$$

$$fy = \frac{2.05}{384} * \frac{49.6 * 10^{-2} * \left(\frac{333}{2}\right)^4}{2.1 * 10^6 * 27.62} = 0.14cm$$

$$fy = 0.14cm < fad = 0.83cm$$

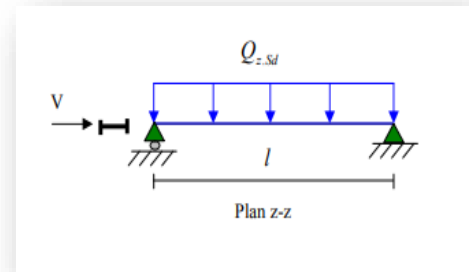


- Flèche horizontale z-z (2 appuis) :

$$fad = \frac{l}{200} = \frac{333}{200} = 1.665cm$$

$$fz = \frac{5}{384} * \frac{60 * 10^{-2} * (333)^4}{2.1 * 10^6 * 317.8} = 0.27cm$$

$$fz = 0.27cm < fad = 1.665cm$$

**Conclusion :**

La lisse de pignon en IPE120 est vérifiée à la sécurité.

IV.2.3. Calcul des liernes :**IV.2.3.1. Calcul des liernes de long pan (suspentes) :**

Les suspentes sont des tirants qui fonctionnent en traction, Elles sont généralement formées de barres rondes ou de petites cornières, leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des lisses.

- **Calcul de l'effort de traction dans la lierne la plus sollicitée :**

- La réaction R au niveau de la lierne :

$$R = 1.25(1.35G) * \frac{l}{2} = 1.25 * 1.35 * 49.6 * 2.5 = 210 \text{ daN}$$

- Effort de traction dans le tronçon de lierne L_1 provenant de la lisse inférieure :

$$T_1 = R/2 = 105 \text{ daN}$$

- Effort de traction dans le tronçon de lierne L_2

$$T_2 = T_1 + R = 105 + 210 = 315 \text{ daN}$$

- Effort de traction dans le tronçon de lierne L_3

$$T_3 = T_2 + R = 315 + 210 = 525 \text{ daN}$$

- Effort dans les diagonales L_4 :

$$T_4 = \frac{T_3}{2 \sin \theta} = \frac{525}{2 \sin 35.5} = 452 \text{ daN}$$

$$\theta = \arctg \frac{1.78}{2.5} = 35.5^\circ$$

- **Calcul de la section des liernes :**

Le tronçon le plus sollicité est L_3 : $T_3 = 525 \text{ daN}$

Nature de la sollicitation : Tension

- **Condition de vérification à la résistance :**

Résistance plastique de la section brute :

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

Avec : $N_{sd} = T_3$

$$N_{pl,rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow T_3 \leq \frac{A * f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{T_3 * \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{525 * 1.1}{2350} = 0.25 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A\pi\varphi^2}{4} \geq 0.25cm^2 \rightarrow \varphi \geq \sqrt{\frac{4 * 0.25}{\pi}} \rightarrow \varphi = 0.57cm^2$$

Soit une barre ronde de diamètre $\varphi = 0.60cm$

Pour des raisons pratiques on opte pour une barre ronde de diamètre $\varphi = 1.0cm = 10mm$

Les potelets sont des éléments secondaires souvent des profilés en I ou H prévus sur le pignon pour réduire la portée entre les poteaux et diminuer la portée des lisses supportant le bardage. Ils sont sollicités en flexion composée :

- Une flexion sous l'action du vent sur les parois du pignon.
- Une compression sous l'action des charges permanentes dues au poids propre des lisses, de bardage, et celui du potelet lui-même.

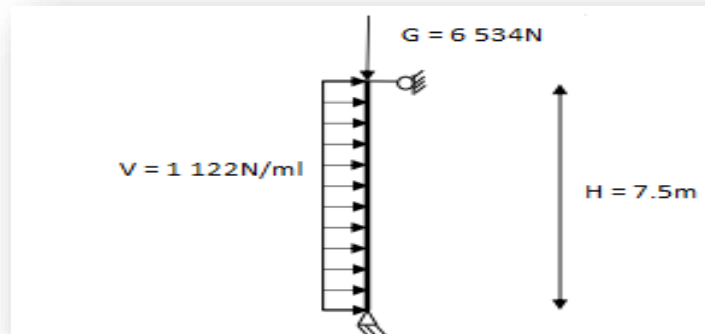


Figure V.01 : chargement sur le potelet.

Soit la face pignon (petit face) la plus chargée dans le cas suivant :

Le potelet supporte en plus de son poids, le poids de bardage de 12 kg/m^2 , le poids des isolants aussi que le poids des lisses qui leur reviennent (IPE120) ; La pression engendrée par le vent est de $V = 33.7 \text{ daN/m}^2$

- **Calcul des charges et surcharges revenant au potelet le plus chargé charge permanente G :**

Poids propre des lisse IPE120 12 kg/m^2

Accessoire de pose 5 kg / m^2

Isolant 5 kg / m^2

Poids propre du potelet à déterminer :

- La longueur de la lisse : 3.33 m
- Nombre de lisse supportées par le potelet : 3 lisses
- Surface tributaire revenant au potelet la plus chargé ($3.33 * 7.5 \text{ m}^2$)

L'entre axe du potelet : 3.33 m

$$G = (10.4 * 3 * 3.33) + (12 + 5 + 5) * 3.33 * 7.5$$

$$G = 104 + 550$$

$$\Rightarrow G = 654 \text{ daN}$$

- Surcharges Climatiques :

Vent :

$$V = 33.7 * 3.33$$

$$V = 112.2 \text{ daN/ml}$$

V.1. Dimensionnement du potelet sous condition de la flèche :

Vérification de la flèche se fait sous les charges non pondérées

$$V = 112.2 \text{ daN/ml}$$

$$f_y = \frac{5}{384} * \frac{Vn * l^4}{EI} \leq Fad = \frac{l}{200}$$

$$L = 7.50 \text{ m longueur du potelet la plus charge } I_y \geq \frac{1000}{384} * \frac{vl^3}{E}$$

$$I_y \geq \frac{1000}{384} * \frac{112,2 * 10^{-2} * (750)^3}{2.1 * 10^6} = 587 \text{ cm}^4$$

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

$$\text{Ce qui correspond à un IPE 160 } I_y = 869 \text{ cm}^4$$

V.1.1. Caractéristique géométrique d'IPE 160 :

$$h = 160 \text{ mm} \quad r = 9.0 \text{ mm}$$

$$W_{ely} = 109 \text{ cm}^3 \quad i_z = 1.84 \text{ cm}$$

$$W_{ply} = 124 \text{ cm}^3 \quad I_z = 68.3 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 869 \text{ cm}^4$$

$$i_y = 6.58 \text{ cm} \quad W_{plz} = 26.1 \text{ cm}^3$$

$$P = 15.8 \text{ kg/ml} \quad A = 20.1 \text{ cm}^2$$

$$d = 127.2 \text{ mm} \quad b = 82 \text{ mm}$$

$$t_w = 5 \text{ mm} \quad t_f = 7.4 \text{ mm}$$

$$W_{elz} = 16.7 \text{ cm}^3 \quad A_{vz} = 9.66 \text{ cm}^2$$

V.1.2. Vérification de la section à la résistance : $M_{Y,SD} \leq M_{c,rd}$

$M_{c,rd}$: moment résistant qui dépend de la classe de la section

• **Incidence de l'effort tranchant :**

Si : $V_{sd} \leq 0.5 V_{PL,RD} \rightarrow$ il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

$$Q_{z,sd} = 1.5V = (1.5 * 112.2) = 168.3 \text{ daN/ml}$$

$$V_{z.sd} = \frac{Qzsd * L}{2} = \frac{168.3 * 7.5}{2} = 631.2 \text{ daN}$$

$$A_{vz} = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f = 20.1 - 2(8.2)(0.74) + (0.50 + 2 * 0.9)0.74 = 9.66 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl.rd} = \frac{A_{vz} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\delta m_0} = \frac{9.66 \left(\frac{235}{\sqrt{3}}\right)}{1.1} = 11\,915 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{z.sd}}{V_{pl.rd}} = \frac{631.2}{11\,915} = 0.11 < 0.5$$

⇒ l'incidence de l'effort tranchant résistant peut être négligée.

• **Incidence de l'effort normal :**

Si $N_{sd} \leq \min(0.25 N_{plrd}, 0.5 A F_Y / \delta m_0)$

Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal

$$N_{sd} = 1.35G = 1.35 * 654 = 883 \text{ daN}$$

$$N_{pl.rd} = \frac{A * f_y}{\delta m_0} = 20.1 * \frac{2350}{1.1} = 42\,941 \text{ daN}$$

$$0.25 N_{pl.rd} = 0.25 * 42\,941 = 10\,735 \text{ daN}$$

$$A_w = A - 2bt_f = 20.1 - 2(8.2)(0.74)$$

$$A_w = 20.1 - 12.136$$

$$A_w = 7.96 \text{ cm}^2$$

$$0.5 A_w * f_y / \delta m_0 = 0.5 (7.96) * 2350 / 1.1 = 8\,503 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 883 \text{ daN} < \min(10\,735 \text{ daN} ; 8\,503 \text{ daN})$$

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

• **Classe de la section :**

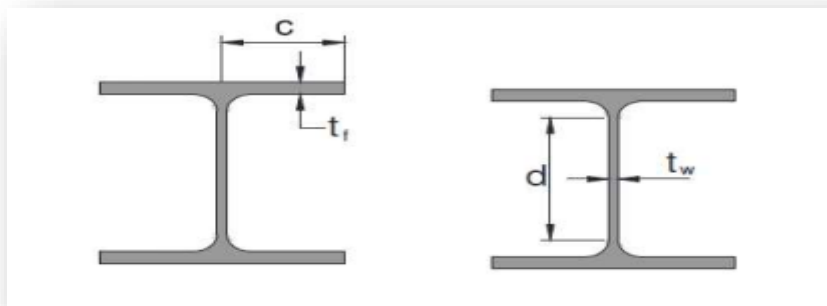


Figure V.02 : Classification de la section.

- **Classe de la semelle comprimée :**

$$\frac{C}{Tf} = \frac{\frac{b}{2}}{Tf} = \frac{\frac{82}{2}}{7.4} = 5.54 \leq 10\varepsilon \quad \dots \dots \text{classe 1}$$

- **Classe de l'âme comprimée :**

$$\frac{C}{T_w} = \frac{d}{T_w} = \frac{127.2}{5.0} = 25.44 \leq 33\varepsilon \quad \dots \dots \text{classe 1}$$

$$\varepsilon = \frac{\sqrt{235}}{\sqrt{F_y}} = 1 \quad \text{la section est de classe 1}$$

$$M_{crd}, M_{PL,RD} = W_{ply} * f_y / \delta m o = 124 * 2350 * 10^{-2} / 1.1$$

$$M_{crd} = 2649 \text{ daN.m}$$

$$M_{Y,SD} = Q_{z,SD} * L^2 / 8 = 168.3 * 5^2 / 8 = 526 \text{ daN.m}$$

$$M_{PL,RD} = W_{ply} * f_y / \delta m o = 124 * 2350 * 10^{-2} / 1.1 \\ = 2649 \text{ daN.m}$$

$$M_{Y,SD} = 526 \text{ daN.m} < M_{pl,rd} = 2649 \text{ daN.m}$$

V.1.3. Vérification de l'élément aux instabilités :

Le potelet est sollicité à la flexion (due au vent) et à la compression (due à son poids propre, aux poids des bacs de bardage et des lisses). En aucun cas, il ne supporte la toiture (il est assujéti au portique par appui glissant). Il travaille à la flexion composée.

- La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

A. Flexion composée avec risque de flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité d'une structure qui, soumise à un effort normal de compression, a tendance à fléchir et se déformer dans une direction perpendiculaire à l'axe de compression (passage d'un état de compression à un état de flexion)

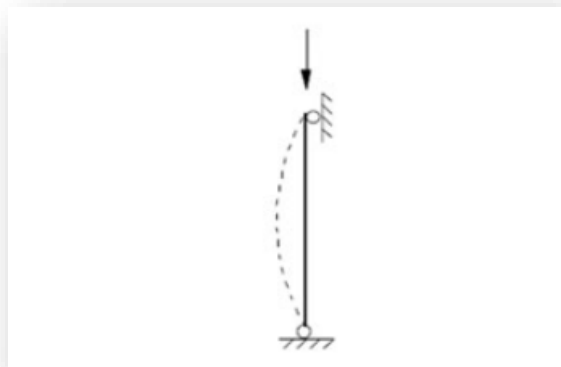


Figure V.03 : Flambement du potelet.

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} * N_{pl,rd}} + \frac{K_y * M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} \leq 1.0$$

B. Flexion composée avec risque de déversement :

Le déversement est un phénomène d'instabilité géométrique des poutres fléchies qui survient lorsque la partie comprimée de la section droite se dérobe latéralement, entraînant la section dans un mouvement de translation horizontale orthogonale à l'âme et de rotation autour du centre de cisaillement. Dans notre cas le potelet est maintenu latéralement d'un côté par la cloison : néanmoins, il risque de déverser sur l'autre.

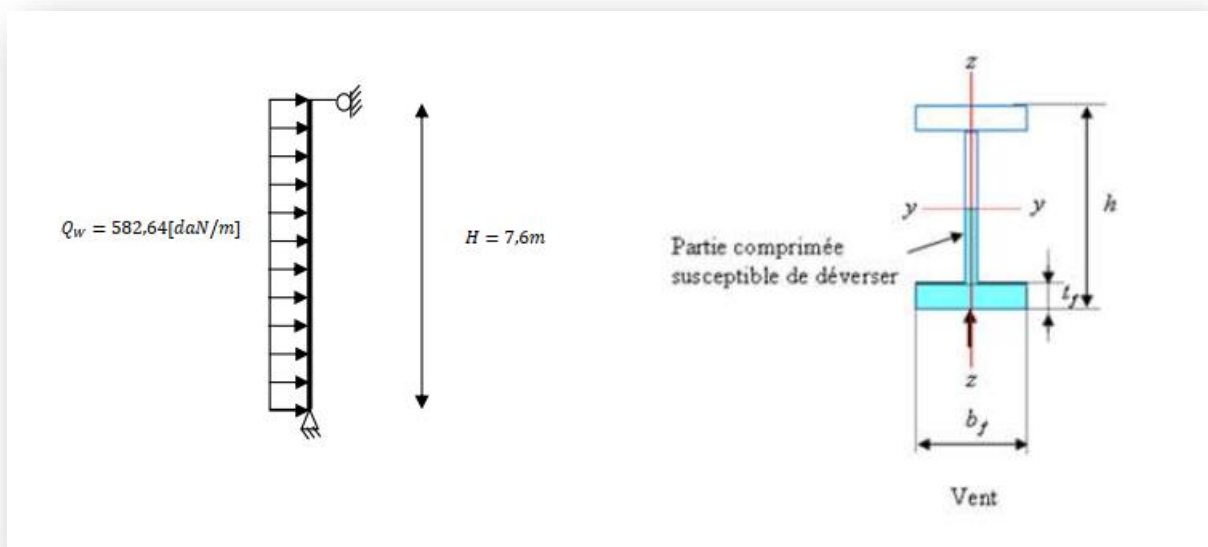


Figure V.04 : Déversement du potelet.

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z * N_{pl,rd}} + \frac{K_{lt} * M_{y,sd}}{\chi_{lt} * M_{ply,rd}} \leq 1.0$$

- Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement χ_{min} :

$$\chi_{min} = \min(\chi_y ; \chi_z)$$

- Flambement par rapport à l'axe fort y-y (dans le plan du portique) :

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \lambda b y^2]^{0.5}}$$

$$\varphi_y = 0.5[1 + \alpha_y(\lambda b y - 0.2) + \lambda b y^2]$$

$$\lambda b y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1}\right) [\beta a]^{0.5}$$

$\beta_A = 1.0$ pour les sections de classe 1,2 et 3.

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \quad \text{avec : } \lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 * 10^4}{23.50} \right]^{0.5} = 93.9 : \text{élancement Eulerien.}$$

α : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement approprié, donné par le tableau 5.5.1 de l'Eurocode 3.

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1.0 * 750}{6.58} = 114$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) [\beta \alpha]^{0.5} = \frac{114}{93.9} = 1.21$$

- **Courbe de flambement :**

$$\frac{h}{b} = \frac{160}{82} = 1.95 > 1.2$$

- Axe de flambement y-y → courbe a → $\alpha_y = 0.21$

$$\varphi_y = 0.5[1 + 0.21(1.21 - 0.2) + 1.21^2] = 1.338$$

$$\chi_y = \frac{1}{1.338 + [1.338^2 - 1.21^2]^{0.5}} = 0.524$$

- **Flexion par rapport à l'axe faible z-z (hors plan du portique) :**

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \lambda_b z^2]^{0.5}}$$

$$\varphi_z = 0.5[1 + \alpha_z(\lambda_b z - 0.2) + \lambda_b z^2]$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{178}{1.84} = 92.4 ; l_z = 1.78m \text{ (Entraxe des lisses)}$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right) [\beta \alpha]^{0.5} = \frac{92.4}{93.9} = 0.984$$

$\beta_A = 1.0$ pour les sections de classe 1,2 et 3.

- **Courbe de flambement :**

$$\frac{h}{b} = \frac{160}{82} = 1.95 > 1.2$$

- Axe de flambement z-z → courbe b → $\alpha_z = 0.34$

$$\varphi_z = 0.5[1 + 0.34(0.984 - 0.2) + 0.984^2] = 1.12$$

$$\chi_z = \frac{1}{1.12 + [1.12^2 - 0.984^2]^{0.5}} = 0.604$$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y ; \chi_z) = \min(0.524 ; 0.604) = 0.524$$

- Calcul de l'élançement réduit vis-à-vis du déversement $\bar{\lambda}_{BLT}$:

$$\bar{\lambda}lt = \left(\frac{\lambda lt}{\lambda 1}\right) [\beta a]^{0.5} \quad \text{avec : } \lambda 1 = 93.9$$

λ_{LT} : élançement de l'élément vis-à-vis du déversement.

Pour les profilés en I ou en H :

$$\lambda lt = \frac{lz/iz}{(C1)^2 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{lz/iz}{h/tf}\right)^2\right]^{0.25}}$$

$$\lambda lt = \frac{178/1.84}{1.13^2 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{178/1.84}{16/0.82}\right)^2\right]^{0.25}} = 62.01$$

Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie $C1 = 1.13$

$$\bar{\lambda}lt = \left(\frac{\lambda lt}{\lambda 1}\right) [\beta a]^{0.5} = \frac{62.01}{93.9} = 0.66$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0.66 > 0.40 \rightarrow$ il y'a risque de déversement.

$$\phi lt = 0.5[1 + \alpha lt(\lambda b lt - 0.2) + \lambda b lt^2] = 0.5[1 + 0.21(0.66 - 0.2) + 0.66^2] = 0.77$$

$$\chi lt = \frac{1}{\phi lt + [\phi lt^2 - \lambda b lt^2]^{0.5}} = \frac{1}{0.77 + [0.77^2 - 0.66^2]^{0.5}} = 0.86$$

$\alpha_{LT} = 0.21$ pour les sections laminées.

V.1.3.1. Calcul des coefficients K :

$$\mu y = \bar{\lambda}y(2\beta my - 4) + \frac{Wply - Wely}{Wely} = 1.21(2 * 1.3 - 4) + \frac{124 - 109}{109} = -1.60$$

$$\text{avec : } \mu y < 0.90$$

$$Ky = 1 - \frac{\mu y * Nsd}{\chi y * A * fy} = 1 - \frac{-1.60 * 883}{0.524 * 20.1 * 2350} = 1.06 < 1.5$$

β_{MLT} : est un facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.

Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie : $\beta_{MY} = 1.3$

$$\mu lt = 0.15 * \lambda bz * \beta mlt - 0.15 = 0.15 * 0.984 * 1.3 - 0.15 = 0.042 < 0.9$$

$$Klt = 1 - \frac{\mu lt * Nsd}{\chi z * A * fy} = 1 - \frac{0.042 * 883}{0.604 * 20.1 * 2350} = 0.999$$

β_{MLT} : est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie : $\beta_{MY} = 1.3$

$$Nsd = 883 daN$$

$$M_{y, sd} = \frac{1.5 * V * l^2}{8} = \frac{1.5 * 112.2 * 7.5^2}{8} = 1\,183.4 \text{ daN}$$

$$N_{pl, rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{20.1 * 2350}{1.1} = 42\,941 \text{ daN}$$

$$M_{ply, rd} = \frac{W_{ply} * f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{124 * 23.5}{1.1} = 2\,649 \text{ daN.m}$$

V.1.4. Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} * N_{pl, rd}} + \frac{K_y * M_{y, sd}}{M_{ply, rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{883}{0.524 * 42941} + \frac{1.06 * 1\,183.4}{2649} = 0.611 < 1.0$$

V.1.5 Vérification au déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z * N_{pl, rd}} + \frac{K_{lt} * M_{y, sd}}{\chi_{lt} * M_{ply, rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{883}{0.604 * 42\,941} + \frac{0.999 * 1\,183.4}{0.86 * 2\,649.1} = 0.64 < 1$$

Conclusion :

L'IPE160 convient comme potelet.

Le Séisme est une secousse du sol résultant de la libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches. Il n'est dangereux pour les humains qu'à travers ses effets destructifs sur les constructions.

L'objet de ce présent chapitre est d'évaluer les actions sismiques susceptibles de solliciter notre structure ; plusieurs méthodes et approches existent pour l'évaluation et le calcul de ces forces, parmi elles on cite :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode spectrale modale.

Pour notre étude nous avons opté pour la méthode statique équivalente ; Le choix de cette méthode est particulièrement dicté par la simplicité de l'ouvrage (sensiblement symétrique), sa hauteur limitée ($H = 7.5 < 65\text{m}$) et sa régularité en plan $30/20 = 1.5 < 4$ et en élévation.

D'une manière générale notre structure satisfait l'intégralité des conditions énumérées dans l'article (4.1.2) du RPA 99 version 2003. Le principe de cette méthode est le remplacement des forces réelles dynamique qui se développe dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

VI.1. Evaluation de la force sismique suivant la direction x:

La force sismique totale est 'V' est calculée pour les deux sens longitudinale et transversale selon la *Formule 4 – 1 du RPA* :

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

Avec:

- A : Coefficient d'accélération de zone donné par le Tableau 4-1 du RPA.
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen donné par la formule 4-2 du RPA.
- R : Coefficient de comportement global de la structure donné par le tableau 4-3 du RPA.
- Q : Facteur de qualité donné par la formule 4-4 du RPA.
- W : Poids total de la structure donné par la formule 4-5 du RPA.

VI.1.1. Détermination du Coefficient d'accélération de zone « A »:

Donné par le tableau 4.1 du RPA selon la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone I} \\ \text{Groupe d'usage 02} \end{array} \right\} \rightarrow A = 0.10$$

VI.1.2 Facteur d'amplification dynamique moyen « D »:

Donné par la formule 4.2 du RPA en fonction de la catégorie du site d'implantation de l'ouvrage ; du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 0.3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

➤ T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site(S03) donné par le Tableau 4.7 du RPA.

➤ η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule 4.3 du RPA.

➤ T : Période fondamentale du bâtiment donné par la formule 4.6 du RPA

➤ C_T : Coefficient qui dépend du système de contreventement et du type de remplissage (Portiques auto stables en acier avec remplissage en maçonnerie) donné par le Tableau

4.6 du RPA.

➤ ξ : Pourcentage d'amortissement critique dépend du matériau constitutif (remplissage léger) et du type de structure (structure en acier) donné par le Tableau 4.2 du RPA.

$$T_2 = 0,5s$$

$$T = C_t * (H_n)^{3/4}$$

$$H_n = 7.5 \text{ m}$$

$$T = 0.085 * (7.5)^{3/4} = 0.39 \text{ s}$$

$T < T_2$ Alors $D = 2.5\eta$

η : Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\left(\frac{7}{2 + \xi}\right)} = \sqrt{\frac{7}{2 + 0.04}} = 1.852$$

$$D = 2.5 * 1.852 = 4.62$$

VI.1.3 Coefficient de comportement global de la structure « R »:

Donné par le Tableau 4.3 du RPA en fonction du système de contreventement (palées triangulés en X).

$$R = 04$$

VI.1.4 Facteur de qualité « Q »:

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- P₁: Condition minimale sur les files de contreventement (une seule travée : non observé).
- P₂: Redondance en plan (une seule file porteuse : non observé)
- P₃: Régularité en plan (régulier : observé).
- P₄: Régularité en élévation (régulier : observé).
- P₅: Contrôle de la qualité des matériaux (ya un contrôle : observé).
- P₆: Contrôle de la qualité d'exécution (ya un contrôle : observé).

Tableau 05 : Facteur de qualité

critère Q	Sens longitudinal	Sens transversal
Condition minimal sur les filles porteuses	0	0.05
La redondance en plan	0.05	0
La régularité en plan	0	0
La régularité en élévation	0	0
Contrôle de qualité des matériaux	0.05	0.05
Contrôle de qualité de l'exécution	0.1	0.1

VI.1.5 Poids total de la structure « W »:

Poids total de la structure donné par la formule 4-5 du RPA.

$$W = W_{Gi} + \sum W_{Qi}$$

Avec :

W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et a celle des équipements fixes éventuels.

W_{Qi} : Poids du aux charges d'exploitations.

β : Fonction de pondération selon la nature et la durée de la charge.

Tableau 06 : La charge permanente

WGi	Elément	Type	Poids propre	Poids total
De 0 m à 7.5 m	Portique (poteaux + poutre)	IPE360	57.1 kg/ml	12 878.33kg
	Lierne	Barre rond	0.61 kg/ml	161.04kg
	Potelets	IPE160	15.8 kg/ml	1 027.5kg
	Lisses de pignon	IPE120	10.4 kg/ml	624kg
	Lisses de long pan	IPE120	10.4 kg/ml	1 872kg
	Pannes	IPE120	10.4 kg/ml	5 616kg
	Palé de stabilité	L50*50*5	3.77kg/ml	542.9kg
	Palé de contreventement	L45*45*5	3.38kg/ml	211kg
	Toiture	tôle nervurée	17kg/m ²	10 312.2kg
	Bardage	tôle nervurée	22kg/m ²	13 860kg
				47 104kg

IV.2 Force sismique suivant la direction X:

$$V_x = \frac{A * D_x * Q_x}{R_x} * W$$

$$V_x = \frac{0.10 * 4.62 * 1.2}{4} * 471.1 = 65.3kN$$

Cet effort sismique sera repris par deux files porteuses à parts égales vu qu'on a la même rigidité ainsi l'intensité de la valeur sismique sera :

$$V = \frac{V_x}{2} = 32.60kN$$

VI.2.1 Evaluation de la force sismique suivant la direction Y:

Tous les paramètres seront identiques sauf « R » ; « Q ».

VI.2.2 Coefficient de comportement global de la structure « R »:

Donné par le Tableau 4.3 du RPA en fonction du système de contreventement (portique en acier ordinaire).

$$R = 04$$

VI.2.3 Facteur de qualité « Q »:

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- P₁: Condition minimale sur les files de contreventement (critère observé).
- P₂: Redondance en plan (critère observé).
- P₃: Régularité en plan (régulier : observé).
- P₄: Régularité en élévation (régulier : observé).
- P₅: Contrôle de la qualité des matériaux (Ya un contrôle : observé).
- P₆: Contrôle de la qualité d'exécution (Ya un contrôle : observé).

VI.3 Force sismique suivant la direction Y:

$$V_y = \frac{A * D_y * Q_y}{R_y} * W$$

$$V_y = \frac{0.10 * 4.62 * 1.2}{4} * 471.1 = 65.3 kN$$

Cet effort sismique sera repris par deux files porteuses à parts égales vu qu'on a la même rigidité ainsi l'intensité de la valeur sismique.

D'où :

$$V_y = \frac{V_y}{2} = 31.6 kN$$

Conclusion :

Les sollicitations dues au vent sont plus importantes que celles dues au séisme dans les deux sens X ; Y ainsi nous retiendrons uniquement l'action du vent pour le dimensionnement des portiques et du contreventement de l'ouvrage.

Le calcul d'une structure exige que sous toutes les combinaisons d'action possible définies réglementairement, la stabilité statique doit être assurée tant globalement, au niveau de la structure, qu'individuellement au niveau de chaque élément.

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 conformément à la réglementation pour garantir le degré de sécurité souhaitée.

Les portiques constitués de poteaux et traverses sont généralement les plus utilisés de nos jours, leur utilisation est limitée à des portées inférieures ou égale à 40m ($l = 20\text{m} < 40\text{m}$), pour les portiques de longues portées ($l > 40\text{m}$), les poutres en treillis sont plus adéquates pour des raisons économiques.

Les profilés laminés en I ou en H sont les plus utilisés comme poteau du portique quant aux traverses elles sont généralement constituées de profilés laminés en I. Les portiques en générale peuvent avoir une portée de 15 a 60 m, toutefois les portées comprises entre 20 et 30 m sont les plus économiques ; la portée de notre portique est de 20m.

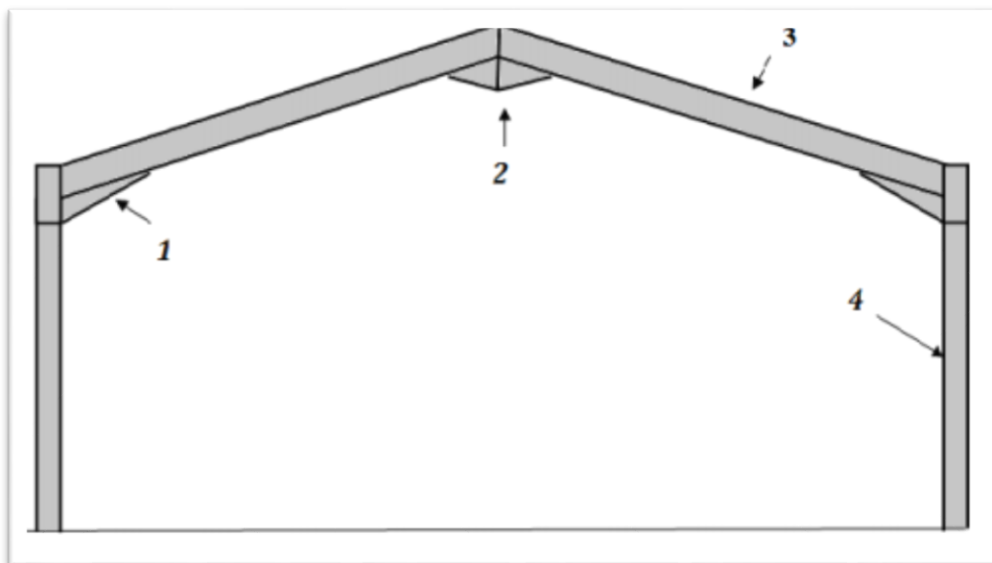


Figure VII.01 : Eléments constituant le portique.

Avec :

- 1 : Renfort de jarret.
- 2 : Renfort de faitage.
- 3 : Traverse.
- 4 : Poteau.

Notre portique que nous allons étudier dans ce chapitre a une portée de 20m, un entraxe 5m et 6.0 m de hauteur, il est articulée en pied et encastré en tête de poteaux dans le sens longitudinal au portique les lisses sont fixées à des poteaux (entre axe 1.78m la plus grande valeur).

VII.1. Efforts sollicitant le portique :

Pour les bâtiments à un seul niveau, les principales charges, outre le poids de la structure, sont la neige et le vent, bien que dans certains cas l'effort sismique est envisageable.

- Effort des charges verticales sur un portique :

• Permanente :

Couverture + accessoires de pose 17 kg/m²

Pannes (IPE120) 10.4 kg/ml = 10.3 kg/m²

Travers (estimées) 12 kg /m²

Poids totale : $G = 17 + 10.3 + 12 = 39.3 \text{ kg/m}^2$

• Entre axe du portique 5 m :

$G = 39.3 * 5 = 196.5 \text{ kg/ml}$

• Effort de la neige :

$N = 40 \text{ daN/m}^2$ (par projection horizontale)

$N = 40 * 5 = 200 \text{ daN/ml}$

- Effort du vent :

Le portique intermédiaire est le plus chargé vis-à-vis de la charge du vent car la surface tributaire de ce dernier est le double de celle du portique de rive.

• Charge équivalent du vent :

$W = P_h \text{ zone (H)} * 5 \text{ m}$

$W = -41.1 * 5 = -205.5 \text{ daN/ml}$

- Calcul des efforts internes :

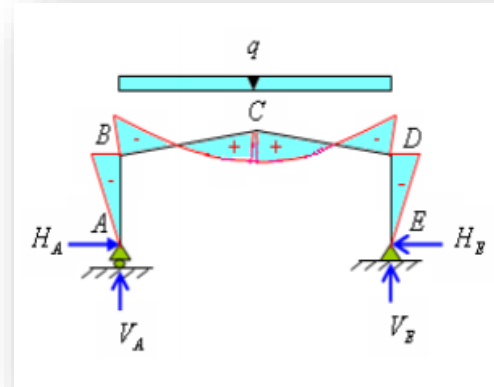
$$k = \frac{I_2 * h}{I_1 * s} = \frac{h}{s} = \frac{6}{\frac{10}{\cos 8.53}} = 0.593$$

$$\emptyset = \frac{R}{h} = \frac{1.5}{6} = 0.25$$

$$\Delta = 0.593 + 3 + 3(0.25) + (0.25)^2 = 4.4055$$

- Charge verticale vers le bas (permanente + neige) :
- Calcul sous la charge unitaire :

$q = 1.0 \text{ kg/ml}$



$$\beta = \frac{8+5\phi}{4\Delta} = \frac{8+5(0.25)}{4(4.4055)} = 0.5249$$

$$\gamma = 1 - \beta(1 + \phi) = 1 - 0.5249(1 + 0.25) = 0.3439$$

$$H_A = H_E = \frac{\beta ql^2}{8h} = \frac{0.5249 \cdot 1 \cdot 20^2}{8 \cdot 6} = 4.37 \text{ kg}$$

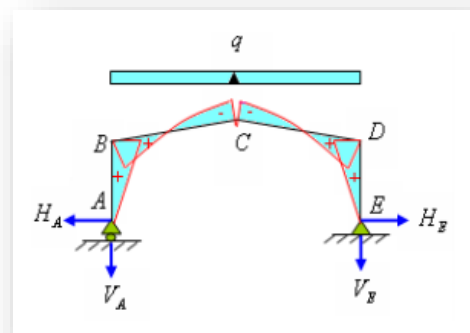
$$V_A = V_E = q \frac{ql^2}{2} = \frac{1 \cdot 20}{2} = 10 \text{ kg}$$

$$ql^2/8 = \frac{1 \cdot 20^2}{8} = 50 \text{ kg.m}$$

$$M_B = M_D = -\frac{\beta ql^2}{8h} = -0.5249 \cdot 50 = -26.25 \text{ kg.m}$$

$$M_C = \gamma \frac{ql^2}{8} = 0.3439 \cdot 50 = +17.2 \text{ kg.m}$$

- Charge verticale vers le haut : V_1 (Vent de soulèvement) :
- Charge verticale unitaire :



$$H_A = H_E = \frac{\beta ql^2}{8h} = (0.5249 \cdot 1 \cdot 20^2)/8 = 4.37 \text{ kg}$$

$$V_A = V_E = 10 \text{ kg}$$

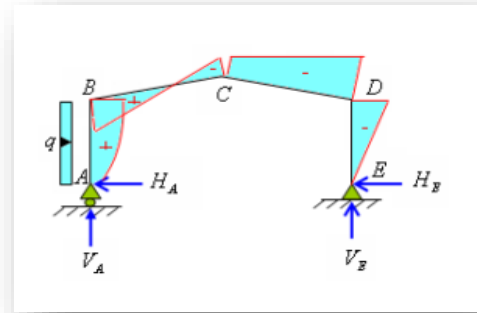
$$M_B = M_D = +\frac{\beta ql^2}{8h} = +26.25 \text{ kg.m}$$

$$M_C = -\gamma \frac{ql^2}{8} = -17.2 \text{ kg.m}$$

- **Vent horizontal (pression) V_2 :**
- **Calcul sous la charge unitaire :**

$$H_A = \delta \frac{qh}{2}$$

$$H_E = qh - H_A$$



$$V_E = -V_A = -\frac{qh^2}{2l}$$

$$M_D = -\beta \frac{qh^2}{2}$$

$$M_B = +\delta \frac{qh^2}{2}$$

$$M_C = -\frac{\gamma qh^2}{2}$$

$$\delta = (5k + 12 + 6\Phi)/8\Delta = (5 * 0.593 + 12 + 6 * 0.25)/(8 * 4.4055) = 0.4672$$

$$\beta = 1 - \delta = 0.5325$$

$$\gamma = \delta(1 + \Phi) - \frac{1}{2} = 0.4672(1 + 0.25) - \frac{1}{2} = 0.084$$

$$H_A = 0.4672 * (1 * 6/2) = 1.40 \text{ kg}$$

$$H_E = 1.6 * 1.40 = 4.6 \text{ kg}$$

$$V_E = -V_A = -(1 * 6^2)/2 * 20 = 0.9 \text{ kg}$$

$$M_D = -0.5328 * (1 * 6^2/2) = -9.6 \text{ kg.m}$$

$$M_B = 0.4672 * (1 * 6^2/2) = +8.4 \text{ kg.m}$$

$$M_C = -0.08 * \frac{1.6^2}{2} = -1.5 \text{ kg.m}$$

- Tableaux récapitulatifs :

Tableau 07 : Effort internes sous la charge unitaire : $q=1.0$ kg/ml

Action	Réaction d'appuis (daN)					Moments (daN.m)			
	q (kg/ml)	H _A	H _E	V _A	V _E	Action	M _B	M _C	M _D
G	1.0	+4.37	-4.37	+10	+10	G	-26.25	+17.2	-26.25
N	1.0	+4.37	-4.37	+10	+10	N	-26.25	+17.2	-26.25
V ₁ (soulèvement)	1.0	-4.37	+4.37	-10	-10	V ₁ (soulèvement)	+26.25	-17.2	+26.25
V ₂ (horizontal)	1.0	-4.6	-1.4	+0.9	+0.9	V ₂ (horizontal)	+8.4	-1.5	-9.6

Efforts interne sous la charge actuelle :

Tableau 08 : Efforts interne sous la charge actuelle

Actions	q (kg/ml)	Réactions d'appuis (daN)				Moments (daN.m)			
		H _A	H _E	V _A	V _E	Action	M _B	M _C	M _D
G	196.5	+859	-859	+1 965	+1 965	G	-5 159	+3 380	-5 159
N	200	+874	-874	+2000	+2000	N	-5 250	+3 440	-5 250
V ₁ (Soulèvement)	205.5	-898	+898	-2 055	-2 055	V ₁ (Soulèvement)	+5 395	-3 535	+5 395
V ₂ (Horizontal)	287	-1 321	-402	+259	+259	V ₂ (Horizontal)	+2 411	-431	-2 756
V ₃ = V ₁ +V ₂		-2 219	+496	-1 796	-1 796	V ₃ = V ₁ +V ₂	+7 806	-3 966	+2 639

Combinaison à L'ELU :

Tableau 09 : Combinaison à L'ELU

Combinaisons	Réactions d'appuis (daN)				Moments (daN.m)		
	H _A	H _E	V _A	V _E	M _B	M _C	M _D
1.35G + 1.5N	+2 471	-2 471	+5 653	+5 653	-14 840	+9 723	-14 840
1.35G + 1.35N + 1.35V ₃	-656	-1 665	+2 929	+2 929	-3 515	+3 853	-10 490
G + 1.5V ₃	-2 470	-115	-729	-729	+6 550	-2 569	-1 201

Efforts en pied poteaux à l'ELU :

Tableau 10 : Efforts en pied poteaux à l'ELU

Combinaisons ELU	Poteau 01 (kN)		Poteau 02 (kN)		Somme (kN)		Combinaisons ELU	0.15V (kN)	H ≥ 0.15 V
	H _A	V _A	H _E	V _E	H	V			
Comb 1	+24.71	+56.53	-24.71	+56.53	0.00	+113	Comb 1	+17	Non
Comb 2	-6.56	+29.29	-16.65	+29.29	-23.21	+59	Comb 2	+9	Oui
Comb 3	-24.70	-7.29	-1.15	-7.29	-26	-15	Comb 3	+2.25	Oui

Les défauts d'aplomb sont à considérer pour la combinaison 1 car la condition :

$|H| \geq 0.15$ est Non vérifiée.

VII.2. Calcul de l'imperfection géométrique global :

Elles sont prises en compte lorsque la somme des efforts horizontaux est inférieure à 15% de la somme des efforts verticaux. Elles peuvent être remplacées par un système de forces équivalentes calculées pour chaque poteau.

$$H_{eq} = \Phi N_{sd}$$

Avec :

H_{eq} : effort horizontal équivalent appliqué en tête de chaque poteau.

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

$\Phi = \Phi_0 * \alpha_h * \alpha_m$: Défaut initial d'aplomb.

$\Phi_0 = \frac{1}{200}$: est la valeur de base.

$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}}$: est le coefficient de réduction qui tient compte de la hauteur h applicable au poteau.

$\alpha_m = \sqrt{0.5(1 + \frac{1}{m})}$: est le coefficient de réduction qui tient compte du nombre de poteaux dans une rangée

h = 7.5 m hauteur de la structure en mètre.

m = 2 : nombre de poteaux dans une file.

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{7.5}} = 0.73 \quad ; \quad \alpha_m = \sqrt{0.5(1 + 0.5)} = 0.866 \quad ; \quad \Phi = 1/200 (0.73 \times 0.866) = 0.0032$$

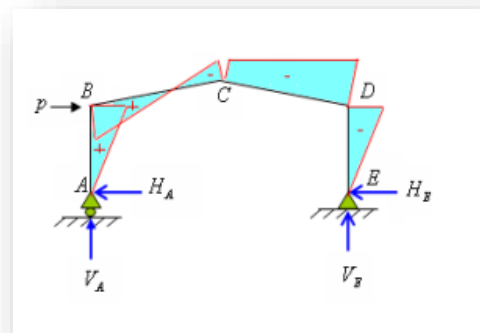
Tableau 11 : Efforts équivalent en-tête de poteaux :

Combinaisons	Poteau 1		Poteau 2	
	N _{sd} (kN)	H _{eq} = φNsd (kN)	N _{sd} (kN)	H _{eq} = φNsd (kN)
Comb 1 1.35G + 1.5N	+56.53	0.18	+56.53	0.18

VII.3. Calcul des efforts internes additionnels :

- Efforts horizontaux en tête du poteau :

- Combinaison 1 :



$$P = 2 * 0.18 = 0.36 \text{ kN}$$

$$H_A = \frac{P}{2} \left[1 + \frac{\Phi(3 + 2\Phi)}{2\Delta} \right] = \frac{0.36}{2} \left[1 + \frac{0.0032(3 + 0.0064)}{2 * 4.4055} \right] = 0.18 \text{ kN}$$

$$H_E = P - H_A = 0.36 - 0.18 = 0.18 \text{ N}$$

$$V_A = -V_E = -\frac{P \cdot h}{l} = (0.36 \cdot 6)/20 = -0.108 \text{ kN}$$

$$M_B = -\beta \cdot p \cdot h = +0.5497 \cdot 0.36 \cdot 6$$

$$\rightarrow MB = +1.19 \text{ kN.m}$$

$$M_D = \delta \cdot p \cdot h = -0.3014 \cdot 0.36 \cdot 6$$

$$\rightarrow MD = -0.65 \text{ kN.m}$$

$$M_C = \gamma \cdot p \cdot h = -0.063 \cdot 0.36 \cdot 6$$

$$\rightarrow MC = -0.14 \text{ kN.m}$$

$$\beta = \frac{1}{2} \left[1 + \frac{0.25(3 + 2 \cdot 0.25)}{2 \cdot 4.4055} \right] = 0.5497$$

$$\delta = \frac{1}{2} \left[1 - \frac{0.25(3 + 2 \cdot 0.25)}{2 \cdot 4.4055} \right] = 0.3014$$

$$\gamma = \frac{0.25}{2} \left[1 - \frac{(1 + 0.25)(3 + 2 \cdot 0.25)}{2 \cdot 4.4055} \right] = 0.063$$

Tableau 12 : Combinaisons à L'ELU avec prise en compte de H_{eq}

Combinaison	Réactions d'appuis (kN)				Combinaison	Moments (kN.m)		
	H_A	H_E	V_A	V_E		M_B	M_C	M_D
Comb 1	+24.71	-24.71	+56.53	+56.53	Comb 1	-148.39	+97.23	-148.39
P	-0.18	-0.18	-0.108	+0.108	P	+1.19	-0.14	-0.65
Comb 1 + P	24.53	-24.89	+56.42	+56.64	Comb 1 + P	-147.2	+97.09	-149.04
Comb 2	-6.56	-16.65	+29.29	+29.29	Comb 2	-35.15	+38.53	-104.9
Comb 3	-24.70	-1.15	-7.29	-7.29	Comb 3	+65.50	-25.69	-12.01

VII.4.Choix de la méthode d'analyse :

Le choix de la méthode d'analyse est conditionné par la valeur du coefficient d'éloignement critique α_{cr} .

Si $\alpha_{cr} \geq 10$ Structure rigide : analyse élastique au 1^{er} ordre.

Si $\alpha_{cr} < 10$ Structure souple : analyse élastique avec prise en compte des effets du 2^{ème} ordre.

Si $\alpha_{cr} \geq 15$ Structure rigide : analyse plastique.

- **Détermination du facteur d'éloignement critique minimum α_{cr} :**

Dans le cas des portiques à faible pente, le coefficient d'éloignement critique α_{cr} peut être calculé avec la formule approchée suivante pour la combinaison d'action considérée.

$$\frac{1}{\alpha_{cr}} = \frac{Vsd}{Vcr} = \left(\frac{Nsd}{Ncr} + (4 + 3.3R) \left(\frac{Nsd.p}{Ncr.p} \right) \right)$$

Avec :

$Nsd.p$: effort axial de compression dans le poteau.

$Ncr.p = \frac{\pi^2 * E * I}{h^2}$: Effort critique d'Euler dans le poteau.

$Nsd.t$: effort axial de compression dans la traverse.

$Ncr.t = \frac{\pi^2 * E * I}{s^2}$: Effort critique d'Euler dans la traverse.

$$R = \frac{I1}{I2h} = \frac{S}{h} = \frac{10(\cos 8.53)}{6} = 1.685$$

$$Ncr.p = \frac{\pi^2 * E * I}{h^2} = (\pi^2 * 2.1 * 10^4 * 16265.6) / 600^2 = 9\,364.5 \text{ kN}$$

$$Ncr.t = \frac{\pi^2 * E * I}{s^2} = \frac{\pi^2 * 2.1 * 10^4 * 16265.6}{1011.2^2} = 3\,297 \text{ kN}$$

- **Sous la combinaison : 1.35G + 1.5N :**

$$Nsd.t = 56.53 * \sin 8.53 + 24.7 * \cos 8.53 = 32.8 \text{ kN}$$

$$Nsd.p = 56.53 \text{ kN.}$$

$$\frac{1}{\alpha_{cr}} = \frac{Vsd}{Vcr} = \frac{32.8}{3\,297} + (4 + 3.3 * 1.685) \left(\frac{56.53}{9\,364.5} \right) = 0.07 < 0.1$$

⇒ Structurer rigide : on opte pour la méthode élastique au 1^{er} ordre

VII.5. Pré dimensionnement de la traverse :

Moment sous la combinaison : $1.35G + 1.5N$

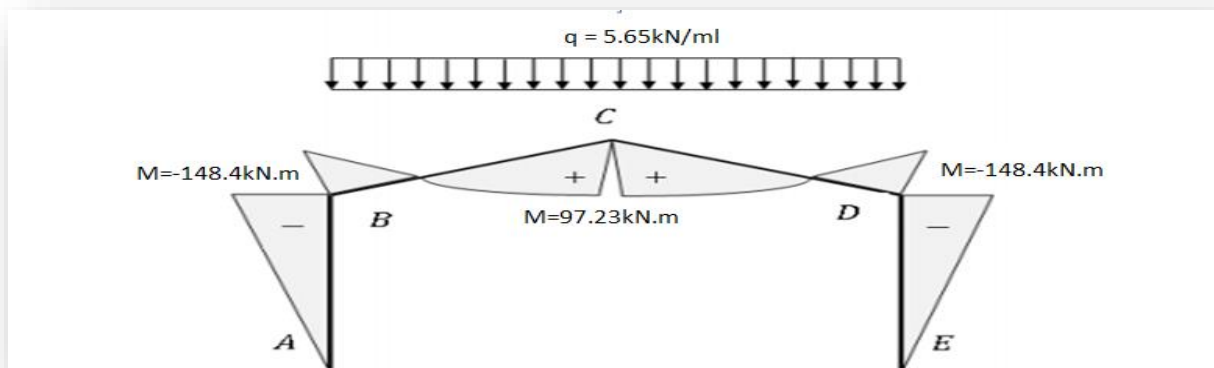


Figure VII.02 : Moment sous la combinaison.

Moments sous la charge équivalente totale H_{eq} :

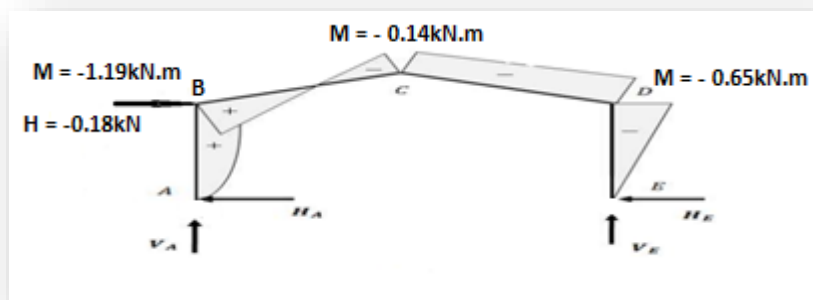


Figure VII.03 : Moments sous la charge équivalente totale.

- Les moments maximaux sollicitant la traverse :

- Actions vers le bas : charges gravitaires

Sous la combinaison $1.35G + 1.5N + P$

- Aux appuis : $M_D = -148.4 - 0.65 = -149.1 \text{ kN.m}$
- Aux faitages : $M_C = +97.23 - 0.14 = +97.1 \text{ kN.m}$

-

Action vers le haut : vent de soulèvement

Sous la combinaison $G + 1.5V_4$:

- Aux appuis : $M_B = +65.50 \text{ kN.m}$
- Aux faitages : $M_C = -25.69 \text{ kN.m}$

VII.5.1. Calcul préliminaire :

$$M_{y.sd} \leq M_{ply.rd} = W_{pl} * \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$W_{ply} \geq M_{y.sd} * \frac{\gamma_{m0}}{f_y} \implies W_{pl} \geq \frac{149.1 * 1.1 * 10^2}{23.5} = 697.92 \text{ cm}^3$$

· Soit IPE 330 $\rightarrow W_{ply} = 804 \text{ cm}^3$

VII.6. Vérification de la traverse à L'ELS :**A. Vérification à la flèche :**

Le calcul de la flèche est réalisé au faitage de la traverse, en C, sous l'action combinée non pondérée de : G + N

La flèche maximale est donnée par la formule suivante

$$Y_{max} = \frac{1}{384 E . I_y} (5 q l^4 - 48 M_B . l^2)$$

$$E = 2.1 * 10^4 \text{ kN/cm}^2$$

$$I_y = 11\,770 \text{ cm}^4$$

$$Q = G + N \rightarrow 1.97 + 2 = 3.97 \text{ kN/ml}$$

$$L = 200. \quad M_B = 104.1 \text{ kN.m} \dots \text{ Sous la combinaison G+N de service.}$$

$$Y_{max} = \frac{1}{384 * 2.1 * 10^4 * 11\,770} (5 * 3.97 * 10^{-2} * 2000^4 - 48 * 104.1 * 10^2 * 2000^2)$$

$$= 12.5 \text{ cm}$$

$l/200 = 2000/200 = 10 \text{ cm} \rightarrow 12.65 \text{ cm} > 10 \text{ cm} \dots \dots \text{ Condition Non Vérifiée.}$

On augmente la section de l'IPE : on choisit l'IPE360 $I_y = 16\,270 \text{ cm}^4$

$$Y_{max} = \frac{1}{384 * 2.1 * 10^4 * 16\,270} (5 * 3.97 * 10^{-2} * 2000^4 - 48 * 104.1 * 10^2 * 2000^2)$$

$$= 9.65 \text{ cm}$$

$l/200 = 2000/200 = 10 \text{ cm} \rightarrow 9.65 \text{ cm} < 10 \text{ cm.}$

VII.7.Vérification de la traverse à L'ELU :**- Vérification de la section et bilan des efforts**

$$M_{y\text{sd}} = 149.1 \text{ kN.m}$$

$$N_{\text{sd}} = 56.64 \sin 8.53 + 24.9 \cos 8.53 = 33.03 \text{ kN}$$

$$V_{z\text{sd}} = 56.64 \cos 8.53 - 24.9 \sin 8.53 = 52.3 \text{ kN}$$

- **Classe de section :**

- **Classe de la semelle :**

$$\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon \quad ; \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{b}{2}}{t_f} = \frac{\frac{170}{2}}{12.7} = 6.7 < 10 \dots \dots \dots \text{semelle classe 1}$$

- **Classe de l'âme :**

$$\alpha = \frac{1}{d} \frac{(d + dc)}{2} \leq 1 \quad ; \quad dc = \frac{N_{\text{sd}}}{t_w * f_y} = \frac{33.03}{0.8 * 23.5} = 1.8 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{1}{29.9} \frac{(29.9 + 1.8)}{2} = 0.53 > 0.5$$

Pour les sections de classe 1 :

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396\varepsilon}{\beta(a-1)} = \frac{396}{13 * 0.53 - 1} = 67.23 \quad ; \quad \frac{d}{t_w} = \frac{299}{8} = 37.4$$

$$37.4 < 67.23$$

→ *ame de classe 1*

⇒ L'IPE 360 est de classe 1.

IPE 360:

$$A = 72.7 \text{ cm}^2 \quad ; \quad W_{\text{ply}} = 1\,019 \text{ cm}^3 \quad ; \quad \gamma_{m0} = 1.1 \quad ; \quad f_y = 23.5 \text{ kN/cm}^2$$

- **Indice de l'effort tranchant :**

$$V_{z.sd} = 52.3 \text{ kN}$$

$$A_{vz} = A - 2btf + (tw + 2r)tf = 35.14 \text{ cm}^2$$

$$V_{plz.rd} = \frac{A_{vz} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma m_0} = \frac{35.14 \left(\frac{23.5}{\sqrt{3}} \right)}{1.1} = 434 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{z.sd}}{V_{plz.rd}} = \frac{52.3}{434} = 0.12 < 0.50$$

⇒ L'indice de l'effort tranchant sur le moment résistant peut être négligé.

- **Indice de l'effort normal :**

$$N_{sd} = 33.03 \text{ kN}$$

$$N_{pl.rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma m_0} = \frac{72.7 \cdot 23.5}{1.1} = 1554 \text{ kN}$$

$$0.25 N_{pl.rd} = 0.25 \cdot 1554 = 389 \text{ kN}$$

$$A_w = A - 2b \cdot t_f = 72.7 - 2 \cdot 17 \cdot 1.27 = 29.52 \text{ cm}^2$$

$$0.5 A_w \cdot f_y / \gamma m_0 = \frac{0.5 \cdot 29.52 \cdot 23.5}{1.1} = 316 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 33.03 \text{ kN} < \min(389 ; 316)$$

⇒ L'indice de l'effort normal sur le moment résistant peut être négligé.

La formule de la vérification à la résistance est donnée par suit :

$$M_{y.sd} < M_{c.Rd}$$

- **Section classe 1 :**

$$M_{c.Rd} = M_{ply.Rd} = W_{pl.y} \cdot f_y / \gamma m_0 \rightarrow \frac{1019 \cdot 23.5}{1.1} = 21770 \text{ kN.m}$$

$$M_{y.sd} = 149.1 \text{ kN.m} < M_{ply.Rd} = 21770 \text{ kN.m}$$

VII.8. Vérification de l'élément aux instabilités :

- **Action vers le bas :**

Semelle supérieure :

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges verticales descendantes est susceptible de déverser entre les points de maintiens latéraux.

Calcul du coefficient de réduction pour le flambement :

Longueur de flambement :

$$l_y = 0.5 \cdot \frac{1000}{\cos 8.53} = 505.6 \text{ cm} \quad (\text{moitié de la traverse})$$

$$l_z = 101 / \cos 8.53 = 103 \text{ cm} \quad (\text{maintien par les pannes reliées à la poutre au vent})$$

$$\text{Les élancements : } \lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{505.6}{13.71} = 37 ; \lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{103}{3.55} = 29$$

- Les élancements réduits:

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{37}{93.9}\right) = 0.4 \qquad \bar{\lambda}_z = \left(\frac{29}{93.9}\right) = 0.32$$

- Courbe de flambements

$$\frac{h}{b} = \frac{360}{170} = 2.12 > 1.2$$

- Axe de flambement y-y → courbe a ; $\alpha_y = 0.21$
- Axe de flambement z-z → courbe b ; $\alpha_z = 0.34$

$$\varphi_y = 0.5 (1 + 0.21(0.4 - 0.2) + 0.4^2) = 0.601$$

$$\chi_y = \frac{1}{0.601 + (0.601^2 - 0.4^2)^{0.5}} = 0.952$$

$$\varphi_z = 0.5(1 + 0.34(0.32 - 0.2) + 0.32^2) = 0.572$$

$$X_z = \frac{1}{0.572 + (0.572^2 - 0.32^2)^{0.5}} = 0.952$$

$$X_{\min} = (0.952 ; 0.952) = 0.952$$

- Calcul du coefficient pour le déversement χ_{LT} :

$$X_{lt} = \frac{1}{\varphi_{lt} + (\varphi_{lt}^2 - \lambda_{lt}^2)^{0.5}} < 1.0$$

$$\lambda_{lt} = \frac{\frac{L}{iz}}{C_i^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/iz}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

- $C_1 = 1.88 - 1.40\varphi - 0.52\varphi^2 < 2.7$

Avec $M_A < M_B$: moments aux extrémités du tronçon

$$-1.0 < \varphi < 1.0$$

Calcul du moment au point quelconque P :

$$M_p = 52.3x - 149.1 - 24.9 * 0.149x - 5.65x^2/2$$

$$M_p = -2.83x^2 + 48.6x - 149.1$$

$$M_a = M_p (x=5.06) = (2.83) (5.06)^2 + 48.6 (5.06) (-149.1)$$

$$M_a = -72.5 + 246 - 149.1$$

$$M_a = 24.44 \text{ kN.m}$$

$$\Psi = \frac{Ma}{Mb} = \frac{24.44}{-149.1} = -0.164$$

$$C1 = 1.88 - 1.4(-0.164) + 0.52(-0.164)^2$$

$$C1 = 2.12 < 2.7$$

$$\lambda_{LT} = \left(\frac{\frac{103}{3.79}}{2.12^{0.5} \left(1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{103}{3.79}}{\frac{36}{12.7}} \right)^2 \right)^{0.25}} \right) = 18.5$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = 18.5/93.9 = 0.20$$

$$\varphi_{LT} = 0.5(1 + 0.21(0.2 - 0.2) + (0.2)^2) = 0.52$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{0.52 + (0.52^2 - 0.2^2)^{0.5}} = 1.0$$

Calcul des coefficients K :

$\beta_{MLT} = 1.8 - 0.7\Psi = 1.8 - 0.7 * (-0.164) = 1.92$: facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

$$\mu_{lt} = 0.15 * 0.32 * 1.92 - 0.15 = -0.06 < 0.9$$

$$K_{lt} = 1 - \frac{\mu_{lt} - Nsd}{\chi_z * A * f_y} = 1 - \frac{-0.06 * 33.03}{0.952 * 72.7 * 23.5} = 1.0$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y * Nsd}{\chi_y * A * f_y}$$

Calcul du facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion suivant yy :

$$\beta_{My} = \beta_{M\Psi} + \frac{Mq}{\Delta M} (\beta_{MQ} - \beta_{M\Psi})$$

$$\beta_{M\Psi} = 1.8 - 0.7\Psi$$

$$\Psi = \frac{Ma}{Mb} = \frac{97.1}{-149.1} = -0.65$$

$$\beta_{M\Psi} = 1.8 - 0.7 * (-0.65) = 2.255$$

$$\Delta M = 149.1 + 97.1 = 246.2 \text{ kN.m}$$

$$Mq = \frac{q * l^2}{8} = \frac{5.65 * 10^2}{8} = 70.53 \text{ kN.m}$$

$\beta_{MQ} = 1.3$ cas d'une charge uniformément répartie.

$$\beta M_y = 2.255 + \frac{70.53}{246.2} (1.3 - 2.255) = 2.0$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta m_y - 4) + \frac{W_{pl} - W_{el}}{W_{el}} = 0.4 * (2 * 2 - 4) + \frac{1019 - 904}{904} = 0.12$$

$$K_y = 1 - \frac{0.12 * 33.03}{0.952 * 72.7 * 23.5} = 0.998$$

VII.9. Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} * N_{pl,rd}} + \frac{K_y * M_{y,sd}}{M_{pl,rd}} < 1$$

$$\frac{33.03}{0.952 * 1554} + \frac{0.998 * 149.1}{217.7} = 0.70 < 1.0$$

VII.10. Vérification au déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z * N_{pl,rd}} + \frac{K_{lt} * M_{y,sd}}{\chi_{lt} * M_{ply,rd}} < 1.0$$

$$\frac{33.03}{0.952 * 1554} + \frac{1.0 * 149.1}{1.0 * 217.7} = 0.69 < 1.0$$

- Action vers le haut ↑ :
- Semelle inférieure :

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement est susceptible de déverser du moment qu'elle est libre sur toute sa longueur.

Les formules de vérification de l'élément aux instabilités sont les suivantes :

Bilan des efforts :

$$M_{y,sd} = 65.5 \text{ kN.m}$$

$$N_{sd} = -7.29 * \sin 8.53 - 24.7 * \cos 8.53 = -25.5 \text{ kN}$$

$$V_{z,sd} = -7.29 * \cos 8.53 + 24.7 * \sin 8.53 = -3.55 \text{ kN}$$

- Vérification au déversement :

La formule de vérification au déversement devient :

$$\frac{M_{y, sd}}{\chi_{lt} * M_{ply, rd}} \leq 1.0$$

- Calcul du coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT} :*

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\varphi_{lt} + [\varphi_{lt}^2 - \lambda_{lt}^2]^{0.5}} \leq 1.0$$

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

$$C_1 = 1.88 - 1.40\Psi + 0.52\Psi^2 \leq 2.7$$

$$\Psi = \frac{M_a}{M_b} = -\frac{25.69}{65.5} = -0.40$$

$$C_1 = 1.8 - 1.40 * (-0.4) + 0.52 * (-0.4)^2 = 1.40 < 2.7$$

⇒ On prend $C_1 = 1.40$

$$\lambda_{lt} = \frac{\frac{505.5}{3.79}}{1.4^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{505.5}{3.79}}{\frac{36}{1.27}} \right)^2 \right]^{0.25}} = 93.5$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \frac{93.5}{93.9} = 0.995$$

$$\varphi_{lt} = 0.5[1 + 0.21(0.995 - 0.2) + (0.995)^2] = 1.1$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{1.1 + [1.1^2 - 0.995^2]^{0.5}} = 0.637$$

$$\frac{65.5}{0.637 * 217.7} = 0.49 < 1.0$$

Conclusion :

Le profilé IPE360 est adéquat comme traverse.

VII.11. Vérification des poteaux :

Bilan des efforts :

$$M_{y, sd} = 149.1 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 56.53 \text{ kN}$$

$$V_{z, sd} = 24.9 \text{ kN}$$

- Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement χ_{\min} :

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

- Flambement par rapport à l'axe fort (y-y) dans le plan du portique :

$$\lambda_1 = 93.9$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{420}{14.95} = 28.1$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{28.1}{93.9} = 0.299$$

- Courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{360}{170} = 2.11 > 1.2$$

- Axe de flambement y-y → Courbe a → $\alpha = 0.21$

$$\varphi_y = 0.5[1 + 0.21(0.299 - 0.2) + 0.299^2] = 0.555$$

$$\chi_y = \frac{1}{0.555 + [0.555^2 - 0.299^2]^{0.5}} = 0.978$$

- Flambement par rapport à z-z :

Lz = 1.78m entraxe de la lisse

$$\lambda_z = \frac{178}{3.79} = 46.97$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{46.97}{93.9} = 0.500$$

Courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{360}{170} = 2.11 > 1.2$$

- Axe de flambement z-z → Courbe b → $\alpha = 0.34$

$$\varphi_z = 0.5[1 + 0.34(0.500 - 0.2) + 0.500^2] = 0.676$$

$$\chi_z = \frac{1}{0.676 + [0.676^2 - 0.500^2]^{0.5}} = 0.884$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = \min(0.946; 0.884) = 0.884$$

- Calcul du coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT} :

IPE360:

$$i_z = 3.79\text{cm} \quad h = 36\text{cm} \quad t_f = 1.27\text{cm}$$

L = 178cm : Maintiens latéraux (entraxe de la lisse)

$$M_b = 149.1\text{kN.m}$$

$$M_a = M_y, sd(h = 5.06) = \frac{149.1 * 5.06}{6} = 126\text{kN}$$

$$\Psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{126}{149.4} = 0.843$$

$$C_1 = 1.88 - 1.40 * 0.843 + 0.52 * 0.843 = 0.33 < 2.7$$

$$\lambda_{lt} = \frac{\frac{178}{3.79}}{0.33^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{178/3.79}{36/1.27} \right)^2 \right]^{0.25}} = 79.17$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} = \frac{79.17}{93.9} = 0.843$$

$$\varphi_{lt} = 0.5[1 + 0.21(0.843 - 0.2) + 0.843^2] = 0.923$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{0.923 + [0.923^2 - 0.843^2]^{0.5}} = 0.77$$

VII.11.1. Calcul des coefficients K :

- Calcul du coefficient K_{LT} :

- Calcul du facteur de moment uniforme équivalent β_{MLT} :

Cas de moments d'extrémités

$$\beta_{mlt} = 1.8 - 0.7\Psi \rightarrow \Psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{126}{149.1} = 0.843$$

$$\Rightarrow \beta_{mlt} = 1.8 - 0.7(0.843) = 1.21$$

$$\mu_{lt} = 0.15 * 0.5 * 0.21 - 0.15 = -0.06 < 0.90$$

$$K_{lt} = 1 - \frac{-0.06 * 56.53}{0.884 * 72.7 * 23.5} = 1.002 > 1$$

$$\Rightarrow \text{On prend : } K_{LT} = 1.0$$

- Calcul du coefficient K_y :

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y * N_{sd}}{\chi_y * A * f_y} \leq 1.50$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y(2\beta_{my} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \leq 0.90$$

Calcul du facteur de moment uniforme équivalent β_{My} :

Cas de moments d'extrémités :

$$\beta_{my} = \beta_m \Psi = 1.8 - 0.7\Psi$$

$$\Psi = \frac{Ma}{Mb} = \frac{0}{149.1} = 0$$

$$\Rightarrow \beta_{my} = \beta_m \Psi = 1.8$$

$$\mu_y = 0.428(2 * 1.8 - 4) + \frac{1019.1 - 903.6}{903.6} = -0.043$$

$$K_y = 1 - \frac{-0.043 * 56.53}{0.946 * 72.7 * 23.5} = 1.002 < 1.5$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{72.7 * 23.5}{1.1} = 1553.2 \text{ kN}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1019.1 * 23.5}{1.1} = 217.72 \text{ kN.m}$$

VII.12. Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} * N_{pl,rd}} + \frac{K_y * M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{56.53}{0.884 * 1554} + \frac{1.002 * 149.1}{217.7} = 0.04 + 0.559 = 0.60 < 1.0$$

VII.13. Vérification au déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z * N_{pl,rd}} + \frac{K_{lt} * M_{y,sd}}{\chi_{lt} * M_{ply,rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{56.53}{0.884 * 1554} + \frac{1 * 149.1}{0.77 * 217.7} = 0.04 + 0.891 = 0.931 < 1.0$$

Conclusion :

Le profilé choisit IPE360 est adéquat comme poteau.

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action de forces horizontales : vent, effets de séismes, chocs. Ils sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'aux fondations. Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants « poutres au vent » et contreventement « en ciseaux », et en façade « palée de stabilité », et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués sur les pignons et les longs pan.

VIII.1. Calcul des contreventements :

- Evaluation des efforts horizontaux:

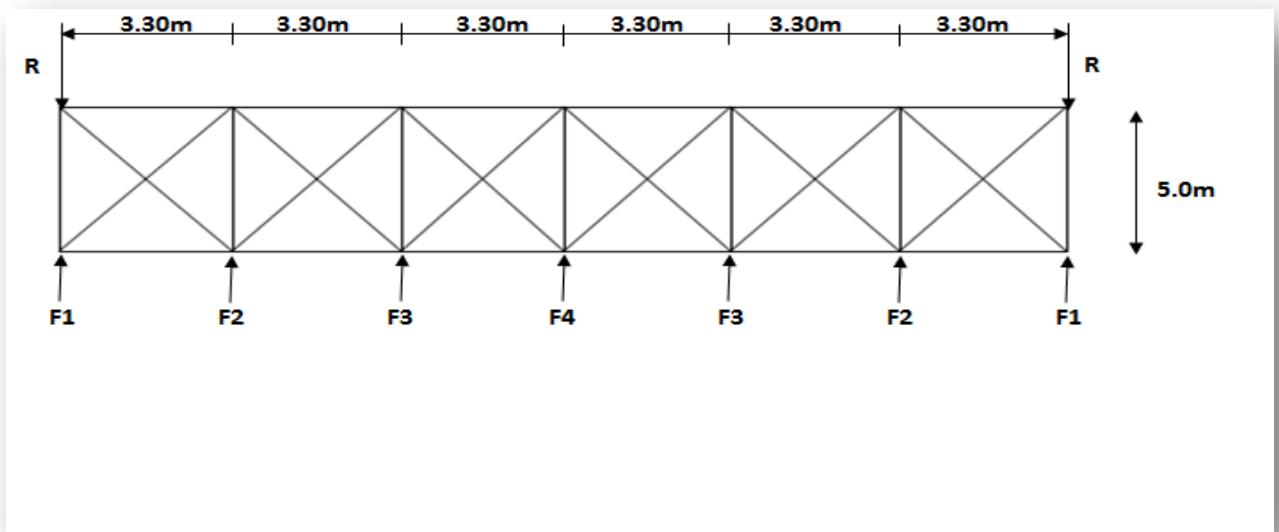


Figure VIII.01: Disposition des contreventements de toiture.

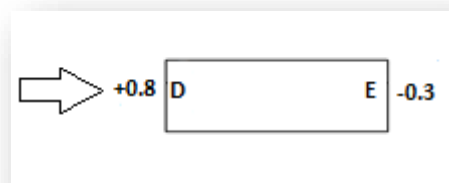
$$F_1 = (P_{h(\text{Paroie})} * \frac{h_1}{2} * \frac{b}{2}) + \frac{Fe}{12}$$

$$F_2 = (P_{h(\text{Paroie})} * \frac{h_2}{2} * \frac{b}{6}) + \frac{Fe}{6}$$

$$F_3 = (P_{h(\text{Paroie})} * \frac{h_3}{2} * \frac{b}{6}) + \frac{Fe}{6}$$

$$F_4 = (P_{h(\text{Paroie})} * \frac{h_4}{2} * \frac{b}{6}) + \frac{Fe}{6}$$

D'après l'étude au vent, la valeur de Ce est donnée ci-dessous :



$$\sum Cr = CeD + CeE = 0.8 + 0.3 = 1.1$$

$$q_h = q_{ref} * C_{ex} = 43.5 * 1.173 = 51.03 \text{ daN/m}^2$$

$$C_d = 1$$

$$P_h = C_d * q_h * \sum Cr = 1 * 51.03 * 1.1$$

$$V = Ph = 56.2 \text{ daN/m}^2$$

La force d'entraînement F_e est la force de frottement dans la toiture donnée par :

$$F_e = F_{fr} = \sum (q_h * C_{fr} * S_{fr})$$

$$\text{on a } S_{fr} = 0 \Rightarrow F_{fr} = 0$$

• **Evaluation des efforts horizontaux en tête des potelets :**

$$F_1 = \left(56.2 * \frac{6}{2} * \frac{20}{12} \right) + 0 = 281 \text{ daN}$$

$$F_2 = \left(56.2 * \frac{6.5}{2} * \frac{20}{6} \right) + 0 = 609 \text{ daN}$$

$$F_3 = \left(56.2 * \frac{7}{2} * \frac{20}{6} \right) + 0 = 656 \text{ daN}$$

$$F_4 = \left(56.2 * \frac{7.5}{2} * \frac{20}{6} \right) + 0 = 703 \text{ daN}$$

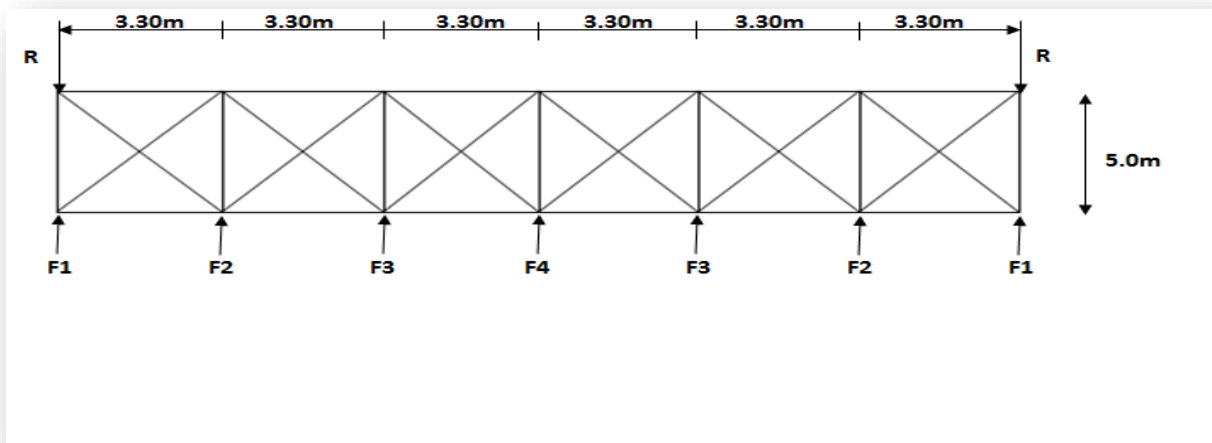


Figure VIII.02 : Poutre au vent.

Par la méthode des coupures, on établit que l'effort F_d dans les diagonales d'extrémités (les plus sollicitées) est donné comme suit : $F_d * \cos\theta + F_1 = R$

Avec :

$$R = \frac{2F_1 + 2F_2 + 2F_3 + F_4}{2}$$

$$R = \frac{2 * 281 + 2 * 609 + 2 * 656 + 703}{2}$$

$$R = \frac{562 + 1\,218 + 1\,312 + 703}{2} = 3\,795 \text{ daN}$$

$$\text{tg}\theta = \frac{3.3}{5} \Rightarrow \theta = \text{arctg}\left(\frac{3.3}{5}\right) = 33.4^\circ$$

$$\text{D'où : } Fd = \frac{R - F_1}{\text{Cos}\theta} = \frac{3\,795 - 281}{\text{Cos}33.4} = 4\,210 \text{ daN}$$

$$Nsd = 1.5 * Fd = 1.5 * 4\,210 = 6\,315 \text{ daN}$$

$$\rightarrow Nsd = 63.15 \text{ kN}$$

VIII.2. Section de la diagonale :

- **Calcul de la section brute A :**

$$Nsd \leq Npl,rd = \frac{A * fy}{\gamma M0}$$

$$\rightarrow A \geq \frac{Nsd * \gamma M0}{fy} = \frac{63.15 * 1.1}{23.5} = 3 \text{ cm}^2$$

Pour des raisons pratiques on opte pour une cornière isolée de **45*45*5** avec un boulon de 12mm et trou de 13mm
Soit **L45*45*5** (A = 4.30cm²)

Section nette : $Anet = 4.3 - 0.5 * 1.3 = 3.65 \text{ cm}^2$

- **Vérification à la résistance ultime de la section :**

Cas de cornières assemblées par une seule aile : Pour attache avec deux boulons ou plus :

$$Nu,rd = \frac{\beta * Anet * fu}{\gamma M2}$$

Ou β est le coefficient minorateur donné dans le tableau en fonction de l'entre axe p_1 des trous :

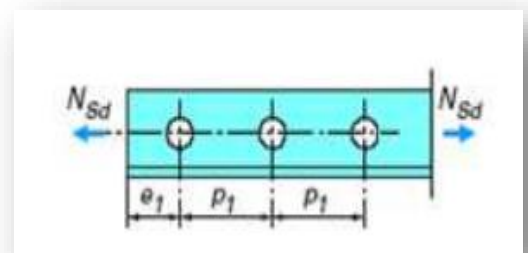
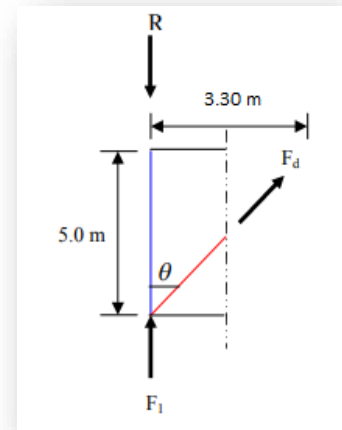
$$\beta = \beta_3 = 0.7$$

$$P_1 = 100 \text{ mm} > 5.0 * d_0 = 65 \text{ mm}$$

$$Nu,rd = \frac{\beta_3 * Anet * fu}{\gamma M2} = \frac{0.7 * 3.65 * 3600}{1.25}$$

$$\rightarrow Nu,rd = 7\,358.4 \text{ daN} = 73.6 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow Nsd = 63.15 \text{ kN} < Nu,rd = 73.6 \text{ kN}$$



Conclusion :

Une cornière isolée 45*45*5 avec boulon de 12mm et trous de 13mm convient pour les barres de contreventement de la poutre au vent.

VIII.2.1. Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la résistance :

Les montants de la poutre au vent sont des pannes qui travaillent à la flexion déviée sous l'action de charges verticales, et en outre à la compression sou (F), on doit donc vérifier la panne à la flexion déviée composée. Les formules de vérification sont les suivantes :

A. Flexion composée déviée (bi-axiale) :

- Vérification de la section à la résistance :

Sections de classe 1 et 2 :

$$\left(\frac{M_{y, sd}}{M_{ny, rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z, sd}}{M_{nz, rd}}\right)^\beta \leq 1.0$$

$$\alpha = 2 \quad \text{et} \quad \beta = 5n \quad \text{avec} \quad \beta \geq 1.0$$

$$M_{ny, rd} = M_{ply, rd} * \left[\frac{1-n}{1-0.5\alpha} \right]$$

$$M_{nz, rd} = M_{plz, rd} * \left[1 - \left(\frac{n-\alpha}{1-\alpha} \right)^2 \right]$$

$$A_w = A - 2 * b * t_f \quad (\text{aire de l'ame})$$

$$a = \min\left(\frac{A_w}{A}; 0.5\right)$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl, rd}}; N_{pl, rd} = \frac{A * f_y}{\gamma M_0}; M_{ply, rd} = \frac{W_{ply} * f_y}{\gamma M_0}; M_{plz} = \frac{W_{plz} * f_y}{\gamma M_0}$$

- Charges et surcharges revenants à la panne intermédiaire :

- Flexion déviée (calcul des pannes)

$$G = 29.2 \text{ daN/ml}$$

$$N = 40 \text{ daN/ml}$$

- Compression : (Calcul des contreventements):

$$V = F_3 = 656 \text{ daN}$$

- Combinaisons de charges :

$$1.35G + 1.35N + 1.35V$$

$$Q_{sd} = 1.35G + 1.35N$$

$$N_{sd} = 1.35V$$

$$Q_{sd} = 1.35G + 1.35N = 1.35 * 29.2 + 1.35 * 40 = 39.5 + 54.0 = 93.5 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z, sd} = Q_{sd} * \cos \alpha = 93.5 * \cos 8.53 = 92.5 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y, sd} = \frac{Q_{z, sd} * l^2}{8} = \frac{92.5 * 5^2}{8} = 289 \text{ daN.m}$$

$$Q_{y,sd} = Q_{sd} * \sin\alpha = 93.5 * \sin 8.53 = 13.9 \text{ daN/ml}$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} * \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{13.9 * 2.5^2}{8} = 10.9 \text{ daN.m}$$

$$N_{sd} = 1.35V = 1.35 * 656 = 886 \text{ daN}$$

VIII.2.2.1. Caractéristiques géométriques de l'IPE120 :

$$M_{ply,rd} = 1\,296.8 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz,rd} = 290.54 \text{ daN.m}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A * f_y}{\gamma M_0} = \frac{13.2 * 2350}{1.1} = 28\,200 \text{ daN}$$

- Incidence de l'effort tranchant :

$$\text{Si } V_{sd} \leq 0.5V_{pl,rd}$$

→ Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort tranchant.

A travée la valeur du moment fléchissant est max et la valeur de l'effort tranchant est nulle

→ Donc il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

- Incidence de l'effort normal :

$$\text{Si } N_{sd} \leq \min\left(0.25N_{pl,rd} ; 0.5A_w * \frac{f_y}{\gamma M_0}\right)$$

→ Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$0.25N_{pl,rd} = 0.25 * 28\,200 = 7\,050 \text{ daN}$$

$$A_w = A - 2 * b * t_f = 13.2 - 2 * 6.4 * 0.63 = 5.136 \text{ cm}^2$$

$$0.5 * A_w * \frac{f_y}{\gamma M_0} = 0.5 * 5.136 * \frac{2350}{1.1} = 5\,486.2 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 886 \text{ daN} < \min(7\,050 \text{ daN}; 5\,486.2 \text{ daN})$$

→ l'incidence de l'effort normal et le moment résistant peut être négligée.

Pas de réduction des moments de résistance plastique :

$$M_{Ny,rd} = M_{ply,rd}$$

$$M_{Nz,rd} = M_{plz,rd}$$

VIII.2.2.3 La formule de vérification est la suivante :

$$\left(\frac{My, sd}{Mply, rd}\right)^\alpha + \left(\frac{Mz, sd}{Mplz, rd}\right)^\beta \leq 1.0$$

$$\alpha = 2 ; \beta = 5n = 5 * \frac{Nsd}{Npl, rd} = 5 * \frac{886}{7050} = 0.70$$

$$\left(\frac{289}{1296.8}\right)^1 + \left(\frac{10.9}{290.54}\right)^{0.7} = 0.40 < 1.0$$

- Vérification de l'élément aux instabilités (déversement + flambement) :

- Combinaisons à l'ELU :

G – 1.5V

$$Qz, sd = G * \text{Cos}\alpha - 1.5V$$

$$Qy, sd = 1.35 * G * \text{Sin}\alpha$$

$$Nsd = 1.5 * V'$$

Avec :

$$G = 29.2 \text{ daN/ml}$$

$$V = -41.5 \text{ daN/ml}$$

$$V' = 656 \text{ daN}$$

- Charges de flexion :

$$Qz, sd = 29.2 * \text{Cos}8.53 - 1.5 * 41.5 = -33.37 \text{ daN/ml} \uparrow (\text{Soulèvement})$$

$$Qy, sd = 1.35 * 29.2 * \text{Sin}8.53 = 5.85 \text{ daN/ml} \leftarrow$$

$$My, sd = \frac{Qz, sd * l^2}{8} = \frac{33.37 * 5^2}{8} = 104.3 \text{ daN.m}$$

$$Mz, sd = \frac{Qy, sd * \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{5.85 * \left(\frac{5}{2}\right)^2}{8} = 4.6 \text{ daN.m}$$

- Charges de compression (Calcul des contreventements) :

$$V' = F_3 = 656 \text{ N}$$

$$Nsd = 1.5 * 656 = 984 \text{ daN}$$

- Flexion déviée composée + flambement :

$$\frac{Nsd}{\chi_{min} * Npl, rd} + \frac{Ky * My, sd}{Mply, rd} + \frac{Kz * Mz, sd}{Mplz, rd} \leq 1.0$$

- Flexion déviée composée + déversement :

$$\frac{Nsd}{\chi_z * Npl, rd} + \frac{Klt * My, sd}{\chi_{lt} * Mply, rd} + \frac{Kz * Mz, sd}{Mplz, rd} \leq 1.0$$

Ou :

$$N_{pl,rd} = A * \frac{f_y}{\gamma_{M0}} ; M_{ply,rd} = W_{ply} * \frac{f_y}{\gamma_{M1}} ; M_{plz,rd} = W_{plz} * \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$K_{lt} = 1 - \frac{\mu_{lt} * N_{rd}}{\chi_z * A * f_y} \leq 1.0$$

$$\mu_{lt} = 0.15 * \bar{\lambda}_z * \beta_{lt} - 0.15 \leq 0.90$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y * N_{sd}}{\chi_y * A * f_y} \leq 1.5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y(2 * \beta_{my} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \leq 0.90$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z * N_{sd}}{\chi_z * A * f_y} \leq 1.5$$

β_{My} , β_{Mz} et β_{MLT} sont des facteurs de moments uniformes équivalents pour le flambement par rapport à l'axe des y et z et le déversement respectivement.

Poutre simplement appuyée avec charge uniformément répartie $\beta_{my} = \beta_{MLT} = 1.3$

- Calcul du coefficient de réduction χ_{min} :

$$\chi_{min} = \min(\chi_y ; \chi_z)$$

- Flambement par rapport à l'axe fort y-y' :

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}}$$

$$\varphi_y = 0.5 * [1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1}\right) [\beta_a]^{0.5}$$

- Flambement par rapport à l'axe faible z-z' :

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}}$$

$\beta_a = 1.0$ pour les sections de classe 1 ou 2.

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y}\right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 * 10^6}{2350}\right]^{0.5} = 93.9$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{500}{4.90} = 102$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{250}{1.45} = 172.4$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{102}{93.9} = 1.086 \quad ; \quad \bar{\lambda}_z = \frac{172.4}{93.9} = 1.836$$

- **Courbe de flambement :**

$$\frac{h}{b} = \frac{120}{64} = 1.875 > 1.2$$

$$\text{Axe } y - y \rightarrow \text{Courbe } a \rightarrow \alpha_y = 0.21$$

$$\text{Axe } z - z \rightarrow \text{Courbe } b \rightarrow \alpha_z = 0.34$$

$$\varphi_y = 0.5[1 + 0.34(1.086 - 0.2) + 1.086^2] = 2.463$$

$$\chi_z = \frac{1}{2.463 + [2.463^2 - 1.836^2]^{0.5}} = 0.243$$

$$X_{\min} = \min(\chi_y ; \chi_z) = \min(0.605 ; 0.243) = 0.243$$

- **Calcul du coefficient de réduction pour le déversement X_{LT} :**

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\varphi_{lt} + [\varphi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{lt}^2]^{0.5}}$$

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

$$\alpha_{lt} = 0.21 \text{ profilés laminés} ; \quad \alpha_{lt} = 0.49 \text{ profilés soudés}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \left[\frac{\beta_w * W_{ply} * f_y}{M_{cr}} \right]^{0.5} = \left[\frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0.5} \text{ avec } \lambda_1 = 93.9$$

Pour les profilés en I ou en H :

$$\bar{\lambda}_{lt} = \frac{L/iz}{C1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/iz}{h/es} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \frac{250/1.45}{1.88^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{250/1.45}{12/0.63} \right)^2 \right]^{0.25}} = 83.7$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \left[\frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0.5} = \frac{83.7}{93.9} = 0.89$$

$$\varphi_{lt} = 0.5[1 + \alpha_{lt}(\bar{\lambda}_{lt} - 0.2) + \bar{\lambda}_{lt}^2] = 0.5[1 + 0.21(0.89 - 0.2) + 0.89^2] = 0.968$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{0.968 + [0.968^2 - 0.89^2]^{0.5}} = 0.74$$

- **Calcul des coefficients K :**

$$\mu_{lt} = 0.15 * \bar{\lambda}_z * \beta_{mlt} - 0.15 = 0.15 * 1.836 * 1.3 - 0.15 = 0.208 < 0.90$$

$$K_y = 1 - \frac{-1.375 * 984}{0.605 * 13.2 * 2350} = 1.10 < 1.5$$

$$\mu_z = 1.836(2 * 1.3 - 4) + \frac{13.6 - 8.64}{8.64} = -1.996$$

$$K_z = 1 - \frac{-1.996 * 984}{0.243 * 13.2 * 2 * 350} = 1.26 < 1.5$$

VIII.2.3.Vérification au flambement :

$$\frac{984}{0.243 * 28\ 200} + \frac{1.10 * 104.3}{1\ 296.8} + \frac{1.473 * 4.6}{209.54} = 0.15 + 0.09 + 0.032 = 0.372 < 1$$

VIII.2.4.Vérification au déversement :

$$\frac{984}{0.243 * 28\ 200} + \frac{0.951 * 104.3}{0.74 * 1\ 296.8} + \frac{1.473 * 4.6}{290.54} = 0.15 + 0.1\ 034 + 0.0233 = 0.379 < 1$$

Conclusion :

Le profilé IPE120 est adéquat comme panne de toiture.

VIII.2.5. Calcul de la palée de stabilité long pan :

Les palées de stabilité doivent reprendre les efforts du vent sur pignons transmis par le contreventement des versants (poutre au vent). On ne fait travailler que les diagonales tendues, comme dans le cas de la poutre au vent.

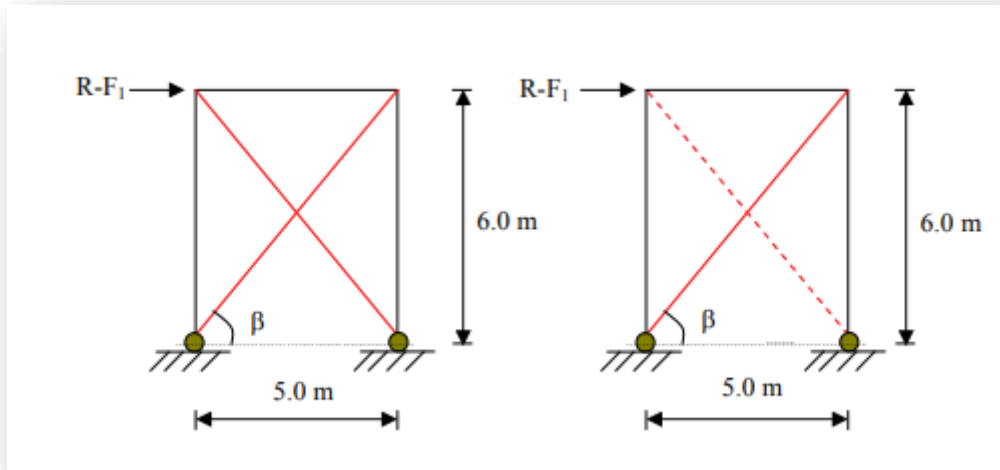


Figure VIII.03 : Palée de stabilité en long pan.

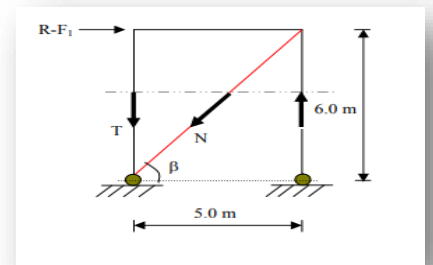
VIII.2.5.1. Par la méthode des coupures :

- Effort de traction dans les diagonales tendues :

$$N * \cos\beta = R - F1 \rightarrow \text{tg}\beta = \frac{6}{5} = 1.2 \Rightarrow \beta = \text{Arctg}1.2$$

$$= 50.2^\circ$$

$$N = \frac{R - F1}{\cos\beta} = \frac{3795 - 281}{\cos 50.2} = 5490 \text{ daN}$$



- Section de la diagonale :

- Calcul de la section brute A :

$$Nsd \leq Npl,rd = \frac{A * fy}{\gamma M0}$$

$$Nsd = 1.5N = 1.5 * 5490 = 8235 \text{ daN}$$

$$A \geq \frac{Nsd * \gamma M0}{fy} = \frac{8235 * 1.1}{2350} \rightarrow A \geq 3.86 \text{ cm}^2$$

VIII.2.5.2. Vérification à la résistance ultime de la section :

Cas de cornières assemblées par une seule aile :

Attache de 3 boulons et plus :

$$P_1 = 100\text{mm} \quad e_1 = 25\text{mm}$$

$$P_1 = 100\text{mm} \Rightarrow 5 * d_0 = 6 * 13 = 65\text{mm}$$

$d_0 = 13$: diamètre des trous.

$$\text{Donc } \beta = \beta_3 = 0.7$$

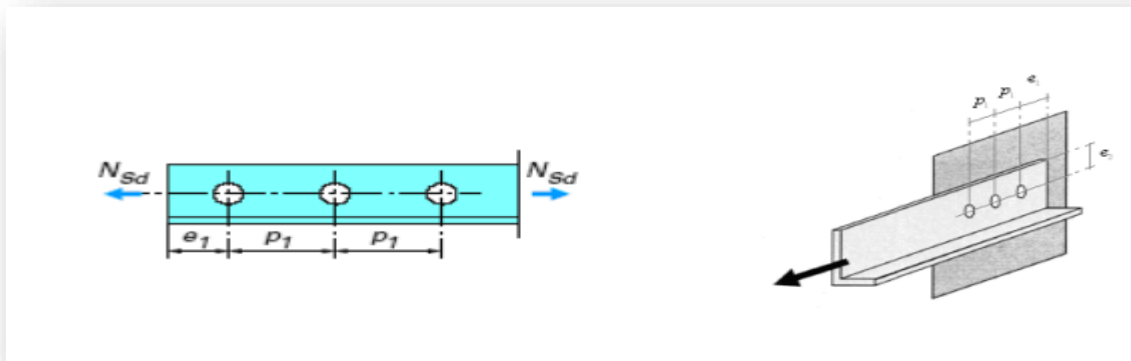


Figure VIII.04 : Disposition de l'assemblage de cornière.

$$Nu,rd = \frac{\beta_3 * A_{net} * fu}{\gamma M_2} = \frac{0.7 * 3.65 * 3600}{1.25} = 7\,358.4\text{daN}$$

$$Nsd = 8\,235\text{daN} > Nu,rd = 7\,358.4\text{daN}$$

⇒ On augmente la section des cornières :

Soit **L50*50*5** ($A = 4.80\text{cm}^2$)

Section nette : $A_{net} = 4.80 - 0.5 * 1.30 = 4.15\text{cm}^2$

$$Nu,rd = \frac{\beta_3 * A_{net} * fu}{\gamma M_2} = \frac{0.7 * 4.15 * 3600}{1.25} = 8\,367\text{daN}$$

$$Nsd = 8\,235\text{daN} < Nu,rd = 8\,367\text{daN}$$

Conclusion :

Une cornière isolée de **50*50*5** avec boulon de 12mm et trous de 13mm convient pour les barres de contreventement de la palée de stabilité.

La conception et le calcul des assemblages en construction métallique a une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction. Les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc un point de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels; En cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est en cause .

IX.1.Fonctionnement des assemblages :

Les principaux modes d'assemblages sont le soudage et le boulonnage. Ce concept 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 ménage sur site. Pour notre cas le choix a été porté sur le boulon de haute résistance (HR).

IX.2. Rôle des assemblages :

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

Pour réaliser une structure métallique ; on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- ✓ Soit bout à bout (éclissage, rabotages).
- ✓ Soit concourantes (attaches poutre/poteau, treillis et systèmes réticulés)

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages:

- ✓ Les assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts normaux et tranchants.
- ✓ Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.

IX.2.1. Liaison poteau-traverse :

Le principe de l'assemblage est de souder une platine en bout de traverse, elle est percée symétriquement de part et d'autre de la poutre. Les mêmes perçages qui sont effectués sur l'aile du poteau, permettent de solidariser les deux éléments assemblés. Le jarret qui figure sous la traverse permet d'obtenir un bras de levier assez important, pour pouvoir développer

une meilleure résistance, vis-à-vis du moment de flexion, qui est très fréquemment la sollicitation prédominante. L'assemblage est réalisé par une platine boulonnée sur la semelle de poteau est soudée a l'âme de traverse.

IX.2.2. Assemblage de rive :

Poutre et jarret et poteau en IPE360

Vérifier l'assemblage à la résistance sous l'effet des sollicitations suivantes :

$$M_{sd} = 149.1\text{kN.m}$$

$$V_{sd} = 56.64\text{kN}$$

$$N_{sd} = 24.9\text{kN}$$

Soit à vérifier un assemblage constitué de 12 boulons HR10.9 de diamètre de 20mm,

La platine a une épaisseur de 20mm et le coefficient de frottement $\mu = 0.3$

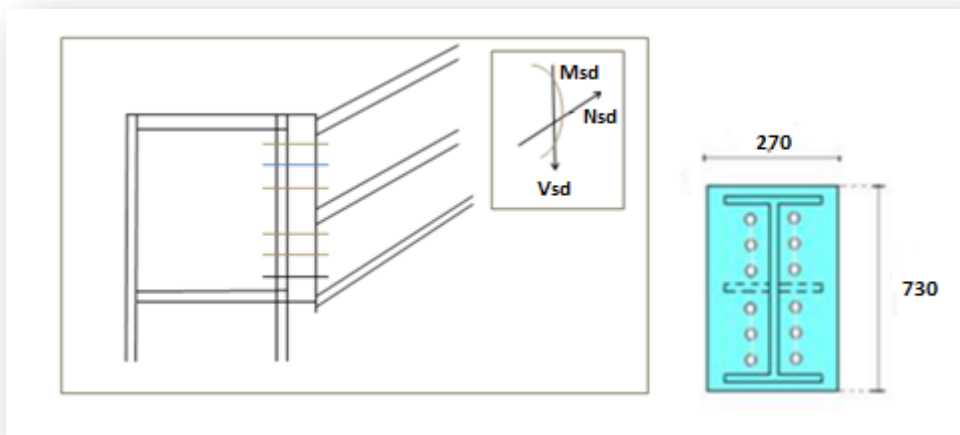


Figure IX.01 : Représentation de l'assemblage de rive.

Platine de 730*270*20

Calcul de la hauteur de la platine comprimée :

$$x = t_{fb} \sqrt{\frac{Bb}{t_{wb}}}$$

IPE360:

$t_{fb} = 12.7\text{mm}$; $t_{wb} = 8\text{mm}$; $b_b = 170\text{mm}$

$$x = 12.7 \sqrt{\frac{170}{8}} = 58.5\text{mm}$$

$d_1 = 550\text{mm}$, $d_2 = 450\text{mm}$, $d_3 = 350\text{mm}$, $d_4 = 250\text{mm}$, $d_5 = 150\text{mm}$

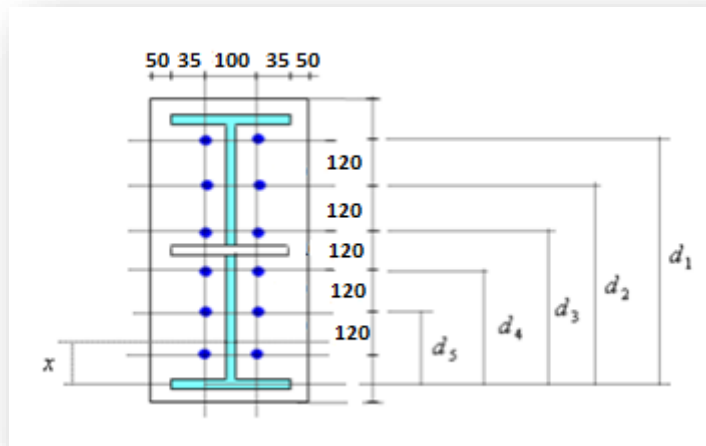


Figure IX.02: Hauteur de la zone comprimée.

IX.2.2.1. Calcul du moment résistant :

$$M_{Rd} = \frac{N_1}{d_1} (d_1^2 + d_2^2 + d_3^2 + \dots)$$

$$M_{rd} = \frac{N_1 \sum d_i^2}{d_1} \quad \rightarrow \quad N_1 = \frac{M_{rd} * d_1}{\sum d_i^2}$$

N_1 : Effort max de traction du boulon le plus éloigné du centre de rotation.

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

L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons vaut : $F_p = 0.7 f_{ub} * A_s$

Boulons de diamètre 20mm

$$A_s = 245\text{mm}^2, f_{ub} = 1000\text{N/mm}^2$$

$$F_p = 0.7 * 1000 * 10^{-3} * 245 = 171.5\text{kN pour un boulon}$$

- **Le moment résistant effectif de l'assemblage :**

$$M_{Rd} = \frac{N_1 * \sum d_i^2}{d_1} = \frac{n F_p \sum d_i^2}{d_1}$$

n : Nombre de boulons dans une rangée horizontale.

- **Vérification à la résistance de l'assemblage :**

$$M_{sd} \leq M_{rd}$$

$$\sum d_i^2 = (170^2 + 290^2 + 410^2 + 530^2 + 650^2) = 984\,500\text{mm}^2$$

$$M_{Rd} = \frac{n F_p \sum d_i^2}{d_1} = \frac{2 * 171.5 * 984\,500 * 10^{-3}}{650} = 520\text{kN.m}$$

$$M_{sd} = 149.1 \text{ kN.m} < M_{rd} = 520 \text{ kN.m}$$

- **Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :**

$$\text{Par boulon : } \frac{V_{sd}}{n} = \frac{56.64}{12} = 5 \text{ kN}$$

Il faut vérifier que :

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq V_{rd} = K_s * m * \mu * \frac{F_p}{\gamma M_2}$$

$K_s = 1.0$: trou normal (Eurocode 3 P6.5.8.1)

$m = 1.0$: un plan de frottement

$\mu = 0.3$: Coefficient de frottement (Eurocode 3 P6.5.8.3)

F_p : Précontrainte de calcul (Eurocode 3 P6.5.8.2)

$$5 \text{ kN} < V_{rd} = 0.3 * \frac{171.5}{1.25} = 41.16 \text{ kN}$$

- **Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue :**

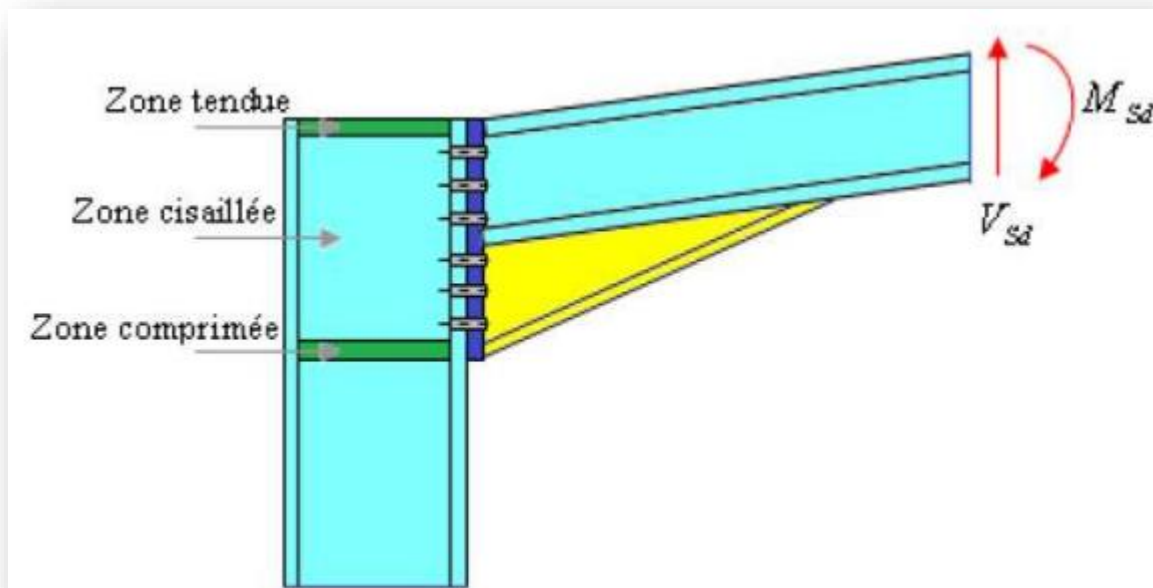


Figure IX.03 : Différentes Zones dans le poteau

$$F_v = F_{trd}$$

$$\text{Avec : } F_{trd} = t_{wc} * b_{eff} * \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

F_{trd} : résistance de l'âme du poteau à la traction

T_{wc} : épaisseur de l'âme du poteau

B_{eff} : entre axe rangées des boulons ($p=100mm$)

$$F_{trd} = 23.5 * 0.8 * \frac{10}{1.1} = 171kN$$

Efforts de cisaillement vaut :

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h * t_f} = \frac{149.1}{0.637} = 235kN$$

$$F_{vrd} = 235kN > F_{trd} = 171kN$$

⇒ D'où nécessité de raidisseurs (raidisseur d'épaisseur 14mm)

- **Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée :**

$$N_{sd} \leq F_{crd}$$

$$F_{crd} = \frac{K_c * \rho * b_{eff} * t_{wc} * f_y}{\gamma_{M1} \sqrt{1 + 1.3 \left(\frac{b_{eff}}{h}\right)^2}}$$

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

Lorsque : $\sigma_{c, sd} \leq 0.7f_y \rightarrow K_c = 1.0$

Lorsque : $\sigma_{c, sd} > 0.7f_y \rightarrow K_c = 1.7 - \frac{\sigma_{c, sd}}{f_y}$

$$\sigma_{c, sd} = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd} * Z_{max}}{I_y} = \frac{56.64}{72.7} + \frac{149.1 * 10^2 * 18}{16\ 265.6} = 17.3kN/m$$

$$0.7f_y = 16.45 \frac{kN}{cm^2} > \sigma_{c, sd}$$

$$\Rightarrow K_c = 1.7 - \frac{17.3}{16.45} \rightarrow K_c = -0.052$$

- $t_p = 20mm$: épaisseur de la platine d'extrémité
- $b_{eff} = 12.7 + 2 + 0.5\sqrt{2} + 5(12.7+18) + 2 * 20 = 220,34mm$
- t_{fb} : épaisseur de la semelle de la poutre
- t_{fc} : épaisseur de la semelle du poteau
- t_p : épaisseur de la platine d'extrémité
- r_c : rayon de raccordement âme/semelle du poteau
- α_p : épaisseur de la gorge de la soudure (estimée à 5.0mm)

Si $\bar{\lambda}_p \leq 0.72 \rightarrow \rho = 1.0$

Si $\bar{\lambda}_p > 0.72 \rightarrow \rho = (\bar{\lambda}_p - 0.2) / \bar{\lambda}_p^2$

$$\bar{\lambda}_p = 0.932 \sqrt{\frac{b_{eff} * d_{wc} * f_y}{E * t_{wc}^2}} : \text{élancement réduit de la partie efficace de l'âme}$$

$$\bar{\lambda}_P = 0.932 \sqrt{\frac{21.92 * 29.86 * 3.5}{2.1 * 10^4 * 0.8^2}} = 0.997 > 0.72$$

$$\rho = (\bar{\lambda}_P - 0.2) / \bar{\lambda}_P^2 = (0.997 - 0.2) / 0.997^2 = 0.8$$

$$F_{crd} = \frac{1.0 * 0.8 * 21.92 + 0.8 * 23.5}{1.1 \sqrt{(1 + 1.3 \left(\frac{21.92}{36}\right)^2)}} = 246.2 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = \sum N_i$$

$$N_i = \frac{M_{sd} * d_i}{\sum d_i^2} \quad M_{sd} = 149.1 \text{ kN}$$

$$N_1 = \frac{149.1 * 650 * 10^{-3}}{984 500 * 10^{-6}} = 98.4 \text{ kN}$$

$$N_2 = \frac{149.1 * 530 * 10^{-3}}{984 500 * 10^{-6}} = 80.3 \text{ kN}$$

$$N_3 = \frac{149.1 * 410 * 10^{-3}}{984 500 * 10^{-6}} = 62.1 \text{ kN}$$

$$N_4 = \frac{149.1 * 290 * 10^{-3}}{984 500 * 10^{-6}} = 44 \text{ kN}$$

$$N_5 = \frac{149.1 * 170 * 10^{-3}}{984 500 * 10^{-6}} = 25.8 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = \sum N_i = 98.4 + 80.3 + 62.1 + 44 + 25.8 = 311 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 311 \text{ kN} > F_{c,rd} = 246.2 \text{ kN}$$

La résistance de l'âme du poteau en compression est faible en comparaison avec l'effort agissant, il faut donc prévoir un raidisseur (raidisseur d'épaisseur 14mm)

- **Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisillée :**

$$F_v \leq V_{rd}$$

$$V_{rd} = 0.58 * f_y * h * \frac{t_w}{\gamma_{M0}} = 0.58 * 23.5 * 36 * \frac{0.8}{1.1} = 357 \text{ kN}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h * t_f} = \frac{149.1}{0.637} = 235 \text{ kN}$$

$$F_v = 235 \text{ kN} < V_{rd} = 357 \text{ kN}$$

IX.3. Assemblage du Faitage :

Soit un assemblage de faitage constitué de boulon HR10.9 de diamètre de 20mm, la platine a une épaisseur de 20mm, Coefficient de frottement $\mu = 0.3$

$$M_{sd} = 97.1 \text{ kN.m}$$

$$V_{sd} = 52.3 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 33.03 \text{ kN}$$

Le moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_{Rd} = \frac{N_1 * \sum di^2}{d_1} = \frac{n * F_p * \sum di^2}{d_1}$$

IX.3.1. Vérification à la résistance de l'assemblage :

$$M_{sd} \leq M_{rd}$$

$$F_p = 0.7 * 1000 * 10^{-3} * 245 = 171.5 \text{ kN}$$

Pour un boulon

$$\sum di^2 = (170^2 + 290^2 + 410^2 + 530^2 + 650^2) = 984\,500 \text{ mm}^2$$

$$M_{rd} = \frac{2 * 171.5 * 984\,500}{650} * 10^{-3} = 520 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 97.1 \text{ kN.m} \leq M_{rd} = 520 \text{ kN.m}$$

- **Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :**

Il faut que : $\frac{V_{sd}}{n} \leq V_{rd} = K_s * m * \mu * F_p / \gamma_{M2}$

Par boulon : $\frac{V_{sd}}{n} = \frac{52.3}{12} = 4.35 \text{ kN}$

$$4.35 \text{ kN} < 0.3 * 171.5 / 1.25 = 41.16 \text{ kN}$$

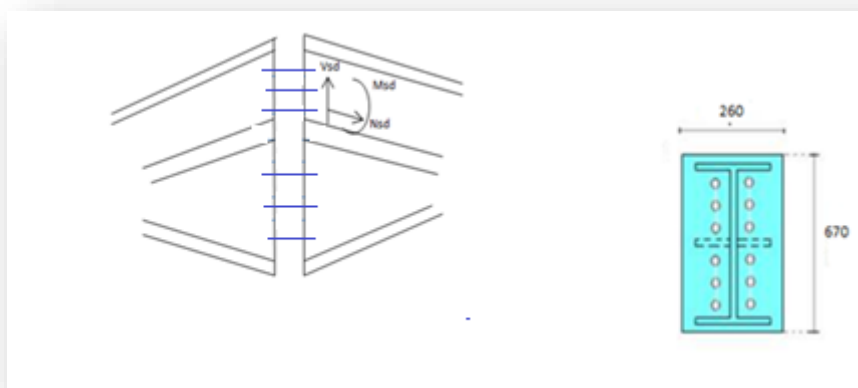


Figure IX.04 : Assemblage du faitage.

La base du poteau a le rôle de transmettre au massif de la fondation, les efforts développés dans le poteau. Elle est constituée d'une platine en acier soudée à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le contour de la section du profilé constituant le poteau (comme le montre la figure suivante). Son épaisseur ne peut pas excéder de beaucoup l'épaisseur de l'âme et des semelles du poteau, elle peut être renforcée par des raidisseurs.

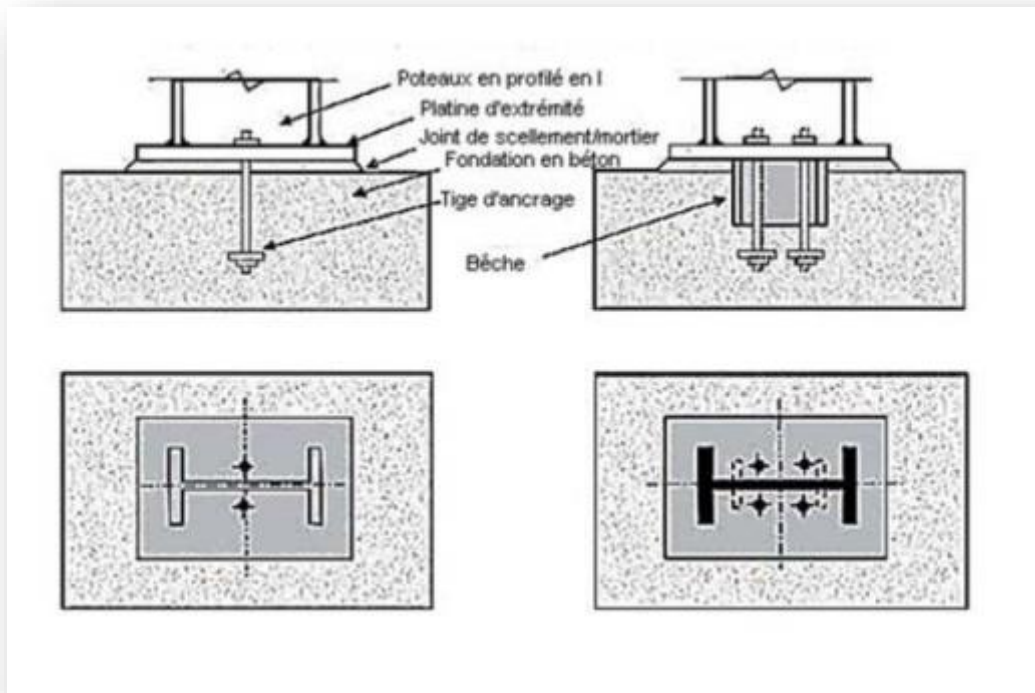


Figure X.01 : Base des poteaux.

L'assemblage des bases de poteau est généralement conçu comme une articulation afin de réduire les dimensions des fondations ; il est possible d'utiliser des pieds de poteau encastrés si le sol présente des caractéristiques faibles.

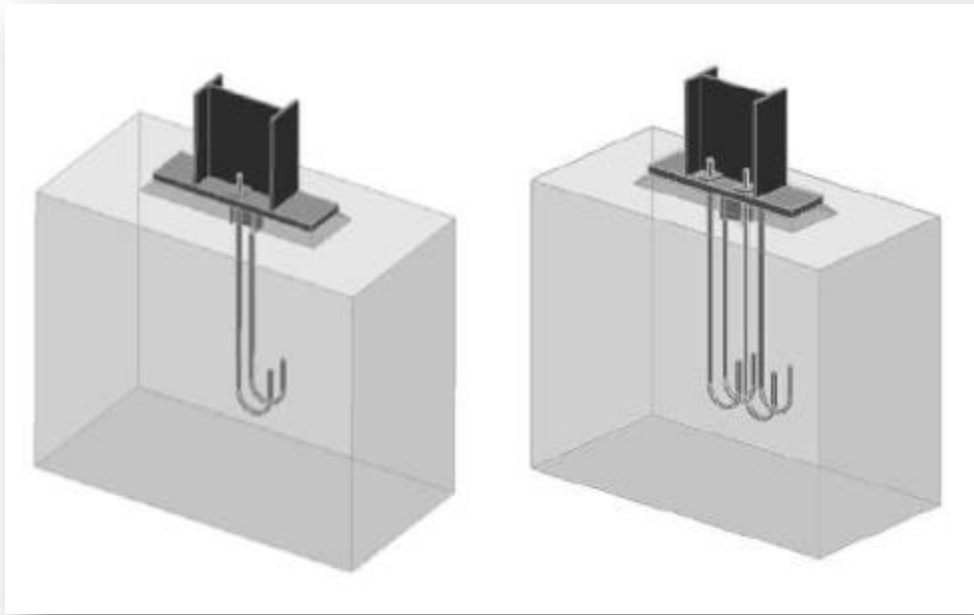


Figure X.02 : Pieds de poteaux articulés.

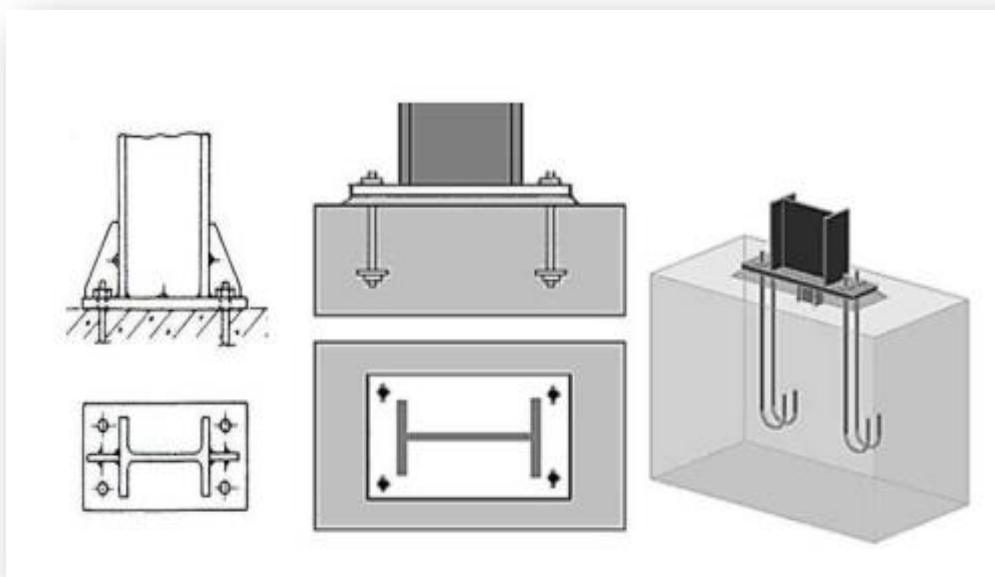


Figure X.03 : Pieds de poteaux encastrés.

Sachant que le poteau est en IPE360, on va tacher de dimensionner la plaque d'assise sous les sollicitations suivantes :

X.1.Calcul des bases des poteaux :

X.1.1.Dimensionnement de la plaque d'assise :

Charge suivante :

Charge axiale de compression $N_{sd} = 56.64 \text{ kN} \downarrow$

Effort tranchant $V_{z, sd} = 24.9 \text{ kN}$

Effort de soulèvement $N_{sd} = 7.29 \text{ kN}$

Effort tranchant correspondant : $V_{z, sd} = 24.70 \text{ kN}$

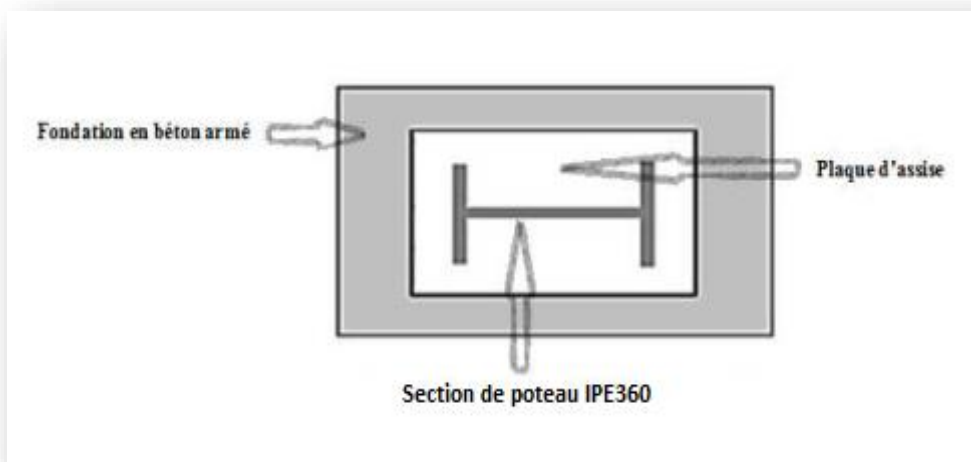


Figure X.04 : Plaque d'assise.

- **Données de base :**

Plaque d'assise en Acier de Nuance S235..... $F_y = 235 \text{ N/mm}^2$

Fondation en Béton de Classe 25/30 $F_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$

Acier : $\gamma_{m0} = 1.1$ $\gamma_{m1} = 1.1$ $\gamma_{m2} = 1.25$ $\gamma_c = 1.15$

- **Resistance du béton à la compression :**

$$F_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c \text{ ou } f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$$

La valeur de α_{cc} est donnée dans l'annexe nationale ; Sa valeur recommandée est $\alpha_{cc} = 1.0$

La résistance de calcul du béton devient $f_{cd} = 1 * 25 / 1.5$ $F_{cd} = 16.7 \text{ N/mm}^2$

- **Resistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement :**

La valeur de coefficient du matériau de scellement est $\beta_j = 2/3$

Les dimensions de fondation étant inconnues prendre $(A_{c1}/A_{c0})^{0.5} = \alpha = 1.5$

La résistance de calcul à l'écrasement des matériaux de scellement :

$$F_{jd} = \alpha * \beta_j * F_{cd} = 16.7 \text{ N/mm}^2$$

A. Estimation de l'air de la plaque d'assise :

Une estimation de l'air requise de la plaque d'assise est donnée par la plus grande des deux valeurs suivantes :

$$A_{c0} = \frac{1}{hc * bfc} \left(\frac{Nsd}{Fcd} \right)^2 = \frac{1}{360 * 170} \left(\frac{56\,640}{16.7} \right)^2 = 188 \text{ mm}^2$$

$$A_{c0} = \frac{Nsd}{Fcd} = \frac{56\,640}{16.7} = 3\,391.6 \text{ mm}^2 \text{ qui est le plus grand.}$$

B. Choix du type de la plaque d'assise :

Comme estimation pour :

$$A_{c0} = 3\,391.6 \text{ mm}^2 < 0.95 * 360 * 170 = 58\,140 \text{ mm}^2$$

Une plaque projection courte est satisfaisante.

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

$$b_p = 200 \text{ mm} > b_{fc} + 2t_{fc} = 170 + (2 * 12.7) = 195.4 \text{ mm}$$

$$h_p = 390 \text{ mm} > h_c + 2t_{fc} = 360 + (2 * 12.7) = 385.4 \text{ mm}$$

$$\text{Ce qui donne } A_{c0} = 200 * 390 = 78\,000 \text{ mm}^2 > 3\,397.6 \text{ mm}^2$$

C. Vérification de la résistance de calcul de la plaque d'assise :

- **Calcul de la largeur d'appuis additionnelle c :**

$$C = \frac{-b - \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$\text{Ou : } A = + 2.0$$

$$B = -(b_{fc} - t_w + h_c) ; B = -(170 - 8 + 360) = - 522 \text{ mm}$$

$$C = \frac{0.5Nsd}{Fjd} - (2bfc * t_{fc} + 4t_{fc}^2 + 0.5hc * t_{wc} - t_{fc} * t_{wc})$$

$$C = \frac{0.5 * 56\,640}{16.7} - (2 * 170 * 12.7 + 4 * 12.7^2 + 0.5 * 360 * 8 - 12.7 * 8)$$

$$= -4\,606 \text{ mm}^2$$

- La largeur additionnelle est de :

$$C = \frac{522 - \sqrt{522^2 - 4 * 2(-4 606)}}{2 * 2}$$

⇒ C = - 8.55 mm

Remarque :

Vu que l'effort de compression N_{sd} est faible ça nous donne la valeur négative de la largeur additionnelle.

Donc dans le cas ou l'effort de compression sollicitant le poteau est faible on procède de la manière suivante :

- Calcul de la largeur d'appuis additionnelle C :

En posant t = 15 mm comme épaisseur de la plaque d'assise.

$$C = t \left(\frac{f_{yp}}{3 * f_{jd} * \gamma_{m0}} \right)^{0.5} = 1.5 \left(\frac{235}{3 * 16.7 * 1.1} \right)^{0.5} = 31 \text{ mm}$$

$C = 31 \text{ mm} < (h_c - 2t_{fc})/2 = (360 - 2 * 12.7)/2 = 167.3 \text{ mm}$

Il n'ya pas de recouvrement des aires en compression pour les deux tronçons des semelles.

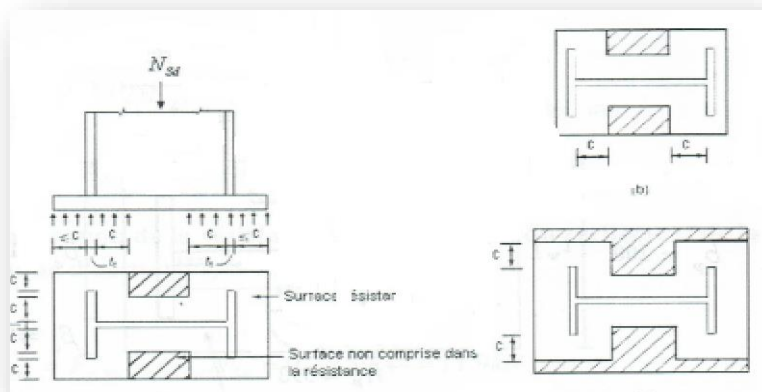


Figure X.05 : Aire comprimée sous la plaque d'assise.

Remarque :

Dans le cas d'assemblages articulés, le débord de la plaque est généralement pris égal à 15mm.

Donc $\beta_c = 15 \text{ mm} < C = 31 \text{ mm} \rightarrow$ la plaque d'assise est de projection courte.

- Calcul de la section efficace A_{eff} :

La plaque d'assise est de projection courte.

$$A_{eff} = 2(b_{fc} + 2\beta_c)(c + \beta_c + t_{fc}) + (h_c - 2c - 2t_{fc})(2c + t_{fc})$$

$$A_{eff} = 2(170 + 2 \cdot 15)(31 + 15 + 12.7) + (360 - 2 \cdot 31 - 2 \cdot 12.7)(2 \cdot 31 + 8)$$

$$A_{eff} = 42\,562\text{mm}^2$$

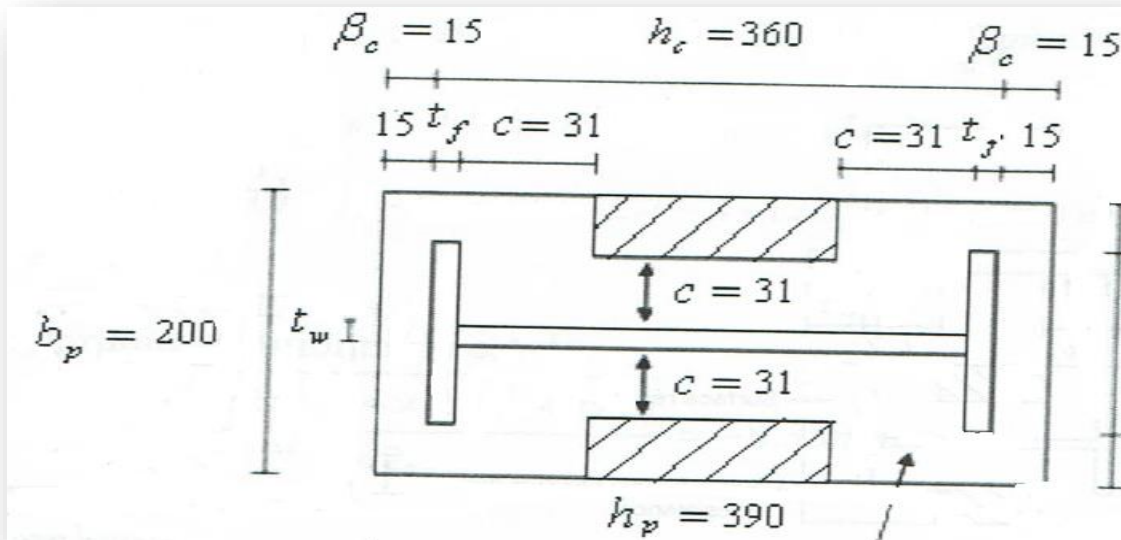


Figure X.06 : Dimension actuelle de la plaque d'assise.

- Calcul de la résistance à l'effort axial :

$$N_{SD} \leq N_{RD}$$

Avec :

$$N_{RD} = A_{eff} \cdot f_{td}$$

$$N_{RD} = 42\,562 \cdot 16.7 \cdot 10^{-3} \dots\dots = 710.8\text{kN}$$

$$N_{SD} = 56.64\text{kN} \leq N_{rd} = 710.8\text{kN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

- Calcul de la résistance de la plaque d'assise au moment fléchissant :
- Calcul du moment résistant M_{rd} :

$$M_{rd} = \frac{t^2 f_y}{6 \gamma m_0}$$

$$M_{rd} = \frac{15^2 * 235}{6 * 1.1} = 8\,012 \text{ N.mm} = 8.012 \text{ kN.mm}$$

- Calcul du moment de la flexion M_{sd} :

$$M_{sd} = \frac{\left(\frac{c^2}{2}\right) N_{sd}}{A e f f} = \frac{\frac{31^2}{2} * 56.64}{42\,562}$$

$$M_{sd} = 0.6389 \text{ kN.mm}$$

$$M_{sd} = 0.6389 \text{ kN.mm} > M_{RD} = 8.01 \text{ kN.mm}$$

X.1.2. Vérification de la résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise :

$$V_{sd} \leq F_{vrd}$$

Avec :

$$F_{vrd} = C_{fd} * N_{sd} = 0.2 * 56.64$$

$$\Rightarrow F_{vrd} = 11.4 \text{ kN}$$

C_{fd} : coefficient de frottement entre la plaque d'assise et couche de scellement .une valeur de 0.2 et spécifiée pour la moitié de calage de ciment et de sable

$$V_{sd} = 24.7 \text{ kN} > F_{vrd} = 11.4 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{Non Vérifiée}$$

Remarque :

La résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise n'est pas vérifiée, les tiges d'encrage vont donc reprendre l'effort de cisaillement qu'il faut vérifier en conséquence.

X.2. Les tiges d'ancrage :

Les tiges d'ancrage doivent être mises en place afin de résister aux effets des actions de calcul, on doit les dimensionner de sorte à supporter convenablement l'effort de traction ainsi que les forces de soulèvement et les moments de flexion.

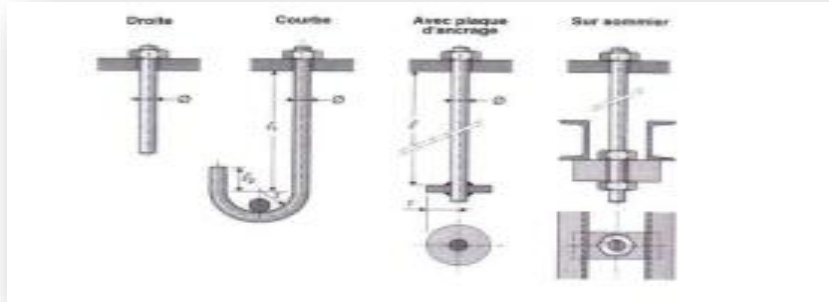


Figure X.07 : Types de tiges d'ancrage.

A. Résistance des tiges d'ancrages au cisaillement :

L'EN 1993 – 1-8. §6.2.2 donne la formule suivante pour la résistance au cisaillement

$$F_{vRd} = F_{f,Rd} + \eta_b * F_{vbRd}$$

$F_{f,Rd} = 0.2 * N_{sd}$: résistance de calcul par frottement en présence d'un effort axial de compression N_{sd} dans le poteau.

F_{vbRd} : résistance de calcul d'une tige d'ancrage au cisaillement.

$$F_{vbRd} = \frac{acb * f_{ub} * A_s}{\gamma_{M2}} \quad \text{avec : } acb = 0.44 - 0.0003 f_{yb} \quad \text{et} \quad 235 \leq f_{yb} \leq 640 \text{ N/mm}^2$$

η_b : nombre de tiges situées dans l'assemblage.

Remarque :

On constate que cette règle permet d'ajouter la résistance de calcul au cisaillement des tiges d'ancrage à celle par frottements cette dernière résistance n'existant que pour un effort axial de compression dans le poteau.

On vérifie que la condition suivante est satisfaite :

$$V_{sd} \leq F_{vRd}$$

Pour deux tiges M20 classe 4.6

$$A_s = 245 \text{ mm}^2 \quad f_{ub} = 400 \text{ N/mm}^2 \quad f_{yb} = 240 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{f,rd} = 0.2 N_{sd} = 0.2 * 56.64 = 11.4 \text{ kN}$$

$$F_{vbrd} = \frac{(0.44 * 0.0003 * 240) * 400 * 245}{1.25} * 10^{-3} = 29 \text{ kN}$$

$$F_{vrd} = 11.33 + 2 * 29 = 70 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 24.9 \text{ kN} < F_{vrd} = 70 \text{ kN}$$

Pour plus de sécurité il est de pratique courante de prévoir des bèches de cisaillement pour soulager les tiges d'ancrages.

On choisit une bèche ayant des dimensions satisfaisant les conditions suivantes :

$$\text{Profondeur efficace : } 60 \text{ mm} \leq L_{eff} (\text{beche}) \leq 1.5H (\text{beche})$$

$$\text{Hauteur de la bèche : } h_{bèche} \leq 0.4h_c$$

$$\text{Elancement maximal des ailes : } b_{(bèche)} / t_{(bèche)} \leq 20$$

Les dimensions d'un profilé **IPE 100 S235** respectent les deux premières conditions.

Une bèche en IPE 100 en acier S235 est retenue.

La profondeur totale : $d_0 = 100 \text{ mm}$

La longueur efficace : $L_{eff} = 100 - 30 = 70 \text{ mm}$

L'épaisseur de scellement est de 30mm.

B. Résistance des tiges d'ancrages à l'effort de soulèvement :

Dans le cas où l'effort N_{sd} en pied de poteau est un effort de soulèvement, les tiges d'ancrages doivent transmettre cet effort ainsi que l'effort tranchant concomitant entier V_{sd} à la fondation.

D'après nos précédents résultats:

$$G + 1.5V_3$$

$$N_{sd} = V_A = 7.29 \text{ kN} \uparrow$$

$$V_{sd} = H_A = 24.7 \text{ kN} \rightarrow$$

X.2.1. Vérification des tiges d'ancrages à la résistance :

En se plaçant en sécurité, on vérifie pour une tige d'ancrages que la condition suivante est satisfaite :

$$\frac{\frac{V_{sd}}{\eta b}}{f_{vb,rd}} + \frac{\frac{N_{sd}}{\eta b}}{N_{t,rd}} \leq 1 \quad \text{avec} \quad N_{t,rd} = \frac{0.9 f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{m1}} = \frac{0.9 \cdot 400 \cdot 245}{1.25} = 70.6 \text{ kN}$$

$$\frac{\frac{V_{sd}}{\eta b}}{f_{vb,rd}} + \frac{\frac{N_{sd}}{\eta b}}{N_{t,rd}} = \frac{24.7}{29} + \frac{7.29}{70.6} = 0.55 < 1$$

Pour deux tiges M20 classe 4.6 :

$$A_s = 245 \text{ mm}^2 \quad f_{ub} = 400 \text{ N/mm}^2 \quad f_{yb} = 240 \text{ N/mm}^2 \quad d = 20 \text{ mm}$$

A. Vérification de la tige d'ancrage à l'adhérence :

- Pour un boulon d'ancrages : $N_{sd}/2 \leq F_{anc,rd}$

La résistance d'ancrages en traction d'une tige d'ancrages est :

$$F_{anc,rd} = \pi \cdot d \cdot f_{bd} \cdot (l_1 + 6.4r + 3.5l_2)$$

Les valeurs courantes sont données comme suit :

$$r = 3d \quad l_2 = 2d \quad l_1 = 20d$$

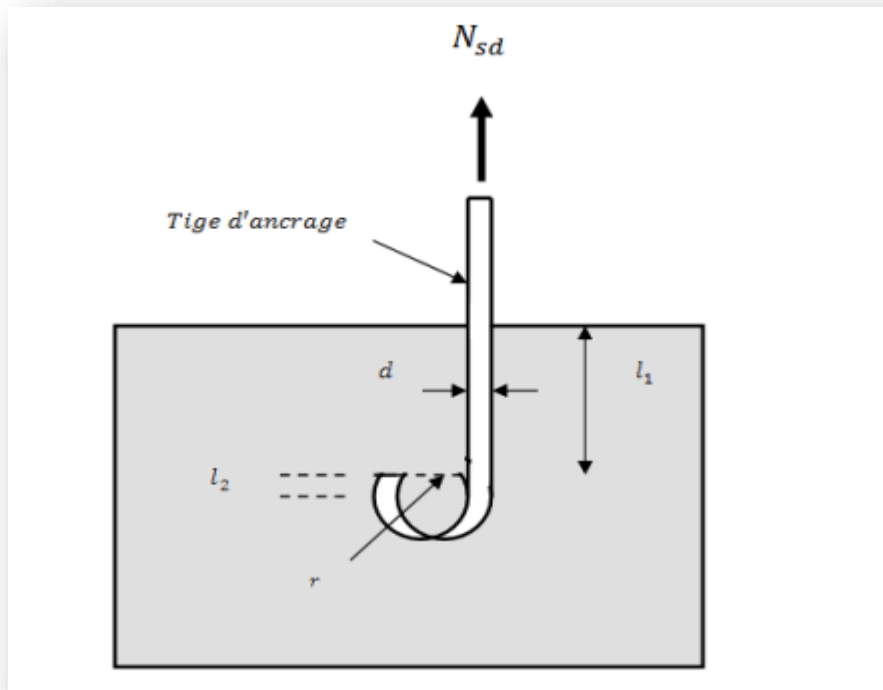


Figure X.08: Tige d'ancrage.

$$R = 3 * 20 = 60\text{mm}$$

$$l_1 = 20 * 20 = 400\text{mm}$$

$$l_2 = 2 * 20 = 40\text{mm}$$

La longueur totale de la tige :

$$L_b = l_1 + 6.4r + 3.5l_2 = 400 + 6.4 * 60 + 3.5 * 40 = 924\text{mm}$$

En utilisant la formule suivante donnée dans le guide de l'Eurocode de CTICM (1)

La longueur totale de la tige requise est :

$$L_{b,rd} = 0.144d \frac{f_{ub}}{f_{bd}}$$

f_{ub} : résistance ultime du boulon d'ancrage.

f_{bd} : constante d'adhérence de calcul.

d : diamètre du boulon d'ancrage.

- Calcul de la contrainte d'adhérence f_{bd} :

Classe de béton C25/30

$f_{ck} = 25\text{N/mm}^2$: résistance à la compression du béton.

$\gamma_c = 1.15$ coefficient partiel de sécurité

$$F_{bd} = \frac{0.36\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = \frac{0.36\sqrt{25}}{1.5} = 1.2\text{N/mm}^2$$

$$L_{brqd} = 0.144 * 20 * 400 / 1.2 = 960\text{mm}^2$$

La résistance en traction d'une tige d'ancrage est :

$$F_{anc,rd} = \pi * 20 * 960 * 1.2 = 72\,382\text{N} = 72.4\text{kN}$$

$$N_{sd}/2 = 7.29/2 = 3.7\text{kN} \leq F_{anc,rd} = 72.4\text{kN}$$

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage dans leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

XI.1. Les types des fondations

- Fondation superficielle :
- Semelle isolée sous Poteau ;
- Semelle filante continue sous mur ;
- Semelle filante sous plusieurs poteaux ;
- Radiers généraux ou nervurés ;
- Fondation profonde (semelle sous pieux).

XI.2. Choix des fondations

Un certain nombre des problèmes se pose, lorsqu'il s'agit de choisir un type de fondation, qui dépend essentiellement de la contrainte du sol.

- Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :
 1. La nature et le poids de la superstructure.
 2. La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction
 3. La qualité du sol de fondation.

XI.3. Etude des semelles

Semelle isolée :

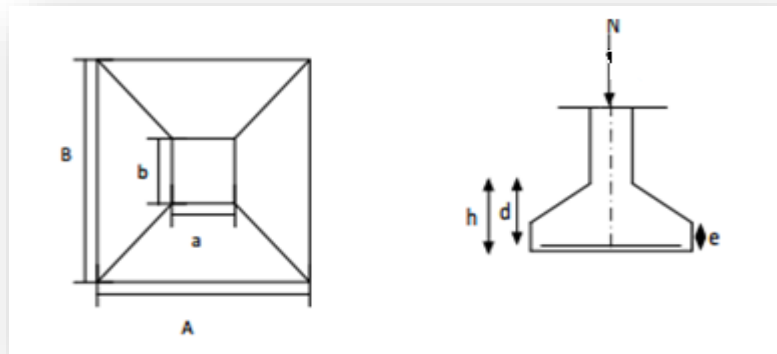


Figure XI.01: La semelle.

- Charge à prendre en considération :

Tableau 14 : Charge à prendre en considération.

	Effort	ELU	ELS
Semelle	N_{sd} (daN)	5664	4 000
$\overline{\sigma}_{sol}$	1.8bar = 0.18 Mpa = 18000 daN/m²		

A. Dimensionnement de la semelle :

- Détermination de A et B :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow \begin{cases} A = \frac{a}{b} * B \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{b}{a} * \frac{Ns}{\sigma_{sol}}} \\ B = \frac{b}{a} * A \rightarrow A \geq \sqrt{\frac{a}{b} * \frac{Ns}{\sigma_{sol}}} \end{cases}$$

On a : b = 390 mm et a = 200 mm

$$\sigma_{sol} = \frac{Ns}{A * B} \rightarrow A * B \geq \frac{Ns}{\sigma_{sol}}$$

$$A^2 * \frac{a}{b} = \frac{Ns}{\sigma_{sol}} \Rightarrow 0.51 * A^2 = 0.23$$

$$B = \sqrt{\frac{0.23}{0.51}} = 0.67m$$

$$A = 0.67 * \frac{0.20}{0.39} = 0.34$$

⇒ Donc on prend une semelle de dimensions (0.5 * 1.0) m²

- **Détermination de d et h :** $h = d + 5cm$

$$\frac{B - b}{4} \leq d \leq A - a \rightarrow \frac{1 - 0.39}{4} \leq d \leq 0.5 - 0.20$$

$$0.1525m \leq d \leq 0.30m$$

$$\Rightarrow 15.25cm \leq d \leq 30cm$$

On a $d_{min} = 40 cm$ donc on prend $d = 40 cm$

$$\Rightarrow h = 40 + 5 = 45 cm$$

B. Calcul du ferrailage

1. À ELU :

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

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83MPa$$

$$A_u = \frac{56.64(0.5 - 0.20) * 10^{-3}}{8 * 0.45 * 347.83} = 0.15cm^2$$

2. À ELS :

$$A_s = \frac{N_s * (A - a)}{8 * d * \sigma_{sol}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{sol} = \min\left(\frac{2}{3}fe; 110\sqrt{n * fc28}\right) = 201.63\text{Mpa}$$

$$N_s = 4\,000\text{daN}$$

$$A_s = \frac{40 * 10^{-3} * (0.5 - 0.20)}{8 * 0.45 * 201.63} = 0.2\text{cm}^2$$

Nous avons $A_s > A_u$

⇒ donc on prend un ferrailage de **6T12 = 6.79cm²**.

C. Détermination de la hauteur du patin 'e :

$$e \geq \max(6\phi + 6\text{cm}, 15\text{cm})$$

→ $e \geq \max(10.4; 15\text{ cm})$ donc on prend $e = 15\text{ cm}$

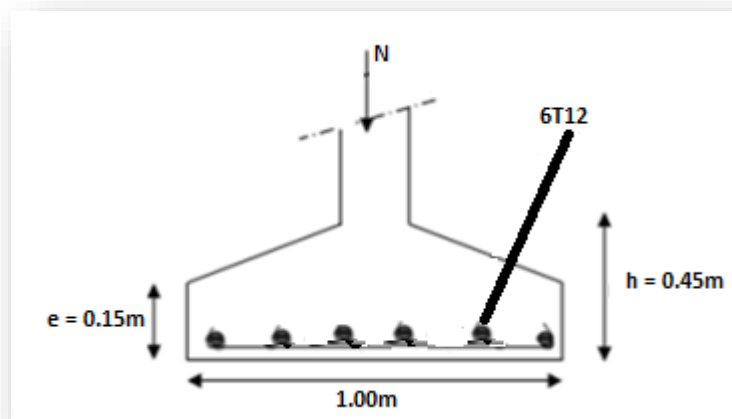


Figure XI.02 : Ferrailage des semelles isolées.

XI.4. Calcul des longrines:

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entre elles, elles sont soumises à un effort de traction. Une longrine est posée directement sur un béton de propreté pour empêcher la pollution du béton frais de la longrine par le sol support lors du coulage du béton. Le béton de propreté offre également un support uniforme à la longrine.

- Dimensionnement des longrines

Selon le RPA99, pour un sol de type S3 les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : **25 cm * 30 cm.**

A. Calcul du ferrailage

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \max\left[\frac{N}{\alpha}; 20kN\right]$$

Avec :

N : Egale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée, pour les sols S3 ($\alpha = 15$).

A. L'ELU :

$$\frac{Nu}{a} = \frac{56.64}{15} = 3.8kN$$

$$Astu = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{0.02}{347.83} = 0.57 \text{ cm}^2$$

B. L'ELS :

$$\frac{Ns}{a} = \frac{40}{12} = 3.40kN$$

$$\rightarrow F = \max\left[\frac{N}{\alpha}; 20kN\right]$$

$$A_{sts} = \frac{F}{\sigma_{sts}} = \frac{0.02}{210.6} = 0.99 \text{ cm}^2$$

Le RPA99 exige une section minimale :

$$A_{min} = 0.6\%B = 0.6\%(25 * 30) = 4.5 \text{ cm}^2$$

⇒ Donc on prend $A_{st} = 6T12 = 6.79 \text{ cm}^2$.

B. Vérification de condition de non fragilité :

$$A_{st} \leq 0.23b * d * \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st} = 6.79 \text{ cm}^2 \\ 0.23b * d * \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 * 25 * 30 * \frac{25}{400} = 10.78 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

• Calcul des armatures transversales :

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \varphi_{\min}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\Rightarrow \varphi \leq \min\left(\frac{h}{35}; 10; \frac{250}{10}\right) \Rightarrow \varphi \leq \min(8.6; 10; 25)$$

Alors on prend : $\varphi = 8 \text{ mm}$

• Calcul de l'espacement des cadres :

Le RPA99 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :

$$S_t \leq (20 \text{ cm}; 15\varphi_t)$$

$$\Rightarrow S_t \leq (20 \text{ cm}; 15\varphi) \Rightarrow S_t \leq (20 \text{ cm}; 12 \text{ cm})$$

⇒ Alors on adopte un espacement $S_t = 10 \text{ cm}$

Comme tout autre matériau, l'acier présente quelques inconvénients, notamment la mauvaise résistance à la corrosion et au feu. C'est pourquoi chaque élément doit subir un traitement spécifique contre ces deux facteurs. Il existe divers types de protections, ces types sont différents selon l'usage et l'implantation de l'édifice en question.

XII.1. La corrosion :

En présence d'eau et d'oxygène et plus particulièrement dans le milieu marin, l'acier a tendance à se dégrader et perdre ainsi de sa résistance et de ces caractéristiques mécaniques.

Les techniques de prévention contre la corrosion sont diverses. Il y a la protection par peinture ou un autre revêtement de surface, ou la protection cathodique. Le choix de la technique adéquate dépend essentiellement de l'agressivité du milieu ambiant, la durée de protection envisagée et les possibilités de mise en œuvre et d'entretien.

XII.1.1. Protection par peinture :

Le système de protection anticorrosion le plus courant est la mise en peinture sur acier nu, elle est plus particulièrement utilisée en milieu marin. Ce système à l'avantage d'être mis en œuvre facilement, généralement il est réalisé en partie en atelier puis en partie sur chantier.

La durabilité de cette protection dépend du milieu ambiant, de la maintenance, mais aussi de la préparation des surfaces à peindre. Pour les ouvrages neufs, l'abrasif doit être projeté sur les surfaces par voie sèche.

XII.1.2. Protection par zinc

Le principe repose sur la création d'une barrière formée par la couche de zinc. En surface, le zinc se recouvre de produits de corrosion, en général adhérents et stables, qui assurent une protection prolongée. La durée de vie du revêtement dépendra principalement des agents de corrosion et de la stabilité de ses produits.

XII.2. Le feu :

Le principe de développement du feu suit un certain processus qui repose sur la présence de trois éléments :

- Le combustible.
- Le carburant.
- La source de chaleur

L'acier est un matériau incombustible, mais reste un bon conducteur de chaleur. Non protégées, les sections en acier s'échauffent alors rapidement au cours d'un incendie, causent ainsi leur déformation et par suit la ruine de la structure. Donc une protection de ces éléments s'impose.

La durée de stabilité au feu d'un profilé métallique sans traitement spécifique n'excède que rarement la demi-heure lorsqu'il est placé sous une charge courante. Pour augmenter le délai et ainsi satisfaire aux exigences, il est donc nécessaire de limiter l'échauffement des profilés en acier, pour cela diverse technique existent, on cite parmi elles :

- Protection par peinture intumescente.
- Protection par produit projeté
- Les produits de ciment ou de plâtre.
- Les produits à base de fibre minérale

XII.2.1. Protection par peinture intumescente :

La peinture intumescente permet d'atteindre la résistance au feu requise tout en conservant les qualités esthétiques de la structure. Sous l'action de la chaleur cette peinture forme une mousse microporeuse isolante appelée "meringue", elle peut être appliquée par projection, à la brosse ou au rouleau.

Ce type de peinture peut faire l'objet de la protection de notre projet, parmi les peintures on peut choisir la Aithon A90, qui résiste jusqu'à 120min à une température allant de 270°C à 300.

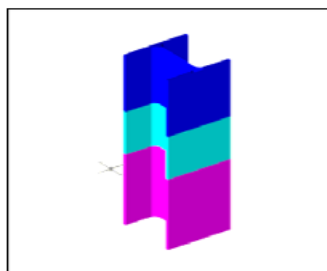


Figure XII.01: Système intumescent.

XII.2.2. Protection par produit projeté :

Les différents systèmes de protection comprennent les produits à base de vermiculite et de ciment ou de plâtre dans lesquels des composants chimiques absorbent la chaleur.

A. Protection par plâtre

Les ensembles en acier absorbent rapidement la chaleur. Lorsque leur masse est relativement faible, ils perdent rapidement leurs caractéristiques mécaniques. La limite élastique et le module d'élasticité chutent d'environ 40 % à la température de 470°C. On peut donc protéger la structure par ce type de plâtre appelée « Placoplatre ».

La mise en œuvre de protections en plaques standard ou spéciales retarde la montée en température de l'acier et assure la stabilité au feu des structures métalliques.

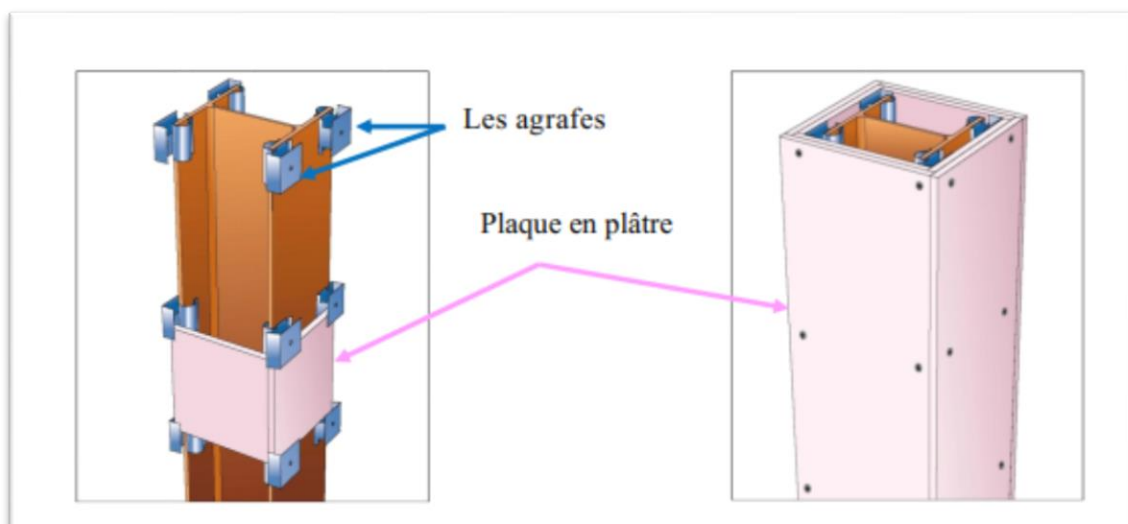


Figure XII.02: Protection du profilé par plaque en plâtre.

B. Protection par plaques :

Ces systèmes de protection (secs) incluent les systèmes à base de plaques composées de fibres minérales ou de vermiculite de fibre minérale. Ces plaques peuvent être collées sur le support ou bien vissées sur la structure ou sur d'autres plaques, sachant que ces produits sont fabriqués avec des épaisseurs fiables. Ils présentent une certaine souplesse d'installation, ils sont propres, causent peu de dommages aux constructions environnantes et offrent une bonne finition de surface. On peut donc choisir la protection par les plaques appelée « PROMATECT » pour cette structure.

- **Principe de montage :**

L'épaisseur des plaques est en fonction du :

- Degré de stabilité au feu.
- Type de profilé à protéger.
- L'exposition de profilé au feu.

Les plaques sont assemblées à joints décalés de 600 mm minimum entre deux faces perpendiculaires.

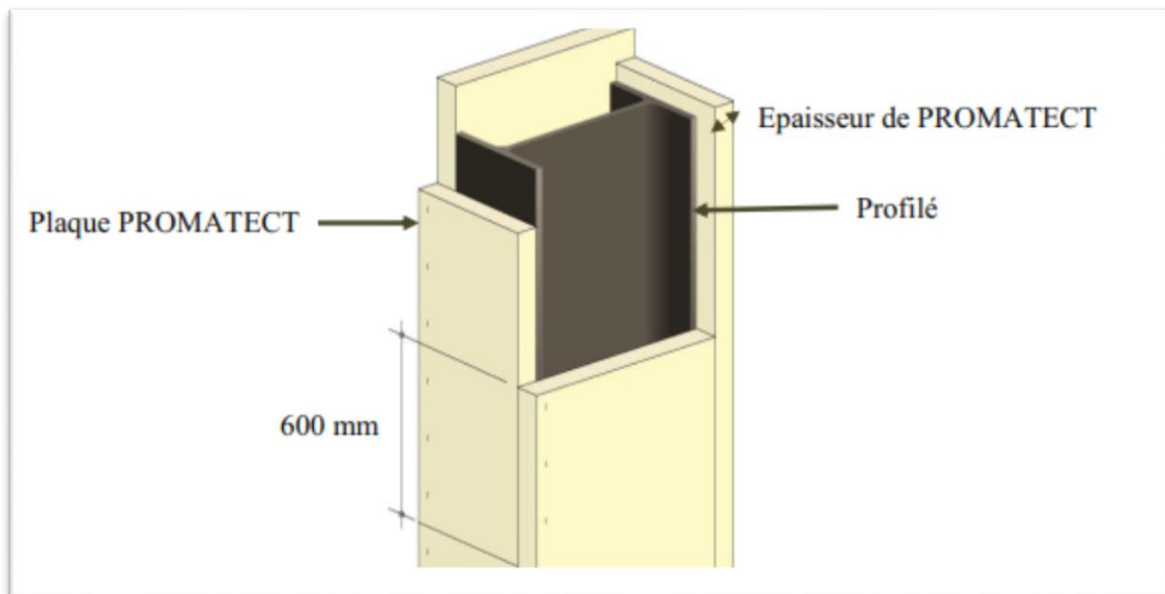


Figure XII.03 : Protection du profilé par plaque PROMATECT.

Conclusion:

Puisque la structure correspond à un hangar, les systèmes de protection les plus convenables contre la corrosion et contre le feu sont respectivement : la protection par peinture vue la fréquence et la facilité de son exécution, et par plaque PROMATECT pour une raison essentiellement esthétique.

CONCLUSION

La formation de l'homme n'est jamais complète, elle est toujours à parfaire notamment dans un domaine aussi vaste que la construction métallique.

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant ce domaine de la construction métallique tel que l'Eurocode 3, RNV13, RPA99,...

Notons qu'enfin ce projet qui constitue pour nous une première expérience et nous a été très bénéfique, et dont la maîtrise reste une étape très importante qui demande les connaissances de certaines notions de base qui doivent être prises en considération dans la conception des structures en charpente métallique.

Enfin, le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'études, il nous a permis de faire une rétrospective de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire.

Nous espérons avoir atteint nos objectifs et nous permettrons d'exploiter ces connaissances dans la vie pratique.

Bibliographie

- Règlement neige et vent version 2013.
- Calcul des Eléments de construction Métallique de Lahlou DAHMANI.
- L'Eurocode 3, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, 2012.
- Eurocode3, les normes Européennes de conception, de dimensionnement et de justification des structures de bâtiment et de génie civil.
- Règlement parasismique Algérien RPA99 version 2003.
- Plans Europe, assemblage des pieds de poteaux en acier (CSTB)
- APK la construction métallique avec l'Eurocode (sous la direction de Jean Pierre MUSEAU)
- Structure métallique, dimensionnement des ossatures acier selon les Eurocodes (Guy Le Run)

Mémoire de fin d'étude :

- Etude et dimensionnement d'un hangar métallique doté d'un planché mixte **Hocine GUIDDIR (2016/2017)** encadré par Mr Lahlou Dahmani.
- Etude et dimensionnement d'un hangar métallique de stockage à Ain Temouchent (Mr. Bensalah Hassen, Mr. Lahmer Islem 2016/2017) encadrés par Mr. Hamdaouik. Mr. Boumechra
- Étude d'un bâtiment métallique « R+4 » à REMCHI - TLEMCEM (BLOC RECTANGULAIRE (M^r : M^r Hamdi Abdelaziz, M^r : Naime El Hassen) 2015/2016 encadrés par D^r A. MISSOUM.

Annexe :

Annexe 1 : tableaux des classes de sections

Annexe 2 : tableaux des classes de profilées en (I et H)

Annexe 3 : valeurs des coefficients de reductions χ

Annexe 4 : predimensionnement des pieds de poteau.

Annexe 5 : efforts admissible par tige d'ancrage.

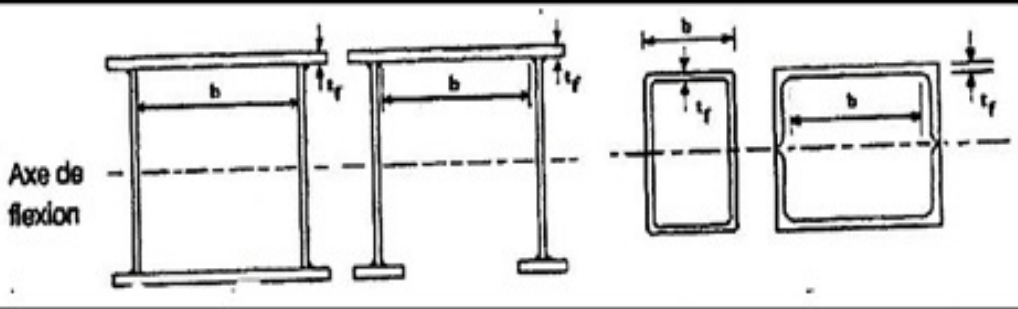
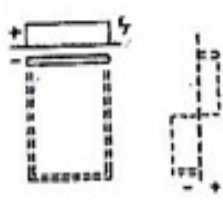
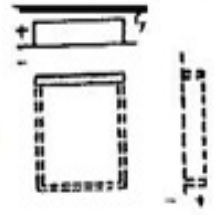
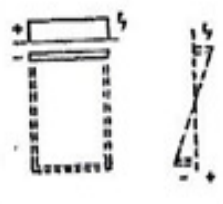
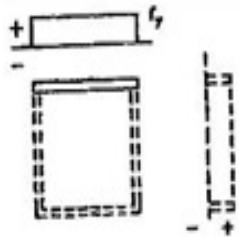
Annexe 6 : efforts internes : portique articulé.

Rapports largeur/ epaisseur maximaux pour ames
 (parois interne perpenduculaire à l'axe de flexions)

(a) Ames : (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)

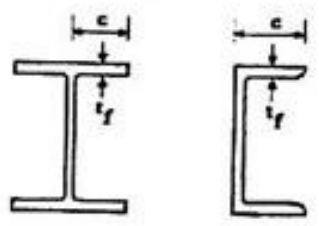
Classe	Ame fléchie	Ame comprimée	Ame en flexion composée	
1	$d/t_w \leq 72 e$	$d/t_w \leq 33 e$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 396 e / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 36 e / \alpha$	
2	$d/t_w \leq 83 e$	$d/t_w \leq 38 e$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 456 e / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 41,5 e / \alpha$	
3	$d/t_w \leq 124 e$	$d/t_w \leq 42 e$	Quand $\psi > -1$: $d/t_w \leq 42 e / (0,67 + 0,33\psi)$ Quand $\psi \leq -1$: $d/t_w \leq 62 e (1 - \psi) / (1 - \psi)$	
$e = \sqrt{235 / f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355
	ϵ	1	0,92	0,81

Rapports largeur/ épaisseur maximaux pour parois interne (parallèle à l'axe de flexions) :

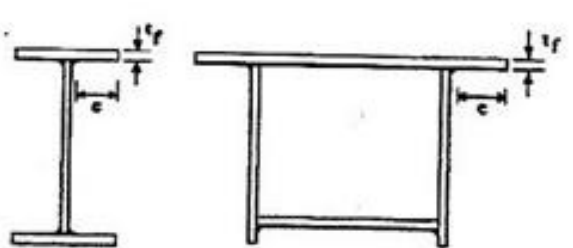
					
Classe	Type	Section fléchie	Section comprimée		
Distribution de contraintes dans la paroi et sur la hauteur de la section (compression positive)					
1	Sections creuses laminées	$(b - 3t_f)/t_f \leq 33 \epsilon$	$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \epsilon$		
	Autres	$b/t_f \leq 33 \epsilon$	$b/t_f \leq 42 \epsilon$		
2	Sections creuses laminées	$(b - 3t_f)/t_f \leq 38 \epsilon$	$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \epsilon$		
	Autres	$b/t_f \leq 38 \epsilon$	$b/t_f \leq 42 \epsilon$		
Distribution de contraintes dans la paroi et sur la hauteur de la section (compression positive)					
3	Sections creuses laminées	$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \epsilon$	$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \epsilon$		
	Autres	$b/t_f \leq 42 \epsilon$	$b/t_f \leq 42 \epsilon$		
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$		f_y (N/mm ²)	235	275	355
		ϵ	1	0,92	0,81

- Rapports largeur / épaisseur maximaux pour parois de semelle en console

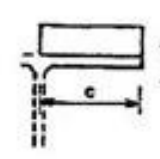
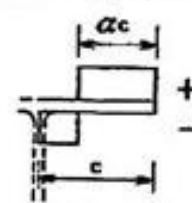
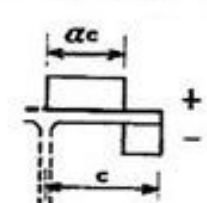
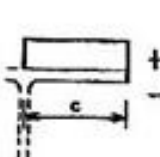
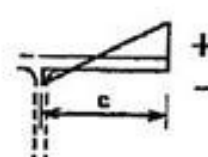
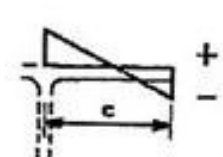
(b) Parois semelles en console :



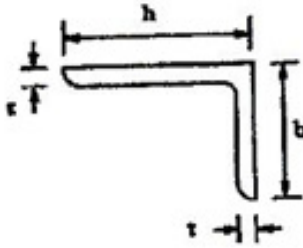
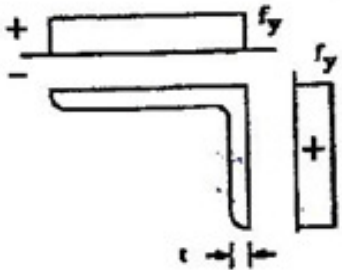
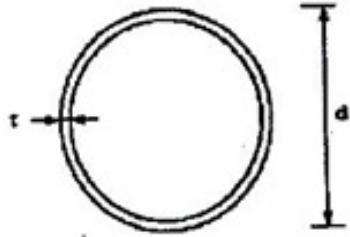
Sections laminées



Sections soudées

Classe	Type de section	Pari comprimée	Pari 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				
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355
	ϵ	1	0,92	0,81

Rapports largeur / épaisseur maximaux pour parois de semelle en console
(cornieres et sections tubulaire)

<p>d) <u>Cornières</u></p> <p>Se référer aussi à (c) "Parois de semelles en console" (voir feuille 3)</p>				<p>(Ne s'applique pas aux cornières en contact continu avec d'autres composants)</p>	
Classe	Section comprimée				
Distribution de contraintes dans la section (compression positive)					
3	$\frac{h}{t} \leq 15\epsilon$		$\frac{b-h}{2t} \leq 11,5\epsilon$		
(e) <u>Sections tubulaires</u>					
Classe	Section fléchie et/ou comprimée				
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$				
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$				
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$				
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355	
	ϵ	1	0,92	0,81	
	ϵ^2	1	0,85	0,66	

- Tableaux de classifications des sections (acier S235) profilés en I

Tableaux de classification des sections (acier S235) Profilés en I

Profilé		Classe de la section			Effort de compression maximal (N_{Ed}) pour la classe de la section (kN)		
		En compression simple	En flexion simple, M_y	En flexion simple, M_z	Classe 1	Classe 2	Classe 3
IPEA	80 → 160	1	1	1	*		
	160	2	1	1	140	*	
	200	2	1	1	148	*	
	220	2	1	1	181	*	
	240	2	1	1	190	*	
	270	3	1	1	193	256	*
	300	3	1	1	231	312	*
	330	3	1	1	255	346	*
	360	4	1	1	232	326	1340
	400	4	1	1	241	347	1427
IPE	80 → 240	1	1	1	*		
	270	2	1	1	335	*	
	300	2	1	1	371	*	
	330	2	1	1	401	*	
	360	2	1	1	441	*	
	400	3	1	1	493	553	*
	450	3	1	1	557	749	*
	500	3	1	1	626	851	*
IPEO	180 → 360	1	1	1	*		
	400	2	1	1	706	*	
	450	2	1	1	904	*	
	500	2	1	1	1045	*	
	550	2	1	1	1128	*	
	600	2	1	1	1628	*	

Valeur du coefficients de reductions (ksi)

Reduction factors χ for buckling curve c ($\alpha = 0.49$)										
λ	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
0.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000
0.0001	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999	0.9999
0.0002	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996
0.0003	0.9991	0.9991	0.9991	0.9991	0.9991	0.9991	0.9991	0.9991	0.9991	0.9991
0.0004	0.9984	0.9984	0.9984	0.9984	0.9984	0.9984	0.9984	0.9984	0.9984	0.9984
0.0005	0.9975	0.9975	0.9975	0.9975	0.9975	0.9975	0.9975	0.9975	0.9975	0.9975
0.0006	0.9964	0.9964	0.9964	0.9964	0.9964	0.9964	0.9964	0.9964	0.9964	0.9964
0.0007	0.9951	0.9951	0.9951	0.9951	0.9951	0.9951	0.9951	0.9951	0.9951	0.9951
0.0008	0.9936	0.9936	0.9936	0.9936	0.9936	0.9936	0.9936	0.9936	0.9936	0.9936
0.0009	0.9919	0.9919	0.9919	0.9919	0.9919	0.9919	0.9919	0.9919	0.9919	0.9919
0.0010	0.9900	0.9900	0.9900	0.9900	0.9900	0.9900	0.9900	0.9900	0.9900	0.9900
0.0011	0.9879	0.9879	0.9879	0.9879	0.9879	0.9879	0.9879	0.9879	0.9879	0.9879
0.0012	0.9856	0.9856	0.9856	0.9856	0.9856	0.9856	0.9856	0.9856	0.9856	0.9856
0.0013	0.9831	0.9831	0.9831	0.9831	0.9831	0.9831	0.9831	0.9831	0.9831	0.9831
0.0014	0.9804	0.9804	0.9804	0.9804	0.9804	0.9804	0.9804	0.9804	0.9804	0.9804
0.0015	0.9775	0.9775	0.9775	0.9775	0.9775	0.9775	0.9775	0.9775	0.9775	0.9775
0.0016	0.9744	0.9744	0.9744	0.9744	0.9744	0.9744	0.9744	0.9744	0.9744	0.9744
0.0017	0.9711	0.9711	0.9711	0.9711	0.9711	0.9711	0.9711	0.9711	0.9711	0.9711
0.0018	0.9676	0.9676	0.9676	0.9676	0.9676	0.9676	0.9676	0.9676	0.9676	0.9676
0.0019	0.9639	0.9639	0.9639	0.9639	0.9639	0.9639	0.9639	0.9639	0.9639	0.9639
0.0020	0.9600	0.9600	0.9600	0.9600	0.9600	0.9600	0.9600	0.9600	0.9600	0.9600
0.0021	0.9559	0.9559	0.9559	0.9559	0.9559	0.9559	0.9559	0.9559	0.9559	0.9559
0.0022	0.9516	0.9516	0.9516	0.9516	0.9516	0.9516	0.9516	0.9516	0.9516	0.9516
0.0023	0.9471	0.9471	0.9471	0.9471	0.9471	0.9471	0.9471	0.9471	0.9471	0.9471
0.0024	0.9424	0.9424	0.9424	0.9424	0.9424	0.9424	0.9424	0.9424	0.9424	0.9424
0.0025	0.9375	0.9375	0.9375	0.9375	0.9375	0.9375	0.9375	0.9375	0.9375	0.9375
0.0026	0.9324	0.9324	0.9324	0.9324	0.9324	0.9324	0.9324	0.9324	0.9324	0.9324
0.0027	0.9271	0.9271	0.9271	0.9271	0.9271	0.9271	0.9271	0.9271	0.9271	0.9271
0.0028	0.9216	0.9216	0.9216	0.9216	0.9216	0.9216	0.9216	0.9216	0.9216	0.9216
0.0029	0.9159	0.9159	0.9159	0.9159	0.9159	0.9159	0.9159	0.9159	0.9159	0.9159
0.0030	0.9100	0.9100	0.9100	0.9100	0.9100	0.9100	0.9100	0.9100	0.9100	0.9100
0.0031	0.9039	0.9039	0.9039	0.9039	0.9039	0.9039	0.9039	0.9039	0.9039	0.9039
0.0032	0.8976	0.8976	0.8976	0.8976	0.8976	0.8976	0.8976	0.8976	0.8976	0.8976
0.0033	0.8911	0.8911	0.8911	0.8911	0.8911	0.8911	0.8911	0.8911	0.8911	0.8911
0.0034	0.8844	0.8844	0.8844	0.8844	0.8844	0.8844	0.8844	0.8844	0.8844	0.8844
0.0035	0.8775	0.8775	0.8775	0.8775	0.8775	0.8775	0.8775	0.8775	0.8775	0.8775
0.0036	0.8704	0.8704	0.8704	0.8704	0.8704	0.8704	0.8704	0.8704	0.8704	0.8704
0.0037	0.8631	0.8631	0.8631	0.8631	0.8631	0.8631	0.8631	0.8631	0.8631	0.8631
0.0038	0.8556	0.8556	0.8556	0.8556	0.8556	0.8556	0.8556	0.8556	0.8556	0.8556
0.0039	0.8479	0.8479	0.8479	0.8479	0.8479	0.8479	0.8479	0.8479	0.8479	0.8479
0.0040	0.8400	0.8400	0.8400	0.8400	0.8400	0.8400	0.8400	0.8400	0.8400	0.8400
0.0041	0.8319	0.8319	0.8319	0.8319	0.8319	0.8319	0.8319	0.8319	0.8319	0.8319
0.0042	0.8236	0.8236	0.8236	0.8236	0.8236	0.8236	0.8236	0.8236	0.8236	0.8236
0.0043	0.8151	0.8151	0.8151	0.8151	0.8151	0.8151	0.8151	0.8151	0.8151	0.8151
0.0044	0.8064	0.8064	0.8064	0.8064	0.8064	0.8064	0.8064	0.8064	0.8064	0.8064
0.0045	0.7975	0.7975	0.7975	0.7975	0.7975	0.7975	0.7975	0.7975	0.7975	0.7975
0.0046	0.7884	0.7884	0.7884	0.7884	0.7884	0.7884	0.7884	0.7884	0.7884	0.7884
0.0047	0.7791	0.7791	0.7791	0.7791	0.7791	0.7791	0.7791	0.7791	0.7791	0.7791
0.0048	0.7696	0.7696	0.7696	0.7696	0.7696	0.7696	0.7696	0.7696	0.7696	0.7696
0.0049	0.7600	0.7600	0.7600	0.7600	0.7600	0.7600	0.7600	0.7600	0.7600	0.7600
0.0050	0.7503	0.7503	0.7503	0.7503	0.7503	0.7503	0.7503	0.7503	0.7503	0.7503
0.0051	0.7404	0.7404	0.7404	0.7404	0.7404	0.7404	0.7404	0.7404	0.7404	0.7404
0.0052	0.7303	0.7303	0.7303	0.7303	0.7303	0.7303	0.7303	0.7303	0.7303	0.7303
0.0053	0.7200	0.7200	0.7200	0.7200	0.7200	0.7200	0.7200	0.7200	0.7200	0.7200
0.0054	0.7095	0.7095	0.7095	0.7095	0.7095	0.7095	0.7095	0.7095	0.7095	0.7095
0.0055	0.6988	0.6988	0.6988	0.6988	0.6988	0.6988	0.6988	0.6988	0.6988	0.6988
0.0056	0.6879	0.6879	0.6879	0.6879	0.6879	0.6879	0.6879	0.6879	0.6879	0.6879
0.0057	0.6768	0.6768	0.6768	0.6768	0.6768	0.6768	0.6768	0.6768	0.6768	0.6768
0.0058	0.6655	0.6655	0.6655	0.6655	0.6655	0.6655	0.6655	0.6655	0.6655	0.6655
0.0059	0.6540	0.6540	0.6540	0.6540	0.6540	0.6540	0.6540	0.6540	0.6540	0.6540
0.0060	0.6423	0.6423	0.6423	0.6423	0.6423	0.6423	0.6423	0.6423	0.6423	0.6423
0.0061	0.6304	0.6304	0.6304	0.6304	0.6304	0.6304	0.6304	0.6304	0.6304	0.6304
0.0062	0.6183	0.6183	0.6183	0.6183	0.6183	0.6183	0.6183	0.6183	0.6183	0.6183
0.0063	0.6060	0.6060	0.6060	0.6060	0.6060	0.6060	0.6060	0.6060	0.6060	0.6060
0.0064	0.5935	0.5935	0.5935	0.5935	0.5935	0.5935	0.5935	0.5935	0.5935	0.5935
0.0065	0.5808	0.5808	0.5808	0.5808	0.5808	0.5808	0.5808	0.5808	0.5808	0.5808
0.0066	0.5679	0.5679	0.5679	0.5679	0.5679	0.5679	0.5679	0.5679	0.5679	0.5679
0.0067	0.5548	0.5548	0.5548	0.5548	0.5548	0.5548	0.5548	0.5548	0.5548	0.5548
0.0068	0.5415	0.5415	0.5415	0.5415	0.5415	0.5415	0.5415	0.5415	0.5415	0.5415
0.0069	0.5280	0.5280	0.5280	0.5280	0.5280	0.5280	0.5280	0.5280	0.5280	0.5280
0.0070	0.5143	0.5143	0.5143	0.5143	0.5143	0.5143	0.5143	0.5143	0.5143	0.5143
0.0071	0.5004	0.5004	0.5004	0.5004	0.5004	0.5004	0.5004	0.5004	0.5004	0.5004
0.0072	0.4863	0.4863	0.4863	0.4863	0.4863	0.4863	0.4863	0.4863	0.4863	0.4863
0.0073	0.4720	0.4720	0.4720	0.4720	0.4720	0.4720	0.4720	0.4720	0.4720	0.4720
0.0074	0.4575	0.4575	0.4575	0.4575						

predimensionnements des pieds de poteau :

Profilsés IPE

Profilé Poteau	Compression		$(N_{Sd} / N_{pl,Rd}) = 0.25$										$(N_{Sd} / N_{pl,Rd}) = 0.5$									
	Résistance noe $N_{pl,Rd}$ (kN)	Effort Axial N_{Sd} (kN)	Platine (mm)				Fondation (mm)			Effort Axial N_{Sd} (kN)	Platine (mm)				Fondation (mm)							
			h_p	b_p	t_p	Proj.	h_r	b_r	d_r		h_p	b_p	t_p	Proj.	h_r	b_r	d_r					
IPE80	180	45	95	60	8	C	145	90	100	90	105	75	8	E	160	115	100					
IPE100	243	61	115	70	8	C	175	105	100	121	130	85	8	E	195	130	100					
IPE120	310	78	135	80	8	C	205	120	100	155	150	95	8	E	225	145	100					
IPE140	386	97	155	90	8	C	235	135	100	192	175	105	8	E	265	160	100					
IPE160	472	118	175	100	8	C	265	150	100	236	195	120	8	E	295	180	100					
IPE180	563	141	200	110	8	C	300	165	100	261	220	130	10	E	330	195	110					
IPE200	669	167	220	120	8	C	330	180	110	335	240	140	10	E	360	210	120					
IPE220	784	196	240	130	8	C	360	195	120	392	265	155	10	E	400	225	135					
IPE240	919	230	260	140	8	C	390	210	130	460	290	170	12	E	435	255	145					
IPE270	1080	270	295	160	8	C	445	240	150	540	295	180	12	C	445	240	150					
IPE300	1265	316	325	175	8	C	490	265	165	632	325	175	20	C	490	265	165					
IPE330	1471	366	355	185	8	C	535	280	180	736	355	185	20	C	535	280	180					
IPE360	1709	427	390	200	8	C	585	300	195	855	390	200	22	C	585	300	195					
IPE400	1985	496	430	210	8	C	645	315	215	992	430	210	22	C	645	315	215					
IPE450	2322	581	480	220	8	C	720	330	240	1161	480	220	24	C	720	330	240					
IPE500	2715	679	535	235	8	C	805	355	270	1357	535	235	26	C	805	355	270					
IPE550	3159	790	585	245	8	C	880	370	295	1579	585	245	28	C	880	370	295					
IPE600	3666	916	640	260	10	C	960	390	320	1833	640	260	28	C	960	390	320					

Profilsés HEA

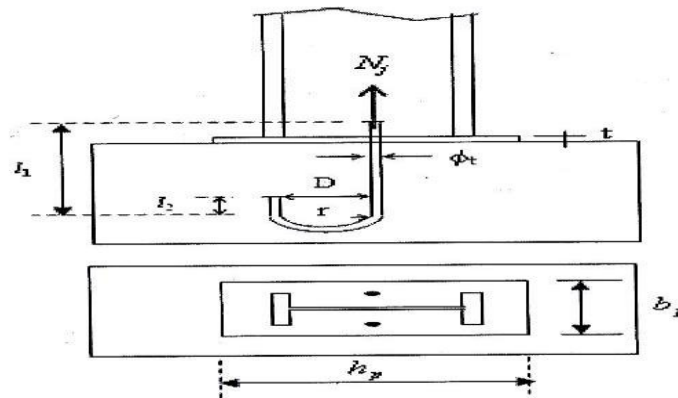
Profilé Poteau	Compression		$(N_{Sd} / N_{pl,Rd}) = 0.25$										$(N_{Sd} / N_{pl,Rd}) = 0.5$									
	Résistance noe $N_{pl,Rd}$ (kN)	Effort Axial N_{Sd} (kN)	Platine (mm)				Fondation (mm)			Effort Axial N_{Sd} (kN)	Platine (mm)				Fondation (mm)							
			h_p	b_p	t_p	Proj.	h_r	b_r	d_r		h_p	b_p	t_p	Proj.	h_r	b_r	d_r					
HEA100	499	125	115	120	8	C	175	180	100	250	140	140	10	E	210	210	100					
HEA120	595	149	130	140	8	C	195	210	100	298	155	160	10	E	235	240	100					
HEA140	738	185	150	160	8	C	225	240	100	369	180	185	10	E	270	260	100					
HEA160	911	228	170	180	8	C	255	270	100	456	205	210	12	E	300	315	100					
HEA180	1063	266	190	200	8	C	285	300	100	537	220	230	12	E	330	345	110					
HEA200	1265	316	210	220	8	C	315	330	105	633	245	255	12	E	370	385	125					
HEA220	1512	378	235	245	8	C	355	370	120	756	270	280	14	E	415	460	150					
HEA240	1800	451	255	265	8	C	385	400	130	903	295	305	16	E	445	490	160					
HEA260	2040	510	275	285	8	C	415	430	140	1020	315	325	16	E	475	490	160					
HEA280	2286	571	300	310	8	C	450	465	150	1143	340	310	28	C	490	465	170					
HEA300	2646	661	320	330	8	C	480	495	160	1322	370	330	30	C	480	495	160					
HEA320	2925	731	345	315	10	C	470	505	175	1461	390	380	18	E	585	580	210					
HEA340	3127	784	365	335	10	C	550	505	185	1568	415	385	20	E	585	580	210					
HEA360	3355	839	385	335	10	C	580	505	195	1677	435	385	20	E	655	580	230					
HEA400	3735	924	430	340	10	C	645	510	215	1868	485	395	22	E	730	595	245					
HEA450	4184	1046	485	345	10	C	730	520	245	2092	540	400	24	E	810	600	270					
HEA500	4642	1161	540	350	12	C	810	525	270	2321	595	405	24	E	895	610	300					
HEA550	4976	1244	590	350	12	C	885	525	295	2488	600	350	38	C	885	525	295					
HEA600	5322	1330	640	350	12	C	960	525	320	2661	640	350	38	C	960	525	320					
HEA650	5678	1420	695	355	12	C	1045	535	350	2839	695	355	38	C	1045	535	350					
HEA700	6121	1530	745	355	12	C	1120	535	375	3061	745	355	40	C	1120	535	375					
HEA800	6717	1679	850	360	12	C	1275	540	425	3358	850	360	38	C	1275	540	425					
HEA900	7522	1883	950	360	12	C	1425	550	475	3766	950	360	40	C	1425	540	475					

- Efforts admissible par tige d'ancrage :

Valeurs des efforts normaux admissibles, N_j^{max} (daN) par tige d'ancrage et leurs diamètres donnés en fonction des caractéristiques de la tige et de la profondeur d'ancrage :

ϕ_t	D	l_1	l_2	l_f	N_j^{max}
16	40	280	25	120	2170
20	50	280	32	120	3040
20	50	480	32	120	4420
24	70	500	40	160	6070
30	90	500	50	160	8580
33	100	700	55	160	12260

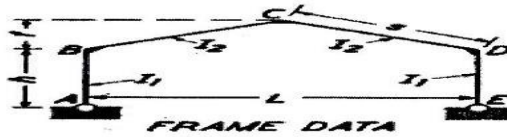
l_f : longueur filetée.



Poteau articulé

- efforts internes : portique articulé.

EFFORTS INTERNES: PORTIQUE ARTICULE



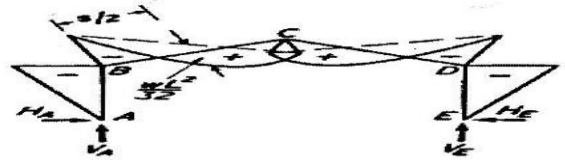
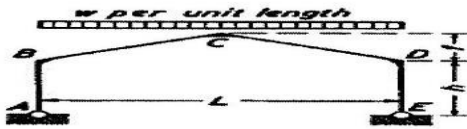
Coefficients:

$$k = \frac{I_2}{I_1} \cdot \frac{h}{s}$$

$$\phi = \frac{f}{h}$$

$$m = 1 + \phi$$

$$B = 2(k + 1) + m \quad C = 1 + 2m \quad N = B + mC$$



$$M_B = M_D = -\frac{wL^2(3+5m)}{16N}$$

$$M_C = \frac{wL^2}{8} + mM_B$$

$$H_A = H_E = -\frac{M_B}{h}$$

$$V_A = V_E = \frac{wL}{2}$$



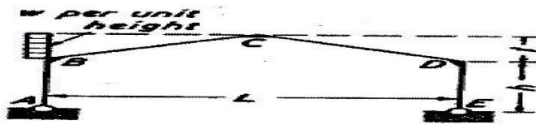
$$M_B = M_D = -\frac{wL^2(3+5m)}{32N}$$

$$M_C = \frac{wL^2}{16} + mM_B$$

$$H_A = H_E = -\frac{M_B}{h}$$

$$V_A = \frac{3wL}{8}$$

$$V_E = \frac{wL}{8}$$



Constant: $X = \frac{wf^2(C+m)}{8N}$

$$M_B = +X + \frac{wf h}{2}$$

$$M_D = +X - \frac{wf h}{2}$$

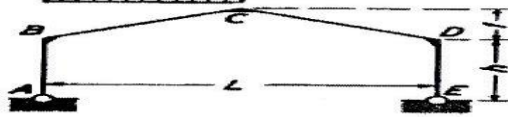
$$H_A = -\frac{X}{h} - \frac{wf}{2}$$

$$M_C = -\frac{wf^2}{4} + mX$$

$$V_A = -V_E = -\frac{wf h(1+m)}{2L}$$

$$H_E = -\frac{X}{h} + \frac{wf}{2}$$

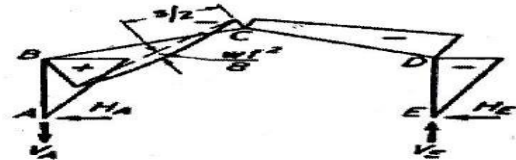
w per unit length



$$M_B = M_D = -\frac{wL^2(3+5m)}{32N} \quad M_C = \frac{wL^2}{16} + mM_B$$

$$H_A = H_E = -\frac{M_B}{h} \quad V_A = \frac{3wL}{8} \quad V_E = \frac{wL}{8}$$

w per unit height

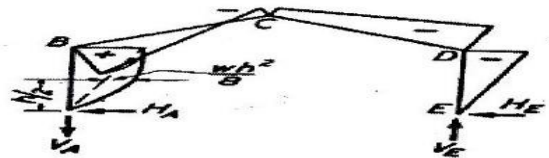
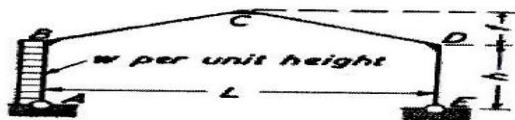


Constant: $X = \frac{wf^2(C+m)}{8N}$

$$M_B = +X + \frac{wfh}{2} \quad M_C = -\frac{wf^2}{4} + mX$$

$$M_D = +X - \frac{wfh}{2} \quad V_A = -V_E = -\frac{wfh(1+m)}{2L}$$

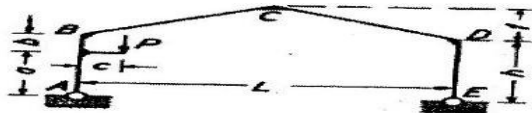
$$H_A = -\frac{X}{h} - \frac{wf}{2} \quad H_E = -\frac{X}{h} + \frac{wf}{2}$$



$$M_D = -\frac{wh^2}{8} \cdot \frac{2(B+C)+k}{N} \quad M_B = \frac{wh^2}{2} + M_D$$

$$M_C = \frac{wh^2}{4} + mM_D$$

$$V_A = -V_E = -\frac{wh^2}{2L} \quad H_E = -\frac{M_D}{h} \quad H_A = -(wh - H_E)$$

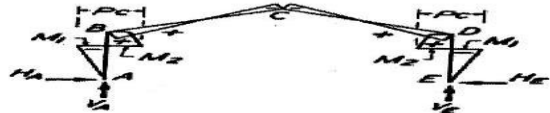


Constants: $a_1 = \frac{a}{h} \quad X = \frac{Pc}{2} \cdot \frac{B+C-k(3a_1^2-1)}{N}$

$$M_B = Pc - X \quad M_D = -X \quad M_C = \frac{Pc}{2} - mX$$

$$M_1 = -a_1X \quad M_2 = Pc - a_1X$$

$$V_E = \frac{Pc}{L} \quad V_A = P - V_E \quad H_A = H_E = \frac{X}{h}$$

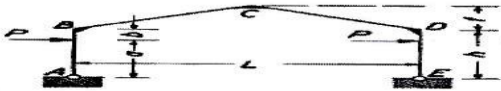


Constant: $a_1 = \frac{c}{h}$

$$M_B = M_D - Pc \cdot \frac{\phi C + k(3a_1^2 - 1)}{N} \quad M_C = -\phi Pc + mM_B$$

$$H_A - H_E = \frac{Pc - Mb}{h} \quad V_A - V_E = P$$

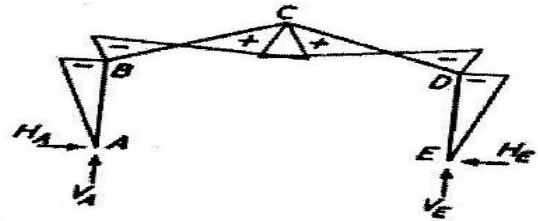
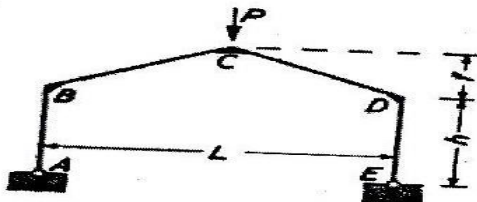
$$M_1 = -a_1(Pc - M_B) \quad M_2 = (1 - a_1)Pc + a_1M_B$$



$$M_B = -M_D - Pa \quad M_C = 0$$

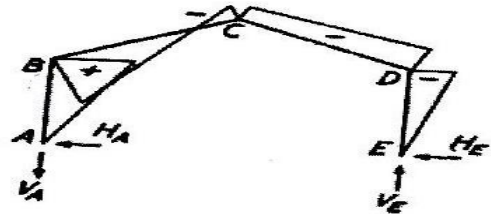
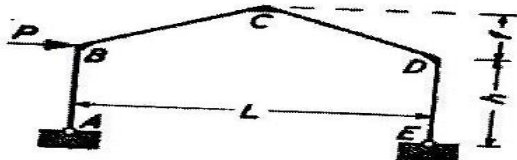
$$H_A = -H_E = -P \quad V_A = -V_E = -\frac{2Pa}{L}$$

Moment at loads = $\pm Pa$



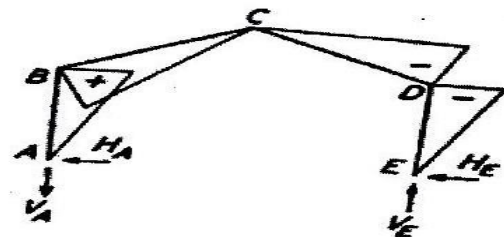
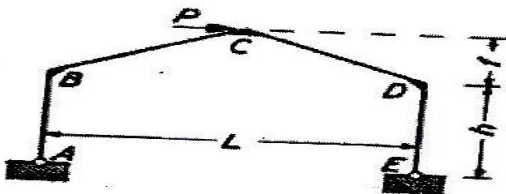
$$M_B = M_D = -\frac{PL}{4} \cdot \frac{C}{N} \quad M_C = +\frac{PL}{4} \cdot \frac{B}{N}$$

$$V_A = V_E = \frac{P}{2} \quad H_A = H_E = -\frac{M_B}{h}$$



$$M_D = -\frac{Ph(B+C)}{2N} \quad M_B = Ph + M_D \quad M_C = \frac{Ph}{2} + mM_D$$

$$V_A = -V_E = -\frac{Ph}{L} \quad H_E = -\frac{M_D}{h} \quad H_A = -(P - H_E)$$



$$M_B = -M_D = +\frac{Ph}{2} \quad M_C = 0 \quad V_A = -V_E = -\frac{Phm}{L} \quad H_A = -H_E = -\frac{P}{2}$$