

Ministère de L'enseignement supérieur et de la recherche scientifique  
Université Mouloud MAMMERY de TIZI- OUZOU



Faculté du génie de la construction  
Département de génie civil

**Mémoire**  
*De fin d'étude*

*En vue de l'obtention du diplôme de master en Génie civil*  
*Spécialité: Construction Métallique.*

**Thème**

# Calcul d'un hangar métallique à usage industriel

**Présenté par :** M.Moali Hamza  
M.Sellam Juba

**Encadré par :** M.Kahil.A  
M.Akkouche.K

2018/2019

# Sommaire

## INTRODUCTION GENERALE

I.	Présentation du projet : .....	3
I.1	Introduction : .....	3
I.1.1	Les caractéristiques géométriques de la construction : .....	3
I.1.2	Porte et ouvertures : .....	3
I.2	Données concernant le site : .....	3
I.3	Règlements utilisés : .....	3
I.4	Matériaux utilisés : .....	4
I.4.1	Les assemblages : .....	4
I.4.2	Conception structurelle : .....	5
II.	Etude au Vent et à la Neige : .....	8
II.1	Introduction : .....	8
II.2	Dimension de l'ouvrage: .....	8
II.3	Les données relatives au site : .....	8
II.4	Charge de la neige sur le sol : .....	8
II.5	Charge de la neige sur la toiture : .....	9
II.6	Étude de vent : .....	9
-	Effet du site : .....	9
-	Calcul du coefficient de pression extérieure $C_{pe}$ : .....	10
II.6.1	Vent perpendiculaire au long pont : .....	11
Pour les parois verticales V1 : .....	11	
Pour les parois de la toiture V1 : .....	12	
II.6.2	Vent perpendiculaire au pignon : .....	13
Pour les parois verticales :V2 .....	13	
Pour les parois de la toiture V2 : .....	14	
II.6.3	Calcul du coefficient de pression intérieure $C_{pi}$ : .....	15
II.7	Forces de frottements: .....	19
Vérification à l'action d'ensemble : .....	20	
III.	Dimensionnement Des Eléments Secondaires .....	25
III.1	Introduction .....	25

III.2	Etude des pannes:.....	25
III.2.1	Dimensionnement des pannes :.....	25
III.2.1.1	Charges permanentes: .....	25
III.2.1.2	Surcharges climatique du vent:.....	26
III.2.1.3	Surcharges climatique de neige: .....	26
III.2.2	Surcharges d'entretien:.....	27
III.2.2.1	Charge et surcharge par mètre linéaire : .....	27
III.2.3	Combinaisons de charge les plus défavorables:.....	27
-	Actions vers le bas : .....	27
-	Actions vers le haut:.....	27
	Vérification à l'état limite ultime (ELU):.....	27
III.2.3.1	Vérification de la résistance en section:.....	27
III.2.3.2	Vérification à la flexion: .....	28
-	Classe de la section :.....	29
-	Caractéristiques géométrique de l'IPE100 : .....	30
III.2.3.3	Vérification au cisaillement : .....	30
III.2.3.4	Vérification au déversement : .....	31
III.2.3.5	Vérification à l'état limite de service (ELS): .....	32
III.2.4	Conclusion 1 :.....	33
III.3	Dimensionnement des liernes de pannes: .....	33
-	Calcul de l'effort maximal revenant aux liernes : .....	33
III.3.1	Dimensionnement des liernes : .....	35
III.3.1.1	Calcul de l'échantignolle : .....	35
III.3.2	Calcul des charges revenant à l'échantignolle : .....	35
-	Calcul du moment de renversement : .....	36
-	Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle : .....	36
III.4	Calcul des lisses de bardages .....	37
-	Hypothèse de calcul :.....	37
III.4.1	Détermination des sollicitations :.....	37
	Premier cas : .....	38
III.4.2	Combinaisons de charges les plus défavorables : .....	38
III.4.2.1	Classification de la semelle comprimée :.....	38
III.4.2.2	Classe de l'âme fléchie : .....	38

III.4.3	Vérification de la section a la résistance vérification :.....	38
III.4.4	Vérification au cisaillement : .....	39
III.4.5	Vérification au déversement :.....	39
III.4.6	Vérification à L'ELS :.....	40
III.4.7	Conclusion 2:.....	40
III.4.8	Calcul des liernes de long pan :.....	40
III.5	Calcul des potelets : .....	40
	Dimensionnement des potelets:.....	41
III.5.1	Charge permanente G vertical :.....	42
III.5.2	Surcharge climatique V : (horizontal suivant le plan de l'âme).....	42
III.5.3	Dimensionnement du potelet :.....	42
	III.5.3.1 Vérification de la section à la résistance: $M_{ysd} \leq M_{c,Rd}$ .....	42
	III.5.3.2 Vérification de l'élément aux instabilités : .....	43
III.5.4	Vérification de L'IPE120 à l'ELS :.....	45
	III.5.4.1 Conclusion 3 : .....	45
III.6	Conclusion général : .....	45
IV.	Introduction :.....	47
IV.1	Effort sollicitant le portique :.....	47
IV.2	Charge permanente : .....	47
	IV.2.1 Effet de la neige :.....	48
	IV.2.2 Effet du vent V1 perpendiculaire au long pan (plus défavorable) : .....	48
	IV.2.3 Calcul des efforts internes :.....	49
	- Charges verticales vers le bas : (charge permanente et surcharge de neige).....	51
	- Charges verticales vers le haut : (vent de soulèvement).....	51
	IV.2.4 Calcul de l'imperfection géométrique globale (défauts d'aplomb).....	57
IV.3	Pré-dimensionnement de la traverse :.....	60
	IV.3.1 Moment sollicitant la traverse :.....	61
	IV.3.2 Vérification de l'élément aux instabilités :.....	63
	IV.3.2.1 Action vers le bas :.....	63
IV.4	Conclusion : .....	67
IV.5	Vérification des poteaux :.....	67
IV.6	Conclusion: .....	69
IV.7	Conclusion : .....	69

V.	Introduction :	71
V.1	2-calcul de l'effort tranchant V à la base :	71
V.1.1	Estimation la période fondamental de la structure :	72
V.1.2	Calcul du poids actif soumis au séisme :	73
V.1.3	Force sismique suivant X et Y :	74
V.1.4	La résultanteglobale du vent :	75
V.1.5	Conclusion:	75
VI.	Introduction :	77
VI.1	Section de la diagonal:	78
VI.2	Vérification à la résistance ultime de la section :	78
VI.2.1	Conclusion:	78
VI.3	Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la résistance :	78
VI.3.1	Incidence de l'effort tranchant :	78
VI.3.2	Incidence de l'effort normal :	78
VI.4	Vérification des éléments aux instabilités :	79
VI.5	Vérification de la palée de stabilité :	80
	Conclusion:	81
VI.6	Vérification de la sablière :	81
VI.7	Vérification de la résistance au flambement :	82
VI.8	Conclusion:	82
VII.	Introduction :	84
VII.1	Assemblage de rive :	84
VII.2	Calcul de l'assemblage du faitage :	88
VII.2.1	Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :	89
VII.3	Calcul des bases de Poteau :	90
VII.3.1	Résistance de calcul a l'écrasement du matériau de scellement :	91
VII.3.2	Estimation de l'aire de la plaque d'assise :	91
VII.3.2.1	Choix du type de la plaque d'assise :	91
VII.3.2.2	Calcul de la largeur d'appuis additionnelle c :	92
VII.3.2.3	Calcul de la section efficace $A_{eff}$ :	92
VII.3.3	Calcul de la résistance à l'effort axial $N_{sd}$ :	92
VII.3.4	Les tiges d'encrage :	93
VII.3.4.1	Résistance des tiges d'encrages au cisaillement :	93

VII.3.5	Dimensionnement des bêtes de cisaillement :.....	94
VII.3.6	Résistance des tiges d'encrage a l'effort de soulèvement : .....	94
VII.3.7	Vérification de la tige d'encrage a la résistance :.....	94
VII.3.8	Vérification de la tige d'ancrage à l'adhérence : .....	94
VII.3.9	Conclusion:.....	96
VIII.	Etudes des fondations.....	98
VIII.1	Introduction :.....	98
VIII.2	Charges à considérer :.....	98
VIII.3	Détermination des armatures : .....	99
VIII.4	Calcul des longrines :.....	99
VIII.5	Armature longitudinal en traction simple :.....	99
VIII.6	Condition de non fragilité :.....	100
VIII.7	Ferraillage minimum selon le RPA : .....	100
CONCLUSION GENERALE		

# Liste des figures et des tableaux

## Liste des figures :

Figure I-1: La structure du hangar.....	5
Figure I-2:La structure du hangar avec bardage.....	6
Figure II-1: Répartition de la pression dynamique.....	10
Figure II-2: Représentation légende pour les parois verticales (Vent sur long pan).....	11
Figure II-3: Valeurs de $C_e$ pour les parois verticales - Direction V1.....	12
Figure II-4: Valeurs de $C_e$ pour la toiture - Direction V1.....	13
Figure II-5: Valeurs de $C_e$ pour les parois verticales - Direction V2.....	14
Figure II-6: Valeurs de $C_e$ pour la toiture - Direction V2.....	15
Figure II-7: Coefficient de pression intérieur $c_{pi}$ des bâtiments sans face dominante (figure tirée du RNV2013).....	16
Figure II-8: Prise en compte des effets de frottements.....	20
Figure III-1: Charge Permanentes G .....	25
Figure III-2: Surcharge du vent sur la panne.....	26
Figure III-3: Surcharge de neige sur la panne. ....	26
Figure III-4: Panne de toiture en flexion sous les différents plans de chargement. ....	28
Figure III-5: Panne de toiture en flexion sous les différents plans de chargement. ....	29
Figure III-6:Panne de toiture sous l'effort de cisaillement sous les différents plans de chargement. ....	31
Figure III-7:chargement des liernes .....	34
Figure III-8:efforts dans les liernes. ....	34
Figure III-9:Disposition des échantignolles .....	36
Figure III-10:disposition des lisses .....	37
Figure III-11: effort agissant sur la lisse .....	38
Figure III-12: dimension des potelets.....	41
Figure IV-1:éléments d'un portique.....	47
Figure IV-2:pression statique du vent sur le portique .....	49
Figure IV-3:Efforts internes .....	50
Figure IV-4:efforts internes (effet vers le bas).....	51
Figure IV-5:efforts internes (charges verticales vers le haut) .....	52
Figure IV-6:efforts internes (charge horizontal) .....	53
Figure IV-7:efforts internes (dépression) .....	54
Figure IV-8:imperfection géométrique global .....	57
Figure IV-9: effort horizontal en tête de poteau.....	59
Figure IV-10:moments fléchissant agissants sur le portique .....	61
Figure IV-11: Efforts internes .....	64
Figure IV-12:Efforts internes .....	66
Figure IV-13:Efforts internes pour le poteau. ....	69
Figure VI-1: schéma la poutre au vent .....	77
Figure VI-2: vérification des diagonal a la traction .....	80
Figure VI-3: sablière HEA120 .....	81
Figure VII-1:disposition des boulons .....	84
Figure VII-2:résistance de l'âme du poteau dans la zone tendu.....	86

Figure VII-3:résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée .....	87
Figure VII-4:assemblage traverse-traverse .....	89
Figure VII-5:disposition des boulons .....	89
Figure VII-6:base de poteau .....	90
Figure VII-7:Types de tige d'ancrage .....	93
Figure VII-8:tige d'encrage .....	95
Figure VIII-1:semelle d'un poteau.....	98
Figure VIII-2:ferraillage des longrines.....	100

Liste des tableaux :

Tableau II-1: Les dimensions des grandeurs sous V1 .....	11
Tableau II-2: coefficients extérieur pour les parois vertical sous V1.....	12
Tableau II-3: Coefficient extérieur pour la toiture sous V1. ....	13
Tableau II-4: Les dimensions des grandeurs sous V2 :.....	14
Tableau II-5: coefficient extérieur pour les parois vertical sous V2. ....	14
Tableau II-6: Coefficient extérieur pour la toiture sous V2. ....	14
Tableau II-7: Vent perpendiculaire au long pan V1.....	18
Tableau II-8: Vent perpendiculaire au pignon V2.....	19
Tableau II-9: Réactions RxRz selon la direction V1.....	21
Tableau II-10: Réactions RxRz selon la direction V2.....	22
Tableau II-11:Récapitulatif des valeurs max pour le vent .....	23
Tableau IV-1:actions du vent les plus défavorables.....	48
Tableau IV-2:Reaction d'appuis sous charge unitaire. ....	54
Tableau IV-3:valeurs des moments sous charge unitaire.....	55
Tableau IV-4: réactions d'appuis sous charges réelles. ....	55
Tableau IV-5:moments sous charges réelles .....	56
Tableau IV-6:combinaison a L'ELU pour les réactions d'appuis.....	56
Tableau IV-7:combinaison a L'ELU pour les réactions d'appuis.....	56
Tableau IV-8:Efforts aux pieds de poteaux à L'ELU .....	58
Tableau IV-9:Efforts équivalent en tête du poteau .....	58
Tableau IV-10:Combinaisons à l'ELU pour les Réactions d'appuis avec prise en compte de Heq .....	60
Tableau IV-11:Combinaisons à l'ELU pour les moments avec prise en compte de Heq .....	60
Tableau V-1:poids des éléments.....	74

# Liste des symboles utilisés

### Liste des symboles utilisés :

G : Charges permanentes.

N: Surcharge climatique de Neige.

V : Surcharge climatique de Vent.

E : surcharge d'entretien

Q : charge d'exploitation

$M_{sd}$  : Moment fléchissant de calcul.

$M_{cr}$  : Moment critique.

$N_{sd}$  : Effort normal.

$V_{sd}$  : 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.

E : Module d'élasticité longitudinale.

$f_y$  : Limite élastique du matériau.

A : Aire de la section brute.

$A_{brut}$  : Section brute d'une pièce

$A_{net}$  : Section nette d'une pièce

$A_w$  Section de l'âme

$A_v$  Aire de cisaillement

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

$I_z$  : Moment d'inertie suivant l'axe z-z

$t_f$  : Épaisseur de la semelle.

$t_w$  : Épaisseur de l'âme.

b : Largueur de la semelle.

$b_{eff}$  : Largueur efficace.

h : Hauteur de la section.

$L$  : Longueur de l'élément.

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

$W_{pl,z}$  : Module de résistance plastique de la section suivant l'axe z-z

$W_{el}$  : Module de résistance élastique

$G_p$  : Poids propre.

$d$  : 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.

$f_u$  : contrainte de rupture d'une pièce .

$K_S$  : Coefficient fonction de la dimension des trous de perçage.

$n$  : Nombre de boulon.

$m$  : Nombre de plants de cisaillement.

$t$  : Epaisseur platine.

$\chi_{lt}$  : Coefficient de réduction de déversement.

$\beta_w$  : Facteur de corrélation.

$\beta_M$  : Facteur de moment uniforme équivalent.

$\lambda_1$  : Elancement Eulérien.

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

$\lambda_{lt}$  : Elancement réduit vis-à-vis du déversement.

$\chi$  : Facteur de réduction vis-à-vis du flambement.

$\chi_{lt}$  : Facteur de réduction vis-à-vis du déversement.

$\alpha$  : Facteur d'imperfection pour le flambement.

$\alpha_{lt}$  : Facteur d'imperfection pour le déversement.

$\gamma_{mi}$  : Coefficient de sécurité.

$\gamma_{ms}$  : Coefficient partiel de sécurité.

$\gamma_{mb}$  : Coefficient de sécurité de boulon.

$\phi_{lt}$  : Rotation de déversement

$C_t$  : Coefficient de topographie

$C_r$  Coefficient de rugosité

$C_p$  :Coefficient de pression

$C_{pe}$  : Coefficient de pression extérieure

$C_{pi}$  : Coefficient de pression intérieure

$C_i$  : Coefficient d'exposition

$c_d$ : Coefficient dynamique

## *Remerciements*

*Nous tenons à remercier tout d'abord Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui nous a donné la force et la patience d'accomplir ce Modeste travail.*

*En second lieu, nous tenons à remercier profondément nos encadreurs M. Akkouchet M. Kahilpour leurs encadrement, leurs conseils et leurs aide précieuse et constante qu'ils nous ont apporté tout au long de ce travail, ainsi que pour les remarques constructives qu'ils nous ont donnée lors de la rédaction de ce mémoire.*

*Nos remerciements vont également à M. Dahmani Lahlou et M. Idirpour avoir accepté d'évaluer ce modeste travail.*

*Enfin, Nous remerciant particulièrement nos parents pour leurs soutiens inconditionnels tout au long de ces années d'étude, et à toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*



# *Dédicace*

*Je dédis se modeste travail :*

*A mes parents; qui m'ont soutenue et aidé tout au long de mon parcours:*

*-Ma mère, qui est à l'origine de ma réussite, de part son amour, son soutien, tous les sacrifices consentis et ses précieux conseils.*

*-Mon père, qui m'a toujours soutenue et encouragé.*

*Aucun hommage ne pourrait être à la hauteur de l'amour dont ils nous comblent.*

*Mes chères sœurs **Nora** et son fils **Aylane, Naima** et son fiancé **LouLou, Safia, Kenza, Sosouche** ont été toujours là pour moi, pour me soutenir et m'encourager, je vous aime.*

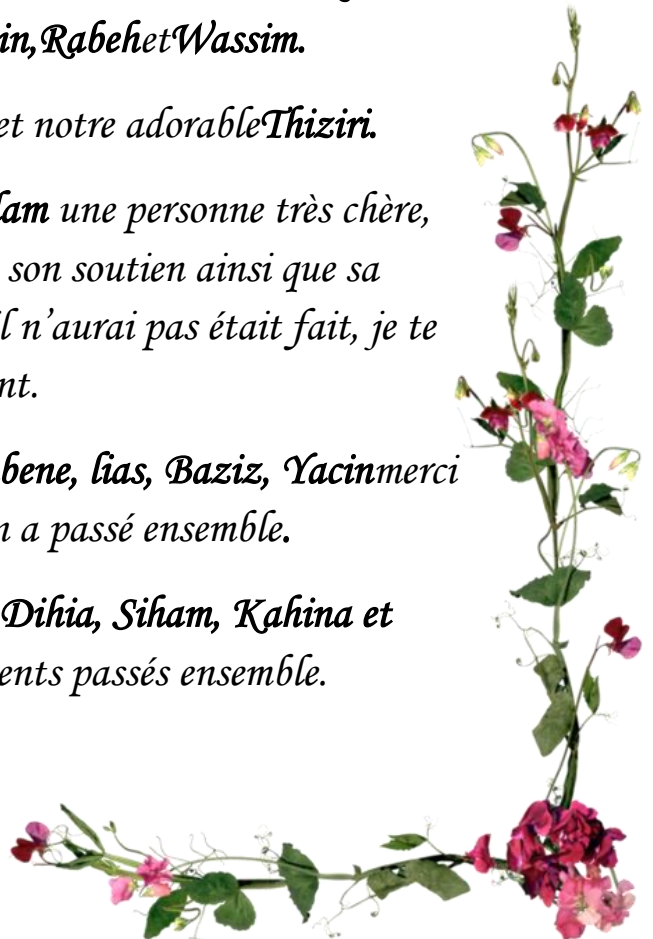
*A ma tante **kahina**, et toutes sa famille, son mari **Brahim**, ses belles sœurs **Nouara, fatiha, Nadia** et ces beaux frères **Belaid** et **Arezkietces** amours **Daddy, Mailis, Houcin, Rabehet Wassim**.*

*Mon oncle **Rabah** et sa femme **kahina** et notre adorable **Thiziri**.*

*Je dédie ce travail à mon binôme **Juba Sellam** une personne très chère, qui sans son sa collaboration, son aide, son soutien ainsi que sa motivation et son encouragement ce travail n'aurait pas été fait, je te remercie infiniment.*

*Mes chers amies et frères **Said, Faredj, chabene, lias, Baziz, Yacin** merci pour tous les bon moments qu'on a passé ensemble.*

*A mes camarade de la promo **Djoudjou, Dihia, Siham, Kahina** et **Dabi** merci pour tous les bons moments passés ensemble.*





# *Dédicace*

*Je dédis se modeste travail :*

*-Mes parents, qui sont à l'origine de ma réussite, de partleurs amour, leurs soutien, tous les sacrifices consentis et leurs précieux conseils.*

*A mon frère IDIR qui est toujours là pour moi, pour me soutenir et m'encourager.*

*Je dédie ce travail à mon binôme **Hamza Moali** une personne très chère, qui sans son sa collaboration, son aide, son soutien ainsi que sa motivation et son encouragement ce travail n'aurait pas été fait, je te remercie infiniment.*

*A mes camarade de la promo **Djoudjou, Dilia, Siham, Kahina, Dabi** merci pour tous les bons moments passés ensemble.*



# **Introduction générale**

## **Introduction générale**

Le génie civil est un domaine de construction qui compte plusieurs branches, parmi elle la construction métallique qui s'intéresse aux ouvrages en métal ou en acier.

Une construction, quel que soit sa destination (habitation, usage industriel, collectivité, spectacle....) et son principe constructif (matériau, type de structure), doit être capable de résister aux efforts qui lui sont appliqués. Dans le cadre du sujet de notre étude, ce rôle de « résistance » est assuré par l'ossature ou structure en acier constituant le « squelette » de la construction.

Les ossatures métalliques se distinguent par certains avantages tels que :

-Point de vue géométrique : elle offre de grandes surfaces libres et avantageuses au niveau des industries.

-Le montage se fait avec une rapidité remarquable par boulonnage ou soudure, possibilité de modifier la structure.

-L'acier est un matériau continu, isotrope et ductile ayant un comportement idéal vis-à-vis de la théorie de l'Elasticité.

-Face au séisme, elle a une très bonne réaction grâce aux contreventements et à leurs ductilités, et aussi grâce à sa légèreté.

Nous allons, dans les chapitres qui suivent, étudier et dimensionner une structure souple et légère, un hangar à usage industriel.

# CHAPITRE I

## **Presentation du projet**

## **I. Présentation du projet :**

### **I.1 Introduction :**

Notre projet consiste à étudier un hangar à usage industriel Dont la fonction est la fabrication de pièces métalliques. Cet ouvrage est implanté dans la commune de Makouda dans la wilaya de Tizi-Ouzou.

#### **I.1.1 Les caractéristiques géométriques de la construction :**

Hauteur total :  $H = 4,3\text{m}$

Longueur :  $L = 18\text{m}$

Largeur :  $l = 12,2\text{m}$

Hauteur de poteaux :  $h = 4\text{m}$

Distance entre portique :  $D = 6\text{m}$

Toiture à deux versants avec un angle d'inclinaison de  $3^\circ$

#### **I.1.2 Porte et ouvertures :**

Pignon :

Pignon 1 : ouverture de  $3,80\text{m} \times 4,10\text{m}$

Long pan :

Long pan E : ouverture de  $2,94\text{m} \times 3,80\text{m}$

### **I.2 Données concernant le site :**

Le projet est implanté dans un terrain plat dans la commune de Makouda wilaya de Tizi-Ouzou, les données du site sont :

-Altitude : 300m

-Zone de neige : zone A (RNV2013)

-Zone du vent : zone I (RNV2013)

-zone sismique : zone IIA (RPA99 verion 2003)

-Contrainte admissible du sol est de 0.7 bar

### **I.3 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 sur les règlements et charges permanentes et d'exploitation.

-RPA99/03 : Règles parasismique algériennes version 2003.

-BAEL 91 : Béton armée aux états limites.

-RNV99-V2013 : Règles définissant les effets de la neige et du vent.

## **I.4 Matériaux utilisés :**

### **a) Acier de la construction :**

L'acier est un matériau transformé par association du charbon au fer, sa composition est prédominante par le dernier matériau.

-la limite élastique :  $F_y = 275 \text{ MPa}$

-module d'élasticité longitudinale :  $E = 210000 \text{ MPa}$

### **b) Le béton :**

Le béton est un mélange entre le ciment, l'eau et les granulats (sable et gravier), tous ces composants interviennent dans la résistance, en conséquence, il doit être homogène pour résister au mieux aux efforts de compression.

-Le béton arme est dosé à  $350 \text{ kg/m}^3$

-Le béton de propreté est dosé à  $150 \text{ kg/m}^3$

Ses caractéristiques mécaniques 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 :  $2500 \text{ kg/m}^3$

-Module d'élasticité :  $E = 32164,2 \text{ MPa}$

#### **I.4.1 Les assemblages :**

Les principaux modes d'assemblages sont :

##### **-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 sur site.

Dans le cas de cette étude, les boulons de haute résistance (HR) classe 10.9 ( $f_y = 900 \text{ MPa}$ ,  $F_u = 1000 \text{ MPa}$ ) sont utilisés.

-le soudage :

Le soudage est une opération qui consiste à joindre deux parties avec un cordon de soudure, cette dernière est constituée d'un métal d'apport qui a le rôle d'un liant entre les deux pièces.

## I.4.2 Conception structurelle :

La conception de cette structure a été faite de façon à satisfaire les critères suivant :

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

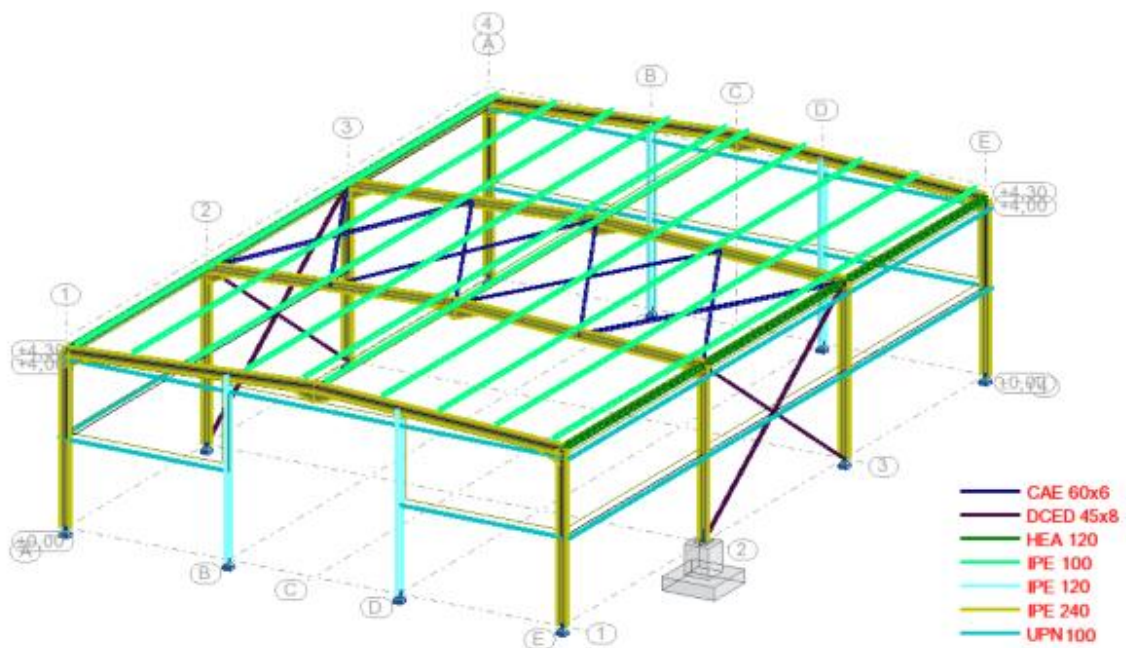


Figure I-1: La structure du hangar.

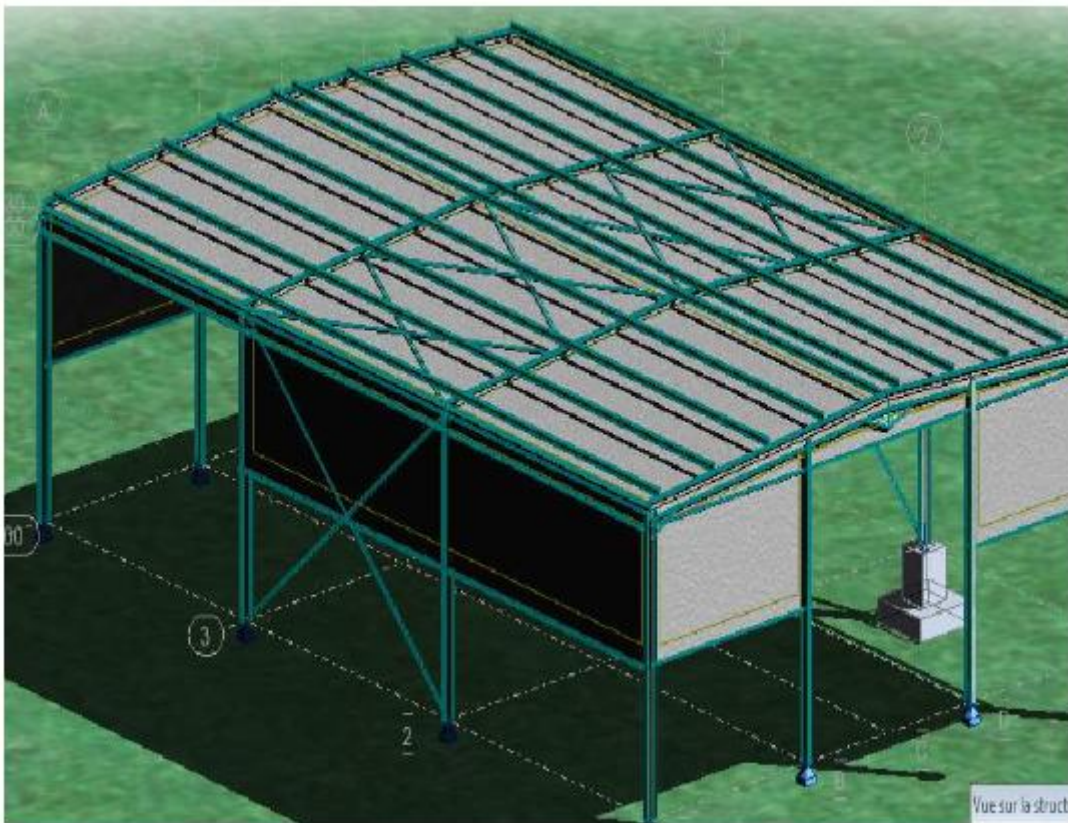


Figure I-2: La structure du hangar avec bardage.

# CHAPITRE III

## Etude au Vent et à la Neige

## **II. Etude au Vent et à la Neige :**

### **II.1 Introduction :**

L'étude climatique est une étape essentielle pour une structure ; qui a pour but de déterminer les différentes sollicitations, produites par la charge climatique (neige) et les efforts dynamiques qui sont introduits par le vent ; le Règlement Neige et Vent (RNV2013) nous permettra de déterminer ces sollicitations pour le dimensionnement de notre structure.

### **II.2 Dimension de l'ouvrage:**

- Longueur :  $a=18\text{m}$
- Largeur:  $b=12.2\text{m}$
- Hauteur:  $H=4\text{m}$  (au faitage)
- Hauteur de poteau :  $h=4\text{m}$
- Toiture double versant de degré :  $\alpha=3^\circ$

### **II.3 Les données relatives au site :**

- lieu de réalisation : Makouda, wilaya de Tizi-Ouzou
- altitude géographique :  $HG=300\text{m}$
- Zone de neige : A
- Zone du vent: 1
- Site plat:  $C_t(z)=1$
- Catégorie du terrain : III
- Effet de site : protégé :  $K_S=1$

### **II.4 Charge de la neige sur le sol :**

La charge caractéristique de neige sur le sol  $S_k$  par unité de surface varie en fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré, elle est notée :

$$S_k = \frac{0.07H+15}{100} = 0.36\text{kN/m}^2$$

Avec :

**II.5 Charge de la neige sur la toiture :**

$$S = U(\alpha) \cdot S_k$$

S : Charge de neige sur la toiture. [kN/m<sup>2</sup>]

U : Coefficient de forme en fonction de la forme de la toiture.

S<sub>k</sub>: Charge caractéristique sur le sol. [kN/m<sup>2</sup>]

$$0 < \alpha = 3^\circ < 30$$

$$S = 0.8 \times 0.36 = 0.288 \text{ kN/m}^2$$

a- Suivant rampant :

$$S = 28.8 \times \cos 3^\circ = 28.76 \text{ daN/m}^2$$

**II.6 Étude de vent :**

En se référant aux données géographiques attribuées à la zone d'implantation du hangar, selon le (RNV2013), la pression dynamique de référence est :

$$Q_{ref} = 375 \text{ Nm}^2 \dots \dots \dots (\text{RNV2013})$$

- **Effet du site :**

Cet effet est pris en compte à l'aide d'un coefficient d'exposition (C<sub>e</sub>(z)) qui tient compte de la rugosité du terrain (C<sub>r</sub>(z)) et de la topographie du site par le coefficient (C<sub>t</sub>(z)).

La catégorie de terrain III :

- Facteur de terrain :  $K_t = 0.215$
- Le paramètre de rugosité :  $Z_0 = 0.3 \text{ m}$
- La hauteur minimale:  $Z_{min} = 5 \text{ m}$

Coefficient utilisé pour le calcul du coefficient dynamique.  $\epsilon = 0.61$

- C<sub>r</sub> : Coefficient de rugosité.
- C<sub>t</sub> : Coefficient de topographie.
- I<sub>v</sub> : Intensité de turbulence.
- C<sub>ex</sub> : coefficient d'exposition

$$C_r = K_T \times \ln(Z_{min}/Z_0) = 0.215 \times \ln(5/0.3) = 0.605$$

$$I_v = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right)} = x = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{5}{0.3}\right)} = 0.355$$

$$C_{ex} = 1^2 + 0.605^2 \times (1 + 7 \times I_v)$$

$$C_{ex} = 1.28$$

- **Calcul de la pression dynamique de pointe Qp :**

La pression dynamique de pointe Qp(ze), à la hauteur de référence ze est donné par :

$$QP(ze) = C_{ex} \times Q_{ref}$$

Ici  $h < b$

$$\text{Donc } QP(ze) = 1.28 \times 37.5 = 48 \text{ daN/m}^2$$

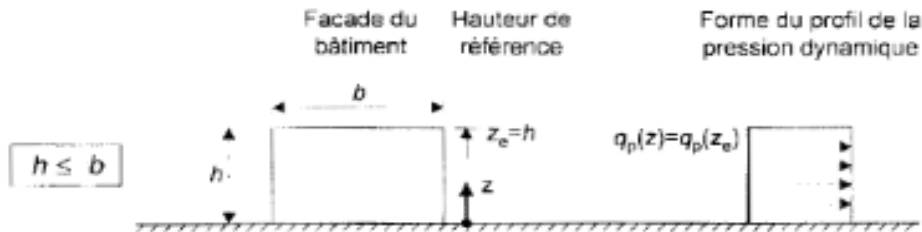


Figure II-1: Répartition de la pression dynamique.

- **Calcul du coefficient de pression extérieure Cpe:**

La détermination de coefficient de pression Cpe est faite pour chaque direction du vent et dans chaque surface de la paroi considérée pour cela on utilise les formules suivantes :

‘‘RNV2013’’P81

$$C_{pe} = C_{pe1} \quad \rightarrow S \leq 1 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log_{10}(s) \quad \rightarrow 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe10} \quad \rightarrow S \geq 10 \text{ m}^2$$

Tel que : S: est la surface chargée de la paroi considérée en m<sup>2</sup>.

**II.6.1 Vent perpendiculaire au long pont :**

**Pour les parois verticales V1 :**

Pour cette direction du vent on a :

$b=18\text{ m}$ ,  $d=12.2\text{m}$ ,  $h=4.3\text{m}$   $e= \min [b,2h]= 8.6\text{m} \rightarrow e=8.6\text{m}$ . Et on a :  $d=12.2\text{m}>e=8.6\text{m}$ .

Tableau II-1: Les dimensions des grandeurs sous V1

Grandeur	b	d	h	e
Dimension	18	12,2	4,3	8,6

Donc on adopte la représentation suivante :

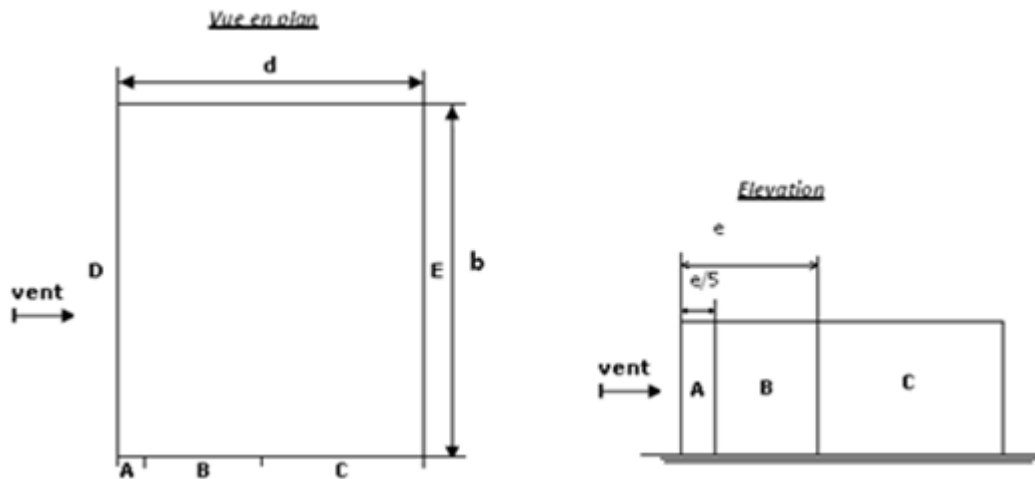


Figure II-2: Représentation légende pour les parois verticales (Vent sur long pan).

**Tel que :**

- $S_A=e/5 \times h=8.6/5 \times 4.3=7.03\text{ m}^2 \rightarrow S_A=7.03\text{m}^2 < 10\text{m}^2$
- $S_B=(e- e/5) \times h=(8.6-8.6/5) \times 4.3=29.58\text{m}^2 \rightarrow S_B=29.58\text{m}^2 > 10\text{m}^2$
- $S_C=(d-e) \times h=(12.2-8.6) \times 4.3=15.48\text{m}^2 \rightarrow S_C=15.48\text{ m}^2 > 10\text{m}^2$
- $S_D=S_E=b \times h=18 \times 4.3=77.4\text{m}^2 \rightarrow S_D=S_E=77.4\text{m}^2 > 10\text{m}^2$

Pour la paroi A, on doit utiliser cette formule car :

$$1\text{m}^2 < S < 10\text{m}^2$$

$$- C_{Pe} = C_{Pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log_{10}(s)$$

$$=-1.3 + (-1+1.3) \log(7.03) = -1.05$$

Les coefficients de pression extérieure  $C_{pe}$  adoptés pour chaque zone, sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau II-2: coefficients extérieur pour les parois vertical sous V1.

Zone	D	E	A	B	C
Coefficient	+0.8	-0.3	-1.05	-0.8	-0.5

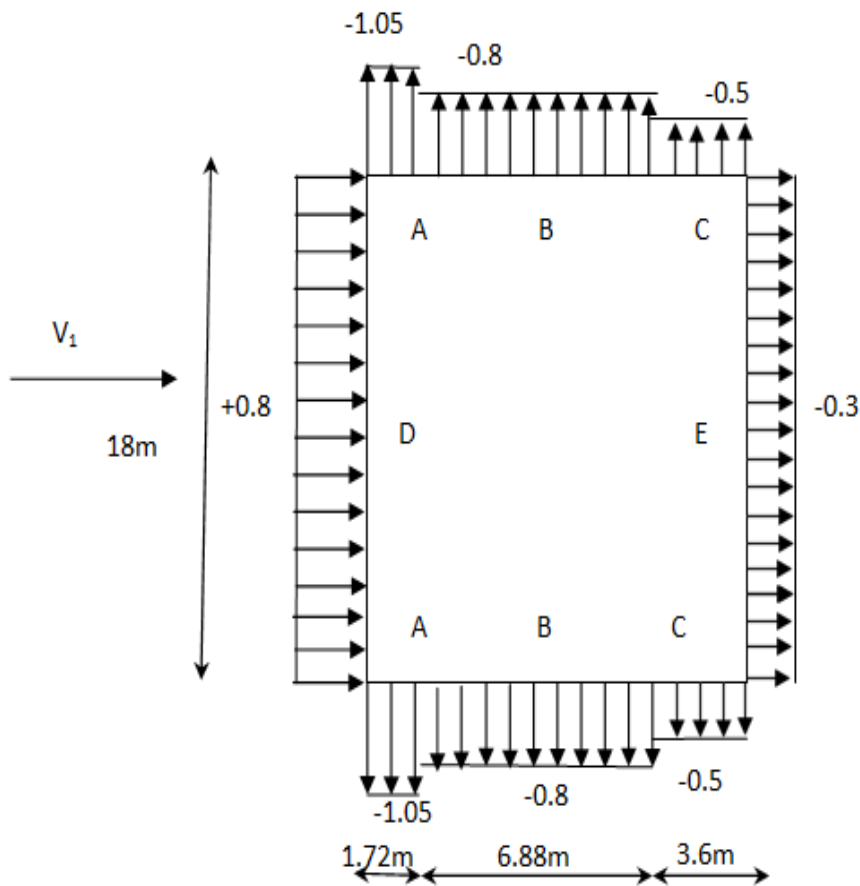


Figure II-3: Valeurs de  $C_e$  pour les parois verticales - Direction  $V_1$ .

**Pour les parois de la toiture  $V_1$  :**

Ici on a  $0 < \alpha < 5^\circ$  on peut la considérer comme une toiture plate (plus défavorable), Du tableau 5.2 page 83 .RNV2013 . On prend la valeur ( $C_e$ )des constructions avec arêtes vives sans acrotère

- Pour les zones G, H et I, systématiquement, on prend  $C_{pe10}$

- Pour la zone F on doit la calculer :  $S = 1.85m^2$

$$C_{Pe} = C_{Pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log_{10}(s) = -2.5 + (-1.8 + 2.5) \times \log(1.85) = -2.31$$

Les coefficients de pression extérieure  $C_{pe}$  dans chaque zone sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau II-3: Coefficient extérieur pour la toiture sous V1.

F	G	H	I	
-2.31	-1.2	-0.7	+0.2	-0.2

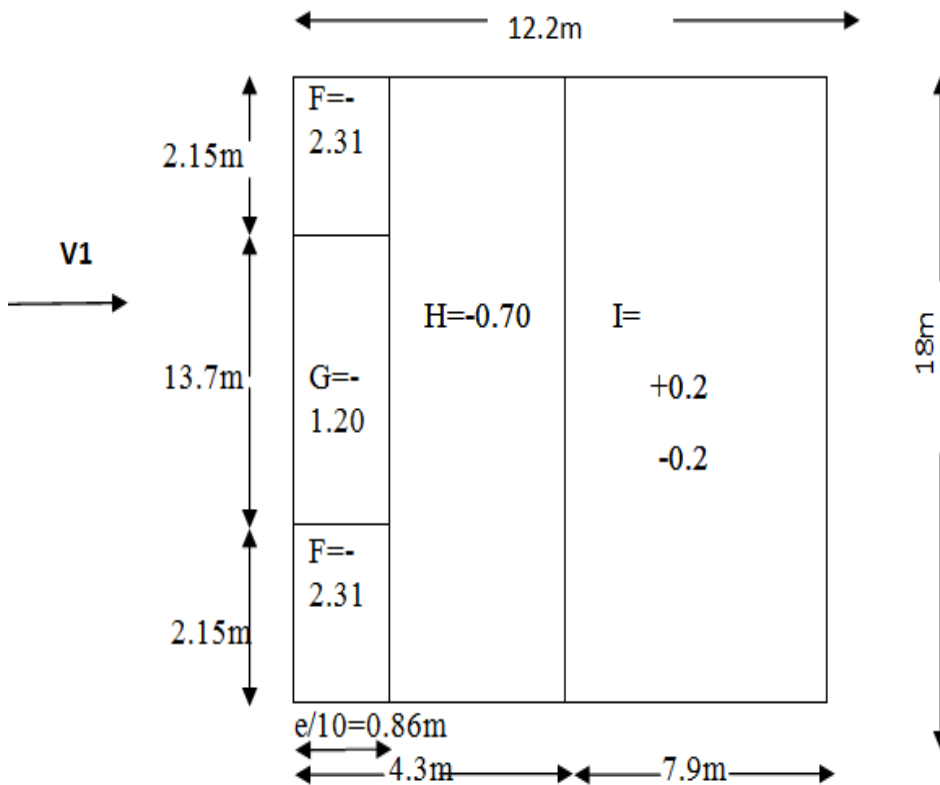


Figure II-4: Valeurs de  $C_e$  pour la toiture - Direction V1.

**II.6.2 Vent perpendiculaire au pignon :**

**Pour les parois verticales :V2**

Pour cette direction du vent on a :

$b=12.2\text{ m}, d=18\text{m}, h=4.3\text{m}$   $e = \min [b, 2h] = 8.6\text{m} \rightarrow e=8.6\text{m}$ . Et on a :  $d=18\text{m} > e=8.6\text{m}$ .

Tableau II-4: Les dimensions des grandeurs sous V2 :

Grandeur	b	d	h	e
Dimension	12,2	18	4,3	8,6

Donc on utilise les mêmes relations que pour V1 :

Tableau II-5: coefficient extérieur pour les parois vertical sous V2.

D	E	A	B	C
+0.8	-0.3	-1.04	-0.8	-0.5

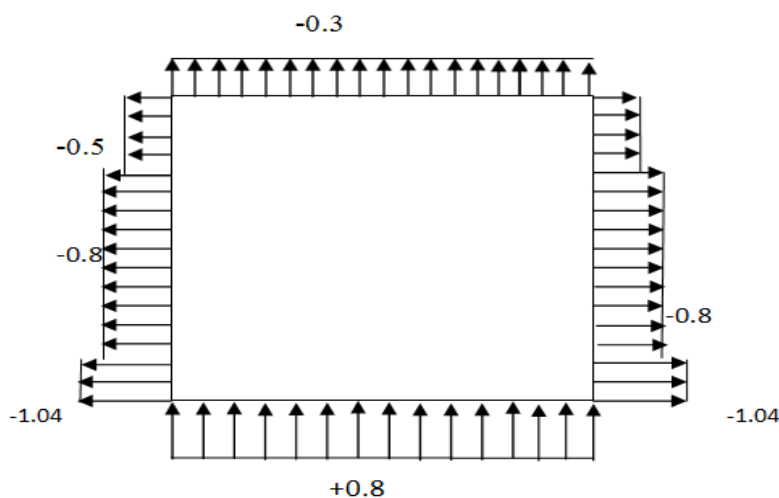


Figure II-5: Valeurs de Ce pour les parois verticales - Direction V2.

**Pour les parois de la toiture V2 :**

Tableau II-6: Coefficient extérieur pour la toiture sous V2.

F	G	H	I	
-2.31	-1.2	-0.7	+0.2	-0.2

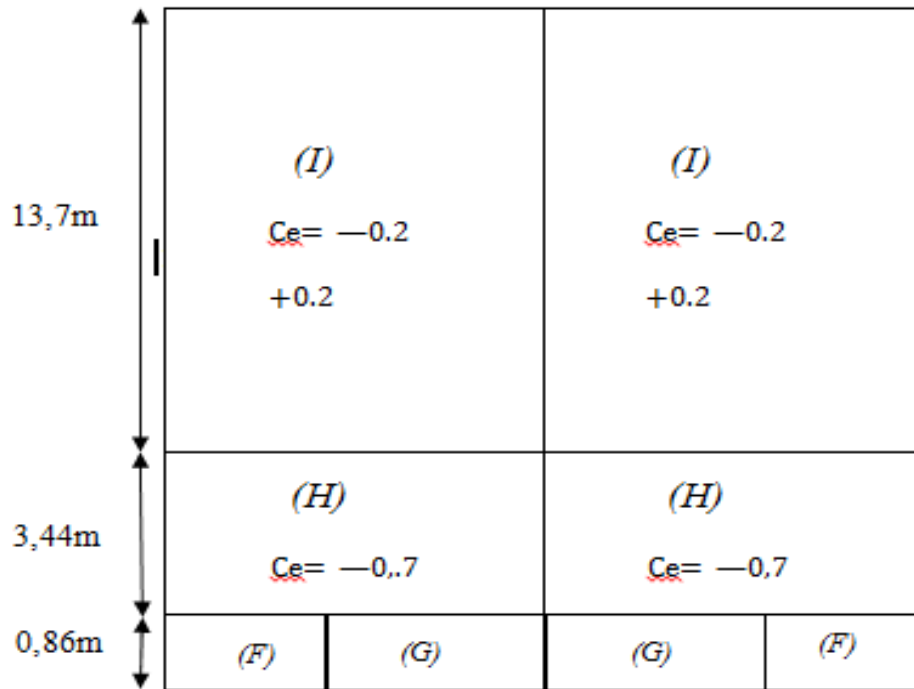


Figure II-6: Valeurs de  $C_e$  pour la toiture - Direction V2.

**II.6.3 Calcul du coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$ :**

Le coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  des bâtiments sans cloisons intérieure (hall industriel par exemple) est donné en fonction de l'indice de perméabilité  $\mu_p$  qu'il est défini dans la formule suivant "RNV2013" P98

Dans notre cas on a deux ouvertures : une dans long pan 1 et l'autre dans pignon 1

Pignon 1 : ouverture de 3,80m × 4,10m

Long pan :

Long pan E : ouverture de 2,94m × 3,80m

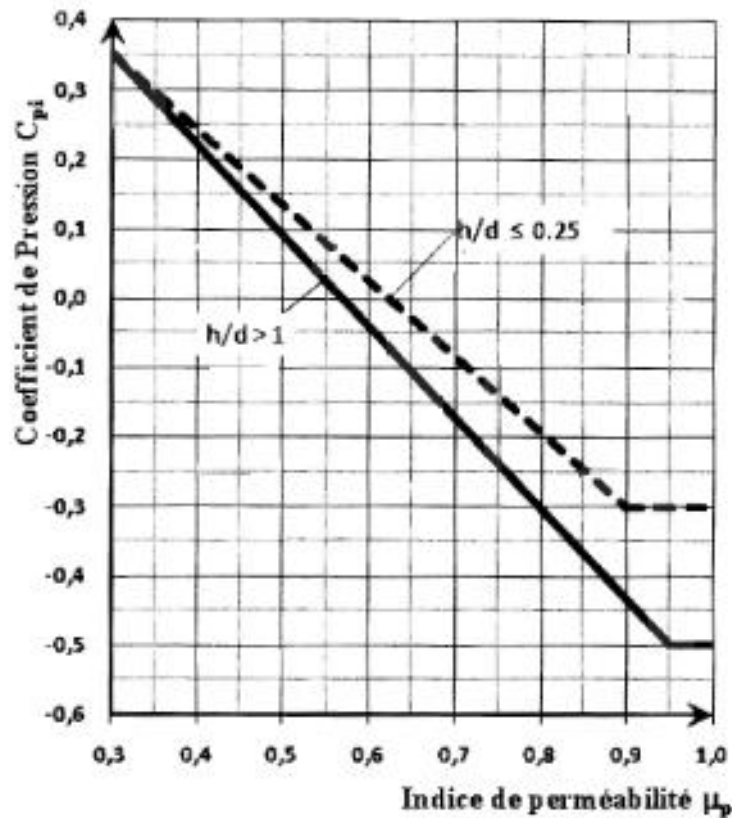


Figure II-7: Coefficient de pression intérieure  $c_{pi}$  des bâtiments sans face dominante (figure tirée du RNV2013).

**Direction V1 :**

1-cas où il ya deux ouverture :

$$Up = x = \frac{4.2 \times 4}{4.2 \times 4 + 6 \times 4} = 0.41$$

$$h/d = 0.35$$

Par interpolation :  $(0.35 - 0.25) / (1 - 0.15) = (x - 0.21) / (0.25 - 0.21)$

$$C_{pi} = +0.215$$

2-Cas ou ouverture dans d seulement :

$$Up = 1 \quad C_{pi} = -0.27$$

3-cas ou ouverture dans B seulement et aussi quand le hangar est fermer :

$$Up = 0 \quad C_{pi} = +0.35$$

**Direction V2:**

1-cas ou il y a deux ouverture :

$$U_p = 6 \times 4 / (4.2 \times 4 + 6 \times 4) = 0.58$$

$$\text{Et } h/d = 0.23 \text{ donc } C_{p_i} = +0.04$$

2-cas ou ouverture dans d seulement :

$$U_p = 1 \quad C_{p_i} = -0.3$$

3-cas ou ouverture dans b seulement et cas sans aucune ouverture :

$$U_p = 0 \quad C_{p_i} = +0.35$$

**Direction V3 :**

1-cas où il y a deux ouvertures :

$$U_p = 1 \quad C_{p_i} = -0.27$$

2-cas ou ouverture dans d seulement :

$$U_p = 0.41 \quad C_{p_i} = +0.215$$

3-cas ou ouverture dans long pan 1 seulement :

$$U_p = 0.58 \quad \text{après interpolation : } C_{p_i} = -0.03$$

4-cas ou il y a pas d'ouverture :

$$U_p = 0 \quad C_{p_i} = +0.35$$

**Direction V4:**

1-cas où il y a deux ouvertures :

$$U_p = 1 \quad C_{p_i} = -0.3$$

2-cas ou ouverture dans d seulement :

$$U_p = 1 \quad C_{p_i} = -0.3$$

3-cas ou ouverture dans pignon 1 seulement :

$$U_p = 1 \quad \text{après interpolation : } C_{p_i} = -0.3$$

4-cas ou il y a pas d'ouverture :

$$U_p = 0 \quad C_{p_i} = +0.35$$

Après réflexion sur les données des quatre directions V1, V2, V3, V4 on prend comme valeur extrême  $C_{pi}=+0.35$  et  $C_{pi}=-0.3$

On a  $C_d=1$ , donc le tableau pour les valeurs  $p_h$  sont donner ci-dessous :

Tableau II-7: Vent perpendiculaire au long pan V1.

Zone	Qh (daN/m <sup>2</sup> )	Ce	Ci	Ph(daN/m <sup>2</sup> )
<b>D</b>	48	+0.8	+0.35	+21.6
			-0.3	+52.8
<b>E</b>	48	-0.3	+0.35	-31.2
			-0.3	0
<b>A</b>	48	-1.04	+0.35	-66.72
			-0.3	-35.52
<b>B</b>	48	-0.8	+0.35	-55.2
			-0.3	-74
<b>C</b>	48	-0.5	+0.35	-40.8
			-0.3	-9.6
<b>F</b>	48	-2.31	+0.35	-127.68
			-0.3	-96.48
<b>G</b>	48	-1.2	+0.35	-74.4
			-0.3	-43.2
<b>H</b>	48	-0.7	+0.35	-50.4
			-0.3	-19.2
<b>I</b>	48	+0.2	+0.35	-7.2
			-0.3	+24
		-0.2	+0.35	-26.4
			-0.3	4.8

Tableau II-8: Vent perpendiculaire au pignon V2.

Zone	Qh (daN/m <sup>2</sup> )	Ce	Ci	Ph(daN/m <sup>2</sup> )
<b>D</b>	48	+0.8	+0.35	+21.6
			-0.3	+52.8
<b>E</b>	48	-0.3	+0.35	-31.2
			-0.3	0
<b>A</b>	48	-1.04	+0.35	-66.72
			-0.3	-35.52
<b>B</b>	48	-0.8	+0.35	-55.2
			-0.3	-74
<b>C</b>	48	-0.5	+0.35	-40.8
			-0.3	-9.6
<b>F</b>	48	-2.31	+0.35	-127.68
			-0.3	-96.48
<b>G</b>	48	-1.2	+0.35	-74.4
			-0.3	-43.2
<b>H</b>	48	-0.7	+0.35	-50.4
			-0.3	-19.2
<b>I</b>	48	+0.2	+0.35	-7.2
			-0.3	+24
		-0.2	+0.35	-26.4
			-0.3	4.8

**II.7 Forces de frottements:**

Les effets de 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 inférieur ou égal à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent ou sous le vent.

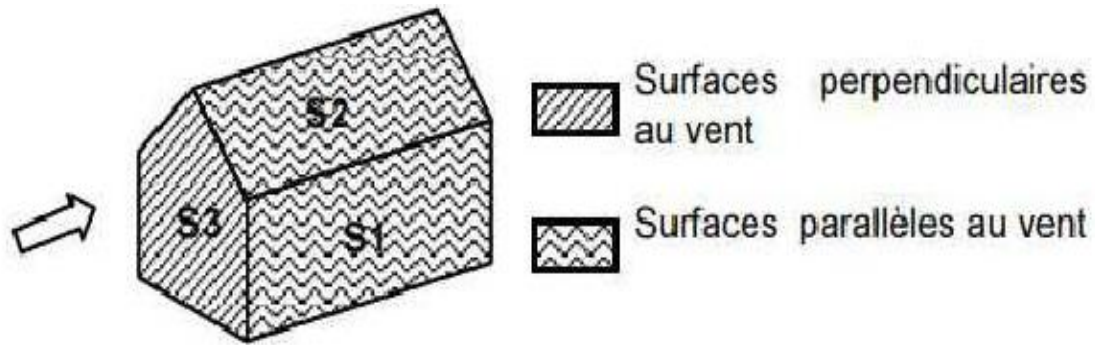


Figure II-8: Prise en compte des effets de frottements.

La force de frottement est négligeable si :

$\Sigma$ aire total des surfaces " au vent  $\leq 4 \Sigma$ aire total des surfaces T et sous le vent:

$$S_1 + S_2 \leq 4S_3$$

$$S_1 + S_2 = 181.8 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 4 \times 12.2 / 2 \times \cos 3^\circ = 195.2 \text{ m}^2$$

Ce qui implique que :  $S_1 + S_2 = 181.8 \text{ m}^2 < S_3 = 195.2 \text{ m}^2$

Donc l'effet des frottements est négligé.

**Vérification à l'action d'ensemble :**

Direction V1 :

Zone F :  $2 \times 0.86 \times 2.15 = 3.698 \text{ m}^2$

Zone G :  $13.7 \times 0.86 = 11.78 \text{ m}^2$

Zone H :  $3.44 \times 18 = 61.92 \text{ m}^2$

Zone I :  $7.9 \times 18 = 142.2 \text{ m}^2$

Tableau II-9: Réactions Rx Rz selon la direction V1.

ZONE	RX	RZ
D	18×4×52.8= 3801.6 →	0
E	0	0
F	3.698×127.68×tg3°=24.74 ←	3.698×127.68=472.13 ↑
G	74.4×11.78×tg3°=45.93 ←	74.4×11.78=876.43 ↑
H	50.4×61.92=163.55 ←	50.4×61.92=3120.76 ↑
I	142.2×26.4×tg3°=196.74 →	142.2×26.4=3754.08 ↑
<b>TOTAL</b>	<b>3764.14dan</b> →	<b>8222.4dan</b> ↑

Calculs des moments:

Moment de renversement :  $M_r = R_x \times h/2 + R_z \times d/2$

$$M_r = 3764.14 \times 4.3/2 + 8222.4 \times 6.1 = 58249.541 \text{ daN.m} = 58.249 \text{ t.m}$$

Moment stabilisant :

$$M_s = w \times d/2$$

Avec : 50dan/m<sup>2</sup> poids approximatif par m<sup>2</sup> de la surface plan du bâtiment.

$$W = 50 \times 12.2 \times 18 = 10980$$

$$M_s = 10980 \times 6.1 = 66978 \text{ daN.m} = 66.9 \text{ t.m}$$

$$M_s = 66.9 \text{ t.m} > M_r = 58.249 \text{ t.m}$$

**→ Vérifiée**

Direction V2:

Tableau II-10: Réactions Rx Rz selon la direction V2.

ZONE	RX	RZ
D	52.8×52.46=2769.88 →	0
E	0	0
F	0	3.698×127.68=472.13 ↑
G	0	7.9×0.86×74.4=505.47 ↑
H	0	3.44×12.2×50.4=2115.18 ↑
I	0	13.7×12.2×26.4=4412.496 ↑
<b>TOTAL</b>	<b>2769.88dan</b> →	<b>7505.27dan</b> ↑

Moment de renversement :  $M_r = R_x \times h/2 + R_z \times d/2$

$$M_r = 2769.88 \times 4.3/2 + 7505.27 \times 9 = 73502.67 \text{ dan.m} = 73.5 \text{ t.m}$$

Moment stabilisant :

$$M_s = w \times d/2$$

Avec : 50dan/m<sup>2</sup> poids approximatif par m<sup>2</sup> de la surface plan du bâtiment.

$$W = 50 \times 12.2 \times 18 = 10980$$

$$M_s = 10980 \times 9 = 98820 \text{ dan.m} = 98.82 \text{ t.m}$$

$$M_s = 98.82 \text{ t.m} > M_r = 73.5 \text{ t.m}$$



**vérifiée**

**Conclusion:**

En conclusion notre structure n'est pas soumise aux frottements t n'est pas affectée par le renversement

Tableau II-11:Récapitulatif des valeurs max pour le vent

<b>Zone</b>	<b>Qh (da/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Ce</b>	<b>Ci</b>	<b>Ph(da/m<sup>2</sup>)</b>
<b>D</b>	48	+0.8	-0.3	+52.8
<b>E</b>	48	-0.3	+0.35	-31.2
<b>A</b>	48	-1.04	+0.35	-66.72
<b>B</b>	48	-0.8	-0.3	-74
<b>C</b>	48	-0.5	+0.35	-40.8
<b>F</b>	48	-2.31	+0.35	-127.68
<b>G</b>	48	-1.2	+0.35	-74.4
<b>H</b>	48	-0.7	+0.35	-50.4
<b>I</b>	48	-0.2	+0.35	-26.4

# CHAPITRE III

## **Dimensionnement des éléments secondaires**

### III. Dimensionnement Des Eléments Secondaires

#### III.1 Introduction

L'ossature secondaire est l'ensemble des éléments supportant la toiture et les panneaux de façade et qui transmettaient les charges à l'ossature primaire.

#### III.2 Etude des pannes:

Les pannes sont des poutres généralement conçue en IPE destinées à transmettre les charges et surcharges de la couverture à la traverse.

En plus de leurs poids propre, elles sont soumises au poids de la couverture ainsi qu'aux actions climatique et aux charges d'entretien

Les charges sur la panne se décomposent en deux : l'une est parallèle au versant  $Q_y$  cd et l'autre normale à la panne  $Q_z$  cd. Donc elle travaille en flexion déviée.

#### Données:

Espacement entre axes des pannes :  $1,391m$ .

Portée de la panne :  $06m$ .

Angle d'inclinaison :  $\alpha = 3^\circ$

Poids des bacs en acier(TN40):  $6Kg/m^2$

Poids des accessoires de pose :  $2Kg/m^2$

Poids estimé de la panne pose :  $8.1Kg/ml$

#### III.2.1 Dimensionnement des pannes :

Evaluation des charges:

##### III.2.1.1 Charges permanentes:

$$G = [(8 \times 1,391) + 8.1] = 19.22 \text{ daN/ml}$$

$$G = 19.22 \text{ daN/ml}$$

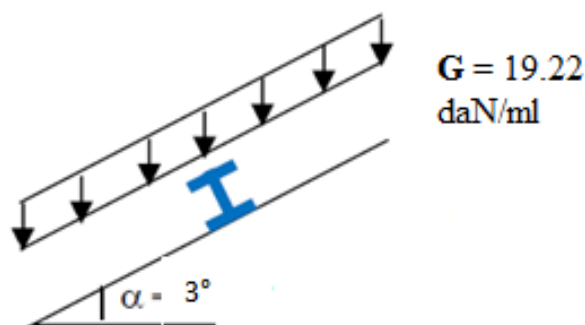


Figure III-1: Charge Permanentes G

### III.2.1.2 Surcharges climatique du vent:

Les pannes les plus sollicitées se trouvent dans la zone H de la toiture :

$$\begin{aligned} > V_H = -50,4 \text{ daN/m}^2 & \quad : \text{ plus défavorable.} \\ < V = -50,4 \times 1,391 = -70,106 \text{ daN/ml} \end{aligned}$$

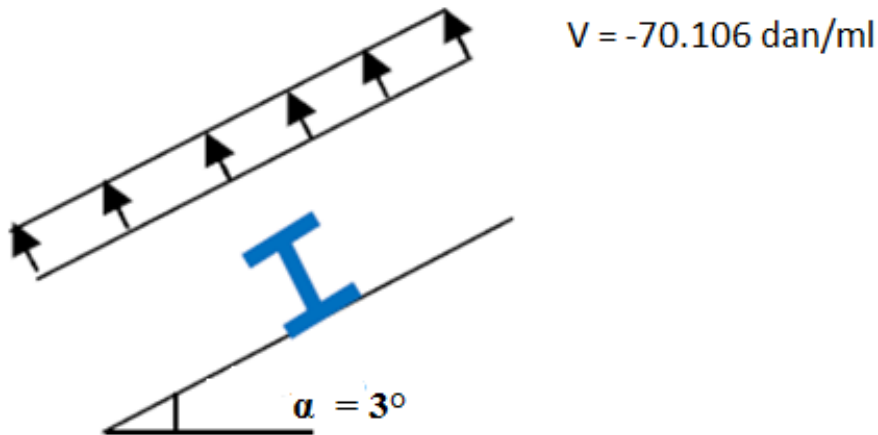


Figure III-2: Surcharge du vent sur la panne.

### III.2.1.3 Surcharges climatique de neige:

Pour raison sécuritaire nous majorons la valeur estimée de la charge de neige est ;  $S = 28.76 \text{ daN/m}^2$

$$< N = 28.76 \times 1,391 = 40.0 \text{ daN/ml}$$

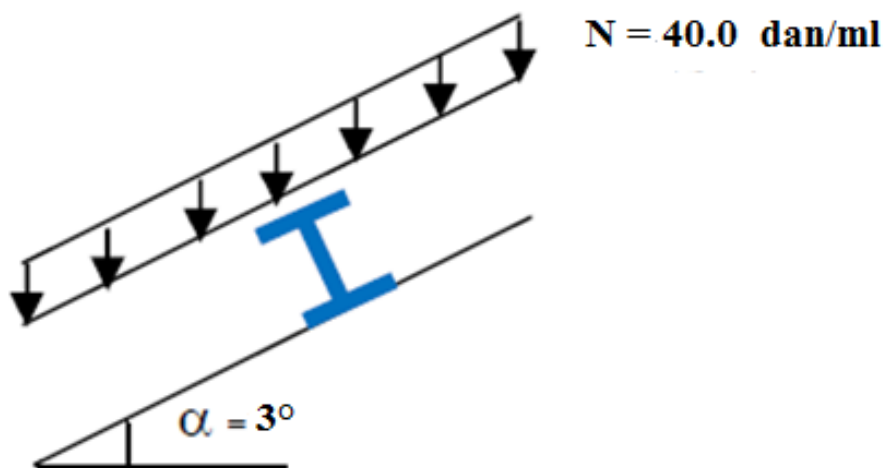


Figure III-3: Surcharge de neige sur la panne.

### **III.2.2 Surcharges d'entretien:**

Elle est estimée à  $E=100\text{daN}$  appliqués au  $1/3$  et  $2/3$  des portées

#### **III.2.2.1 Charge et surcharge par mètre linéaire :**

Revenant à la panne intermédiaire :

$$G = 19.22 \text{ daN/ml}$$

$$V = 50.4 \times 1.391 = 70.11 \text{ daN /ml}$$

$$N = 40.0 \text{ daN/ml}$$

$$E = 8p/3l = 44.4 \text{ daN /ml}$$

### **III.2.3 Combinaisons de charge les plus défavorables:**

- **Actions vers le bas :**

$$Q_{sd1} = 1,35G + 1,5E = (1,35 \times 19.22) + (1,5 \times 44.4) = 92.54 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{sd2} = 1,35G + 1,5N = (1,35 \times 19.22) + (1,5 \times 40.0) = 85.94 \text{ daN/ml}$$

On retient la combinaison la plus défavorable pour les calculs:  $Q_{sd} = 92.54 \text{ daN/ml}$

- **Actions vers le haut:**

$$Q_{z.sd} = G \cos 3^\circ - 1,5V = 19.22 \times \cos 3^\circ - 1,5 \times 70.11 = -85.97 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y.sd} = 1.35 G \times \sin 3^\circ = 1.36 \text{ daN/ml}$$

### **Remarque :**

D'après le nouveau règlement (DTR), les charges climatiques ne se combinent pas avec la surcharge d'entretien.

Vérification à l'état limite ultime (ELU):

#### **III.2.3.1 Vérification de la résistance en section:**

Par expérience on choisit le profilé suivant :

IPE100

**Remarque:** Pour cette vérification, on tient compte de la combinaison de charge maximale :

$$Q_{\text{Max}} = Q_{sd} = 92.54 \text{ daN/ml}$$

**III.2.3.2 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.

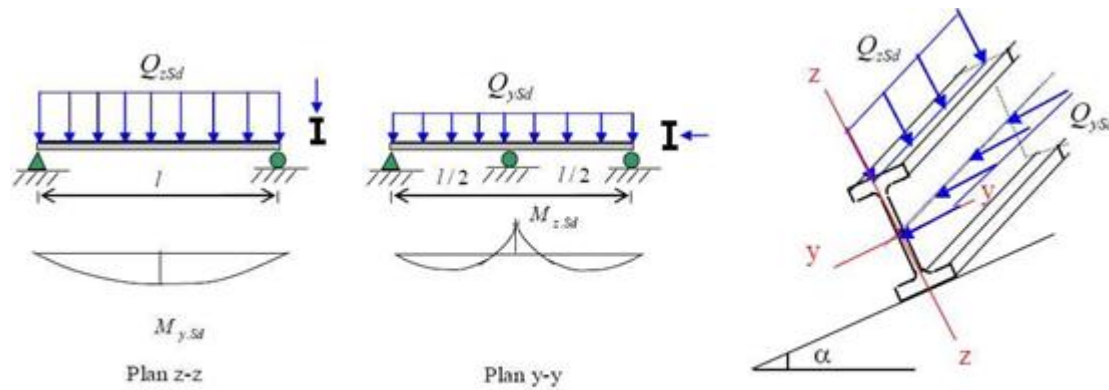


Figure III-4: Panne de toiture en flexion sous les différents plans de chargement.

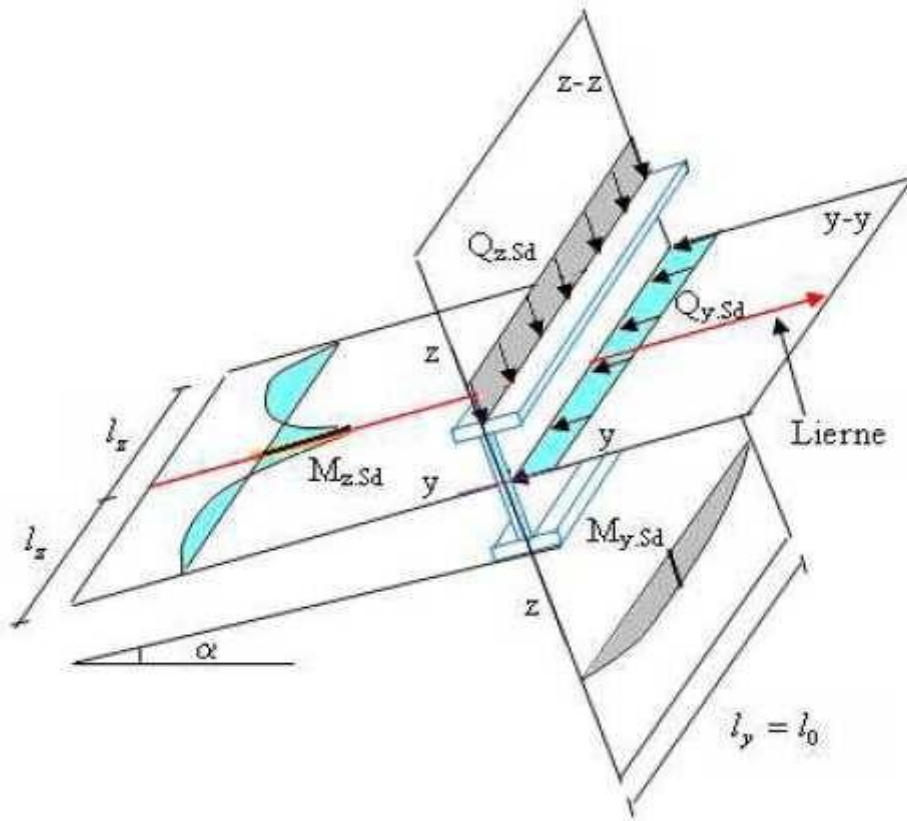


Figure III-5: Panne de toiture en flexion sous les différents plans de chargement.

- **Classe de la section :**

On a la semelle comprimé et l'âme fléchié :

Classe de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\epsilon\epsilon = \sqrt{235/275} = 0.924$$

$$\frac{55/2}{5.7} = 4.82 < 9.24 \quad \longrightarrow \quad \text{semelle de classe 1}$$

Classe de l'âme :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{d}{t_w} \leq 72\epsilon$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{88.6}{4.1} = 21.6 < 66.55 \quad \longrightarrow \quad \text{la section est de classe 1}$$

Pour la flexion on a :

$$Q_{sd} = Q_{sd1} = 92.54 \text{ daN/ml}$$

## Chapitre III Dimensionnement Des Eléments Secondaires

$$Q_{Zsd} = 92.54 \times \cos 3^\circ = 92.41 \text{ daN/ml}$$

$$M_{Ysd} = \frac{Q_{Zsd} \times l^2}{8} = 415.85 \text{ daNm}$$

$$Q_{Ysd} = 92.54 \times \sin 3^\circ = 4.84 \text{ daN/ml}$$

$$M_{Zsd} = \frac{Q_{Ysd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = 5.44 \text{ daNm}$$

- **Caractéristiques géométrique de l'IPE100 :**

$$W_{ply} = 39.4 \text{ cm}^3 \quad W_{plz} = 9.1 \text{ cm}^3$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{39.4 \times 2750 \times 10^{-2}}{1.1} = 985 \text{ daNm}$$

$$M_{plz.Rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{9.1 \times 2750 \times 10^{-2}}{1.1} = 227.5 \text{ daNm}$$

Remarque : dans notre cas, l'effort normal ( $N_{sd}=0$ )  $b=1$   $\alpha = 2$

$$\left[ \frac{M_{ysd}}{M_{ply.Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{zsd}}{M_{plz.Rd}} \right]^\beta \leq 1$$

$$\left( \frac{415.85}{985} \right)^2 + \left( \frac{5.44}{227.5} \right)^1 = 0.202 < 1 \quad \longrightarrow \quad \text{vérifiée}$$

### **III.2.3.3 Vérification au cisaillement :**

Dans le cas de sections symétriques en **I** et **H** l'effort tranchant  $V_{zsd}$  est repris par la section de l'âme ( $A_{vz}$ )

Et l'effort tranchant  $V_{ysd}$  est repris par la section des deux semelles ( $A_{vy}$ ) .

$A_{vz}$  et  $A_{vy}$  sont des aires de cisaillement tirées directement des tableaux des profilés.

$$\text{Telle que :} \quad A_{vz} = A - 2bt_f + (t_w + 2r) t_f \quad A_{vy} = 2bt_f$$

$$A_{vz} = 5.1 \text{ cm}^2 \quad A_{vy} = 6.3 \text{ cm}^2$$

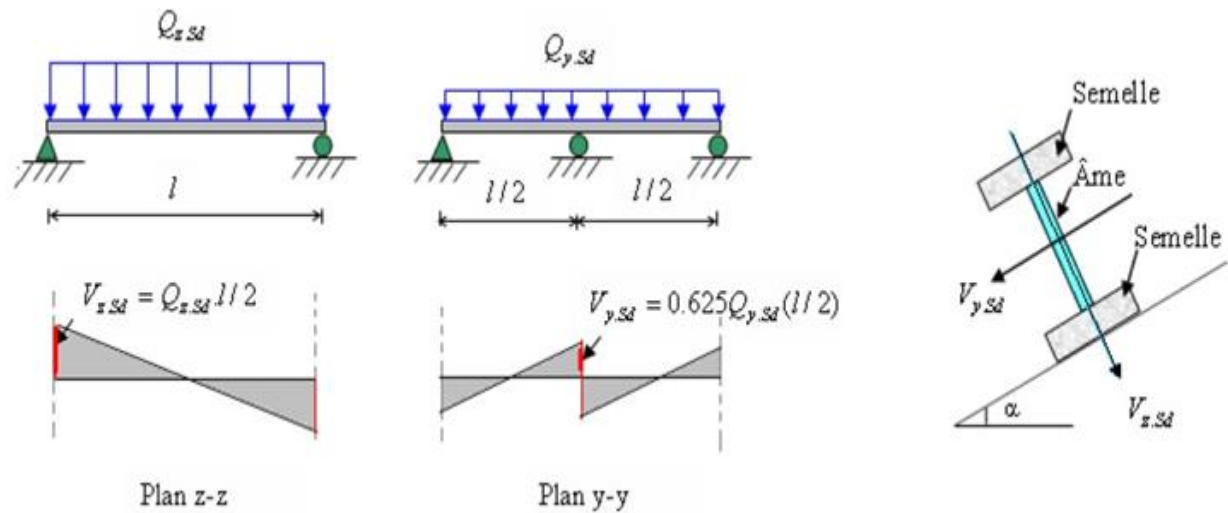


Figure III-6: Panne de toiture sous l'effort de cisaillement sous les différents plans de chargement.

$$V_{zsd} = \frac{Q_{zsd} \times l}{2} = \frac{92.54 \times 6}{2} = 277.62 \text{ daN}$$

$$V_{ysd} = 0.625 Q_{Ysd} \times \frac{l}{2} = 9.07 \text{ daN}$$

$$V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma M_0} = \frac{5.1 (2750 / \sqrt{3})}{1.1} = 7361.2 \text{ daN}$$

$$V_{ply.Rd} = \frac{A_{vy} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma M_0} = \frac{6.3 (2750 / \sqrt{3})}{1.1} = 9093.26 \text{ daN}$$

$$V_{zsd} = 227.62 \text{ daN} < V_{plz.Rd} = 7361.2 \text{ daN} \quad \longrightarrow \quad \text{vérifiée}$$

$$V_{ysd} = 9.07 \text{ daN} < V_{ply.Rd} = 9093.26 \text{ daN} \quad \longrightarrow \quad \text{vérifiée}$$

**III.2.3.4 Vérification au déversement :**

Déversement = Flambement latéral + Rotation de la section transversal.

- **Semelle supérieur :**

La semelle est fixée à la toiture il n'y a donc pas risque de déversement.

- **Semelle inférieur :**

La semelle inférieur qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement est susceptible de déverser du moment qu'elle est libre tout au long de sa portée.

Calcul du moment ultime :

$$Q_{zsd} = -85.97 \text{ daN/ml}$$

## Chapitre III Dimensionnement Des Eléments Secondaires

$$M_{y\text{sd}} = \frac{Q_{z\text{sd}} l^2}{8} = \frac{85.97 \times 6^2}{8} = 386.86 \text{ dan.m}$$

$$Q_{y\text{sd}} = 1.36 \text{ dan/ml}$$

$$M_{z\text{sd}} = \frac{Q_{y\text{sd}} l^2}{8} = \frac{1.36 \times 6^2}{8} = 7.335 \text{ dan.m}$$

La formule du déversement est la suivante :

$$\frac{M_{y\text{sd}}}{M_{brd}} + \frac{M_{z\text{sd}}}{M_{plzrd}} \leq 1.0$$

Calcul du moment résistant au déversement :

$$M_{brd} = \chi l t \times \beta_w \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \chi l t \times M_{ply.Rd} \beta_w = 1 \text{ pour les sections de classe 1 et 2}$$

$$\lambda_1 = 93.9 \times 0.924 = 86.8$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda l t}{\lambda_1}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{c1^{0.5} \left\{ 1 + 1/20 \left( \frac{L/i_z}{h/es} \right)^2 \right\}^{0.25}} = 98 \text{ on a } C1 = 1.88$$

$$\lambda_{LT} = 98$$

Calcul de  $\chi l t$  à l'aide du tableau de l'annexe 6: courbe a pour les profils laminés et courbe c pour les Profils soudés.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda l t}{\lambda_1} = \frac{98}{86.8} = 1.12 \chi l t = 0.5824 \quad \longrightarrow \text{ vérifiée}$$

$$M_{brd} = \chi l t \times M_{ply.Rd} = 0.5824 \times 985 = 573.66 \text{ daNm}$$

$$\frac{386.86}{573.66} + \frac{7.335}{227.5} = 0.706 < 1 \quad \longrightarrow \text{ vérifiée}$$

### **III.2.3.5 Vérification à l'état limite de service (ELS):**

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

#### **Action vers le bas :**

$$Q_{sd1} = G + E = 19.22 + 44.4 = 63.62 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{sd2} = G + N = 19.22 + 40.0 = 59.22 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z\text{sd}} = 63.62 \times \cos 3^\circ = 63.53 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y\text{sd}} = 63.62 \times \sin 3^\circ = 3.33 \text{ daN/ml}$$

- Vérification des Conditions :

$$F \leq F_{adm} \text{ avec: } \frac{l}{200}$$

Fleche vertical (suivant zz') :

Sur deux appuis :

$$F_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3\text{cm}$$

$$F_z = \frac{5 \times Q_{zsd} L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 0.6353 \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 171} = 2.98 \text{ cm} < 3\text{cm} \longrightarrow \text{vérifiée}$$

Fleche latérale (suivant yy') :

Sur trois appuis :

$$F_{adm} = \frac{l/2}{200} = \frac{300}{200} = 1.5\text{cm}$$

$$F_y = \frac{2.05 \times Q_{ysd} \times (\frac{l}{2})^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{2.05 \times 0.333 \times 300^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 15.9} = 0.43\text{cm} < 1.5\text{cm} \longrightarrow \text{vérifiée}$$

#### III.2.4 Conclusion 1 :

Le profilés choisit **IPE100** convient pour les pannes

#### III.3 Dimensionnement des liernes de pannes:

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.

Leurs rôle principale est d'éviter la déformation la latérale des pannes.

##### - Calcul de l'effort maximal revenant aux liernes :

La réaction R au niveau de la lierne :

$$R = 1.25 \times Q_y \times l/2 = 1.25 \times 4.84 \times 3 = 18.15\text{daN}$$

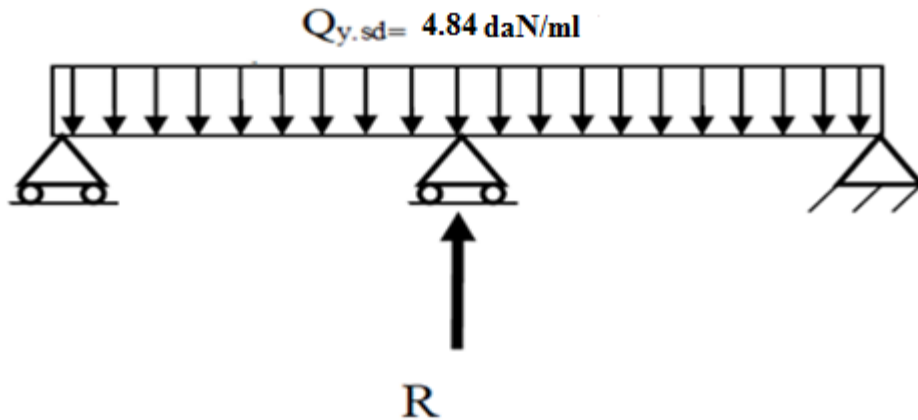


Figure III-7:chargement des liernes

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

$$T1 = R/2 = 9.075daN$$

$$\text{Effort dans le tronçon L2 : } T2=R+T1 =18.15+9.075= 27.225daN$$

$$\text{Effort dans le tronçon L3 : } T3=R+T2= 18.15+27.225= 45.37daN$$

$$\text{Effort dans les diagonales L4 ; } 2 \times T4 \cdot \text{Sin}\theta = T3 \quad \theta = \text{arctg} \frac{1.391}{3} = 24.87^\circ$$

$$T4 = \frac{T3}{2 \cdot \text{Sin}\theta} = 53.93daN \quad T4 = 53.93daN$$

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction et sont soumis à des efforts croissant au fur et à mesure qu'il se rapprochent du faitage.

Ces derniers sont transmis à la traverse.

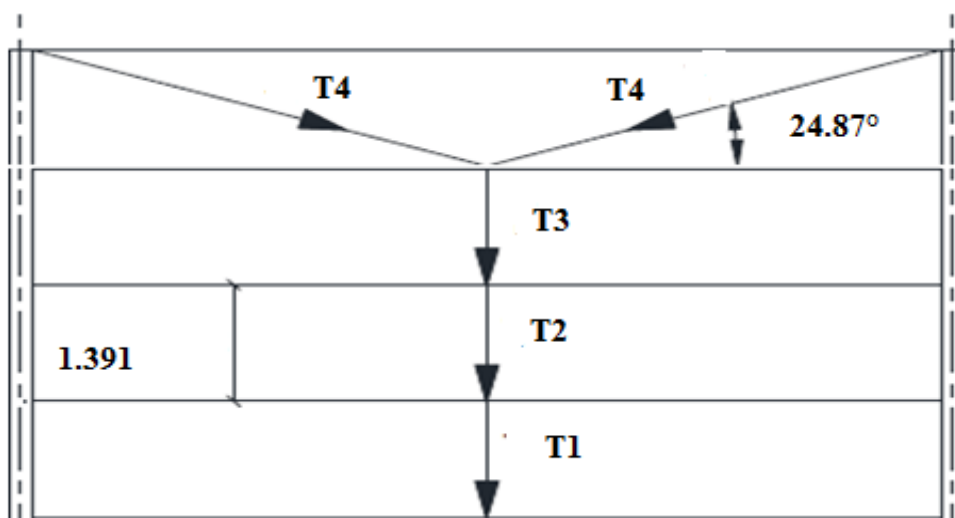


Figure III-8:efforts dans les liernes.

**III.3.1 Dimensionnement des liernes :**

Le tronçon le plus sollicité est L4 :

**Elément tendu :**

$$N_{sd} \leq N_{plRd}$$

$N_{plRd} = \frac{AF_y}{\gamma M_0}$  : résistance plastique de la section brute.

$$N_{sd} = T_4 \leq \frac{AF_y}{\gamma M_0}$$

$$A \geq \frac{T_4 \cdot \gamma M_0}{F_y} \Rightarrow A \geq \frac{53.93 \times 1.1}{2350} = 0.025 \text{ cm}^2$$

$$A = \pi \phi^2 / 4 \geq 0.025 \phi \Rightarrow \sqrt{\frac{4 \times 0.025}{\pi}}$$

Soit une barre ronde de diamètre  $\phi = 0.17 \text{ cm}^2 = 1.7 \text{ mm}$

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

**III.3.1.1 Calcul de l'échantignolle :**

L'échantignolle est un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes au fermes, elle est réalisée au moyen d'un plat plié.

**III.3.2 Calcul des charges revenant à l'échantignolle :**

Effort de soulèvement :

$$Q_{zsd} = -85.97 \text{ daN/ml}$$

Effort suivant rampant :

$$Q_{ysd} = 1.36 \text{ daN/ml}$$

L'excentrement « t » est limité par la condition suivante :

$$2 \times \frac{b}{2} \leq t \leq 3 \times \frac{b}{2}$$

Pour IPE100 :

$$b = 5.5 \text{ cm} \quad h = 10 \text{ cm}$$

$$5.5 \leq t \leq 8.25 \quad \text{soit } t = 8 \text{ cm}$$

Echantignolle de rive :

$$R_z = Q_{zsd} \times \frac{l}{2} = 85.97 \times 6/2 = 257.91 \text{ daN}$$

## Chapitre III Dimensionnement Des Eléments Secondaires

$$R_y = Q_{ysd} \times \frac{l}{2} = 1.36 \times 6/2 = 4.08 \text{ daN}$$

Echantignolle intermédiaire :

$$R_z = 257.91 \times 2 = 515.82 \text{ daN} \quad R_y = 4.08 \times 2 = 8.16 \text{ daN}$$

- **Calcul du moment de renversement :**

$$M_r = R_z \times t + R_y \times h/2 = 515.82 \times 8 + 4.08 \times 5 = 4146.96 \text{ daN.m}$$

Dimensionnement de l'échantignolle :

Généralement les échantignolles sont des éléments formés à froid, la classe de la section est au moins de classe 3 Selon l'eurocode 3 la section transversale travaillant en flexion simple doit satisfaire la formule suivante :

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

$M_{el.Rd}$  = moment de résistance élastique de la section brute.

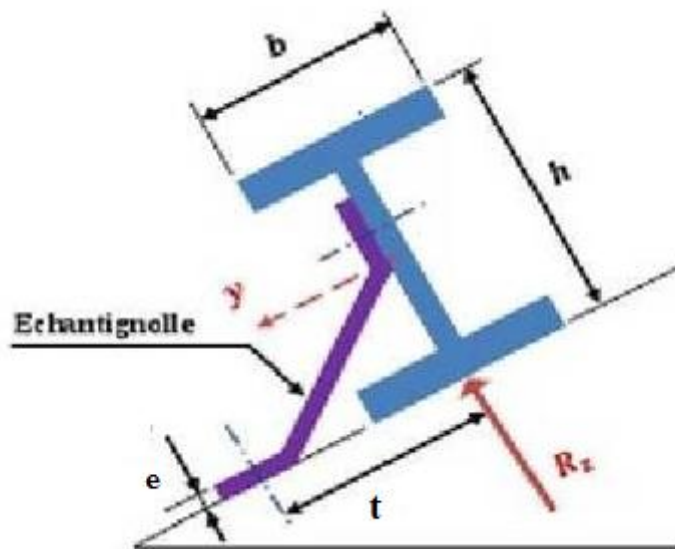


Figure III-9: Disposition des échantignolles

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

- **Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle :**

$$W_{el} \geq \frac{M_r \times \gamma_{M0}}{f_y} \quad W_{el} \geq \frac{4146.96 \times 1.1}{2750} = 1.65 \text{ cm}^2$$

$W_{el} = b \times e/6$  pour les sections rectangulaires

$$e \geq \sqrt{\frac{6 \times W_{el}}{a}} = \sqrt{\frac{6 \times 1.65}{12}} = 0.908 \text{ cm} \quad \text{soit} \quad e = 10 \text{ mm}$$

### III.4 Calcul des lisses de bardages

Les lisses de bardages sont constituées de poutrelles ou de profils mince pliés. Disposées horizontalement, elles portent sur les poteaux de portiques ou éventuellement sur les potelés intermédiaires. Elles sont généralement sollicitées par leur poids propre, le poids du bardage qu'elles supportent ainsi que l'action du vent qui leurs est transmises par ce dernier. Pour notre projet l'espacement des lisses de bardage est fixé à 2m.

- **Hypothèse de calcul :**

- Chaque lisse repose sur 2 appuis
- $L=6\text{m}$  sur le long pan et  $L=4\text{m}$  sur le pignon.
- Espacement des lisses  $d=2\text{m}$ .
- On dispose de lignes de 2 lisses sur chaque paroi.

Les lisses sont en acier S275

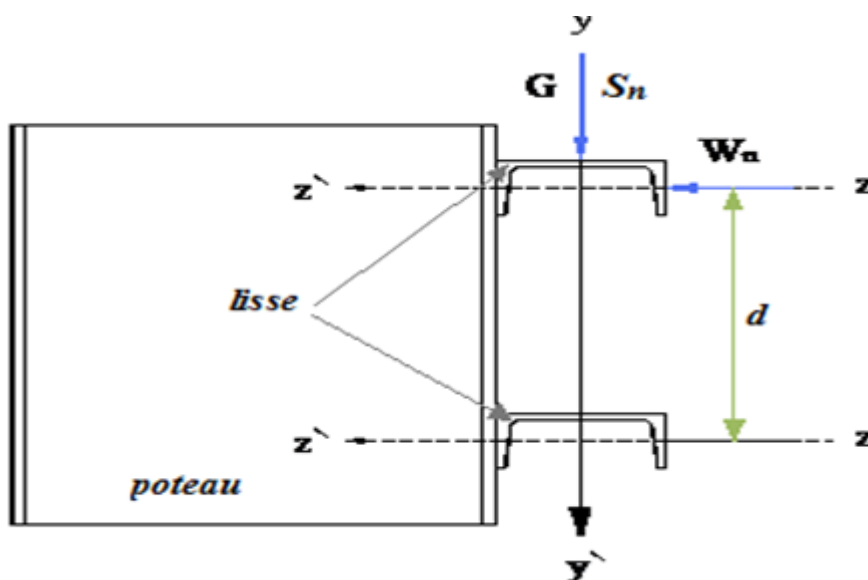


Figure III-10: disposition des lisses

#### III.4.1 Détermination des sollicitations :

Charges permanentes  $G$  :

Poids propre de la lisse et du bardage qui lui revient

Bardage TN40 =  $6\text{kg/m}^2$

Par tâtonnement on prend comme lisse UPN80  $G=8.64\text{daN/ml}$

Surcharge climatique :

Surcharge du vent V :

**Premier cas :**

**Plan z-z**

**plan y-y**

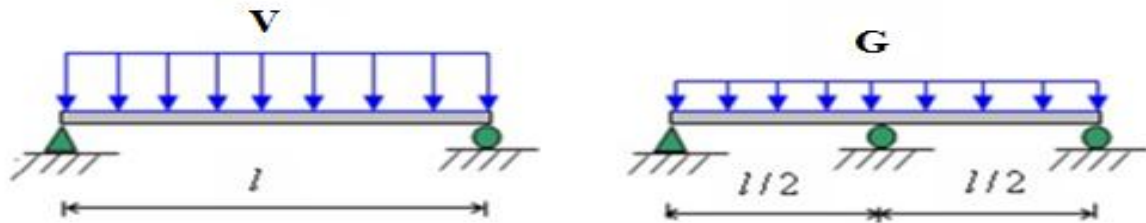


Figure III-11: effort agissant sur la lisse

$$V = 55.2 \text{ daN/m}^2 \quad V = 55.2 \times 1 \text{ m} = 55.2 \text{ daN/ml}$$

### III.4.2 Combinaisons de charges les plus défavorables :

Axe z-z :

$$M_{ysd} = \frac{Q_{zsd} \times l^2}{8} = \frac{1.5 \times 55.2 \times 6^2}{8} = 372.6 \text{ daN.m}$$

Axe y-y :

$$M_{zsd} = \frac{Q_{ysd} \times (\frac{l}{2})^2}{8} = \frac{1.35G \times (\frac{l}{2})^2}{8} = \frac{1.35 \cdot (6 + 8.64) \times 3^2}{8} = 22.23 \text{ daN.m}$$

Classe de la section UPN100 :

#### III.4.2.1 Classification de la semelle comprimée :

$$b/tf = 50/8.5 = 5.88 \leq 10\epsilon \quad 5.88 \leq 9.24 \quad \text{semelles de classe 1}$$

#### III.4.2.2 Classe de l'âme fléchie :

$$d/tw = 100/6 = 16.66 \leq 66.52 \quad \text{âme de classe 1}$$

### III.4.3 Vérification de la section a la résistance vérification :

$$\left[ \frac{M_{ysd}}{M_{ply.Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{zsd}}{M_{pl.z.Rd}} \right]^\beta \leq 1$$

on prend  $\alpha = 2$  et  $\beta = 1$

Caractéristiques géométriques de UPN100 :

$$W_{ply} = 49 \text{ cm}^3 \quad W_{plz} = 16.2 \text{ cm}^3 \quad I_y = 206 \text{ cm}^4 \quad I_z = 29.3 \text{ cm}^4$$

## Chapitre III Dimensionnement Des Eléments Secondaires

$$M_{plyrd} = 49 \times 27.50 / 1.1 = 1225 \text{ daN.m}$$

$$M_{plyz} = 16.2 \times 27.5 / 1.1 = 405 \text{ daN.m}$$

$$\left\{ \frac{M_{ysd}}{M_{plRd}} \right\}^2 + \frac{M_{zsd}}{M_{plzy}} = \left( \frac{372.6}{1225} \right)^2 + \frac{22.23}{405} = 0.147 \leq 1.0 \quad \longrightarrow \quad \text{vérifiée}$$

### III.4.4 Vérification au cisaillement :

$$A_{vz} = 6.46 \text{ cm}^2 \quad A_{vy} = 2 \text{ btf} = 8.5 \text{ cm}^2$$

$$V_{zsd} = (1.5V)l/2 = 1.5 \times 55.2 \times 6/2 = 284.4 \text{ daN}$$

$$V_{ysd} = 0.625 \times 1.35 \times G \times l/2 = 36.95 \text{ daN}$$

$$V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y / \sqrt{3}}{\gamma M_0} = 9324.2 \text{ daN}$$

$$V_{ply.Rd} = \frac{A_{vy} \times f_y / \sqrt{3}}{\gamma M_0} = 12268.69 \text{ daN}$$

$$V_{zsd} = 284.4 \text{ daN} < V_{plz.Rd} = 9324.2 \text{ daN} \quad \longrightarrow \quad \text{vérifiée}$$

$$V_{ysd} = 36.95 \text{ daN} < V_{ply.Rd} = 12268.69 \text{ daN} \quad \longrightarrow \quad \text{vérifiée}$$

### III.4.5 Vérification au déversement :

Il y a pas de risque de déversement de la lisse du moment que la semelle comprimée est soutenue. Latéralement sur toute sa longueur par le bardage.

#### III.4.5.1.1 Deuxième cas :

Le vent peut faire déverser la lisse car elle est dans la zone sous vent. Et la valeur du vent est de  $V = 74 \text{ daN/ml}$ .

$$M_{ysd} = 1.5 \times 74 \times 6^2 / 8 = 499.5 \text{ daN.m}$$

$$\frac{M_{ysd}}{M_{brd}} + \frac{M_{zsd}}{M_{plzrd}} \leq 1.0$$

$$M_{brd} = \chi_{lt} \times \beta_w \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma M_0} = \chi_{lt} \times M_{ply.Rd} \beta_w = 1 \text{ pour les sections de classe 1 et 2}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \lambda_1 = 93.9 \times \varepsilon = 86.76$$

$$i_z = 1.47 \text{ cm} \quad h = 100 \quad e_s = t_f = 0.85$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_{10.5} \left\{ 1 + 1/20 \left( \frac{L/i_z}{h/e_s} \right)^2 \right\}^{0.25}} = 74.36 \text{ on a } C_1 = 1.88$$

$$\lambda_{LT} = 74.36$$

Calcul de  $\chi_{lt}$  à l'aide du tableau de l'annexe 6 de l'eurocode 3: courbe (a) pour les profils laminés et courbe c pour les Profils soudés.

## Chapitre III Dimensionnement Des Eléments Secondaires

Courbe de flambement  $c$  :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda t}{\lambda_1} = \frac{74.36}{86.8} = 0.8566 \quad \longrightarrow \quad \chi_{lt} = 0.6308$$

$$M_{plyrd} = 49 \times 27.50 / 1.1 = 1225 \text{ daN.m}$$

$$M_{plzrd} = 16.2 \times 27.5 / 1.1 = 405 \text{ daN.m}$$

$$M_{brd} = \chi_{lt} \times M_{ply.Rd} = 0.6308 \times 1225 = 774.73 \text{ daN.m}$$

$$\frac{499.5}{774.73} + \frac{22.23}{405} = 0.702 < 1 \quad \longrightarrow \quad \text{vérifiée}$$

### III.4.6 Vérification à L'ELS :

Flèche vertical (suivant y-y) : sur trois appuis

$$F \leq F_{adm} \text{ avec: } F_{adm} = \frac{l/2}{200} = \frac{300}{200} = 1.5 \text{ cm}$$

$$F_y = \frac{2.05 \times Q_{ysd} L^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{2.05 \times 0.1464 \times 300^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 29.3} = 0.102 \text{ cm} < 1.5 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{vérifiée}$$

Flèche latérale (suivant z-z) :

Sur deux appuis :

$$F_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$F_z = \frac{5 \times Q_{ysd} \times (\frac{l}{2})^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{5 \times 0.552 \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 206} = 2.15 \text{ cm} < 3 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{vérifiée}$$

### III.4.7 Conclusion 2:

Le profilés choisit **UPN100** convient pour les lisses de bardage.

### III.4.8 Calcul des liernes de long pan :

On choisit directement des liernes de diamètre 10mm calculé auparavant et qui sont plus défavorable.

### III.5 Calcul des potelets :

Les potelets sont des éléments de profile en I ou H prévus sur le pignon pour réduire la portée entre les poteaux et diminuer la portée des lisses supportant le bardage isolants. 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.

## Chapitre III Dimensionnement Des Eléments Secondaires

### Dimensionnement des potelets:

Chaque pignon possède 2 potelets de longueur max

$L=4m$  Le porte max entre axe des potelets  $d= 4.2m$ .

Les potelets sont en acier S275

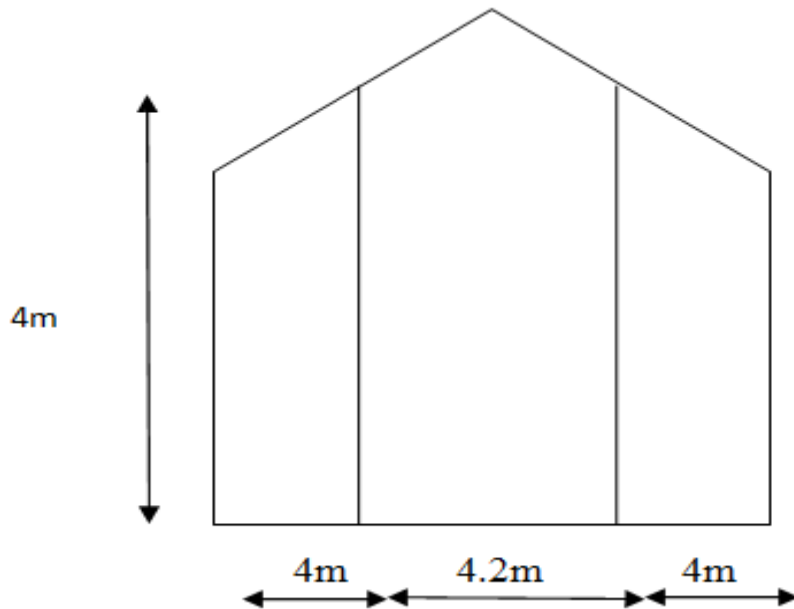
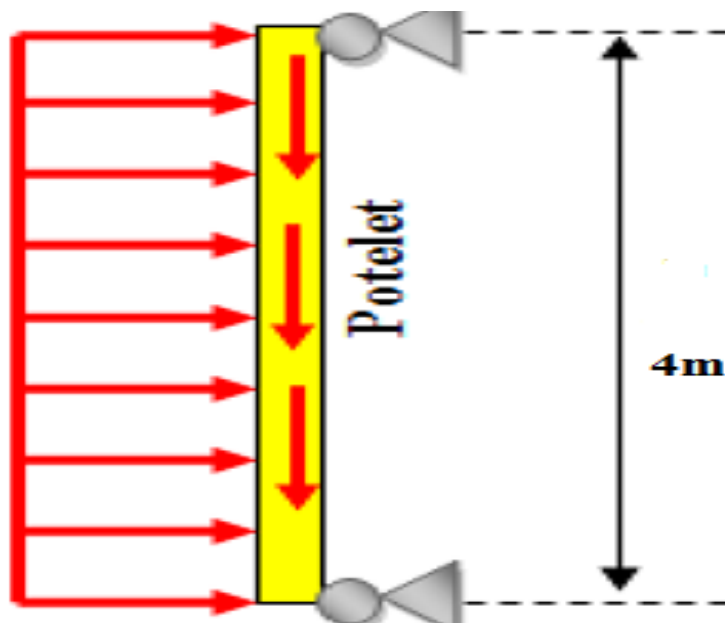


Figure III-12: dimension des potelets



III.12. Figure : charge sur les potelets

Calcul des charges et surcharge revenant aux potelets :

### III.5.1 Charge permanente G vertical :

Bardage : 6kg/m<sup>2</sup>

Poids propre de la lisse UPN100 : 10.6kg/ml

Accessoire de pose : 2kg/m<sup>2</sup>

Longueur de la lisse 4m

Nombre de lisse supportée par le potelet : 2 lisses

Surface tributaire revenant au potelet le plus chargé : 4.1×4 = 16.4m<sup>2</sup>

Entre axe des potelets : 4.2 m

$$G = 10.6 \times 4.1 \times 2 + (6+2) \times 16.4 = 218.12 \text{ daN}$$

### III.5.2 Surcharge climatique V : (horizontal suivant le plan de l'âme)

$$V = 55.2 \times 4.1 = 226.32 \text{ daN/ml}$$

### III.5.3 Dimensionnement du potelet :

Sous la condition de flèche : la vérification de la flèche se fait sous les charges non pondérées

$$V = 226.32 \text{ daN/ml}$$

$$F_y = \frac{5 \times V \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq F_{adm} = l/200 \quad l = 4 \text{ m longueur du potelet}$$

$$I_y \geq \frac{1000 \times V \times l^3}{384 \times E} = 179.61 \text{ cm}^4$$

On choisit comme profilés un IPE120

Caractéristiques de l'IPE120

$$h = 12 \text{ cm} \quad b = 6.4 \text{ cm} \quad t_w = 0.44 \text{ cm} \quad t_f = 0.63 \text{ cm} \quad d = 9.4 \text{ cm}$$

$$I_y = 318 \text{ cm}^4 \quad I_z = 27.7 \text{ cm}^4 \quad W_{ply} = 60.7 \text{ cm}^3 \quad W_{plz} = 13.6 \text{ cm}^3 \quad A = 13.2 \text{ cm}^2$$

$$i_y = 4.9 \text{ cm} \quad i_z = 1.45 \text{ cm}$$

#### III.5.3.1 Vérification de la section à la résistance : $M_{ysd} \leq M_{c,Rd}$

Incidence de l'effort tranchant :

Si :  $V_{sd} \leq 0.5 \times V_{pl,Rd}$  il y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant

$$Q_{zsd} = 1.5V = 1.5 \times 226.32 = 339.48 \text{ daN/ml}$$

$$V_{zsd} = \frac{Q_{zsd} \times l}{2} = 678.96 \text{ daN}$$

$$A_{vz} = 6.31 \text{ cm}^2$$

## Chapitre III Dimensionnement Des Eléments Secondaires

$$V_{plz.Rd} = \frac{Avzfy/\sqrt{3}}{\gamma M0} = \frac{6.31 \times 2750/\sqrt{3}}{1.1} = 9107.7 \text{ daN}$$

$$\frac{Vzsd}{V_{plz.Rd}} = 0.07 \leq 0.5$$

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

Incidence de l'effort normal :

Si  $Nsd \leq \text{Min} (0.25N_{pl.Rd}, 0.5A_w/\gamma M0)$  il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal

$$Nsd = 1.35 G = 1.35 \times 228.52 = 308.502 \text{ daN}$$

$$N_{pl.Rd} = A_w \cdot fy / \gamma M0 = 13.2 \times 2750 / 1.1 = 33000 \text{ daN}$$

$$0.25N_{pl.Rd} = 8250 \text{ daN}$$

$$A_w = A - 2b \cdot tf = 13.2 - 2 \times 6.4 \times 0.63 = 5.136 \text{ cm}^2$$

$$0.5 A_w \cdot fy / \gamma M0 = 6420 \text{ daN}$$

$$Nsd = 308.502 \text{ daN} \leq \text{Min} (6420, 8250) = 6420$$

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

### **III.5.3.2 Vérification de l'élément aux instabilités :**

Le potelet travaille à la flexion composée : flexion (due au vent) et compression (due à : son poids propre, poids de bardage et des lisses), aussi, il est relié au portique par un appui glissant.

Flexion composée avec risque de flambement :

$$\frac{Nsd}{\chi_{\min} \cdot N_{plRd}} + \frac{Ky \times Mysd}{M_{plyRd}} \leq 1.0$$

Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{Nsd}{\chi_z \cdot N_{plRd}} + \frac{Klt \times Mysd}{\chi_{lt} M_{plyRd}} \leq 1.0$$

Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement  $\chi_{\min}$  :

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

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

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \lambda_y = \frac{ly}{iy} = 400/4.9 = 81.63 \quad \bar{\lambda}_y = \frac{81.63}{86.8} = 0.94$$

Axe de flambement y-y Courbe de flambement a :  $\chi_y = 0.7071$

## Chapitre III Dimensionnement Des Eléments Secondaires

Flambement par rapport à l'axe faible z-z :

$$\lambda_z = \frac{lz}{iz} = 200/1.45 = 137.93 \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \bar{\lambda}_z = \frac{137.93}{86.8} = 1.589$$

Axe de flambement z-z Courbe de flambement b :  $\chi_z = 0.3144$

$$\chi_{\min} = \text{Min}(\chi_y ; \chi_z) = \text{Min}(0.7071 ; 0.3144) = 0.3574$$

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

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{L/iz}{c1^{0.5} \left\{ 1 + 1/20 \left( \frac{L/iz}{h/es} \right)^2 \right\}^{0.25}} = \frac{200/1.45}{1.132^{0.5} \left\{ 1 + 1/20 \left( \frac{200/1.45}{12/0.63} \right)^2 \right\}^{0.25}} = 93.97$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} = \frac{93.97}{86.8} = 1.08 \geq 0.4 \quad \text{il y a risque de déversement.}$$

Courbe de flambement a:  $\alpha_{lt} = 0.6637$

Calcul des coefficients k :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{my} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} = 0.869 (2 \times 1.3 - 4) + (60.7 - 53)/53 = -1.07$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A_{fy}} = 1 - \frac{-1.07 \times 308.502}{0.7071 \times 13.2 \times 2750} = 1.01$$

Formules tirées de l'article 5-5-4 de l'eurocode 3 :

$$K_{lt} = 1 - \frac{\mu_{lt} \times N_{sd}}{\chi_z \times A_{fy}} \mu_{lt} = 0.15 \bar{\lambda}_z \beta_{mly} = 0.15 \times 1.589 \times 1.3 - 0.15 = 0.159$$

$$K_{lt} = 1 - \frac{0.159 \times 308.502}{0.3144 \times 13.2 \times 2750} = 1 - 0.0042 = 0.9957$$

$\beta_{mly}$  : est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement

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

$$N_{sd} = 308.502 \text{ daN}$$

$$M_{ysd} = 1.5 \sqrt{l^2/8} = 1.5 \times 226.32 \times 4^2/8 = 678.96 \text{ daN.m}$$

$$N_{plrd} = 33000 \text{ daN}$$

$$M_{plyRd} = W_{ply} \cdot f_y / \gamma M_0 = 60.7 \times 2750 \times 10^{-2} / 1.1 = 1517.50 \text{ daN.m}$$

Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{plRd}} + \frac{K_y \times M_{ysd}}{M_{plyRd}} \leq 1.0 \quad \frac{308.502}{0.3144 \times 33000} + \frac{1.01 \times 678.96}{1517.50} = 0.029 + 0.45 = 0.477 < 1$$



Vérifiée

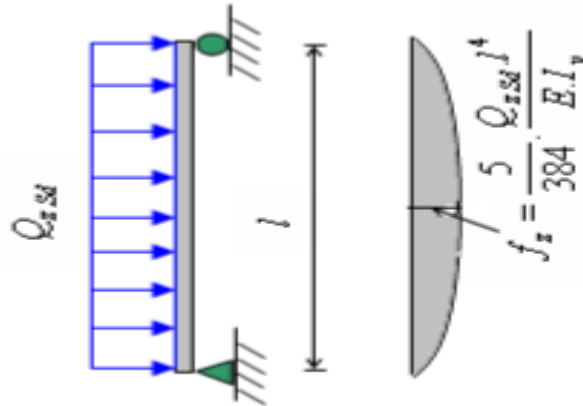
Vérification au déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_Z \cdot N_{plRd}} + \frac{K_{lt} \times M_{y, sd}}{\chi_{lt} M_{plyRd}} \leq 1.0 \quad \frac{308.502}{0.3574 \times 33000} + \frac{0.9957 \times 678.96}{0.6637 \times 1517.5} = 0.696 < 1$$



Vérifiée

**III.5.4 Vérification de L'IPE120 à l'ELS :**



**III.13.Figure :** vérification de la flèche

Condition de vérification :

$$F_y = \frac{5 \times V \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq F_{adm} = 1/200 \quad 400/200 = 2\text{cm}$$

$$F_y = \frac{5 \times 3.3948 \times 400^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 318} = 1.69 \leq 2 \quad \longrightarrow \quad \text{vérifiée}$$

**III.5.4.1 Conclusion 3 :**

Le laminé choisit IPE120 convient comme potelet.

**III.6 Conclusion général :**

La panne est un IPE100.

la lisse est en UPN100.

le potelet est un IPE120.

# CHAPITRE IV

## **Etude des portiques**

**IV. Introduction :**

Notre portique est constitué de poteaux et traverses qui ont pour but d'assurer une rigidité transversale (portique auto stable) qui reprendra les efforts et les transmettra aux fondations sans présenter de grandes déformations

Les résultats de cette étude peuvent servir à calculer les assemblages.

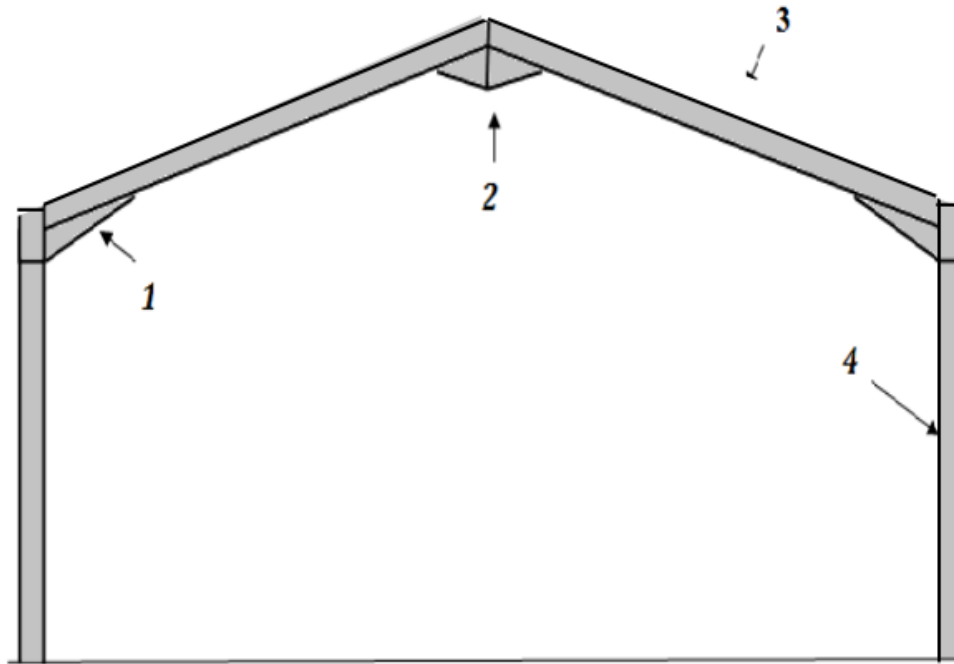


Figure IV-1:éléments d'un portique

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

**IV.1 Effort sollicitant le portique :****IV.2 Charge permanente :**

Couverture et accessoire de pose :  $8\text{kg/m}^2$

Pannes (IPE100) :  $8.1\text{kg/ml} = 5.82\text{kg/m}^2$

Traverse (estimée) :  $10\text{kg/m}^2$

Entre axe des portiques :  $l=6\text{m}$

$$G = (8 + 5.82 + 10) \times 6 = 142.92 \text{ kg/ml}$$

**IV.2.1 Effet de la neige :**

$$N = 28.8 \text{ daN/m}^2 \text{ (par projection horizontale)}$$

**IV.2.2 Effet du vent V1 perpendiculaire au long pan (plus défavorable) :**

$$L' \text{ entre axe des portique est de } 6 \text{ m : } ph(\text{daN/m}^2) \times \text{entre axe} = ph(\text{daN/ml})$$

Tableau IV-1:actions du vent les plus défavorables

Zone	Qh (daN/m <sup>2</sup> )	Ce	Ci	Ph(daN/m <sup>2</sup> )	Ph(daN/ml)
<b>D</b>	48	+0.8	+0.35	+21.6	+129.6
			-0.3	+52.8	+316.8
<b>E</b>	48	-0.3	+0.35	-31.2	-187.2
			-0.3	0	0
<b>A</b>	48	-1.04	+0.35	-66.72	-400.32
			-0.3	-35.52	-213.12
<b>B</b>	48	-0.8	+0.35	-55.2	-331.2
			-0.3	-74	-444
<b>C</b>	48	-0.5	+0.35	-40.8	-244.8
			-0.3	-9.6	-57.6
<b>F</b>	48	-2.31	+0.35	-127.68	-274.512
			-0.3	-96.48	-207.43
<b>G</b>	48	-1.2	+0.35	-74.4	-446.4
			-0.3	-43.2	-259.2
<b>H</b>	48	-0.7	+0.35	-50.4	-302.4
			-0.3	-19.2	-115.2
<b>I</b>	48	+0.2	+0.35	-7.2	-43.2
			-0.3	+24	+144
		-0.2	+0.35	-26.4	-158.4
			-0.3	4.8	+28.8

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

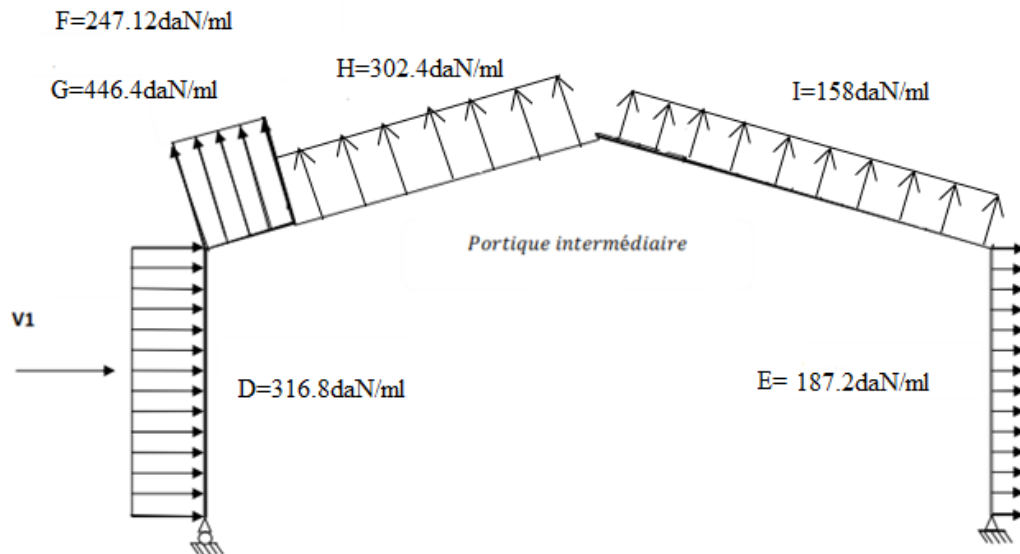


Figure IV-2:pression statique du vent sur le portique

Pour simplifier les calculs, on transforme la charge du vent sur le portique en une charge équivalente uniformément répartie.

Versant gauche :  $\frac{446.4 \times 0.86 + 302.4 \times 3.44}{6.1} = 233.46 \text{ daN/ml}$  (livre de Dahmani Lahlou)

Pour des raisons de simplicité on prend  $V = (233.46 + 158) / 2 = 195.73 \text{ daN/ml}$

**IV.2.3 Calcul des efforts internes :**

En utilisant la méthode des forces et déplacements de la RMD , on calcul les efforts internes de notre portique.

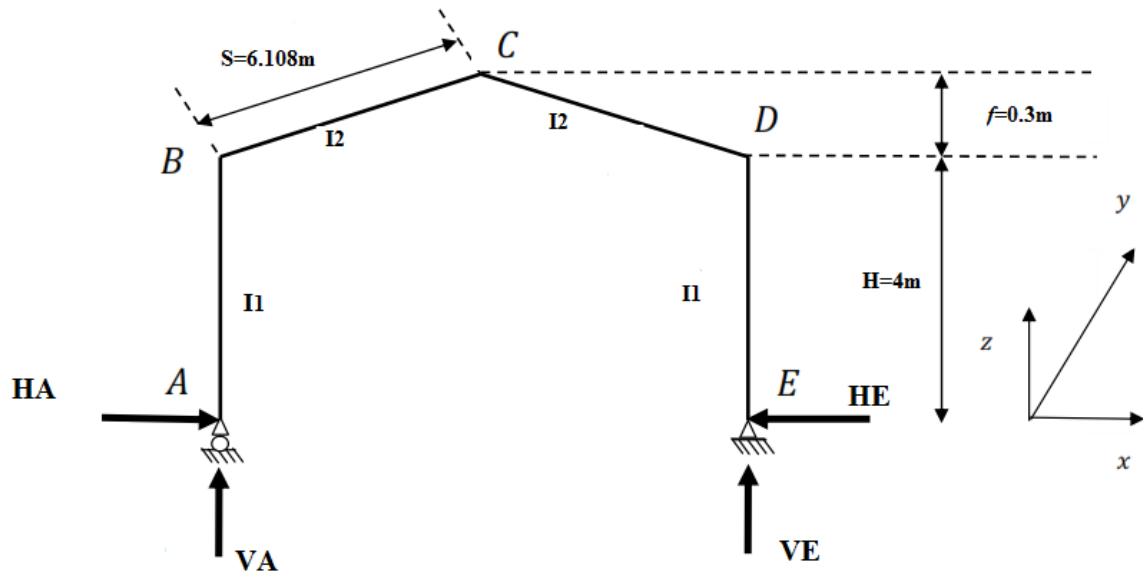


Figure IV-3: Efforts internes

On assume que :  $I_1 \approx I_2$

$$K = \frac{\text{raideur rampant}}{\text{raideur bequille}} = \frac{I_2/h}{I_1/s} = \frac{h}{s} = \frac{4}{6.1/\cos 3} = 0.654$$

$$\varphi = \frac{f}{h} = 0.3/4 = 0.075$$

$$\Delta = K + 3 + 3\varphi + \varphi^2 = 0.654 + 3 + 3 \times 0.075 + 0.075^2 = 3.884$$

- Charges verticales vers le bas : (charge permanente et surcharge de neige)

Comme première étape on calcul d'abord sous charge unitaire  $q=1\text{da}$

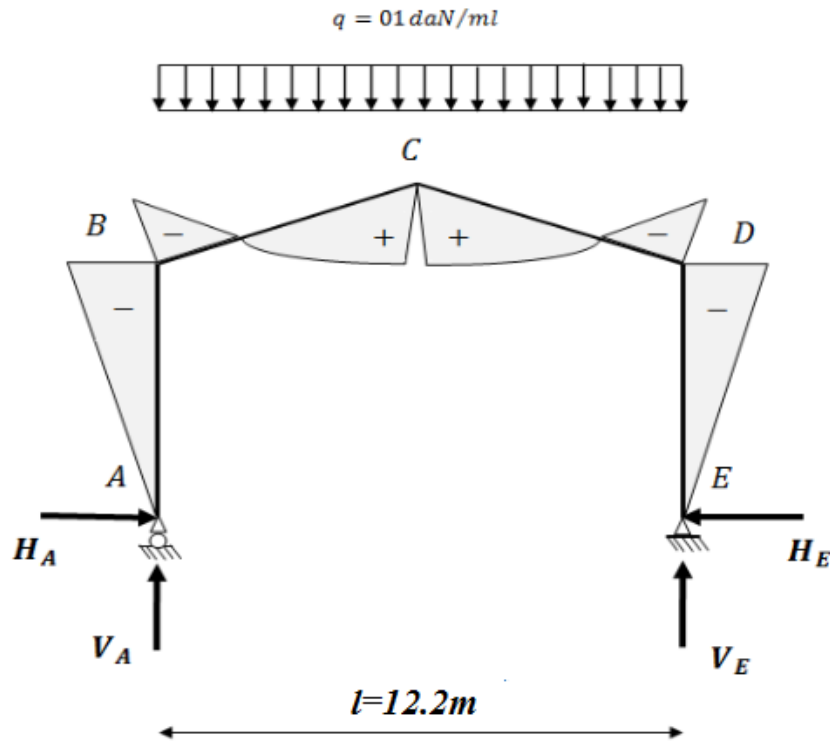


Figure IV-4:efforts internes (effet vers le bas)

$$\beta = \frac{8+5\varphi}{4\Delta} = \frac{8+5 \times 0.075}{4 \times 3.884} = 0.539$$

$$\gamma = 1 - \beta(1+\varphi) = 0.42$$

$$H_A = H_E = \beta q l^2 / 8h = 0.539 \times \frac{1.0 \times 12.2^2}{8 \times 4} = 2.5 \text{ daN}$$

$$V_A = V_E = \frac{q l}{2} = 1.0 \times 12.2 / 2 = 6.1 \text{ daN}$$

$$q l^2 / 8 = 18.605 \text{ daN.m}$$

$$M_B = M_D = -\beta q l^2 / 8 = -10.02 \text{ daN.m}$$

$$M_C = \gamma q l^2 / 8 = +7.81 \text{ daN.m}$$

- Charges verticales vers le haut : (vent de soulèvement)

Calcul sous la charge unitaire  $q=1.0\text{dan/ml}$

$$H_A = H_E = \beta q l^2 / 8h = 0.539 \times \frac{1.0 \times 12.2^2}{8 \times 4} = 2.5 \text{ daN}$$

$$V_A = V_E = \frac{ql}{2} = 1.0 \times 12.2 / 2 = 6.1 \text{ daN}$$

$$M_B = M_D = +\beta ql^2 / 8 = +10.02 \text{ daN.m}$$

$$M_C = -\gamma ql^2 / 8 = -7.81 \text{ daN.m}$$

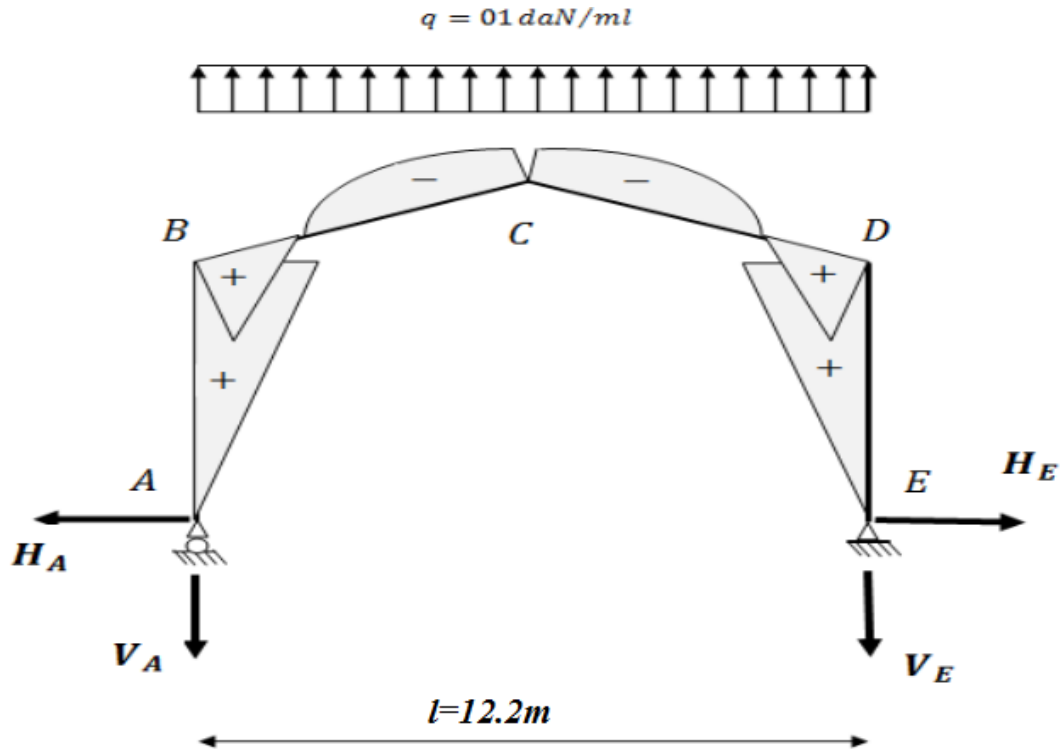


Figure IV-5:efforts internes (charges verticales vers le haut)

- vent horizontal (pression) :

Calcul sous la charge unitaire  $q=1.0 \text{ daN/ml}$

$$\delta = \frac{5K+12+6\varphi}{8\Delta} = \frac{5 \times 0.654 + 12 + 6 \times 0.075}{8 \times 3.884} = 0.505$$

$$\beta = 1 - \delta = 1 - 0.505 = 0.495$$

$$\gamma = \delta (1 + \varphi) - 1/2 = 0.505(1 + 0.075) - 1/2 = 0.042$$

$$H_E = \delta qh/2 \quad H_A = qh - H_E$$

$$V_A = -V_E = -qh^2/2l$$

$$M_B = \beta \times qh^2/2 \quad M_D = -\delta qh^2/2 \quad M_C = -\gamma qh^2/2$$

$$H_E = 0.505 \times 1.0 \times 4 / 2 = 1.01 \text{ daN}$$

$$H_A = 1.0 \times 4 - 1.01 = 2.99 \text{ daN}$$

$$V_A = -V_E = 1.0 \times 4^2 / 2 \times 12.2 = 0.655 \text{ daN}$$

$$qh^2/2 = 8$$

$$M_B = \beta \times qh^2/2 = 0.495 \times 8 = 3.96 \text{ daN.m}$$

$$M_D = -\delta \times qh^2/2 = -0.505 \times 8 = -4.04 \text{ daN.m}$$

$$M_C = -\gamma \times qh^2/2 = -0.042 \times 8 = -0.336 \text{ daN.m}$$

$$M_B = 3.96 \text{ daN.m}$$

$$M_D = -4.04 \text{ daN.m}$$

$$M_C = -0.336 \text{ daN.m}$$

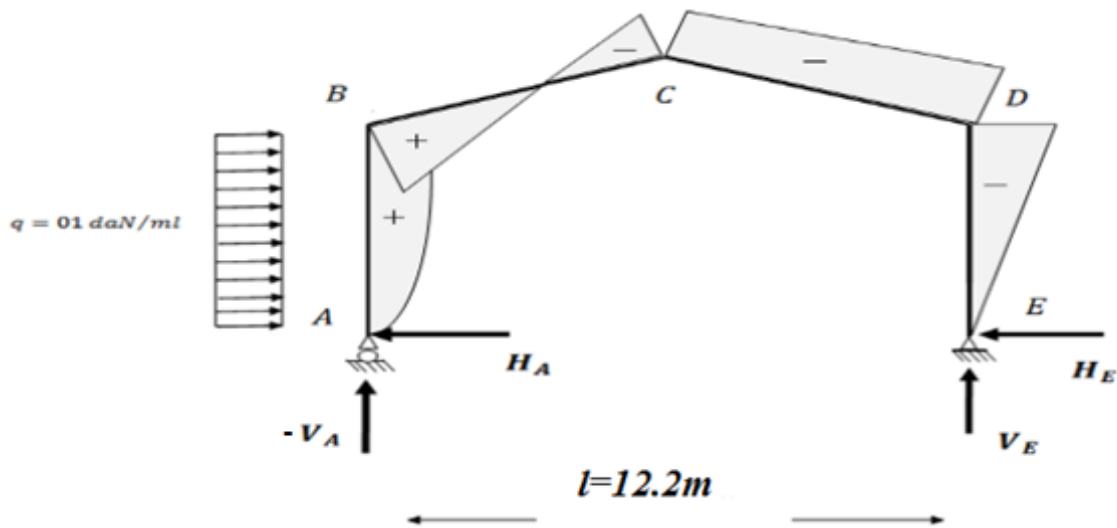


Figure IV-6:efforts internes (charge horizontale)

- **vent horizontal** (de pression):

$$H_A = \delta qh/2 = 1.01 \text{ daN}$$

$$H_E = qh - H_A = 2.99 \text{ daN}$$

$$V_E = -V_A = 0.655 \text{ daN}$$

$$M_B = \delta \times qh^2/2 = 0.505 \times 8 = 4.04 \text{ daN.m}$$

$$M_D = -\beta \times qh^2/2 = -0.495 \times 8 = -3.96 \text{ daN.m}$$

$$M_C = \gamma \times qh^2/2 = 0.042 \times 8 = 0.336 \text{ daN.m}$$

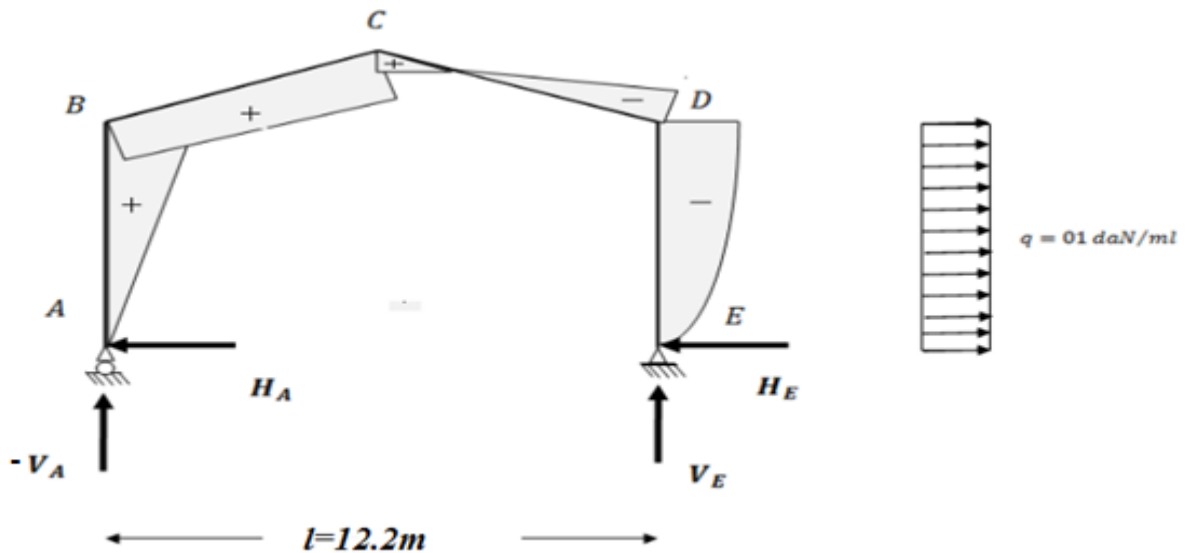


Figure IV-7:efforts internes (dépression)

- efforts internes sous charge unitaire :

Tableau IV-2:Reaction d'appuis sous charge unitaire.

		REACTION D'APPUI (daN)			
Actions	Q (daN/ml)	HA	HE	VA	VE
G	01	2.5	-2.5	6.1	6.1
N	01	2.5	-2.5	6.1	6.1
VX <sub>1</sub> horizontal pression	01	-2.99	-1.01	-0.655	0.655
VX <sub>2</sub> horizontal dépression	01	-1.01	-2.99	-0.655	0.655
VX <sub>3</sub> soulèvement	01	-2.5	2.5	-6.1	-6.1

Tableau IV-3:valeurs des moments sous charge unitaire

		<b>MOMENT (daN.m)</b>		
<b>Actions</b>	<b>Q (daN/ml)</b>	<b>MB</b>	<b>MC</b>	<b>MD</b>
<b>G</b>	01	-10.02	7.81	-10.02
<b>N</b>	01	-10.02	7.81	-10.02
<b>VX<sub>1</sub> horizontal pression</b>	01	3.36	-0.336	-4.04
<b>VX<sub>2</sub> horizontal dépression</b>	01	4.04	0.336	-3.96
<b>VX<sub>3</sub> soulèvement</b>	01	10.02	-7.81	10.02

Tableau IV-4: réactions d'appuis sous charges réelles.

		<b>REACTION D'APPUIS (KN)</b>			
<b>Actions</b>	<b>Q (daN/ml)</b>	<b>HA</b>	<b>HE</b>	<b>VA</b>	<b>VE</b>
<b>G</b>	142.92	3.57	-3.57	8.72	8.72
<b>N</b>	172.8	4.32	-4.32	10.54	10.54
<b>VX<sub>1</sub> horizontal pression</b>	316.8	-9.47	-3.19	-2.07	2.07
<b>VX<sub>2</sub> horizontal dépression</b>	187.2	-1.8	-5.59	-12.26	12.26
<b>VX<sub>3</sub> soulèvement</b>	195.73	-4.89	4.89	-11.931	-11.96
<b>VRX= VX<sub>1</sub>+VX<sub>2</sub> +VX<sub>3</sub></b>		-16.16	-3.89	-26.26	2.37

Tableau IV-5: moments sous charges réelles

		<b>MOMENT (KN.m)</b>		
<b>Actions</b>	<b>Q (daN/ml)</b>	<b>MB</b>	<b>MC</b>	<b>MD</b>
<b>G</b>	142.92	-14.32	11.16	-14.32
<b>N</b>	172.8	-17.31	13.49	-17.31
<b>VX<sub>1</sub> horizontal pression</b>	316.8	10.64	-1.06	-12.79
<b>VX<sub>2</sub> horizontal dépression</b>	187.2	7.56	0.62	-7.41
<b>VX<sub>3</sub> soulèvement</b>	195.73	19.61	-15.28	19.61
<b>VRX= VX<sub>1</sub> + VX<sub>2</sub> + VX<sub>3</sub></b>		+37.81	-15.72	-0.59

**Combinaison a L'ELU :**

Tableau IV-6: combinaison a L'ELU pour les réactions d'appuis

	<b>REACTION D'APPUIS (KN)</b>			
<b>Combinaison</b>	<b>HA</b>	<b>HE</b>	<b>VA</b>	<b>VE</b>
<b>1.35G+1.5N</b>	11.29	-11.29	27.58	27.58
<b>1.35G+1.35N+1.35VRX</b>	-11.16	-15.9	-9.45	29.2
<b>G+1.35VRX</b>	-18.24	-8.82	-26.73	11.91

Tableau IV-7: combinaison a L'ELU pour les réactions d'appuis

	<b>Moment (KN.m)</b>		
<b>Combinaison</b>	<b>MB</b>	<b>MC</b>	<b>MD</b>
<b>1.35G+1.5N</b>	-45.29	+35.3	-45.29
<b>1.35G+1.35N+1.35VRX</b>	+8.34	+12.05	-43.49
<b>G+1.35VRX</b>	42.39	-12.42	-15.2

IV.2.4 Calcul de l'imperfection géométrique globale (défauts d'aplomb)

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.

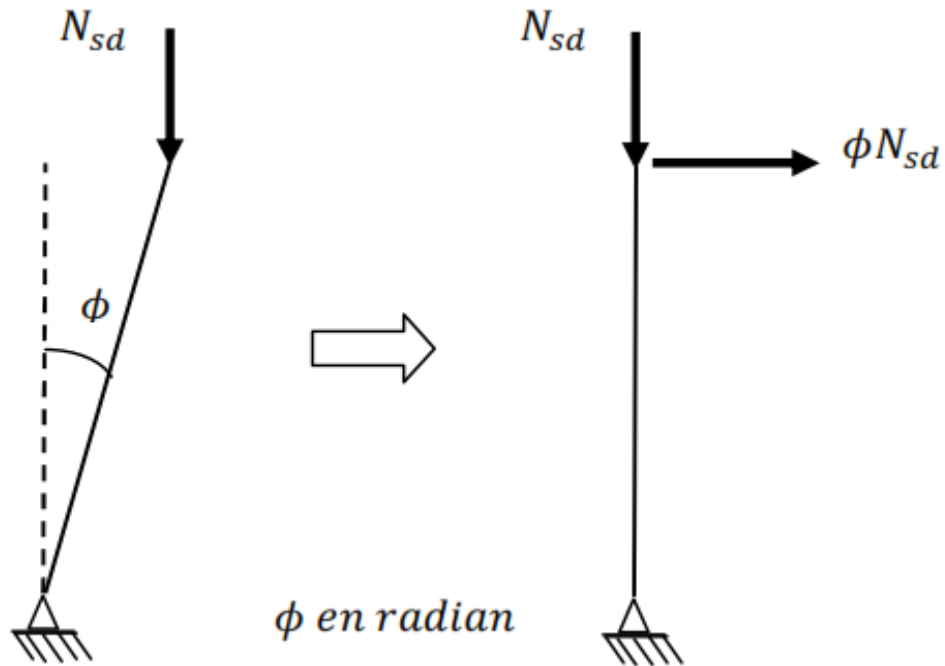


Figure IV-8:imperfection géométrique global

$$Heq = \phi Nsd$$

$$\phi = \phi_0 \times \alpha_h \times \alpha_m$$

$$\phi_0 = 1/200$$

$$\alpha_h = 2/\sqrt{h}$$

$$\alpha_m = \sqrt{0.5(1 + \frac{1}{m})}$$

- Heq : Effort horizontale équivalent appliqué en tête de chaque poteau.
- Nsd : Effort normal de compression dans le poteau.
- $\phi$  : Défaut initial d'aplomb.
- $\phi_0$  : Valeur de base.
- $\alpha_h$  : Coefficient de réduction qui tient compte de la hauteur applicable au poteau.
- $\alpha_m$  : Coefficient de réduction qui tient du nombre de poteaux dans une rangée.

H=4.3m hauteur de la structure

m=2 nombre de poteau dans une file

$$\alpha_m = \sqrt{0.5(1 + \frac{1}{m})} = 0.866$$

$$\alpha_h = 2/\sqrt{h} = 0.964$$

$$\phi = \phi_0 \times \alpha_h \times \alpha_m = \frac{0.866 \times 0.964 \times 1}{200} = 0.00417$$

Efforts aux pieds de poteaux à L'ELU :

Tableau IV-8: Efforts aux pieds de poteaux à L'ELU

Combinations (ELU)	Poteau 01(KN)		Poteau 02(KN)		Somme(KN)	
	H <sub>A</sub>	V <sub>A</sub>	H <sub>E</sub>	V <sub>E</sub>	H	V
Combinaison1	11.29	27.58	-11.29	27.58	0	55.16
Combinaison2	-11.16	-9.45	-15.9	29.2	-27.06	19.75
Combinaison3	-18.24	-26.73	-8.82	11.91	-27.06	-14.82

Les défauts d'aplomb ne sont pas considérés si  $|H| \geq 0.15 |V|$

Combinaison (ELU)	<b>0.15V</b>	$ H  \geq 0.15  V $
<b>Combinaison01</b>	8.274	non
<b>Combinaison02</b>	2.96	iuo
<b>Combinaison03</b>	-2.223	iuo

Remarque : les défauts d'aplomb ne sont pas pris en compte pour les combinaisons 2 et 3 car la condition  $|H| \geq 0.15 |V|$  est vérifiée.

Effort équivalent en tête de poteau :

Tableau IV-9: Efforts équivalent en tête du poteau

Combinaisons	Poteau 01(KN)		Poteau 02(KN)	
	<i>N<sub>sd</sub></i>	<i>H<sub>eq</sub></i>	<i>N<sub>sd</sub></i>	<i>H<sub>eq</sub></i>
<b>Combe01</b> 1.35G + 15	27.58	0.115	108.69	0.115

- Calcul des efforts internes sous sollicitation horizontale :

$$P=0.115+0.115=0.23\text{KN}$$

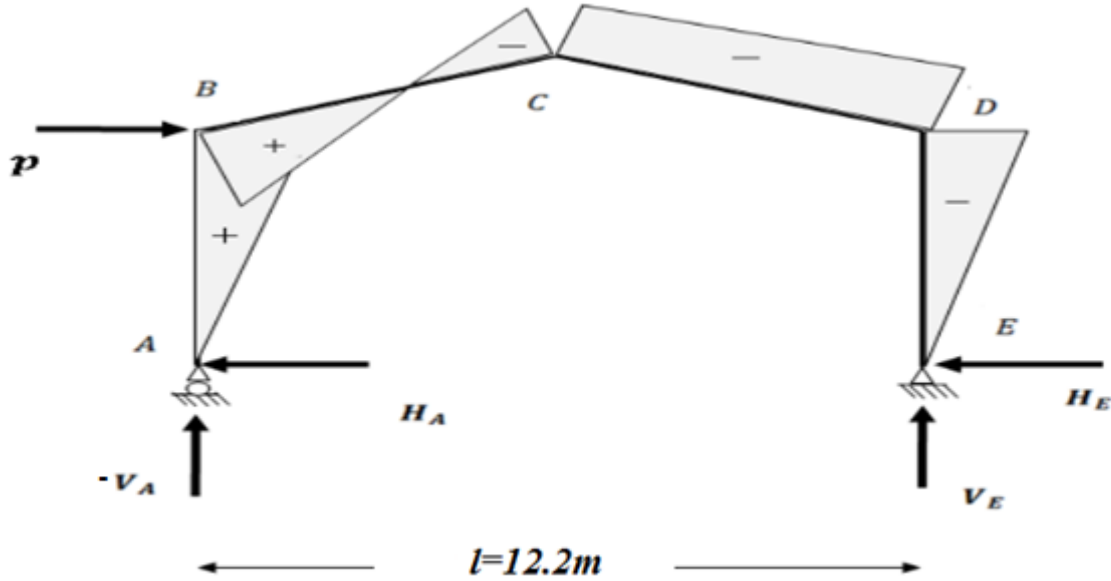


Figure IV-9: effort horizontal en tête de poteau

$$\beta=1/2 \times \left\{ 1 + \frac{\varphi(3+2\varphi)}{2\Delta} \right\} = 1/2 \times \left\{ 1 + \frac{0.075(3+2 \times 0.075)}{2 \times 3.884} \right\} = 0.515$$

$$\delta=1/2 \times \left\{ 1 - \frac{\varphi(3+2\varphi)}{2\Delta} \right\} = 1/2 \times \left\{ 1 - \frac{0.075(3+2 \times 0.075)}{2 \times 3.884} \right\} = 0.484$$

$$\gamma=\frac{\varphi}{2} \left\{ 1 - \frac{(1+\varphi)(3+2\varphi)}{2\Delta} \right\} = \frac{0.075}{2} \left\{ 1 - \frac{(1+0.075)(3+2 \times 0.075)}{2 \times 3.884} \right\} = 0.0315$$

$$H_A = \beta P = 0.118\text{KN}$$

$$H_E = P - H_A = 0.112\text{KN}$$

$$V_A = -V_E = -\frac{ph}{l} = -0.23 \times 4 / 12.2 = -0.075\text{KN}$$

$$M_B = +\beta \times Ph = 0.515 \times 0.23 \times 4 = 0.4738\text{daN.m}$$

$$M_D = -\delta Ph = -0.484 \times 4 \times 0.23 = -0.445\text{daN.m}$$

$$M_C = -\gamma Ph = 0.0315 \times 4 \times 0.23 = -0.0289\text{daN.m}$$

Tableau IV-10:Combinaisons à l'ELU pour les Réactions d'appuis avec prise en compte de Heq

Combinaisons	Reactions d'appuis [kN]			
	$H_A$	$H_E$	$V_A$	$V_E$
1.35G+1.5N	11.29	-11.29	27.58	27.58
P	0.118	0.112	-0.075	0.075
1.35G+1.5N +P	11.4	11.17	27.5	27.65
1.35G+1.5N +P +VRX	-11.04	-15.788	-9.52	29.272
G+1.5VRX	-18.24	-8.82	-26.73	11.91

Tableau IV-11:Combinaisons à l'ELU pour les moments avec prise en compte de Heq

Combinaisons	Moments [KN.m]		
	$MB$	$MC$	$MD$
1,3G + 1,5N	-45.29	35.3	-45.29
P	0.4738	-0.0289	-0.445
1,35+G 1,5N +P	-44.81	35.27	-45.73
1,3G <sub>d</sub> + 1,35N+ 1,35VRV+P	8.81	12.02	-43.93
G+ 1,5RV	42.39	-12.42	-15.2

**IV.3 Pré-dimensionnement de la traverse :**

Détermination du facteur d'éloignement critique minimum  $\alpha_{cr}$  :

L'importance des effets du second ordre sur une ossature est mesurée par sa déformabilité latérale à travers le coefficient d'amplification critique  $\alpha_{cr}$ ; Dans le cas de portique à faible pente, ce dernier peut être calculé avec la formule approchée suivante pour la combinaison d'action considérée.

$$\alpha_{cr} = \frac{H}{\delta H} \times \frac{h}{V}$$

Avec :

H : action horizontal total

V : action vertical total

$\delta_h$ = déplacement horizontal

h= 4m hauteur du poteau

Ou bien avec la relation suivante :

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

Avec :

$N_{sd.p}$  : Effort axial de compression dans le poteau

$N_{cr.p} = \frac{\pi EI}{h^2}$  : effort critique d'Euler dans le poteau

$N_{cr.t} = \frac{\pi EI}{S^2}$  : effort critique d'Euler dans la traverse

$$R = \frac{I_{1S}}{I_{2h}} = \frac{S}{h} = \frac{6.108}{4} = 1.527$$

$$\frac{1}{\alpha_{cr}} = \frac{V_{sdt}}{V_{cr}} = \left\{ \frac{12.71}{2165.66} + (4 + 3.35 \times 1.527) \frac{27.58}{5036.53} \right\} = 0.055 < 0.1$$

**Structure rigide**

On opte pour la méthode élastique au 1<sup>er</sup> ordre

**IV.3.1 Moment sollicitant la traverse :**

Moment sous la combinaison : 1.35G+1.5N

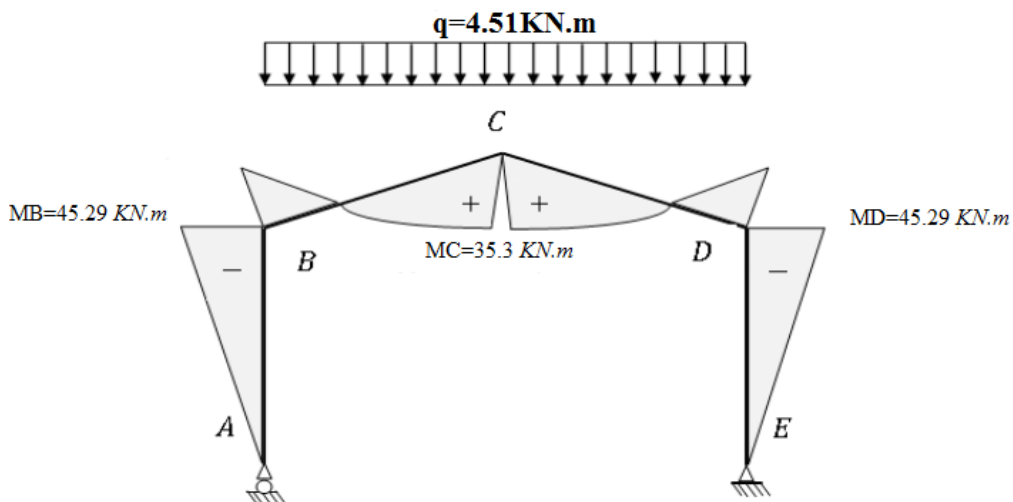


Figure IV-10: moments fléchissant agissants sur le portique

Calcul préliminaire :

$$M_{ySD} \leq M_{plyRD} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma M_0}$$

$$W_{ply} \geq \frac{M_{ySD} \times \gamma M_0}{f_y} = \frac{45.75 \times 1.1 \times 10^2}{27.5} = 183 \text{ cm}^3$$

Soit IPE240

$$W_{ply} = 367 \text{ cm}^3$$

**- Vérification de la traverse a L'ELS :**

a. Vérification de la flèche :

$$F = \frac{5qL^4}{384EIy} = \frac{5 \times 3.15 \times 10^{-2} \times 610^4}{384 \times 2.1 \times 10^4 \times 3892} = 0.694 \leq \frac{L}{350} = 1.74 \text{cm}$$

Vérifiée

**- Verification a L'ELU:**

Vérification de la section a la résistance :

Bilan des efforts :

$$M_{ySD} = 45.73 \text{KN.m}$$

$$N_{sd} = 27.65 \sin^3 \circ + 11.17 \cos^3 \circ = 12.6 \text{KN}$$

$$V_{zsd} = 27.65 \cos^3 \circ - 11.17 \sin^3 \circ = 27.027 \text{KN}$$

Classe de la section :

$$\frac{c}{tf} = \frac{b/2}{tf} = \frac{120/2}{9.8} = 6.12 \leq 9.24 \quad (\text{semelle de classe 1})$$

Classe de l'âme (flexion composé) :

$$\alpha = \frac{1}{d} \left\{ \frac{d+dc}{2} \right\} \leq 1$$

$$dc = \frac{N_{sd}}{T_{wfy}} = \frac{12.6}{0.62 \times 27.5} = 0.739 \text{cm}$$

$$\alpha = \frac{1}{19.04} \left\{ \frac{0.739 + 19.04}{2} \right\} = 0.499 \leq 1 \alpha \geq 0.5$$

Pour les sections de classe 1 :

$$\frac{d}{tw} \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha-1)} = \frac{366.06}{13 \times 0.449 - 1} = 75.67 \quad ; \quad \frac{d}{tw} = \frac{190.4}{6.2} = 30.71$$

$$30.71 < 75.67$$

Âme de classe 1

IPE240 de classe 1

Incidence de l'effort tranchant :

Si :  $V_{sd} \leq 0.5 \times V_{pl.Rd}$  il y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

$$V_{sd} = 27.027 \text{KN}$$

$$V_{plz.Rd} = \frac{Avz \times fy / \sqrt{3}}{1.1} = 275.68$$

$$27.027 \leq 0.5 \times 275.68 = 137.84$$

Il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant

Incidence de l'effort normal :

Si  $N_{sd} \leq \text{Min} (0.25N_{pl.Rd}, 0.5A_w fy / \gamma M_0)$  il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal

$$N_{pl.Rd} = A \times fy / \gamma M_0 = 39.1 \times 27.5 / 1.1 = 977.5 \text{ KN}$$

$$0.25N_{pl.Rd} = 244.37 \text{ KN}$$

$$0.5A_w / \gamma M_0 = A - 2bt_f = 39.1 - 2 \times 12 \times 0.98 = 15.58 \text{ cm}^2$$

$$0.5A_w fy / \gamma M_0 = 194.75 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 12.6 \text{ KN} \leq \text{Min} (194.75, 244.37) = 194.75$$

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

$$M_{cRD} = M_{plyRD} = W_{ply} \times fy / \gamma M_0 = 91.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{ySD} = 45.73 \text{ KN.m} \leq M_{plyRD} = 91.75 \text{ KN.m} \quad \longrightarrow \quad \text{vérifiée}$$

### IV.3.2 Vérification de l'élément aux instabilités :

#### IV.3.2.1 Action vers le bas :

Flexion composée avec risque de flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} N_{plRd}} + \frac{K_y \times M_{ysd}}{M_{plyRd}} \leq 1.$$

Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z N_{plRd}} + \frac{K_{lt} \times M_{ysd}}{\chi_{lt} M_{plyRd}} \leq 1.0$$

Longueur de flambement :

$$L_y = 6.1 / \cos 3^\circ = 610.83 \text{ cm}$$

$$L_z = 305 / \cos 3^\circ = 305.41 \text{ cm}$$

Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement  $\chi_{\min}$  :

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

Flambement par rapport à l'axe fort y-y:

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \lambda_y = \frac{ly}{iy} = 610.83/9.97 = 61.26 \bar{\lambda}_y = \frac{61.26}{86.8} = 0.705$$

Axe de flambement y-y Courbe de flambement a  $h/b=2 \geq 1.2 : \chi_y = 0.8477$

Flambement par rapport à l'axe faible z-z :

$$\lambda_z = \frac{lz}{iz} = 305.41/2.69 = 113.53 \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \bar{\lambda}_z = \frac{113.53}{86.8} = 1.307$$

Axe de flambement z-z Courbe de flambement b :  $\chi_z = 0.4269$

$$\chi_{\min} = \text{Min} (\chi_y ; \chi_z) = \text{Min} (0.8477 ; 0.4269) = 0.4269$$

Calcul du coefficient de réduction pour le déversement :

$$\Delta_{LT} = \frac{L/iz}{C1^{0.5} \{1 + 1/20 (\frac{L/iz}{h/es})^2\}^{0.25}}$$

avec:  $iz=2.69$   $h=24\text{cm}$   $tf=0.98\text{cm}$

$$C1 = 1.88 - 1.4\psi + 0.52\psi^2 \leq 2.7$$

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

$$-1 \leq \psi \leq 1$$

Calcul du moment au point quelconque P :

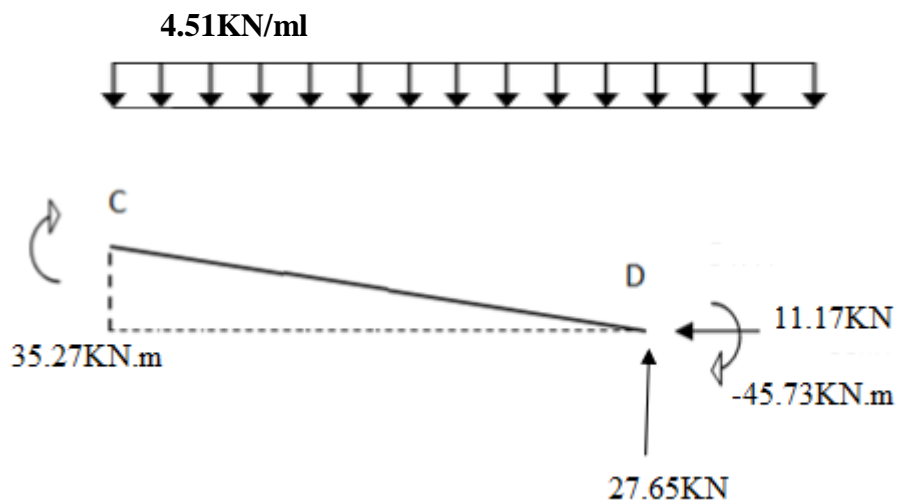


Figure IV-11: Efforts internes

$$M_p = 27.65x - 45.73 - 11.17 \times 0.052x - 4.51x^2 / 2$$

$$M_p = 27.06x - 45.73 - 2.255x^2$$

$$M_a = M_p(x=305.41) = 16.22 \text{ KN.m}$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{16.22}{-45.73} = -0.354$$

$$C_1 = 1.88 - 1.4\psi + 0.52\psi^2 = 1.88 - 1.4 \times (-0.354) + 0.52 \times (-0.354)^2 = 2.44$$

$$\lambda_{LT} = \frac{305.41/2.69}{2.44^{0.5} \left\{ 1 + 1/20 \left( \frac{305.41/2.69}{24/0.98} \right)^2 \right\}^{0.25}} = 60.56 \bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{60.56}{86.8} = 0.697$$

Dutableau des courbes de flambement (a):  $\chi_{lt} = 0.8524$

Calcul des coefficients K :

$$K_{lt} = 1 - \frac{\mu_{lt} \times N_{sd}}{\chi_z \times A f_y} \mu_{lt} = 0.15 \bar{\lambda}_z \beta_{mlt} - 0.15 = 0.15 \times 1.307 \times 2.05 - 0.15 = 0.252$$

$$\beta_{mlt} = 1.8 - 0.7(-0.354) = 2.05$$

$$K_{lt} = 1 - \frac{\mu_{lt} \times N_{sd}}{\chi_z \times A f_y} = 1 - \frac{0.252 \times 12.6}{0.4269 \times 39.1 \times 27.5} = 0.993$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{my} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

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

$$\beta_{my} = \beta_{M\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M_Q} - \beta_{M\psi})$$

$$\beta_{M\psi} = 1.8 - 0.7\psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{37.27}{-45.73} = -0.815$$

$$\beta_{M\psi} = 1.8 - 0.7(-0.815) = 2.37$$

$$\Delta M = 37.27 + 45.73 = 83 \text{ KN.m}$$

$$M_Q = ql^2/8 = 20.97 \text{ KN.m}$$

$\beta_{M_Q} = 1.3$  cas d'une charge uniformément répartie

$$\beta_{my} = 2.37 + \frac{20.97}{83} (1.3 - 2.37) = 2.1$$

$$\mu_y = 0.705 (2(2.1) - 4) + \frac{367 - 324}{324} = 0.273$$

$$K_y = 1 - \frac{0.273 \times 12.6}{0.8477 \times 39.1 \times 27.5} = 0.996$$

**Vérification au flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{plRd}} + \frac{K_y \times M_{ysd}}{M_{plyRd}} \leq 1.0$$

$$\frac{12.6}{0.4269 \times 977.5} + \frac{0.996 \times 45.73}{91.75} = 0.03 + 0.496 = 0.526 < 1$$

➡ Vérifiée

**Vérification au déversement :**

$$\frac{Nsd}{\chi_{Z} \cdot N_{plRd}} + \frac{K_{lt} \times Mysd}{\chi_{lt} M_{plyRd}} \leq 1.0 \quad \frac{12.6}{0.4369 \times 997.5} + \frac{0.993 \times 45.73}{0.8524 \times 91.75} = 0.609 < 1$$

➡ Vérifiée

**Action vers le haut :**

La semelle inferieure est comprimée sous l'action du vent de soulèvement par conséquent il y a un risque de déversement.

Bilan des efforts :

$$M_{ySD} = 42.39 \text{ KN.m}$$

$$Nsd = -26.73 \sin^3 \theta - 18.24 \cos^3 \theta = -19.61 \text{ KN}$$

$$Vzsd = -26.73 \cos^3 \theta + 18.24 \sin^3 \theta = -25.73 \text{ KN}$$

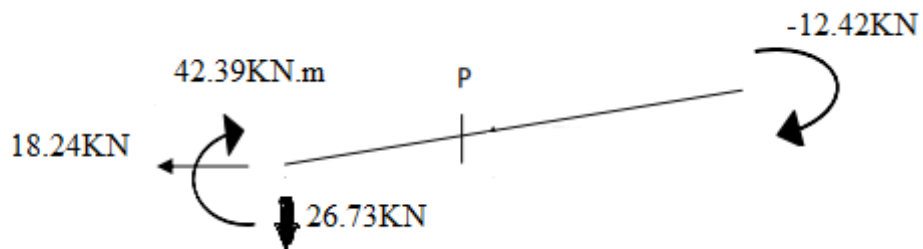


Figure IV-12: Efforts internes

**Vérification au déversement :**

L'effort Nsd peut être négligé car le déversement est plus contraignant quand l'effort de traction est négligé.

La formule de déversement devient :

$$\frac{Mysd}{\chi_{lt} M_{plyRd}} \leq 1.0$$

Calcul du coefficient de réduction  $\chi_{lt}$  :

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{-12.42}{42.39} = -0.29$$

$$C_1 = 1.88 - 1.4\psi + 0.52\psi^2 = 1.88 - 1.4 \times -0.29 + 0.52 \times -0.29^2 = 2.32$$

$$\lambda_{LT} = \frac{305.41/2.69}{2.32^{0.5} \left\{ 1 + 1/20 \left( \frac{305.41/2.69}{24/0.98} \right)^2 \right\}^{0.25}} = 62.10 \bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda l t}{\lambda 1} = \frac{62.10}{86.8} = 0.7155$$

Du tableau des courbes de flambement a :  $\chi_{lt} = 0.8430$

$$\frac{42.39}{0.8430 \times 91.75} = 0.54 \leq 1.0$$



Vérifiée

**IV.4 Conclusion :**

Le profilé choisi IPE240 convient comme traverse.

**IV.5 Vérification des poteaux :**

On choisit IPE240

Bilan des efforts :

$$M_{ySD} = -45.75 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 27.65 \text{ KN}$$

$$V_{zsd} = 11.17 \text{ KN}$$

Calcul du coefficient de réduction minimal pour le déversement :

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

Flambement par rapport à l'axe fort y-y:

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda y}{\lambda 1} \bar{\lambda}_y = \frac{l y}{i y} = 400/9.97 = 40.12 \quad \bar{\lambda}_y = \frac{40.12}{86.8} = 0.462$$

Axe de flambement y-y, courbe de flambement (a)  $h/b=2 \geq 1.2$  :  $\chi_y = 0.9363$

Flambement par rapport à l'axe faible z-z :

$$\lambda_z = \frac{l z}{i z} = 200/2.69 = 74.34 \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda z}{\lambda 1} \bar{\lambda}_z = \frac{74.34}{86.8} = 0.856$$

Axe de flambement z-z Courbe de flambement b :  $\chi_z = 0.6931$

$$\chi_{\min} = \text{Min}(\chi_y ; \chi_z) = \text{Min}(0.9363 ; 0.6931) = 0.6931$$

Calcul du coefficient de réduction pour le déversement :

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i z}{C 1^{0.5} \left\{ 1 + 1/20 \left( \frac{L/i z}{h/es} \right)^2 \right\}^{0.25}}$$

avec:  $iz=2.69$   $h=24\text{cm}$   $tf=0.98\text{cm}$

$$C1 = 1.88 - 1.4\psi + 0.52\psi^2 \leq 2.7$$

$$\psi = \frac{Ma}{Mb} \quad Ma < Mb$$

$$Ma = \frac{-45.73 \times 2}{4} = -22.86 \quad \psi = \frac{22.86}{45.73} = 0.5$$

$$C1 = 1.31$$

$$\lambda_{LT} = \frac{200/2.69}{1.31^{0.5} \left\{ 1 + 1/20 \left( \frac{200/2.69}{24/0.98} \right)^2 \right\}^{0.25}} = 59.08 \quad \bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{59.08}{86.8} = 0.68$$

Du tableau des courbes de flambement(a):  $\chi_{lt} = 0.8569$

Calcul des coefficients K :

$$K_{lt} = 1 - \frac{\mu_{lt} \times N_{sd}}{\chi_z \times A_{fy}} \mu_{lt} = 0.15 \bar{\lambda}_z \beta_{mlt} - 0.15$$

Calcul du facteur de moment uniforme équivalent  $\beta_{mlt}$  :

$$\beta_{mlt} = \beta_{M\psi} = 1.8 - 0.7\psi = 1.8 - 0.70 \times 0.5 = 1.45$$

$$\mu_{lt} = 0.15 \bar{\lambda}_z \beta_{mlt} - 0.15 = 0.15 \times 0.856 \times 1.45 - 0.15 = 0.036$$

$$K_{lt} = 1 - \frac{\mu_{lt} \times N_{sd}}{\chi_z \times A_{fy}} = 1 - \frac{0.036 \times 27.65}{0.6931 \times 39.1 \times 27.5} = 0.998$$

Calcul du coefficient  $K_y$  :

$$\beta_{my} = \beta_{M\psi} = 1.8 - 0.7\psi$$

$$\psi = \frac{Ma}{Mb} \quad , \quad \psi = \frac{0}{45.73} = 0$$

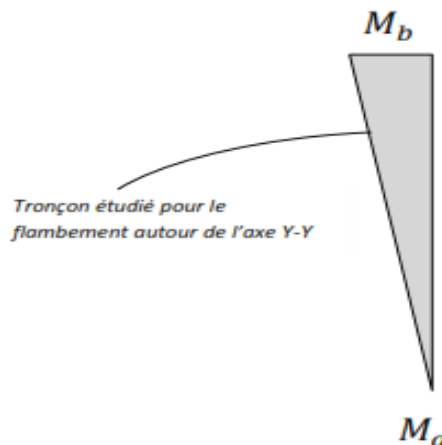


Figure IV-13: Efforts internes pour le poteau.

$$\beta_{my} = 1.8$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{my} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A_{fy}}$$

$$\mu_y = 0.462(2(1.8) - 4) + \frac{367 - 324}{324} = -0.052$$

$$K_y = 1 - \frac{-0.052 \times 27.65}{0.9363 \times 39.1 \times 27.5} = 1$$

**Vérification au flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{plRd}} + \frac{K_y \times M_{ysd}}{M_{plyRd}} \leq 1.0 \qquad \frac{27.65}{0.6931 \times 977.5} + \frac{45.73}{91.75} = 0.04 + 0.498 = 0.539 < 1$$

**➡ Vérifiée**

**Vérification au déversement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{plRd}} + \frac{K_{lt} \times M_{ysd}}{\chi_{lt} \cdot M_{plyRd}} \leq 1.0 \qquad \frac{27.65}{0.6931 \times 977.5} + \frac{0.998 \times 45.73}{0.8569 \times 91.75} = 0.621 < 1 \quad \text{➡ Vérifiée}$$

**IV.6 Conclusion:**

Le profilé choisit IPE240 convient comme poteau.

**IV.7 Conclusion :**

Après l'étude menée dans cette partie nous avons abouti aux résultats suivant :

L'IPE240 convient comme traverse.

L'IPE240 convient comme poteau.

# CHAPITRE V

# Etude sismique

**V. Introduction :**

Les actions sismiques sur bâtiment sont des actions dynamiques complexes, elles se manifestent essentiellement par des mouvements horizontaux .

Les constructions résistent au séisme par des forces d'inerties qui sont dues à leur masse qui s'oppose à ces derniers. De ce fait, nous allons consacrer ce chapitre au calcul de l'effort sismique maximal qui menacera notre structure grâce au RPA99 version 2003 qui met à notre disposition trois méthodes :

- méthode statique équivalente
- méthode d'analyse spectrale
- méthode d'analyse dynamique par accélérographe

Dans notre cas nous allons appliquer la méthode statique équivalente car notre ouvrage

Satisfait l'intégralité des conditions énumérés dans le RPA99 version 2003 :

Hauteur = 4.3m ≤ 65m ; régularité en plan  $18/12.2 = 1.47 \leq 4$  et en élévation

D'une manière générale notre structure satisfait toutes les conditions de la méthode.

**Principe de la méthode :**

Le principe de cette méthode est le remplacement des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un ensemble de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

**V.1 2-calcul de l'effort tranchant V à la base :**

La force sismique total V, appliqué à la base de la structure ; doit être calculer successivement dans deux directions horizontales (voir RPA 4.2.3) :

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

**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.

**Le coefficient A :**

L'ouvrage sera implanté à Makouda wilaya de TiziOuzou qui est classé selon le règlement parasismique algérien :

Zone sismique et groupe d'usage du bâtiment :

Zone sismique : IIa

Groupe d'usage 2  $\longrightarrow$  A = 0.15

**coefficient de comportement R :**

R<sub>x</sub>=4 (contreventé par portique auto stable ordinaire)

R<sub>y</sub>=4 (contreventé par palé de stabilité)

**Facteur de qualité Q :**

Condition minimale sur les files de contreventement (deux travée : observé).

Redondance en plan (observé suivant x-x et non observé suivant y-y).

Régularité en plan (régulier :observé).

Régularité en élévation (régulier :observé).

Contrôle de la qualité des matériaux (Ya un contrôle :observé).

Contrôle de la qualité d'exécution (non observé).

**Q<sub>x</sub>= 1.1      Q<sub>y</sub>= 1.15**

**Facteur d'amplification dynamique moyen D :**

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 < T < T_2 \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 < T < 3.0s \\ 2.5 \eta (T_2/3.0)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T > 3.0s \end{cases}$$

**Le pourcentage d'amortissement critique  $\xi$  :**

La valeur  $\xi$  est en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages  $\xi = 4$  (acier léger) (voir tableau 4.2 du RPA99 v2003)

Facteur de correction d'amortissement :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \quad \eta = 1.08$$

**V.1.1 Estimation la période fondamentale de la structure :**

La période fondamentale de la structure transversal :

h<sub>n</sub> : hauteur mesuré en mètre à partir de la base de la structure

Ct : coefficient en fonction du système de contreventement et du remplissage est donné par le tableau 4.6 (RPA99 V2003)

Portique auto stable en acier avec remplissage en maçonnerie Ct= 0.05

Dans ce cas il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données :

$$T=Ct hn^{3/4} \quad \text{et} \quad T=0.09hn/\sqrt{D}$$

$$hn=4.3m \quad T= 0.05 \times 4.3^{3/4} = 0.149s$$

$$T= 0.09 \times 4.3 / \sqrt{18} = 0.09s$$

$$T= \text{Min} ( 0.149 , 0.09 ) = 0.09$$

T2 période caractéristique associé à la catégorie du site T2=0.4

$$\text{On a : } T = 0.09 < T2 = 0.4$$

$$\text{Alors : } D= 2.5 \times 1.08= 2.7$$

Que ce soit dans le sens longitudinal ou transversal la valeur de D ne change pas

**V.1.2 Calcul du poids actif soumis au séisme :**

$$W=\sum_{i=0}^n Wi \quad W=W_{Gi}+\beta W_{Qi}$$

Ici on a  $W_{Qi} = 0$

Tableau V-1: poids des éléments

ELEMENT	TYPE	POIDS PROPRE	POIDS
POTEAU	IPE240	30.7KG/ml	982.4KG
POTELET	IPE120	10.4KG/ml	166.4KG
BARDAGE	UPN100	10.6KG/ml	763.2KG
BARDAGE	UPN80	10KG/ml	345.6KG
PANNES	IPE100	8.1KG/ml	1458KG
PANNES FAITIERE	HEA120	19.9KG/ml	716.4KG
TRAVERSE	IPE240	30.7KG/ml	1500.21KG
CORNIERE	AILE EGALE 60×60×6	5.4KG/ml	427.68KG
BARDAGE FIXATIONS	et TN40 EP7/10	8KG/m <sup>2</sup>	2332KG
MUR MAÇONNERIE	MUR EN BRIQUE CREUSE + MORTIER	200KG/ml	11240KG
POID TOTAL (EN KN)			199.31KN

$$W_{Gi} = 199.31 \text{KN}$$

**V.1.3 Force sismique suivant X et Y :**

$$V_x = \frac{ADQ}{RX} \times W = \frac{0.15 \times 1.1 \times 2.7}{4} \times 199.31 = 22.19 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{ADQ}{RY} \times W = \frac{0.15 \times 1.15 \times 2.7}{4} \times 199.31 = 23.2 \text{ KN}$$

### **V.1.4 La résultante globale du vent :**

$$V_x=27.69\text{KN}$$

$$V_y=37.64\text{KN}$$

### **V.1.5 Conclusion:**

Les sollicitations due au vent sont plus importante que celles dues au séisme dans les deux sens X et Y, pour le dimensionnement du portique et des contreventement nous choisissons l'action du vent.

# CHAPITRE VI

## **Etude des contreventements**

**VI. Introduction :**

Les contreventements ont pour rôle principal de reprendre les efforts horizontaux (vent et séisme) et de les transmettre vers les fondations.

On distingue :

Les contreventements de toiture appelés poutre aux vents.

Les contreventements de façade appelés palées de stabilité.

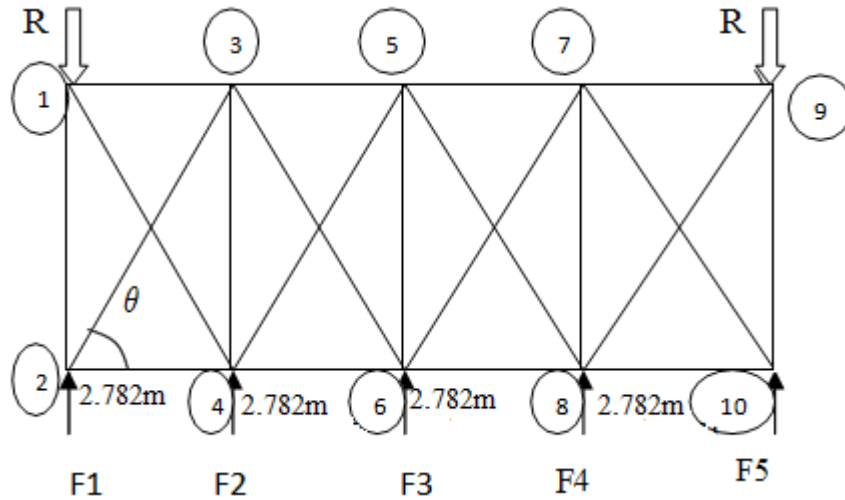


Figure VI-1: schéma la poutre au vent

$$F1 = ((v \times h / 2) \times (b/8)) + (Fe/8)$$

$$F2 = ((v \times h / 2) \times (b/4)) + (Fe/4)$$

$$F3 = ((v \times h / 2) \times (b/4)) + (Fe/4)$$

$$F1 = ((52.8 \times 4 / 2) \times (12.2/8)) + 0/8 = 161.04 \text{ daN}$$

$$F2 = ((52.8 \times 4 / 2) \times (12.2/4)) + 0/8 = 322.08 \text{ daN}$$

$$F3 = ((52.8 \times 4.3 / 2) \times (12.2/4)) + 0/8 = 346.23 \text{ daN}$$

Par la méthode des coupures, on établit que l'effort  $f_d$  dans la diagonal la plus sollicité :

$$F_d \times \cos \theta + F1 = R$$

Avec :

$$R = \frac{2F1 + 2F2 + F3}{2} = 656.23 \text{ daN}$$

$$\theta = \text{Arctg} 2.782/6 = 24.87$$

$$F_d = 535.81 \text{ daN}$$

$$Nsd = 1.5 \times V = 803.715 \text{ daN}$$

**VI.1 Section de la diagonal:**

Calcul de la section brute :

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = A \times f_y / \gamma_{M0} \quad A \geq N_{sd} \times 1.1 / 2750 = 0.321 \text{ cm}^2$$

On opte pour une cornière isolée de 60×60× 6

**VI.2 Vérification à la résistance ultime de la section :**

Cas d'une cornière assemblée par une seule aile ; pour une attache avec deux boulon et plus

$$A_{net} = 6.91 - 0.6 \times 1.4 = 6.07$$

$$N_{uRd} = 0.6 F_{ub} A_s / \gamma_{M2} = 0.6 \times 6.07 \times 4300 / 1.25 = 12528.48 \text{ daN} = 125.28 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 8.03 \text{ KN} < N_{uRd} = 172.75 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{vérifiée}$$

**VI.2.1 Conclusion:**

Une cornière isolée de 60 ×60×6 avec un boulon de 12mm et trous de 14mm convient pour les barre de contreventement de la poutre au vent.

**VI.3 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 composée

Vérification de la section a la résistance :

**VI.3.1 Incidence de l'effort tranchant :**

A mi travée, la valeur du moment fléchissant est maximale et la valeur de l'effort tranchant est nulle, donc il n'y a pas d'interaction entre ces deux derniers.

**VI.3.2 Incidence de l'effort normal :**

Si  $N_{sd} \leq \text{Min} (0.25 N_{pl,Rd}, 0.5 A_w / \gamma_{M0})$  il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 10.3 \times 2750 / 1.1 = 25750 \text{ daN}$$

$$0.25 N_{pl,Rd} = 6437.5 \text{ daN}$$

$$A_w = A - 2b \cdot t_f = 10.3 - 2 \times 5.5 \times 0.57 = 4.03 \text{ m}^2$$

$$0.5 A_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 5037.5 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 803.715 \text{ daN} \leq \text{Min} (5037.5, 6437) = 5037.5 \text{ daN}$$

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

Pas de réduction des moments de résistance plastique :

$$\alpha = 2 \quad \beta = 5n = 5 \frac{803.715}{25750} = 0.156$$

$$\left(\frac{415.85}{985}\right)^2 + \left(\frac{5.44}{227.5}\right)^{0.156} = 0.736 < 1 \quad \longrightarrow \quad \text{vérifiée}$$

VI.4 Vérification des éléments aux instabilités :

Flexion composée avec risque de flambement :

$$\frac{Nsd}{\chi_{\min} N_{plRd}} + \frac{K_y \times Mysd}{M_{plyRd}} + \frac{K_z \times Mzsd}{M_{plzRD}} \leq 1.0$$

Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{Nsd}{\chi_z N_{plRd}} + \frac{K_{lt} \times Mysd}{\chi_{lt} M_{plyRd}} + \frac{K_z \times Mzsd}{M_{plzRD}} \leq 1.0$$

Calcul du coefficient de réduction :

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

Flambement par rapport à l'axe fort y-y:

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = 600/4.07 = 147.42 \quad \bar{\lambda}_y = \frac{147.42}{86.8} = 1.69$$

Axe de flambement y-y Courbe de flambement (a) :  $\chi_y = 0.3026$

Flambement par rapport à l'axe faible z-z :

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = 300/1.24 = 241.93 \quad \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \lambda_z = \frac{241.93}{86.8} = 2.78$$

Axe de flambement z-z Courbe de flambement (b) :  $\chi_z = 0.1147$

$$\chi_{\min} = \text{Min}(\chi_y ; \chi_z) = \text{Min}(0.3026 ; 0.1147) = 0.1147$$

Calcul du coefficient de réduction pour le déversement  $\chi_{lt}$  :

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C1^{0.5} \left\{ 1 + 1/20 \left( \frac{L/i_z}{h/es} \right)^2 \right\}^{0.25}} = \frac{300/1.24}{1.88^{0.5} \left\{ 1 + 1/20 \left( \frac{300/1.24}{10/0.57} \right)^2 \right\}^{0.25}} = 98 \quad \text{on a } C1 = 1.88$$

$$\lambda_{LT} = 98 \quad \bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{98}{86.8} = 1.12$$

$$\chi_{lt} = 0.5824$$

Calcul des coefficients K:

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{my} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} = 1.69 (2 \times 1.3 - 4) + (39.4 - 34.2)/34.2 = -2.21$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times Nsd}{\chi_y \times A_{fy}} = 1 - \frac{-2.21 \times 803.715}{0.3026 \times 10.3 \times 2750} = 1.207$$

Formule tirés de l'article 5-5-4 de l'eurocode 3 :

$$K_{lt} = 1 - \frac{\mu_{lt} \times Nsd}{\chi_z \times A_{fy}} \mu_{lt} = 0.15 \bar{\lambda}_z \beta_{mlt} - 0.15 = 0.15 \times 2.78 \times 1.3 - 0.15 = 0.3921$$

$$K_{lt} = 1 - \frac{0.3921 \times 803.715}{0.1147 \times 10.3 \times 2750} = 0.903$$

$\beta_{mlt}$  : est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement

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

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{my} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} = 2.78 (2 \times 1.3 - 4) + (9.2 - 5.219) / 5.219 = -3.129$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A_{fy}} = 1 - \frac{-3.129 \times 803.715}{0.1147 \times 10.3 \times 2750} = 1.774$$

Vérification au flambement :

$$\frac{803.715}{0.1147 \times 25750} + \frac{1.207 \times 386.86}{985} + \frac{1.774 \times 7.335}{227.5} = 0.803 \leq 1.0$$

Vérification au déversement :

$$\frac{803.715}{0.1147 \times 25750} + \frac{0.903 \times 386.86}{0.5824 \times 985} + \frac{1.774 \times 7.335}{227.5} = 0.938 \leq 1.0$$

**VI.5 Vérification de la palée de stabilité :**

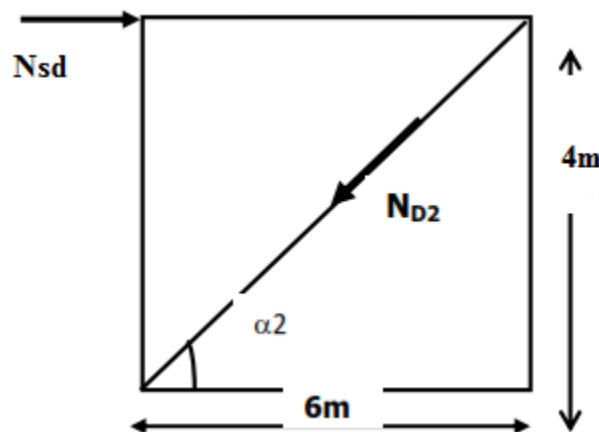


Figure VI-2: vérification des diagonal a la traction

Par la méthode des coupures :

Efforts de traction dans la diagonal tendu :

$$N \cos \alpha_2 = R - F_1$$

$$\tan \alpha_2 = 4/6 = 37.43^\circ$$

$$R = \frac{2F_1 + 2F_2 + F_3}{2} = 656.23 \text{ daN}$$

$$F_1 = 161.04 \text{ daN}$$

$$N = \frac{R - F_1}{\cos 37.43^\circ} = \frac{495.195}{\cos 37.43} = 595.12 \text{ daN}$$

**Section de la diagonal:**

Calcul de la section brute :

$$N_{sd} = 1.5 \times V = 892.68 \text{ daN}$$

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = A \times f_y / \gamma M 0 \quad A \geq 892.68 \times 1.1 / 2750 = 0.357 \text{ cm}^2$$

On opte pour une cornière isolée de 45×45×4.5

Cas d'une cornière assemblée par une seule aile ; avec une attache à deux boulon et plus

$$A_{net} = 3.9 - 0.45 \times 1.4 = 3.27$$

$$N_{uRd} = 0.6 F_{ub} A_s / \gamma M 2 = 0.6 \times 3.27 \times 4300 / 1.25 = 6749.28 \text{ daN} = 67.49 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 8.92 \text{ KN} < N_{uRd} = 67.49 \text{ KN} \quad \longrightarrow \text{vérifiée}$$

**Conclusion:**

Cornière isolé de 45×45×4.5 convient comme diagonale pour le palée de stabilité

**VI.6 Vérification de la sablière :**

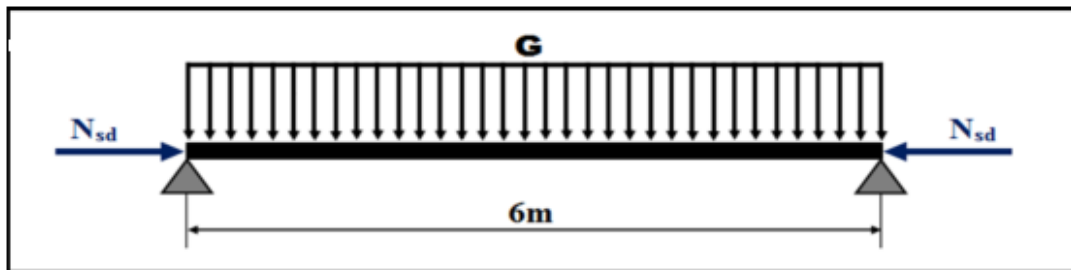


Figure VI-3: sablière HEA120

**Vérification à la flexion composée:**

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma M 0} = \frac{119.5 \times 2750 \times 10^{-2}}{1.1} = 2987.5 \text{ daNm}$$

$$M_{plz,Rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma M 0} = \frac{58.85 \times 2750 \times 10^{-2}}{1.1} = 1471.25 \text{ daNm}$$

$$N_{plRd} = \frac{A \times F_y}{\gamma M 0} = \frac{25.3 \times 27.5}{1.1} = 632.5 \text{ KN}$$

La vérification de sécurité est donné : (ECO3 p.163)

$$\frac{N_{sd}}{N_{plRd}} + \frac{M_{ysd}}{M_{plyRd}} + \frac{M_{zsd}}{M_{plzRD}} \leq 1.0$$

$$N_{sd} = 892.68 \text{ daN}$$

$$M_{ysd} = \frac{g \times l^2}{8} = \frac{19.9 \times 6^2}{8} = 0.89 \text{ KN.m}$$

$$\frac{892.68}{63250} + \frac{89.55}{2987.5} = 0.044 \leq 1 \quad \longrightarrow \text{Vérifiée}$$

Donc la flexion composée est vérifiée

**VI.7 Vérification de la résistance au flambement :**

$$\frac{Nsd}{\chi_{\min} \cdot N_{plRd}} + \frac{K_y \times Mysd}{M_{plyRd}} + \frac{K_z \times Mzsd}{M_{plzRD}} \leq 1.0$$

$$h/b = 114/120 = 0.95 < 1.2$$

$$t_f = 8\text{mm} < 100\text{mm}$$

Axe y-y : courbe b

Axe z-z : courbe c

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = 600/4.89 = \quad \bar{\lambda}_y = \frac{122.69}{86.8} = 1.41$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = 600/3.02 = 198.67 \quad \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \lambda_z = \frac{198.67}{86.8} = 2.28$$

$$\chi_{\min} = \text{Min}(\chi_y ; \chi_z) = \text{Min}(0.3775 ; 0.1561) = 0.1561$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{my} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} = 1.41(2 \times 1.3 - 4) + (119.5 - 106.3)/106.3 = -1.85$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times Nsd}{\chi_y \times A_{fy}} = 1 - \frac{-1.85 \times 892.68}{0.3775 \times 25.3 \times 2750} = 1.062$$

$$\frac{892.68}{0.1561 \times 63250} + \frac{1.062 \times 89}{2987.5} = 0.124 \leq 1.0$$

**VI.8 Conclusion:**

Un HEA120 convient comme panne sablière

# CHAPITRE VII

## **Etude des assemblages**

**VII. Introduction :**

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations. Les efforts sont généralement statique et quelque fois dynamique (effet de chocs, vibration) et c'est pour cela qu'il faut dimensionner avec soin nos assemblages.

**VII.1 Assemblage de rive :**

La liaison poteau traverse est assurée par un assemblage boulonné reliant la platine soudée à la traverse à la semelle du poteau. Dix boulons M16 de classe HR (10.9) répartis de telle sorte à reprendre les efforts, des raidisseurs formés par des plaques de 8mm d'épaisseur seront mis en place pour renforcer la résistance de l'âme du poteau dans les zones tendues, comprimées et cisillées.

Sachant que la traverse et le jarret et le poteau sont en IPE240, on vérifie l'assemblage aux sollicitations suivantes :

$$M_{y_{sd}} = 43.93 \text{KN.m}$$

$$V_{z_{sd}} = 27.027 \text{KN}$$



Figure VII-1: disposition des boulons

Calcul de la hauteur comprimée :

$$X = t_{fb} \sqrt{\frac{b}{tw}} = 9.8 \sqrt{\frac{120}{6.2}} = 43.11 \text{mm}$$

Calcul du moment résistant :

$$N1 = \frac{Mrd \times d1}{\sum di^2}$$

Avec :  $N_1$  effort maximal de traction du boulon le plus éloigné du centre de rotation

$D_i$  : distance des boulons par rapport au centre de rotation

**Calcul de l'effort de précontrainte autorisé dans les boulons :**

$$F_p = 0.7 F_{ub} \times A_s$$

Boulon de diamètre 16mm :

$$A_s = 157 \text{ mm}^2 \qquad F_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$$

$$F_p = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 157 = 109.9 \text{ KN}$$

Le moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_{RD} = \frac{N_1 \times \sum d_i^2}{d_1} = \frac{n \cdot F_p \times \sum d_i^2}{d_1}$$

Où  $n$  est le nombre de boulon dans une rangée horizontal

Vérification a la résistance de l'assemblage :

$$M_{SD} \leq M_{RD}$$

$$\sum d_i^2 = (425.1^2 + 355.1^2 + 285.1^2 + 165.1^2 + 85.1^2) = 422588.05 \text{ mm}^2$$

$$M_{RD} = \frac{n \cdot F_p \times \sum d_i^2}{d_1} = \frac{2 \times 109.9 \times 422588.05}{425.1} \times 10^{-3} = 218.5 \text{ KN.m}$$

$$M_{SD} = 43.93 \text{ KN.m} \leq M_{RD} = 218.5 \text{ KN.m} \quad \longrightarrow \quad \text{vérifiée}$$

**Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :**

$$\text{Par boulon : } V_{SD} / n = 27.027 / 10 = 2.7027 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que  $V_{SD}/n \leq V_{RD} = K_s \cdot m \cdot \mu \cdot F_p / \gamma_{M2}$

$K_s = 1$  trou normal

$m = 1$  un plan de frottement

$\mu = 0.3$  coefficient de frottement

$F_p =$  précontrainte de calcul

$$2.7027 \text{ KN} \leq V_{RD} = 0.3 \times 109.9 / 1.25 = 26.37 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{vérifiée}$$

**Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue :**

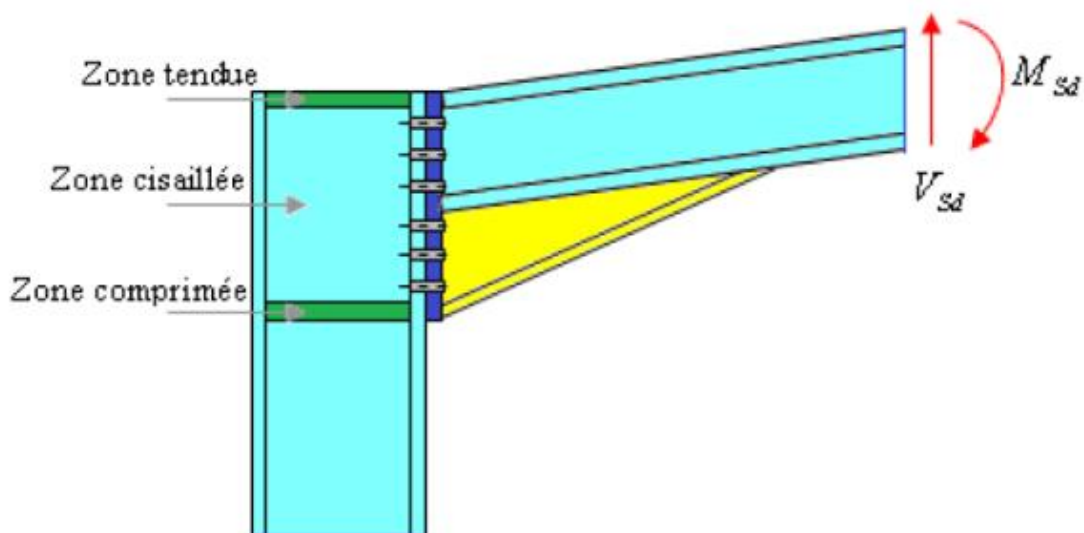


Figure VII-2: résistance de l'âme du poteau dans la zone tendu

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

Avec :

$$F_{t,Rd} = T_{wc} \cdot b_{eff} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Ou :

$F_{t,Rd}$  : résistance de l'âme du poteau a la traction.

$T_{wc}$  : épaisseur de l'âme du poteau.

$b_{eff}$  : P : entraxe rangées des boulons P= 60mm

$$F_{t,Rd} = 27.5 \times 0.62 \times 6 / 1.1 = 93$$

L'effor de cisaillement vaut :

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h-t_f} = \frac{43.93}{0.48-0.098} = 115 \text{KN}$$

$$F_v = 115 \text{KN} > F_{t,Rd} = 93 \text{KN} \quad \text{non vérifiée}$$

D'où la nécessité de raidissage : (raidisseur d'épaisseur de 8mm)

**Vérification a la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimé :**

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

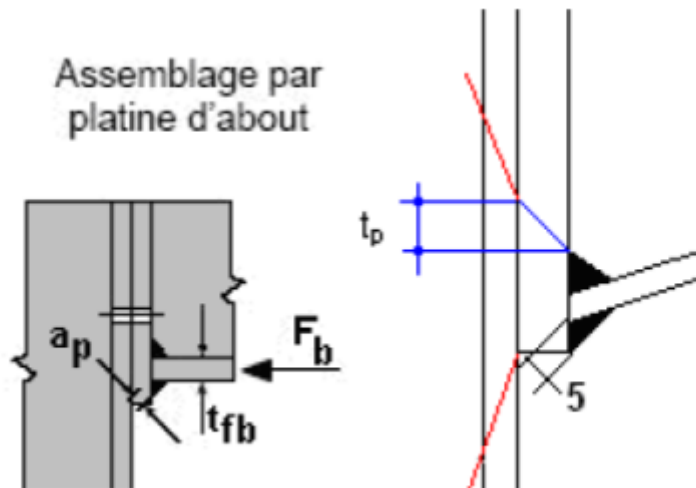


Figure VII-3: résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée

$$F_{cRd} = \frac{Kc\rho b_{eff} t_{wc} f_y}{\gamma M 1 \sqrt{1+1.3\left(\frac{b_{eff}}{h}\right)^2}}$$

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

$\sigma_{cSD}$  : Contrainte normal de compression dans l'âme du poteau dû à l'effort de compression et au moment fléchissant.

$\bar{\lambda}_p$  : Elancement réduit de la partie efficace de l'âme.

$t_p = 12\text{mm}$ : Epaisseur de la platine d'extrémité.

$t_{fb} = 9.8\text{mm}$ : Epaisseur de la semelle de la poutre.

$t_{fc} = 9.8\text{mm}$ : Epaisseur de la semelle du poteau.

$r_c = 15\text{mm}$  : Rayon de raccordement âme-semelle du poteau.

$a_p = 5\text{mm}$ : Epaisseur estimée pour la gorge de soudure.

$h = 240$  : Hauteur de la section du profilé.

$t_{wc} = 6.2\text{mm}$ : Epaisseur de l'âme du poteau.

$$\sigma_{cSD} = V_{sd}/A + M_{sd} \cdot Z_{max} / I_y = 29.272/39.1 + 43.93 \times 15 \times 10^2 / 3892 = 17.68 \text{KN/cm}^2$$

$$\sigma_{cSD} = 17.68 \text{KN/cm}^2 < 0.7f_y = 19.25 \text{KN/cm}^2 \quad \longrightarrow \quad K_c = 1$$

$$b_{eff} = 9.8 + 2(5)\sqrt{2} + 5(9.8 + 15) + 2(12) = 171.94 \text{mm}$$

$$\bar{\lambda}_p = 0.932 \sqrt{\frac{b_{eff} d_{wc} f_y}{E \times t_{wc}^2}} = 0.932 \sqrt{\frac{17.49 \times 19.04 \times 27.5}{2.1 \times 10^4 \times 0.62^2}} = 0.99$$

$$\bar{\lambda}_p = 0.99 > 0.72 \quad \sigma = (\bar{\lambda}_p - 0.2) / \bar{\lambda}_p^2 = 0.806$$

$$F_{cRd} = \frac{1 \times 0.806 \times 17.19 \times 0.62 \times 27.5}{1.1 \sqrt{1 + 1.3 \left(\frac{17.19}{24}\right)^2}} = 166.33 \text{KN}$$

$N_{sd} = \sum Ni$  : la somme des efforts dans les boulons tendus

$$N1 = \frac{M_{sd} \times d1}{\sum di^2} = \frac{43.93 \times 425.1 \times 10^{-3}}{422588.05 \times 10^{-6}} = 44.19 \text{KN}$$

$$N2 = \frac{M_{sd} \times d2}{\sum di^2} = \frac{43.93 \times 355.1 \times 10^{-3}}{422588.05 \times 10^{-6}} = 36.91 \text{KN}$$

$$N3 = \frac{M_{sd} \times d3}{\sum di^2} = \frac{43.93 \times 285.1 \times 10^{-3}}{422588.05 \times 10^{-6}} = 26.63 \text{KN}$$

$$N4 = \frac{M_{sd} \times d4}{\sum di^2} = \frac{43.93 \times 165.1 \times 10^{-3}}{422588.05 \times 10^{-6}} = 17.16 \text{KN}$$

$$N5 = \frac{M_{sd} \times d5}{\sum di^2} = \frac{43.93 \times 85.1 \times 10^{-3}}{422588.05 \times 10^{-6}} = 8.84 \text{KN}$$

$$N_{sd} = 133.73 \text{KN} < F_{cRd} = 166.33 \text{KN}$$

Les valeurs sont proches et pour plus de sécurité on choisit de mettre un raidisseur d'épaisseur de 8mm.

**Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée :**

$$F_v \leq V_{Rd}$$

$$V_{Rd} = 0.58 f_y \cdot h \cdot t_w / \gamma M_0 = 0.58 \times 27.5 \times 24 \times 0.62 / 1.1 = 215.76 \text{KN}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{43.93}{0.48 - 0.098} = 115 \text{KN}$$

$$F_v = 115 \text{KN} < V_{Rd} = 215.76 \text{KN}$$



**vérifiée**

**Conclusion:**

L'assemblage poteau-traverse tel que conçu résiste à tous les efforts qui lui sont appliqués

**VII.2 Calcul de l'assemblage du faitage :**

Pour des raisons de transport, les traverses en IPE240 sont réalisées en deux parties qui seront assemblées sur chantier

La liaison de faitage est réalisée avec 10 boulons M16 de classe (H.R 10.9)

La platine a une épaisseur de 12mm

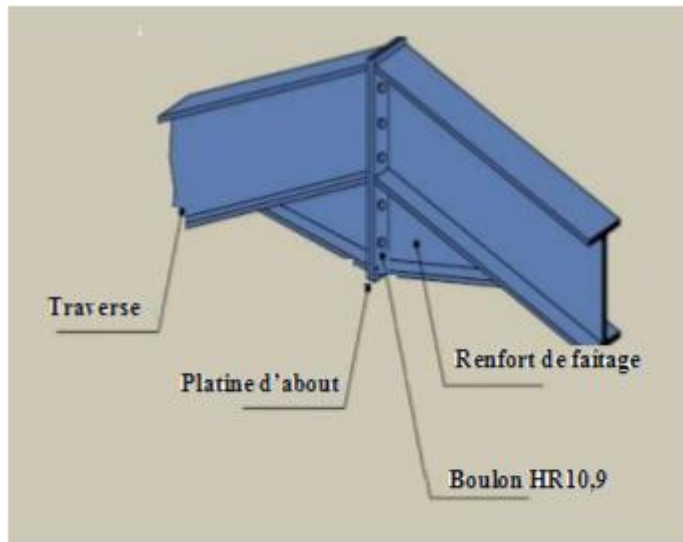


Figure VII-4:assemblage traverse-traverse



Figure VII-5:disposition des boulons

L'assemblage est sollicité par les efforts suivants :

$$M_{ySD} = 45.73 \text{KN.m}$$

$$V_{zSD} = 27.027 \text{KN}$$

Le moment résistant de l'effectif de l'assemblage

$$M_{RD} = \frac{n \cdot F_p \times \sum d_i^2}{d_1} = \frac{2 \times 109.9 \times 422588.05}{425.1} \times 10^{-3} = 218.5 \text{KN.m}$$

$$M_{SD} = 45.73 \text{KN.m} < M_{RD} = 218.5 \text{KN.m} \quad \longrightarrow \quad \text{verifier}$$

**VII.2.1 Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :**

Par boulon :  $V_{SD} / n = 27.027 / 10 = 2.7027 \text{KN}$

Il faut vérifier que  $V_{SD} / n \leq V_{RD} = K_s \cdot m \cdot \mu \cdot F_p / \gamma_{M2}$

$2.7027\text{KN} \leq V_{RD} = 0.3 \times 109.9 / 1.25 = 26.37\text{KN} \longrightarrow$  **vérifiée**

**VII.3 Calcul des bases de Poteau :**

La base du poteau a pour rôle de transmettre aux fondations les efforts développés dans le poteau, elle est constituée d'une platine en acier soudé à la base du poteau , la connexion entre la platine et les fondations est assurée par les tige d'ancrage , cette dernière a pour but d'empêcher le soulèvement , une bêche d'ancrage a été prévu pour reprendre les efforts de cisaillement.

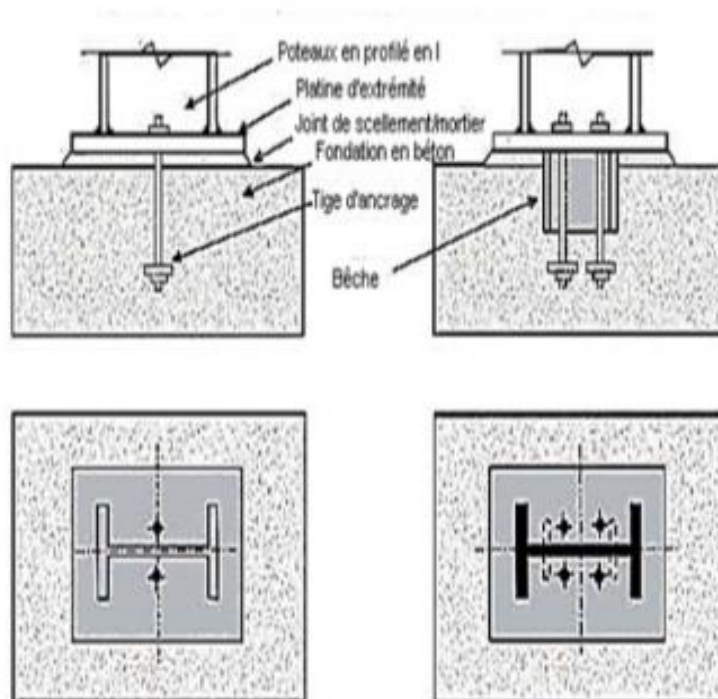


Figure VII-6:base de poteau

La base de poteau est généralement conçue comme une articulation, on peut encastrier un poteau si le sol présente des caractéristiques fiables.

**Les efforts sollicitant :**

Charge axial de compression :  $N_{sd} = 27.65\text{KN}$

Effort tranchant correspondant :  $V_{zSD} = 11.4\text{KN}$

Effort de soulèvement :  $N_{sd} = 26.73\text{KN}$

Effort tranchant correspondant :  $V_{zSD} = 18.24\text{KN}$

**Données de base :**

Plaque d'assise en acier S235

Fondation de béton de classe C25/30  $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$

Résistance du béton a la compression :

$$F_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c \alpha_{cc} = 1.0$$

La résistance de calcul devient :

$$F_{cd} = 16.7 \text{ N/mm}^2$$

**VII.3.1 Résistance de calcul a l'écrasement du matériau de scellement :**

La valeur du matériau de scellement est  $B_j = 2/3$

Les dimensions de la fondation étant inconnues, on prend

$$\alpha = 1.5$$

Résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement :

$$F_{jd} = \alpha \times B_j \times F_{cd} = 16.7 \text{ N/mm}^2$$

**VII.3.2 Estimation de l'aire de la plaque d'assise :**

$$A_{C0} = \frac{1}{b_{fc} h_c} \left\{ \frac{N_{sd}}{f_{cd}} \right\}^2 \quad A_{C0} = \frac{1}{240 \times 120} \times \left\{ \frac{27650}{16.7} \right\}^2 = 95.184 \text{ mm}^2$$

$$A_{C0} = \left\{ \frac{N_{sd}}{f_{cd}} \right\} = \left\{ \frac{27650}{16.7} \right\} = 1655.68 \text{ mm}^2$$

On prend la plus grande valeur qui est :  $1655.68 \text{ mm}^2$

**VII.3.2.1 Choix du type de la plaque d'assise :**

$$A_{C0} = 1655.68 \text{ mm}^2 < 0.95 \times 240 \times 120 = 27360 \text{ mm}^2$$

On opte pour une plaque à projection courte

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

$$b_p = 140 > 120 + 2 \times 9.8 = 139.6 \text{ mm}$$

$$h_p = 260 > 240 + 2 \times 9.8 = 259.6 \text{ mm}$$

**Remarque :**

on opte pour  $h_p = 420 \text{ mm}$  car on va ajouter des raidisseur entre la platine et les semelle des poteaux

**VII.3.2.2 Calcul de la largeur d'appuis additionnelle c :**

$$c = t \left( \frac{f_{yp}}{3 \gamma_{M0} f_{jd}} \right)^{0.5} = 12 \left( \frac{235}{3 \times 16.7 \times 1.1} \right)^{0.5} = 25 \text{ mm}$$

Remarque :

Nous sommes dans le cas d'assemblages articulés

**VII.3.2.3 Calcul de la section efficace  $A_{eff}$  :**

$$A_{eff} = 2(b_{fc} + 2\beta_c)(c + \beta_c + t_{fc}) + (h_c - 2c - 2t_{fc})(2c + t_{wc})$$

$$A_{eff} = 2(120 + 2 \times 10)(25 + 12 + 9.8) + (240 - 2 \times 25 - 2 \times 9.8)(2 \times 25 + 6.2) = 22680.48 \text{ mm}^2$$

**VII.3.3 Calcul de la résistance à l'effort axial  $N_{sd}$  :**

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

Avec :

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

$$N_{Rd} = 22680.48 \times 16.7 \times 10^{-3} = 378.76 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 27.65 \text{ KN} < N_{Rd} = 378.76 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{vérifiée}$$

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

**Calcul du moment résistant  $M_{RD}$  :**

$$M_{RD} = \frac{f_y t^2}{6 \gamma_{M0}} = \frac{235 \times 12^2}{6 \times 1.1} \times 10^{-3} = 5.12 \text{ N.m}$$

**Calcul du moment de flexion  $M_{SD}$  :**

$$M_{SD} = \frac{c^2 / 2 \times N_{sd}}{A_{eff}} = \frac{(25^2 / 2) \times 27.65}{22680.48} = 0.381 \text{ N.m}$$

$$M_{SD} = 0.381 \text{ N.m} < M_{RD} = 5.12 \text{ N.m} \quad \longrightarrow \quad \text{vérifiée}$$

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

$$V_{SD} < F_{VRd}$$

Avec :

$$F_{VRd} = F_{jRd} = C_{fd} \times N_{SD} = 0.2 \times 27.65 = 5.53 \text{ KN}$$

$C_{fd}$ : coefficient de frottement entre la plaque d'assise et couche de scellement ; une valeur de 0.2 est spécifiée pour le mortier de calage de ciment de sable.

$$V_{SD} = 11.4 \text{ KN} > F_{VRd} = 5.53 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{non vérifiée}$$

**Remarque :**

La résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise n'est pas vérifiée, les tiges d'encrages et la bêche vont donc reprendre l'effort de cisaillement.

**VII.3.4 Les tiges d'encrage :**

Les tiges d'encrages doivent être mises en place afin de résister aux efforts de traction et les moments de flexion.

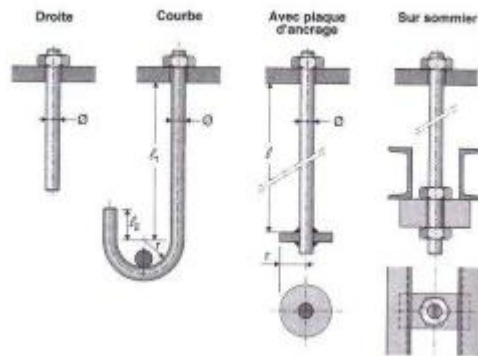


Figure VII-7:Types de tige d'ancrage

Soit deux tiges d'encrages M20 de classe 4.6 de forme courbe

$$A_s = 245 \text{ mm}^2$$

$$f_{ub} = 400 \text{ N / mm}^2$$

$$f_{yb} = 240 \text{ N / mm}^2$$

**VII.3.4.1 Résistance des tiges d'encrages au cisaillement :**

La condition suivante doit être satisfaite :

$$V_{SD} < F_{VRd}$$

$$F_{VRd} = F_{jRD} + n_b \cdot F_{vb.Rd}$$

$$F_{jRD} = 0.2 N_{SD} = 0.2 \times 27.65 = 5.53 \text{ KN}$$

$$F_{vb.Rd} = \frac{A_s \alpha_{cb} f_{ub}}{\gamma_{M2}} = \frac{0.368 \times 245 \times 400}{1.25} \times 10^{-3} = 29 \text{ KN}$$

Avec:  $\alpha_{cb} = 0.44 - 0.0003 \cdot f_{yb} = 0.368$

$n_b$  : nombre de tige dans l'assemblage

$$F_{VRd} = 5.53 + 2 \times 29 = 64 \text{ KN}$$

$$V_{SD} = 11.4 \text{ KN} < F_{VRd} = 64 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{vérifiée}$$

**VII.3.5 Dimensionnement des bèches de cisaillement :**

Pour plus de sécurité on prévoit des bèches de cisaillement pour soulager les tiges d'encrages comme dans le cas de grands efforts de cisaillement comme les séismes

On choisit une bêche ayant des dimensions satisfaisant les conditions suivantes :

Profondeur efficace :  $60 \text{ mm} \leq L_{\text{eff}} (\text{bêche}) \leq 1.5 h_{\text{bêche}}$

Hauteur de la bêche :  $h_{\text{bêche}} \leq 0.4 h_c$

Elongement maximal des ailes :  $b_{\text{bêche}} / t_{\text{bêche}} \leq 20$

On opte pour un IPE100 :

Une bêche en IPE100 en acier S275 est retenue

La profondeur totale : 150 mm

La longueur efficace :  $L_{\text{eff}} = 150 - 30 = 120 \text{ mm}$

L'épaisseur du scellement est de 30mm

**VII.3.6 Résistance des tiges d'encrage a l'effort de soulèvement :**

Dans le cas où l'effort  $N_{sd}$  en pied de poteau est un effort de soulèvement, les tiges d'encrage doivent transmettre cet effort ainsi que l'effort tranchant  $V_{sd}$  a la fondation.

**VII.3.7 Vérification de la tige d'encrage a la résistance :**

Sous la combinaison :G+1.5V

$$N_{SD} = 26.73 \text{ KN}$$

$$V_{SD} = 18.24 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que :

$$\frac{V_{SD}}{F_{vRD}} + \frac{N_{SD}}{N_{tRD}} \leq 1.0$$

$$N_{tRD} = \frac{0.9 \times f_{ub} A_S}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \times 400 \times 245}{1.25} = 70.56 \text{ KN}$$

$$\frac{18.24}{29} + \frac{26.73}{70.56} = 0.503 < 1.0 \quad \longrightarrow \quad \text{vérifiée}$$

**VII.3.8 Vérification de la tige d'ancrage à l'adhérence :**

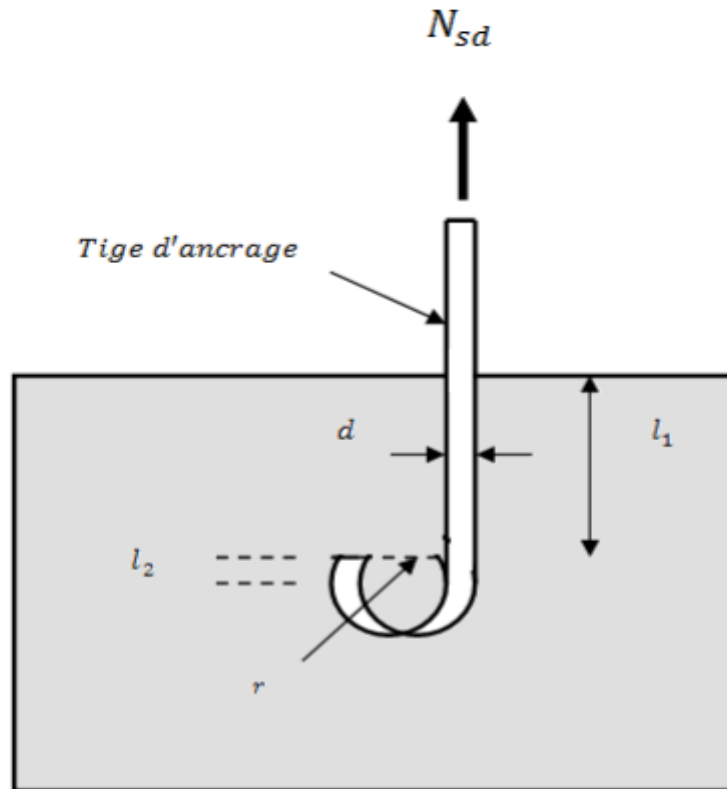


Figure VII-8: tige d'ancrage

Pour un boulon d'ancrage :

$$N_{SD} / 2 \leq F_{anc.RD}$$

La résistance d'ancrage en traction d'une tige d'ancrage est :

$$F_{anc.RD} = \pi \cdot d \cdot f_{bd} ( l_1 + 6.4r + 3.5l_2 )$$

Les valeurs courantes sont données comme suit :

$$r = 3d \quad l_2 = 2d \quad l_1 = 20d$$

$$r = 3 \times 20 = 60 \text{ mm}$$

$$l_1 = 20 \times 20 = 400 \text{ mm}$$

$$l_2 = 2 \times 20 = 40 \text{ mm}$$

La longueur totale de la tige :

$$l_b = l_1 + 6.4r + 3.5l_2 = 400 + 6.4 \times 60 + 3.5 \times 40 = 924 \text{ mm}$$

La longueur totale de la tige requise est :

$$l_{b.rdq} = 0.144d \frac{f_{ub}}{f_{bd}}$$

Calcul de la contrainte d'adhérence :

$$f_{bd} = \frac{0.36\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = \frac{0.36\sqrt{25}}{1.5} = 1.2\text{N/mm}^2$$

La longueur totale est de :

$$l_{b.rdq} = 0.144 \times 20 \times \frac{400}{1.2} = 960\text{mm}$$

La résistance d'ancrage en traction d'une tige d'ancrage est :

$$F_{anc.RD} = \pi \cdot d \cdot f_{bd} \times l_{b.rdq} = \pi \times 20 \times 960 \times 1.2 = 72.4\text{KN}$$

$$N_{SD} / 2 = 26.73/2 = 13.36\text{KN} \leq F_{anc.RD} = 72.4\text{KN} \quad \longrightarrow \quad \text{vérifiée}$$

### VII.3.9 Conclusion:

Les bases des Poteaux tel que conçue résistent a tous les efforts qui leur sont appliqué

## CHAPITRE VIII

# Etude des fondations

## VIII. Etudes des fondations

### VIII.1 Introduction :

Les fondations représentent la partie de l'ouvrage en contact avec le sol, ces dernières doivent transmettre tous les efforts de la structure au sol sans dépasser les paramètres indiqués sur le rapport géotechnique.

### VIII.2 Charges à considérer :

#### Valeur des efforts en tenant compte du poids propre des matériaux :

A L'ELU :

$$N_{sd} = 30.15 \text{KN}$$

Selon le rapport géotechnique la contrainte de notre sol est de :

$$\overline{\sigma}_{sol} = 0.07 \text{ Mpa à L'ELU}$$

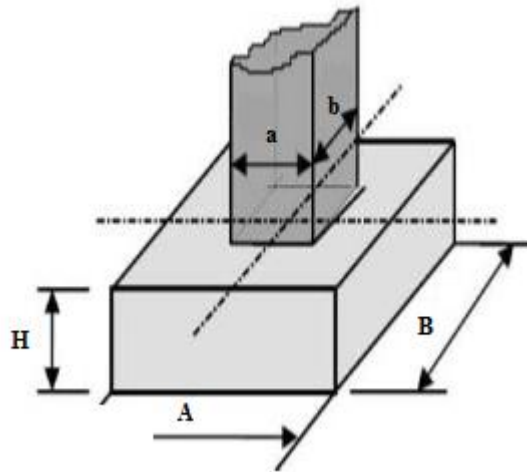


Figure VIII-1: semelle d'un poteau

Dimension de la semelle :

$$A=B= 1.30\text{m}$$

$$A=b= 0.60\text{m}$$

$$H= 0.4\text{m}$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A \times B} = 18.84 \text{ KN/m}^2 < \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 70 \text{ KN/m}^2 \quad \text{vérifiée}$$

En prenant une semelle de 1.3m de longueur et de largeur et de hauteur 0.4m le poids propre vaut :

$$P_p = 0.4 \times 1.3^2 \times 25 = 16.9 \text{ KN} = 0.0169 \text{ MN}$$

$$N_{sd} = 0.0169 + 0.03015 = 0.047 \text{ MN}$$

### VIII.3 Détermination des armatures :

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \quad \text{et HA fe 400} \quad : \quad l_s / \emptyset = 35.3$$

On a  $l_s > \frac{B}{4}$  : toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comporter des encrages courbe.

$$\emptyset \leq \frac{B}{4 \times 35.3} = \frac{1300}{4 \times 35.3} = 9.2 \text{ cm}^2 \quad (\text{on opte pour des barres HA12})$$

$$\text{On choisit } d_b = 40 \text{ cm} - 3 \text{ cm} - 0.6 \text{ cm} = 36.4 \text{ cm} = 0.364 \text{ m}$$

$$A = \frac{P_u \times (1.3 - 0.6)}{8 \times d_b \times 348} = \frac{0.047 \times 10^4 \times 0.7}{8 \times 0.364 \times 348} = 0.32 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_s = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 60 \times 60 \times \frac{2.1}{400} = 20.4 \text{ cm}^2$$

On opte pour une nappe de 18 barres HA12 avec un espacement de 15cm (9 barres longitudinal et 9 barres transversal)

### VIII.4 Calcul des longrines :

Les longrines ont pour rôle la solidarisation des fondations de l'ouvrage, elles doivent être calculées pour résister à la traction sous une force égale a :

$$F = \frac{N}{\alpha} < 20 \text{ KN}$$

Avec:

$$N: \text{effort normal maximal } N = 30.15 \text{ KN}$$

$\alpha$  : Coefficient fonction de la zone sismique = 15

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{30.15}{15} = 2.01 \text{ KN} < 20 \text{ KN} \quad \text{non vérifiée}$$

### VIII.5 Armature longitudinal en traction simple :

$$A_S = \frac{F}{\sigma_S} = \frac{2.01}{348 \times 10^3} \times 10^4 = 0.05 \text{cm}^2$$

**VIII.6 Condition de non fragilité :**

$$A_S = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 25 \times 35 \times \frac{2.1}{400} = 1.05 \text{cm}^2$$

**VIII.7 Ferrailage minimum selon le RPA :**

$$A_{Smin} = 0.006 \times 25 \times 30 = 4.5 \text{cm}^2$$

Donc :

On opte pour 3HA14 comme armature longitudinal des longrines.

Armatures transversal :

$$A_{tmin} \geq \frac{0.4 \times b \times s_t}{f_e} = 0.375 \text{cm}^2$$

$S_t$  : Espacement entre les cadres pris égal à 15cm.

On va prendre HA8 comme cadre pour longrines avec un espacement de 15cm.

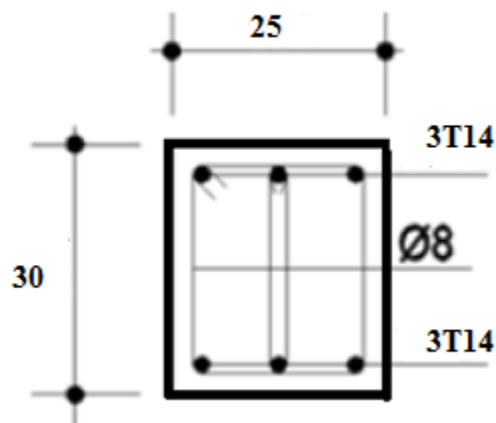


Figure VIII-2: ferrailage des longrines

**Remarque :**

Le RPA exige de calculer les longrines comme des éléments travaillant en traction, a cette effet il faut mettre un appui (des plots) a mi- portée de la longrine.

## CONCLUSION

Ce travail nous a permis d'approfondir nos connaissances théoriques acquises le long de nos années de formation, il nous a aussi permis de mettre en pratique ces connaissances notamment en calculant ce cas de structure métallique.

De plus cette expérience nous a permis de nous familiariser avec les différentes normes et règlements régissant le domaine de la construction métallique tel que l'Eurocodes3, le RNV99(version2013), leRPA99.

Aussi, il faut mentionner que beaucoup reste à faire pour enrichir mes connaissances dans ce domaine, et que seul un travail acharné et une volonté continue pourront m'aider à réaliser mes objectifs.

En dernier, ce travail m'a permis de mettre en œuvre mes modestes connaissances du génie civil, et de les élargir, chose qui m'aidera dans ma vie professionnelle.

## **BIBLIOGRAPHIE**

Charges permanentes et charges d'exploitation « D.T.R-B.C-2.2 ».

Règles neige et vent « RNV99, D.T.R-B.C-2.47 ».

Règles de calcul des structures en acier « EC3. ENV 1993-1-1 Eurocode 3 ».

Règles parasismiques algériennes « RPA99 / version 2003, D.T.R.-B.C-2.48 ».

Lahlou Dahmani « Calcul des éléments résistants d'une construction métallique ».

Béton armée aux états limites « BAEL 91 / Version 99 ».

Règles de calcul des fondations superficielles « D.T.R-B.C-13.12 ».