



Université de Ghardaïa

N° d'ordre :
N° de série :

Faculté des Sciences et Technologies
Département d'automatique et électromécanique

Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme de

MASTER

Domaine : *Sciences et Technologies*

Filière : Génie civil

Spécialité : *STRUCTURE*

Réalisé par : DINE ABDELGHANI
BENDARA ISMAIL

Thème

**ETUDE D'ENTREPOT FRIGORIFIQUE DE STOCKAGE
ET DISTRBUTION A METLILI**

Membres de jury :

ZERZOUR	M.A.A.	Université de Ghardaïa	Examineur
SALHI	M.A.A.	Université de Ghardaïa	Examineur
NESSIL Hamid	M.A.A.	Université de Ghardaïa	Encadreur

Remerciements

Ce modeste travail est le résultat de plusieurs années de travail et d'étude pour cela nous remercions :

- Dieu tout puissant de nous avoir donné cette opportunité et de nous avoir aidé à arriver jusqu'au bout.

- Tous les enseignants de Université de Ghardaïa , qui nous ont guidées le long de notre formation en particulier :

- Mr. NESSIL A. pour son suivi et ces conseils.

- Nos remerciements s'adressent aussi aux membres de jury qui ont accepté de juger notre modeste travail.

- Nos très chères familles pour leur soutien moral et physique.

- Toute personne qui nous a aidées pour la réalisation de ce travail.

Dédicaces

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

La mémoire de mon père Ma très chère mère.

Ma petite Famille

Mes frères et sœurs

Ainsi tous mes enseignants et

amis étudiants de la 2ème

promotion du Master II en

génie civil

A l'université du GHARDAIA

Dine Abdelghani

Dédicaces

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

La mémoire de mon père Ma très chère mère.

Mes frères et sœurs

Ainsi tous mes enseignants et

amis étudiants de Cette

promotion du Master II en

génie civil

De l'université de GHARDAIA

BENDARA Ismail

Résumé

Notre projet de fin d'études consiste à faire une étude et dimensionnement d'un entrepôt frigorifique de stockage et distribution en charpente métallique situé à la commune de Metlili Wilaya de « GHARDAIA ». Il est constitué de plusieurs portiques, stabilisés par des contreventements, et couvert par une toiture à deux versants symétriques.

Ce projet est élaboré en plusieurs étapes ; la première consiste à l'évaluation des charges et surcharges ainsi que les effets des actions climatiques (vent et sable) selon le règlement Algérien « RNV 99 V2013 ». Ensuite le dimensionnement et la vérification des différents éléments secondaires et porteurs ainsi que les assemblages ont été effectuées conformément à la réglementation en vigueur Eurocode 3. Enfin l'étude des fondations a été faite selon le règlement « BAEL 91 », et le logiciel « ROBOT structural analysais 2020 » a été utilisé comme logiciel de calcul. on a terminé par une conclusion.

Mots clés: Entrepôt Frigorifique -Charpente métallique – Contreventement – Dimensionnement vérifications - Assemblage.

Abstract

Our project of end of studies is to study and design a Warehouse for storing that consists of a metal frame located in the commune of METLILI, Wilaya of « GHARDAIA ».

it is composed of several frames, stabilized by bracing, and covered by a roof with two symmetrical slopes . The work is developed through several stages ; first of all, the assessment of loadings as climate effects (sand and wind) under the Algerian climatic rules « RNV 99 V2013 », Then the dimensioning and the verification of the different secondary and main elements as well as the connections were carried out according to Eurocode .Finally,thefoundations are dimensioned according to the code « BAEL 91 ». For the structural analysis, the used software is « ROBOT ». The work ends with a conclusion. **Keywords:** Warehouse– Metal frame – Dimensioning –verification – Assembly.

ملخص

هذا المشروع يعمد إلى دراسة وتصميم مستودع للتخزين و التوزيع بتكون من الهياكل المعدنية ببلدية متليلي ,ولاية غرداية. و يتضمن عدة حوامل مدّعة بأنظمة التثبيت يعلوها غطاء مشكل من جانبيين منحدرين متناظرين .

حيث تمت دراسة هذا المشروع مرورا بعدة مراحل تتمثل أولاها في تقييم الأثقال بما فيها الزائدة وكذلك آثار المناخ (الرياح و الرمال) و هذا بموجب التنظيم الجزائري « RNV 99 » نسخة 2013 ثم تصميم عناصر المبنى الأساسية منها و الثانوية وبعد ذلك حساب الوصلات و التجميعات بتطابق مع «النظام الأوروبي 03»، وخطوة نهائية تمت دراسة البنية التحتية وفقا لقواعد « BAEL 91 » وبالنسبة للبرامج اعتمدنا على « ROBOT structural analysis 2020 » ثم ختمت الدراسة بخلاصة.

الكلمات المفتاحية : مستودع للتخزين و التوزيع – الهياكل المعدنية – أنظمة التثبيت – تصميم – التجميعات – الوصلات

CHAPITRE I:	1
<i>Presentation de l'ouvrage</i>	1
I. Présentation de l'ouvrage	2
I.1 INTRODUCTION	2
I.2 Situation du projet:.....	2
I.3 Caractéristiques et données du projet.....	2
I.3.1 Géométrie de l'ouvrage :.....	2
I.3.2 Structure de l'ouvrage :.....	3
I.3.3 La toiture :.....	3
I.3.4 Les façades :.....	4
 CHAPITRE II	6
<i>ACTIONS CLIMATIQUES</i>	6
ACTIONS CLIMATIQUES	7
INTRODUCTION	7
II.1.1 - Détermination des différents paramètres et coefficients de calcul :.....	8
a) Catégorie du terrain.....	8
b) Coefficient de topographie CT.....	9
c) Calcul du coefficient dynamique Cd.....	9
II.1.2 Détermination de la pression aérodynamique $W(z)$:.....	9
II.1.3 Calcul de la pression dynamique de pointe $qpZe$:	9
a) Hauteur de référence Ze :	10
b) Coefficient d'exposition Ce	10
<i>Tableau II.2 : Les valeurs du Coefficient d'exposition Ce en fonction de Z.</i>	10
<i>Tableau II.3 : Les valeurs de pression dynamique de pointe $qpZe$</i>	11
II.1.4 Détermination des coefficients de pression extérieure Cpe :.....	11
.1.2.5.1 Cas de vent perpendiculaire au pignon (sens $V1$) :	11
a) Calcul de Cpe pour les parois verticales : D'après la figure 5.1 du RNVA 2013, on divise les parois comme suit :.....	11
Calcul de Cpe pour la toiture :	12
.1.2.5.2 Cas de vent perpendiculaire au long pan (sens $V2$) :.....	14
a) Calcul de Cpe pour les parois verticales :	14
b) Calcul de Cpe pour la toiture :.....	15

II.1.5 Détermination des coefficients de pression intérieure C_{pi} :	17
II.1.2.4.1 Cas de vent perpendiculaire au pignon (sens V1).....	18
II.1.2.4.2 Cas de vent perpendiculaire au long pan (sens V2).	19
.1.2.5 Calcul de la pression aérodynamique	19
.1.2.5 Vent perpendiculaire au pignon (sens V1) :.....	19
a) Parois verticales	19
b) Toiture :.....	20
.1.2.5.2 Vent perpendiculaire au long-pan (sens V2) :	20
a) Parois verticales	20
a) Toiture :.....	21
II.2 ACTION D'ENSEMBLE :	21
II.2.1 Cas du vent perpendiculaire au pignon (V1):.....	22
II.2.2 Cas du vent perpendiculaire au long pan (V2) :.....	25
II -3 CHARGE DE SABLE DANS LA ZONE D	29
Chapitre III :	30
<i>Calcul des Eléments Secondaires</i>	30
<i>Présentation de l'ouvrage</i>	30
Calcul des Eléments Secondaires	31
III -1 Pannes de toiture :	31
III -1.1 Dimensionnement préliminaire des pannes :	31
III -1.2 Évaluation des charges et surcharges :.....	32
III-1.3 Combinaisons de Charges :.....	34
III-1.4 Pré dimensionnement :.....	34
III-1.5 dimensionnement final des pannes :	35
III-1.6 Vérification de la résistance des pannes :	37
III-2 Lisses de Bardages	41
III-2-1-1 Lisses de Bardage en Long Pan.....	42
III-2-1-2 Évaluation des Charges :(Long Pan)	42
III.2.1.2 Combinaisons de Charges :	42
III.2.1.3 Pré Dimensionnement :	42
III-2-1-4 Vérification de la Résistance de la Section à « ELU » :.....	44
III.2.1.5 Vérification au Déversement :.....	45

III-2-1-3 Lisses de Bardage en Pignon :	46
III-2-1-4 Évaluation des Charges : (Pignon)	46
III.2.1.4 Combinaisons de Charges :	46
III.2.1.5 Pré Dimensionnement :	47
III-2-1-4 Vérification de la Résistance de la Section à « ELU » :	48
III.2.1.5 Vérification au Déversement :	49
III-3 Les Potelets :	51
III-3-1 Dimensionnement des Potelets :	51
III-3-2 Détermination de la Section du Potelet (Calcul à L'ELS) :	51
III-3-3 Évaluation des Charges	52
III-3-4 Vérification à la Flexion Composée	52
Conclusion	57
 CHAPITRE IV	 57
<i>ACTIONS CLIMATIQUES</i>	57
VERIFICATION DES ELEMENTS	58
INTRODUCTION :	58
<i>VI.1 Les pannes : IPE 140</i>	58
<i>VI.2 Lisses de Bardage en Long Pan: UAP150</i>	59
<i>VI.3 Lisses de Bardage en Pignon : UAP 100</i>	60
<i>Les potelets : HEA 240.</i>	62
<i>VI.4 Contreventement CAE 60x8</i>	63
 CHAPITRE V :	 64
<i>CALCUL DES ASSEMBLAGES</i>	64
ASSEMBLAGES : Poutre - poutre	65
Général	65
Géométrie	65
Gauche	65
Poutre	65
Droite	66
Poutre	66
Boulons	66
Platine	66

Jarret inférieur.....	67
Soudures d'angle	67
Coefficients de matériau	67
Efforts	67
Résultats.....	67
Résistances de la poutre.....	67
Paramètres géométriques de l'assemblage	69
Résistance de l'assemblage à la flexion	69
Résistance des soudures.....	72
Rigidité de l'assemblage	72
Composant le plus faible:	73
Remarques	73
ASSEMBLAGES :Angle de portique	74
Général.....	74
Géométrie	74
Poteau	74
Poutre.....	75
Boulons.....	75
Platine	75
Jarret inférieur.....	76
Raidisseur poteau.....	76
Soudures d'angle	76
Coefficients de matériau	76
Efforts	76
Résultats.....	77
Résistances de la poutre.....	77
Résistances du poteau	78
Paramètres géométriques de l'assemblage	80
Résistance de l'assemblage à la flexion	81
Résistance des soudures.....	84
Rigidité de l'assemblage	84
Composant le plus faible:	86
Remarques	86

ASSEMBLAGES :Pied de poteau encastré.....	86
Général.....	86
Géométrie	86
Poteau	86
Platine de prescellement	87
Ancrage.....	87
Bêche	88
Coefficients de matériau	88
Semelle isolée	88
Soudures	88
Efforts	88
Résultats.....	89
Zone comprimée	89
Zone tendue	90
Contrôle de la résistance de l'assemblage.....	94
Cisaillement	94
Soudures entre le poteau et la plaque d'assise	97
Rigidité de l'assemblage	97
Composant le plus faible:	98
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	96
ANNEXE 1	97
ANNEXE2	98
ANNEXE3	99
ANNEXE4.....	100
ANNEXE5.....	101
ANNEXE 7 :.....	103

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I

Figure I.1 : Vue d'ensemble du projet.

Figure I.2 : Panneau sandwichs.

Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier (essai de traction).

CHAPITRE II

Figure II.1 : Les directions principales du vent.

Figure II.2: Les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone des parois verticales sens V2

Figure II.3 : coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominante

Figure II.4 : stabilité longitudinale

Figure II.5 : stabilité transversale.

CHAPITRE III

Figure III-1 : Disposition des pannes de toiture sur les versants

Figure III-2 : Schéma statique de panne sous charge uniformément répartie

Figure III-3 : Schéma statique des surcharges d'entretien P sur les pannes

Figure III-4 Schéma statique de la surcharge du vent W sur les pannes de toitures

Figure III-5 charge uniformément répartie sur une panne isostatique au plan Z-Z

Figure III-6 charge uniformément répartie sur une panne isostatique au plan Y-Y

Figure III-7 disposition de l'échantignolle

Figure III-8 : Disposition des lisses sur le poteau

Figure III-9 : La flèche maximale suivant l'axe zz'

Figure III-10 : Disposition de la lisse sur le poteau

Figure III-11 : La flèche maximale suivant l'axe zz'

Figure III-12 : Disposition de lisses avec suspentes

Figure III-13 : Section composée de la lisse haute

Figure III-14 disposition des potelets

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE II

Tableau II.1 : Paramètres de la catégorie de terrain 0.

Tableau II.2 : Les valeurs du Coefficient d'exposition C_e en fonction de Z .

Tableau II.3 : Les valeurs de pression dynamique de pointe $q_{dyn}(z_e)$.

Tableau II.4 : Les surfaces des zones chargées pour les parois verticales (S en m^2).

Tableau II.5 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone des parois verticales, sens $V1$.

Tableau II.7 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone de toiture, cas de vent dans le sens $V1$.

Tableau II.8 : Les surfaces des zones chargées pour les parois verticales cas de vent dans le sens $V2$.

Tableau II.9 : Les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone des parois verticales sens $V2$.

Tableau II.10 : les surfaces des zones chargées pour la toiture, cas de vent dans le sens $V2$

Tableau II.11 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone de toiture, vent dans le sens $V2$.

Tableau II.12 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent sens $V1$.

Tableau II.13 : valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens $V1$.

Tableau II.14 : valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens $V2$.

Tableau II.15 : valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens $V2$.

Tableau II.16: les résultats de calcul de la pression extérieure W_e , correspondant à chaque zone.

Tableau II.17 : les résultats de calcul de la force extérieure F_{we} , correspondant à chaque zone.

Tableau II.18 : Les résultats de calcul de la pression intérieure W_i , correspondant à chaque zone.

Tableau II.19 : les résultats de calcul de la force intérieure F_{wi} , correspondant à chaque zone.

Tableau II.20 : La force F_w résultante, cas V1.

Tableau II.21: les résultats de calcul de la pression extérieure W_e , correspondant à chaque zone.

Tableau II.22 : Les résultats de calcul de la force extérieure F_{we} , correspondant à chaque zone.

Tableau II.23 : Les résultats de calcul de la pression intérieure W_i , correspondant à chaque zone.

Tableau II.24 : Les résultats de calcul de la force intérieure F_{wi} , correspondant à chaque zone.

Tableau II.25 : La force F_w résultante, cas V2.

CHAPITRE III

Tableau III-1 Caractéristiques géométriques de l'IPE 120

Tableau III-2 Caractéristiques géométriques de l'IPE 180

Tableau III-3 : Caractéristiques du profilé UAP 150

Tableau III-3 : Caractéristiques du profilé UAP 100.

Tableau III-5 : Coefficients de flambement correspondant à la section HEA 240

CHAPITRE I:
Presentation de l'ouvrage

I. Présentation de l'ouvrage

I.1. INTRODUCTION

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier et dimensionner d'un ENTREPOT FRIGORIFIQUE en charpente métallique composé d'un grand espace pour le stockage et distribution de forme rectangulaire avec toiture à deux versants, couvrant une surface de 864 m² destiné pour le stockage.

Cet entrepôt se compose de 4 accès pour les portails sur le pignon.

I.2 Situation du projet:

L'ouvrage est situé à la commune de METLILI, Wilaya de «GHARDAIA». la structure est d'une surface de 2506,82 m², et fait 85,85m de longueur, et 53,02 m de largeur avec un espacement entre portiques de 5.05 m, ce qui fait le total de dix-huit (18) portiques, et classé selon le RPA 99 version 2003 comme zone 0 de négligeable sismicité.

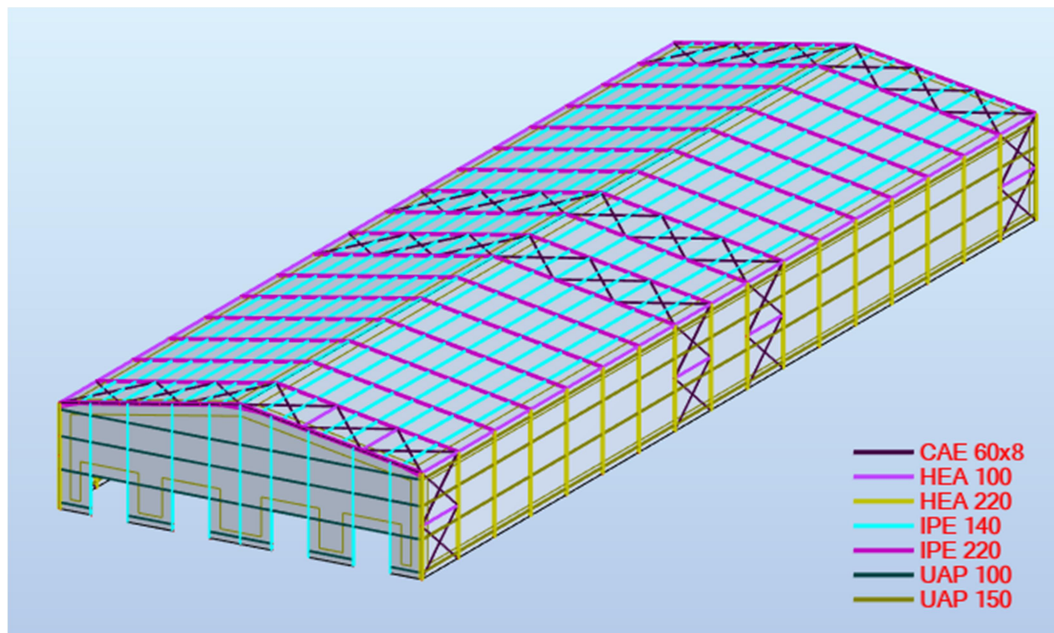


Figure I.1 : Vue d'ensemble du projet

I.3 Caractéristiques et données du projet

I.2.1 Géométrie de l'ouvrage :

- Longueur totale = 85.85m.
- Largeur totale = 29.20m.
- Hauteur totale = 10.50m.
- Hauteur des poteaux = 8m.
- Hauteur de la toiture = 2.50m
- Pente de la toiture = 17% (9.71°)

I.2.2 Structure de l'ouvrage :

L'ouvrage contient neuf portiques à deux travées. Ces portiques assurent la stabilité transversale de l'ossature. La stabilité longitudinale est assurée par des Palées de stabilités (des contreventements verticaux), poutre sablière et poutre au vent.

I.2.3 La toiture :

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

La toiture de notre projet est constituée de plusieurs éléments:

- poutres principales.
- poutres secondaires Panne.
- Panneaux en tôle nervurée (panneaux sandwich TN 40).

Les panneaux sandwich nous offrent plusieurs avantages, on citera :

- Le par vapeur.
- L'isolation et l'étanchéité.
- Une bonne capacité portante.
- Un gain de temps appréciable au montage.

Toutefois, ils présentent un point faible qui réside dans l'étanchéité des joints.



Figure I.2 : Panneau sandwich.

I.2.4 Les façades :

Les façades (long pans et pignons) comportent un bardage en panneaux sandwichs fixés sur les lisses.

I.2.5 Matériaux utilisés :**a) Acier :**

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et un faible taux de carbone, qui sont extraits de matières premières naturelles tirées du sous – sol (mines de fer et de carbone). Le carbone n'intervient dans la composition, que pour un très faible pourcentage (généralement inférieur à 1%).

Outre le fer et le Carbone, l'acier peut comporter d'autres éléments qui leur sont associés :

- Soit involontairement : phosphore, soufre...qui sont des impuretés et qui altèrent les propriétés des aciers.
- Ou bien volontairement : ce sont notamment le silicium, le manganèse, le nickel, le chrome, le tungstène, le vanadium, etc. qui ont pour propriété d'améliorer les caractéristiques mécaniques des aciers (résistance à la rupture, dureté, limite d'élasticité, ductilité, résilience, soudabilité, corrosion...etc.).

1. Propriétés de l'acier :

- **Résistance :** Les nuances d'acier courantes et leurs résistances limites sont données par le règlement (Eurocode 03). La nuance choisie pour la réalisation de cet ouvrage est de l'acier S235.
- **Ductilité :** L'acier de construction choisi doit satisfaire les conditions suivantes :
 - Le rapport $f_u / f_y > 1,2$
 - La déformation ultime doit être supérieure à 20 fois la déformation élastique ($\epsilon_u \geq 20 \epsilon_y$).
 - l'allongement relatif ultime à la rupture ϵ_u doit être supérieur ou égal à 15%.

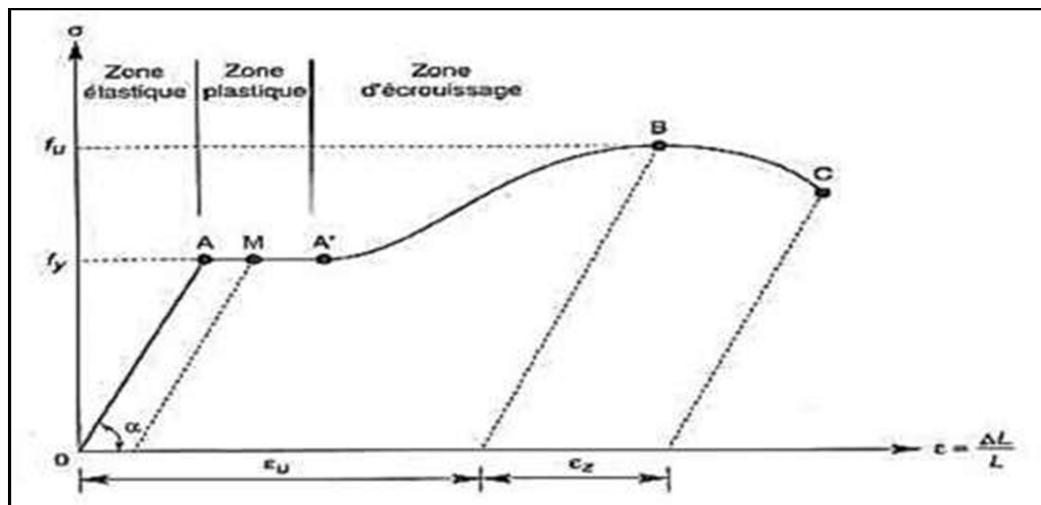


Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier (essai de traction)

2. Propriétés mécaniques de l'acier : (§ 3.2.3 CCM97) :

- Module d'élasticité : $E_a = 210000 \text{ MPa}$
- Module de cisaillement : $G = 8 \times 10^4 \text{ MPa}$
- Le coefficient de poisson : $\nu_a = 0.3$
- Masse volumique : $\rho_a = 7850 \text{ kg/m}^3$
- La résistance à la traction : $f_u = 360 \text{ MPa}$
- La limite d'élasticité : $f_y = 235 \text{ MPa}$
- Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12.10^{-6} / ^\circ\text{C}$

b) Le Béton :

Pour la réalisation des fondations, le béton est un mélange de sable, ciment, gravier et d'eau. Sa composition diffère selon la résistance voulue. Le béton est un matériau économique qui résiste bien à la compression.

Dans notre structure, le béton utilisé pour les fondations, il a les caractéristiques suivantes :

- Masse volumique normale : $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$
- La résistance à la compression : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
- La résistance à la traction : $f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6 = 2.1 \text{ MPa}$

1. Règlements techniques utilisés :

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

- **EUROCODE 3** : Calcul des structures métalliques.
- **DTR.BC.2.2** « Charges permanentes et charges d'exploitations ».
- **DTR.BC.2.44** Règles de conception des Structures en aciers « CCM97 ».
- **DTR. C.2.47** Règlement Neige et Vent « RNV2013 ».
- **BAEL91** : Calcul des Structures en béton.

CHAPITRE II
ACTIONS CLIMATIQUES

ACTIONS CLIMATIQUES

INTRODUCTION

Dans les calculs des constructions on tient compte presque toujours de l'effet du vent qui engendre des efforts non négligeables, et on suppose que la direction d'ensemble moyenne du vent est horizontale, cette étude sera réalisée conformément au Règlement Algérien Neige et Vent (RNV2013)

L'action exercée par le vent sur une des faces d'une paroi est considérée comme normale à cet élément, et elle est en fonction de :

- La vitesse du vent.
- La catégorie de la construction et de ses proportions d'ensemble.
- L'emplacement de l'élément considéré dans la construction et son orientation par rapport aux vents.
- Des dimensions de l'élément considéré.
- La forme de la paroi (plan à la courbe) à laquelle appartient l'élément considéré.

Notre projet est un Entrepôt à deux versants de forme rectangulaire et symétrique. Il a les caractéristiques géométriques suivantes

Les caractéristiques géométriques de l'entrepôt :

- La longueur $l=85.85$ m.
- La largeur $b= 29.20$ m
- La hauteur de la paroi verticale $h= 8$ m
- La hauteur totale $H= 10.5$ m.
- La hauteur de la toiture $h= 2.5$ m
- La pente des deux versants est égale à $\alpha=9.71^\circ$ soit 17%.

Les surfaces :

- Surface d'un pignon $(29.20 \times 8) + (29.20 \times 2.5) / 2 = 270.1 \text{ m}^2$
- Surface d'un long-pan $(85.85 \times 8) = 686.8 \text{ m}^2$
- Surface d'un versant de la toiture $(14.81 \times 85.85) = 1271.44 \text{ m}^2$

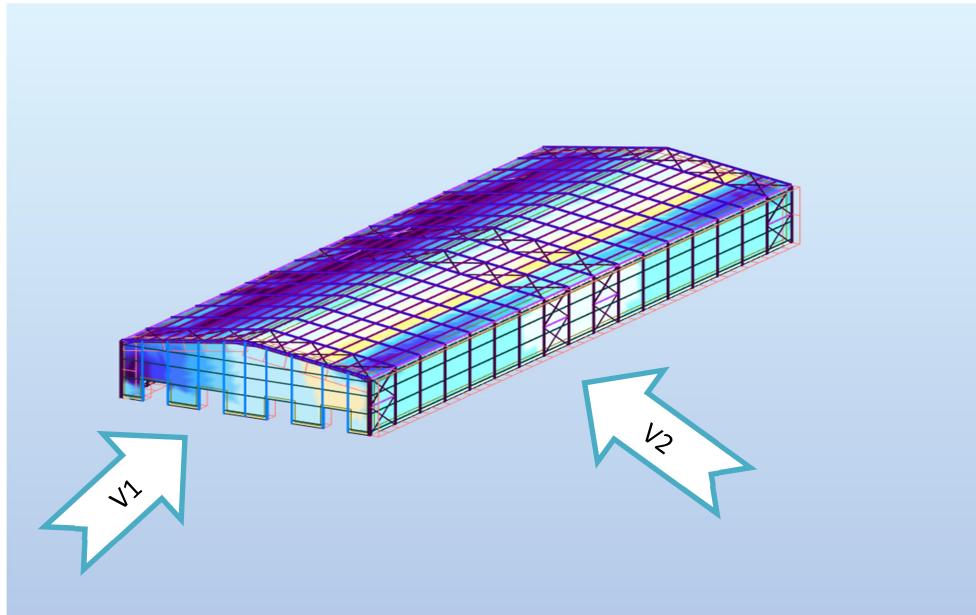


Figure II.1 : Les directions principales du vent.

Les deux directions principales du vent :

- (Sens V1) : le vent perpendiculaire au pignon.
- (Sens V2) : le vent perpendiculaire au long-pan.

II.1.1 - Détermination des différents paramètres et coefficients de calcul :

Effet de la région :

Le projet est situé à la commune de Metlili, et selon le RNV2013 la commune de Metlili est classée en zone **III**, et la pression dynamique de référence est donnée comme suit :

$$q_{\text{ref}} = 500 \text{ N/m}^2 \text{ (Tableau 2.2, chapitre 2 RNVA2013)}$$

a) Catégorie du terrain

Notre structure est implantée dans une Zone suburbaine, classé en catégorie 3 selon le règlement RNV2013

Catégorie de terrain **3** (Zone suburbaine) (Tableau 2.4, chapitre 2 RNV 2013)

Tableau II.1 : Paramètres de la catégorie de terrain 3.

Catégorie de terrain	KT	Z0 (m)	Z min (m)
3	0.215	0.3	5

KT : facteur de terrain

Z0 : paramètre de rugosité

Zmin : hauteur minimale

b) Coefficient de topographie CT

Dans notre cas, on a un site plat, donc le coefficient de topographie CT est égal à:

$$CT=1 \text{ (§ 2.4.5.2, chapitre2 RNV 2013).}$$

c) Calcul du coefficient dynamique Cd

Le coefficient **Cd** tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

Cd est donné en fonction des dimensions de la structure (la hauteur et la largeur), ainsi que du matériau constituant la structure.

La structure du bâtiment étant une structure métallique, dont la hauteur est inférieure à 15m

$$(H = 10.5m).$$

On prend : **Cd = 1** (§ 3.2, chapitre2 RNV 2013).

On a : $Cd < 1,2$

Donc : **la construction est peu sensible aux excitations dynamiques**

II.1.2 Détermination de la pression aérodynamique W(z) :

la pression aérodynamique $W(z)$ agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de la formule suivante

si une face de la paroi est intérieure à la construction, l'autre extérieure :

$$W(Z_j) = q_p(Z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \text{ N/m}^2 \text{ (D'après RNVA 2013 Chap 2, Formule 2.6)}$$

$q_p(Z_e)$: la pression dynamique de pointe calculée à la hauteur (z_e) relative à l'élément de surface C_{pe} : Coefficient de pression extérieur.

C_{pi} : Coefficient de pression intérieur.

II.1.3 Calcul de la pression dynamique de pointe $q_p(Z_e)$:

La pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$, à la hauteur de référence (z_e) est donnée par :

$$q_p(Z_e) = q_{ref} \times C_e(Z_e) N/m^2 \quad (\text{Chapitre 2 RNVA 2013, Formule 2.1})$$

q_{ref} : la pression dynamique de référence donnée par le tableau 2.2 du RNVA 2013.

C_e : coefficient d'exposition au vent.

Z_e : hauteur de référence

a) Hauteur de référence Z_e :

✓ Pour les murs au vent des bâtiments à parois verticales, Z_e est déterminée comme indiqué par la figure 2.1 du RNVA 2013.

Comme notre cas la hauteur des parois $h = 8m$, et la largeur $b = 29.20m \Rightarrow h \leq b$;

$$Z_e = h = 8 m$$

✓ Pour les toitures, et selon RNVA 2013 (Chap 2 article 2.3.2); Z_e est pris égal à la hauteur maximale des bâtiments ;

$$Z_e = H = 10.5 m$$

b) Coefficient d'exposition C_e

Dans notre cas on a un site plat ($C_t = 1$), et un terrain de catégorie 3, Alors les valeurs des coefficients d'expositions C_e sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe pour

Parois verticales: $Z = 5m$ et $Z = 10m$

Toiture $Z = 10m$ et $Z = 15m$ tirées du (tableau 2.3, chapitre 2, RNVA 2013).

$$Y = Y_1 + \left[\left(\frac{x - x_1}{x_2 - x_1} \right) (Y_2 - Y_1) \right] \dots \dots \dots \text{Formule d'interpolation}$$

AN :

$$C_e(8) = 1.276 + \left[\left(\frac{8 - 5}{10 - 5} \right) \times (1.703 - 1.276) \right] = 1.53$$

$$C_e(10.5) = 1.703 + \left[\left(\frac{10 - 5}{15 - 10} \right) \times (1.973 - 1.703) \right] = 1.73$$

Tableau II.2 : Les valeurs du Coefficient d'exposition C_e en fonction de Z .

Niveau	Z(m)	Ce(z)
Parois verticales	8	1.53
Toiture	10.5	1.73

Calcul de la pression dynamique de pointe :

$$q_p(Z_e) = q_{\text{ref}} \times C_e(Z_e) \text{ N/m}^2$$

Tableau II.3 : Les valeurs de pression dynamique de pointe $q_p(Z_e)$

Niveau	$q_{\text{ref}} \text{ N/m}^2$	$C_e(Z_e)$	$q_p(Z_e) \text{ N/m}^2$
Parois verticales ($Z_e= 8\text{m}$)	500	1.53	766
Toiture ($Z_e= 10.5\text{m}$)	500	1.73	865

II.1.4 Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} :

Les coefficients de pression extérieure C_{pe} des constructions à base rectangulaire et de leurs éléments constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée. Ils sont définis pour des surfaces chargées de 1 m^2 et 10 m^2 auxquelles correspondent les coefficients de pression notés respectivement $C_{pe,1}$ et $C_{pe,10}$

C_{pe} s'obtient à partir des formules suivantes :

$$C_{pe} = C_{pe,1} \text{ si : } A \leq 1 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log(A)$$

$$\text{si : } 1 \text{ m}^2 < A < 10 \text{ m}^2 \quad C_{pe} = C_{pe,10} \text{ si : } A \geq 10 \text{ m}^2$$

Où : A (en m^2) désigne la surface chargée de la paroi considérée (RNVA 2013 chap5, article 5.1.1)

.1.2.5.1 Cas de vent perpendiculaire au pignon (sens $V1$) :

a) Calcul de C_{pe} pour les parois verticales : D'après la figure 5.1 du RNVA 2013, on divise les parois comme suit :

Pour le sens $V1$

$$b = 29.20 \text{ m} \quad h = 10.5 \text{ m} \quad d = 85.85 \text{ m}$$

$$e = \min [b ; 2h] \longrightarrow e = \min [29.20 ; 21] \longrightarrow e = 21 \text{ m}$$

$$d > e \quad \frac{e}{5} = 4.2 \quad 4 \frac{e}{5} = 16.8 \quad d - e = 64.85 \text{ m}$$

- Calcul des surfaces pour chaque zone :

Tableau II.4 : Les surfaces des zones chargées pour les parois verticales (A en m²).

Zone	A	B	C	D	E
Surface (en m ²)	4.20 × 8 = 33.6	16.8 × 8 = 134.4	64.85 × 8 = 518.8	(29.20 × 8) + (2.5 × 14.6) = 270.1	E = D = 270.1

On remarque que toutes les surfaces sont supérieures à 10 m²

Donc : $C_{pe} = C_{pe,10}$ pour chaque zone. (Selon RNVA 2013 chap5, article 5.1.1.2).

- Suivant le tableau 5.1 de RNVA 2013 on détermine les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone.

Tableau II.5 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone des parois verticales, sens (V1)

Zone	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Calcul de C_{pe} pour la toiture :

La direction du vent est définie par l'angle θ , et dans notre cas :

- Le vent est perpendiculaire au pignon (sens V1) et parallèle aux génératrices donc ;
 $\theta = 90^\circ$ (Selon RNVA 2013 Chap5, article 5.1.5.1).
- La toiture est à deux versants avec une pente de 17% ce qui nous donne un angle de $\alpha = 9.71^\circ$ (comme la figure 5.4 du RNVA2013).

Pour $\theta=90^\circ$, on va définir les différentes zones de pression F, G, H et I qui sont représentées sur la figure suivante :

$$b = 29.20 \text{ m} \quad h = 10.5 \text{ m} \quad d = 85.85 \text{ m}$$

$$e = \min [b ; 2h] \longrightarrow e = \min [29.20 ; 21] \rightarrow e = 21 \text{ m}$$

$$\frac{e}{4} = 5.25 \text{ m} \quad \frac{e}{10} = 2.1 \text{ m} \quad 2 \frac{e}{5} = 8.4 \text{ m} \quad \frac{e}{2} = 10.5 \text{ m} \quad d - \frac{e}{2} = 75.35 \text{ m}$$

- Calcul des surfaces pour chaque zone :

Tableau II.6 : les surfaces des zones chargées pour la toiture (A en m²).

Zone	F	G	H	I
Surface (en m ²)	5.25 × 2.1 = 11.02	9.35 × 2.1 = 19.63	8.4 × 14.6 = 122.64	75.35 × 14.6 = 1100.11

On remarque que :

- les surfaces des zones de pression **F ,G, H et I** sont supérieures à 10 m² ($\geq 10m^2$).
Donc : $C_{pe} = C_{pe,10}$ pour chaque zone.
- Les valeurs des coefficients d'expositions C_{pe} sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe pour $\alpha = 5^\circ$ et $\alpha = 15^\circ$ tirées du tableau (tableau 5.4, chapitre2, RNVA2013).

$$Y = Y_1 + \left[\left(\frac{x - x_1}{x_2 - x_1} \right) (Y_2 - Y_1) \right] \dots \dots \dots \text{Formule d'interpolation}$$

AN :

$$\text{Zone F : } A = 11.02 \text{ m}^2 \quad A \geq 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,10} = -1.6 + \frac{9.71-5}{15-5} \times (1.6 - 1.3) = -1.458$$

$$\Rightarrow C_{pe} = -1.458$$

$$\text{Zone G : } A = 13.31 \text{ m}^2 \quad A \geq 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,10} = -1.385$$

$$\Rightarrow C_{pe} = -1.385$$

$$\text{Zone H : } A = 122.64 \text{ m}^2 \quad A \geq 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,10} = -0.7 + \frac{9.71-5}{15-5} \times (0.7 - 0.6) = -0.652$$

$$\Rightarrow C_{pe} = -0.652$$

$$\text{Zone I : } A = 1100.11 \text{ m}^2 \quad A \geq 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,10} = -0.6 + \frac{9.71-5}{15-5} \times (0.6 - 0.5) = -0.552$$

$$\Rightarrow C_{pe} = -0.552$$

Les résultats sont donnés comme suit :

Tableau II.7 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone de toiture**Cas de vent dans le sens V1**

Zone	F	G	H	I
C_{pe}	- 1.458	- 1.385	-0.652	- 0.593

.1.2.5.2 Cas de vent perpendiculaire au long pan (sens V2) :**a) Calcul de C_{pe} pour les parois verticales :**

D'après la figure 5.1 de RNVA 2013, on divise les parois comme suit : Pour le sens V2 :

$$b = 85.85 \text{ m} \quad h = 10.5 \text{ m} \quad d = 29.20 \text{ m}$$

$$e = \min [b ; 2h] \quad e = \min [85.85 ; 21] \quad e = 21 \text{ m}$$

$$d > e \quad \frac{e}{4} = 5.25 \text{ m} \quad \frac{e}{5} = 4.2 \text{ m} \quad 4 \frac{e}{5} = 8.4 \text{ m} \quad d - e = 75.35 \text{ m}$$

Calcul des surfaces pour chaque zone :

Tableau II.8 : Les surfaces des zones chargées pour les parois verticales cas de vent dans le sens V2.

Zone	A	B	C	D	E
Surface (en m ²)	4.20 × 8 = 33.6	16.8 × 8 = 134.4	12.4 × 8 = 99.2	85.85 × 8 = 686.8	E = D = 686.8

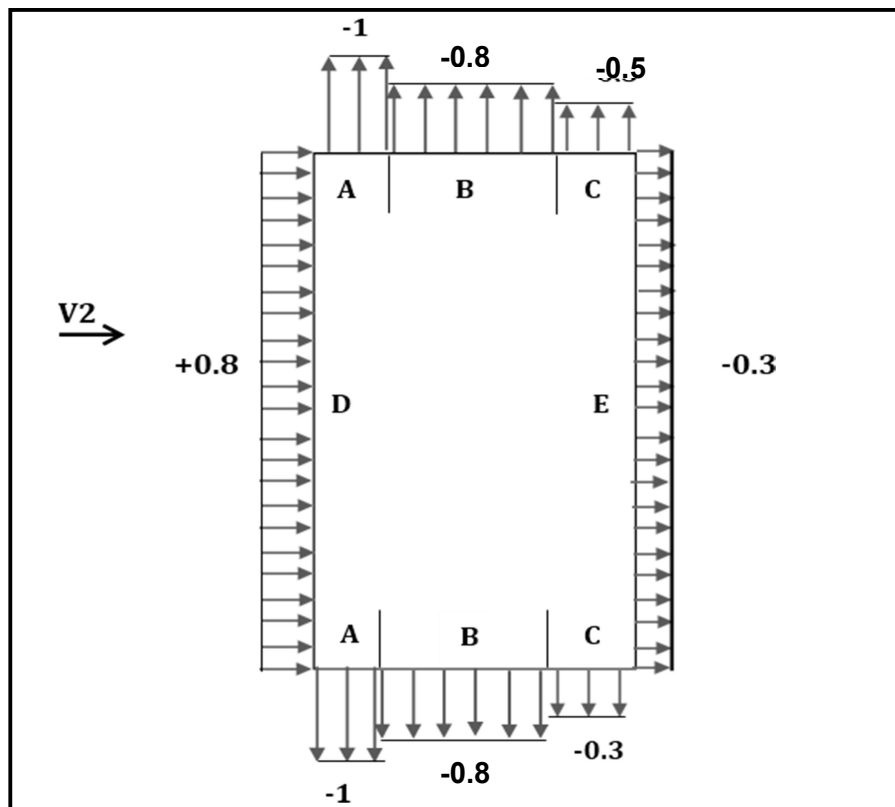
On remarque, que toutes les surfaces sont supérieures à 10m².

Donc $C_{pe} = C_{pe,10}$ pour chaque zone.

Suivant le tableau 5.1 du RNVA 2013, on va déterminer les valeurs de C_{pe} correspondant :

Tableau II.9 : Les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone des parois verticales sens $V2$

Zone	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

**Figure II.2** : Les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone des parois verticales sens $V2$ **b) Calcul de C_{pe} pour la toiture :**

La direction du vent est définie par l'angle θ , et dans notre cas :

- Le vent est perpendiculaire au long-pan le (sens $V2$) et perpendiculaire aussi aux génératrices donc :

$\theta = 0^\circ$ (Selon RNVA 2013 Chap5, article 5.1.5.1).

- La toiture est à deux versants avec une pente de 17% ce qui nous donne un angle de $\alpha = 9.71^\circ$ (figure 5.4 de RNVA2013).

- Pour $\theta = 0^\circ$, on va définir les différentes zones de pression F, G, H, I et J qui sont

représentées sur la figure suivante :

Avec :

$$b = 85.85m \quad h = 10.5m \quad d = 29.20m$$

$$e = \min [b ; 2h] \quad e = \min [85.85 ; 21] \quad e = 21m$$

$$\frac{e}{4} = 5.25m \quad \frac{e}{10} = 2.1m \quad 2\frac{e}{5} = 8.4m \quad \frac{e}{2} = 10.5m$$

$$L_{\text{versant}} - \frac{e}{10} = 12.71m$$

$$\text{tg } \alpha = 17\% = 0.17 \Rightarrow \alpha = 9.71^\circ \quad L_{\text{versant}} = \frac{L}{2\cos(\alpha)} = \frac{14.6}{\cos(9.71)} = 14.81m$$

- Calcul des surfaces et des coefficients C_{pe} qui correspondent à chaque zone :

Tableau II.10 : les surfaces des zones chargées pour la toiture, cas de vent dans le sens V2

Zone	F	G	H	J	I
Surface (en m ²)	5.25 × 2.1 = 11.02	75.37 × 2.1 = 158.27	12.71 × 85.85 = 1091.11	2.1 × 85.8 = 180.28	12.71 × 85.85 = 1091.11

On remarque que :

- les surfaces des zones de pression **F, G, H, I et J** sont supérieures à $10m^2$ ($A \geq 10m^2$). Donc $C_{pe} = C_{pe,10}$ pour chaque zone.

Les valeurs des coefficients d'expositions C_{pe} sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe pour $\alpha=5^\circ$ et $\alpha=15^\circ$ tirées du (tableau 5.4, chapitre2, RNVA2013) ($\theta = 0^\circ$).

$$Y = Y_1 + \left[\left(\frac{x-x_1}{x_2-x_1} \right) (Y_2 - Y_1) \right] \dots \dots \dots \text{Formule d'interpolation}$$

AN :

Zone F : $A = 11.02m^2 \quad A \geq 10m^2$

$$C_{pe,1} = C_{pe,10} = -1.7 + \frac{9.71-5}{15-5} \times (1.7 - 0.9) = -1.32$$

$$\Rightarrow C_{pe} = -1.32$$

$$C_{pe+} = 0.0 + \frac{9.71-5}{15-5} \times (0.2 - 0.0) = 0.094$$

$$C_{pe} = 0.094$$

Zone G : $A = 158.27m^2 \quad A \geq 10m^2$

$$C_{pe,1} = C_{pe,10} = -1.2 + \frac{9.71-5}{15-5} \times (1.2 - 0.8) = -1.01$$

$$\Rightarrow C_{pe} = -1.01$$

$$C_{pe+} = 0.0 + \frac{9.71-5}{15-5} \times (0.2 - 0.0) = 0.094$$

$$C_{pe} = 0.094$$

Zone H : $A = 1091.11m^2$ $A \geq 10m^2$

$$C_{pe,1} = C_{pe,10} = -0.6 + \frac{9.71-5}{15-5} \times (0.6 - 0.3) = -0.458$$

$$\Rightarrow C_{pe} = -0.458$$

$$C_{pe+} = 0.0 + \frac{9.71-5}{15-5} \times (0.2 - 0.0) = 0.094$$

$$C_{pe} = 0.094$$

Zone I : $A = 1091.11m^2$ $A \geq 10m^2$

$$C_{pe,1} = C_{pe,10} = -0.6 + \frac{9.71-5}{15-5} \times (0.6 - 0.4) = -0.505$$

$$\Rightarrow C_{pe} = -0.505$$

$$C_{pe+} = -0.6 + \frac{9.71-5}{15-5} \times (0.0 + 0.6) = +0.317$$

$$C_{pe} = +0.317$$

Zone J : $A = 1091.11m^2$ $A \geq 10m^2$

$$C_{pe,1} = C_{pe,10} = -0.6 + \frac{9.71-5}{15-5} \times (0.6 - 1.0) = -0.78 \Rightarrow C_{pe} = -0.788$$

$$C_{pe+} = 0.2 + \frac{9.71-5}{15-5} \times (0.0 - 0.2) = 0.105$$

$$C_{pe} = 0.105$$

Les résultats sont donnés comme suit :

Tableau II.11 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone de toiture, vent dans le

sens V2

Zone	F	G	H	I	J
C_{pe}	+0.094	+0.094	+0.094	+0.317	+0.105
	-1.32	-1.01	-0.458	-0.505	-0.788

II.1.5 Détermination des coefficients de pression intérieure C_{pi} :

Pour les bâtiments sans face dominante, le coefficient de pression intérieure C_{pi} est déterminé à partir de la figure 5.14 du RNVA 2013. Avec : (h) la hauteur du bâtiment, (d) sa

profondeur et μ_p l'indice de perméabilité donné par :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des Surfaces des ouvertures } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des Surfaces de toutes Les ouvertures}}$$

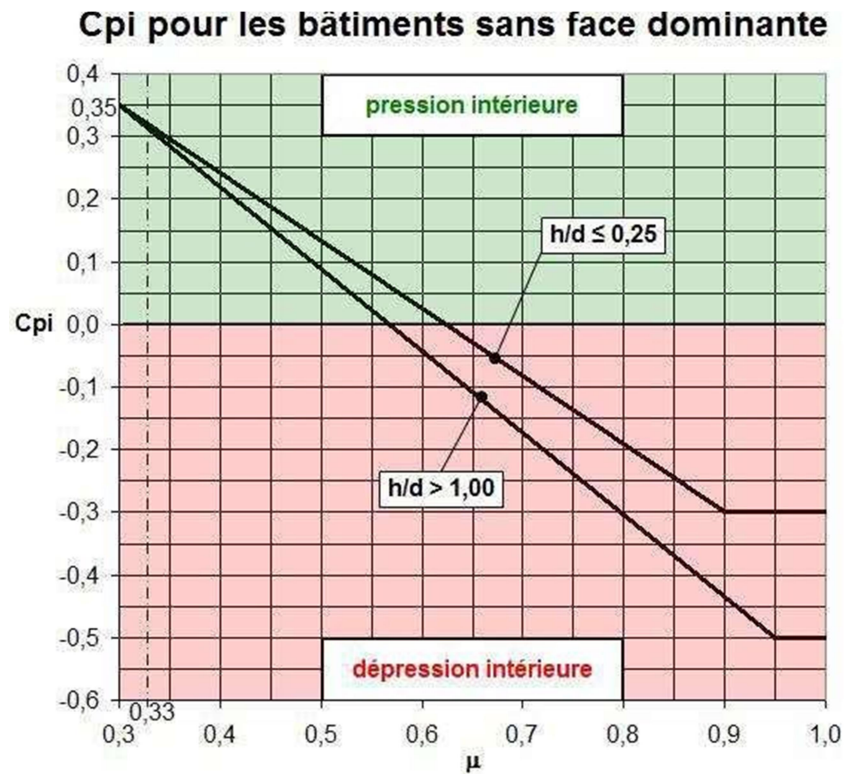


Figure II.3 : coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominante, (Figure 5.14 du RNVA 2013).

Notre Entrepôt possède :

Nous avons 4 portails de dimension (3* 3)

II.1.2.4.1 Cas de vent perpendiculaire au pignon (sens V1).

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des Surfaces des ouvertures } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des Surfaces de toutes Les ouvertures}}$$

$$\mu_p = \frac{4(3 \times 3)}{8(3 \times 3)} = 0.5$$

$$\text{Le rapport } \left(\frac{h}{d}\right) = \left(\frac{10.5}{85.85}\right) = 0.12$$

On utilise les valeurs de C_{pi} correspondant à ($h/d \leq 0.25$) de la figure 5.14 de RNVA

2013 Donc $C_{pi} = 0.14$

II.1.2.4.2 Cas de vent perpendiculaire au long pan (sens V2).

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des Surfaces des ouvertures ou } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des Surfaces de toutes Les ouvertures}}$$

$$\mu_p = \frac{8(3 \times 3)}{8(3 \times 3)} = 1$$

$$\text{Le rapport } \left(\frac{h}{d}\right) = \left(\frac{10.5}{29.2}\right) = 0.36 \quad 0,25 \leq h/d \leq 1$$

On utilise l'interpolation linéaire pour déterminer les valeurs de C_{pi} selon la figure 5.14 de RNVA 2013

C_{pi} est compris entre -0.3 et -0.5

$$C_{pi} = -0.3 + \frac{0.36 - 0.25}{1 - 0.25} \times (-0.3 - (-0.5)) = -0.33$$

Donc $C_{pi} = -0.33$

1.2.5 Calcul de la pression aérodynamique

D'après le règlement RNVA2013, les pressions $W(z_j)$ sont calculées par la formule suivante :

$$W(z_j) = q_p(z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \left(\frac{N}{m^2}\right) \quad (\text{RNVA2013 Chap 2, formule 2.6})$$

1.2.5 Vent perpendiculaire au pignon (sens V1) :

a) Parois verticales

Tableau II.12 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V1

ZONE	$q_p(z_e)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$W(z_j)$ [N/m ²]
A	766	-1	0.14	-1.14	-873.24
B	766	-0.8	0.14	-0.94	-720.04
C	766	-0.5	0.14	-0.64	-490.24
D	766	+0.8	0.14	0.66	505.56
E	766	-0.3	0.14	-0.44	-337.04

b) Toiture :**Tableau II.13 :** valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V1.

ZONE	$q_p(z_e)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$W(z_j)$ [N/m ²]
F	865	-1.458	0.14	-1.598	- 1382.27
G	865	-1.385	0.14	-1.525	-1319.12
H	865	-0.658	0.14	-0.798	-690.27
I	865	-0.593	0.14	-0.733	-634.04

1.2.5.2 Vent perpendiculaire au long-pan (sens V2) :**a) Parois verticales****Tableau II.14 :** valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V2.

ZONE	$q_p(z_e)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$W(z_j)$ [N/m ²]
A	865	-1.458	0.14	-1.598	-1382.27
B	865	-1.385	0.14	-1.525	-1319.12
C	865	-0.658	0.14	-0.798	-690.27
D	865	-0.593	0.14	-0.733	-634.04
E	865	-1.458	0.14	-1.598	- 1382.27

a) Toiture :

Tableau II.15 : valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V2.

ZON E	$q_p(z_e)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$W(z_j)$ [N/m ²]
F	865	-1.32	-0.33	-0.99	-856.35
	865	+0.094	-0.33	+0.424	+366.76
G	865	-1.01	-0.33	-0.68	-588.2
	865	+0.094	-0.33	+0.424	+366.76
H	865	-0.458	-0.33	-0.128	-110.72
	865	+0.094	-0.33	+0.424	+366.76
I	865	-0.505	-0.33	-0.175	-151.375
	865	+0.317	-0.33	+0.647	+559.655
J	865	-0.788	-0.33	-0.458	-396.17
	865	+0.105	-0.33	+0.435	+376.275

II.2 ACTION D'ENSEMBLE :

La force exercée par le vent F_w agissant sur une construction ou un élément de construction peut être déterminée par la sommation vectorielle des forces $F_{w,e}$, $F_{w,i}$ et F_{fr} respectivement données par : (Selon RNVA 2013 Chap2, article 2.6.2)

- Forces extérieures : $F_{we} = C_d \times \sum W_e \times A_{réf}$

- Forces intérieures : $F_{wi} = \sum W_i \times A_{réf}$

- Force de frottement : $F_{fr} = C_{fr} \times q_p(z_e) \times A_{fr}$

Où :

- W_e est la pression extérieure exercée sur la surface élémentaire de la hauteur Z_e donnée par l'expression :

$$W_e = q_p(z_e) \times C_{pe}$$

- W_i est la pression intérieure exercée sur la surface élémentaire de la hauteur Z_i donnée par l'expression :

$$W_i = q_p(z_i) \times C_{pi}$$

$A_{réf}$: est l'aire de référence de la surface élémentaire. C_{fr} : est le coefficient de frottement

F_{fr} : est l'aire de la surface extérieure parallèle au vent.

z_e : Z_i respectivement les hauteurs de référence des pressions extérieures et intérieures

II.2.1 Cas du vent perpendiculaire au pignon (V1):a) Détermination de la force extérieure $F_{w,e}$:

$$F_{we} = C_d \times \sum w_e \times A_{ref} \quad \text{Avec} \quad C_d=1 \quad \text{et} \quad w_e = q_p(z_e) \times C_{pe}$$

– Calcul de la pression extérieure w_e :*Tableau II.16: valeurs de la pression extérieure w_e , correspondant à chaque zone.*

ZONE	$q_p(z_e)$	C_{pe}	W_e
D	766	+0.8	+0.612
E	766	-0.3	-0.230
F	865	-1.458	-1.261
G	865	-1.385	-1.198
H	865	-0.658	-0.569
I	865	-0.593	-0.513

– Calcul de la force extérieure $F_{w,e}$:*Tableau II.17: valeurs de la force extérieure F_{we} correspondant à chaque zone*

Elément	ZONE	C_d	W_e [KN/ m ²]	A_{ref} [m ²]	Composantes horizontales de $F_{w,e}$ [KN]	Composantes verticales de F_{we} [KN]	
Parois .V	D	1	+0.612	270.1	+165.30	0	
Parois .V	E	1	-0.230	270.1	-62.12	0	
Toiture	F	1	-1.261	11.02	0	-13.89	
Toiture	G	1	-1.198	19.63	0	-23.51	
Toiture	H	1	-0.569	122.6 4	0	-69.78	
Toiture	I	1	-0.513	1100. 11	0	-564.35	
					F_{we} [KN] (résultante)	+103.18	-671.53

b) Détermination de la force intérieure F_{wi} :

$$F_{wi} = \sum w_i \times A_{ref} \quad \text{Avec} \quad w_i = q_p(z_i) \times C_{pi}$$

- Calcul de la pression intérieure w_i :

Tableau II.18 : valeurs de la pression intérieure w_i correspondant à chaque zone.

ZONE	$q_p(z_i)$ [N/m ²]	C_{pi}	w_i [KN/m ²]
D	766	0.14	0.107
E	766	0.14	0.107
F	865	0.14	0.121
G	865	0.14	0.121
H	865	0.14	0.121
I	865	0.14	0.121

- Calcul de force intérieure F_{wi} :

Tableau II.19 : valeurs de la force intérieure $F_{w,i}$ correspondant à chaque zone

Elément	ZON E	W_i [KN/ m ²]	A_{ref} [m ²]	Composantes horizontales de $F_{w,i}$ [KN]	Composante sverticales de $F_{w,i}$ [KN]
Parois .V	D	0.107	270.1	+28.9	0
Parois .V	E	0.107	270.1	+28.9	0
Toiture	F	0.121	11.02	0	+1.33
Toiture	G	0.121	19.63	0	+2.37
Toiture	H	0.121	122.64	0	+14.84
Toiture	I	0.121	1100.11	0	+133.11
F_{wi} [KN] (résultante)				+57.8	+151.65

c) Calcul de la stabilité d'ensemble

Stabilité longitudinale (petite face au vent) :

Les valeurs des forces intérieures, extérieures et celles du frottement correspondant à la direction du vent V1 et les résultantes horizontales et verticales qui s'exercent sur la

construction sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.20 : La force F_w résultante, cas VI.

	Action horizontale[KN]	Action verticale [KN]
F_{we}	+103.18	0
F_{we}	0	-671.53
F_{wi}	+57.8	0
F_{wi}	0	+151.65
F_{tr}	0	0
Résultante F_{wh}	+160.98	0
Résultante F_{wv}	0	-519.88

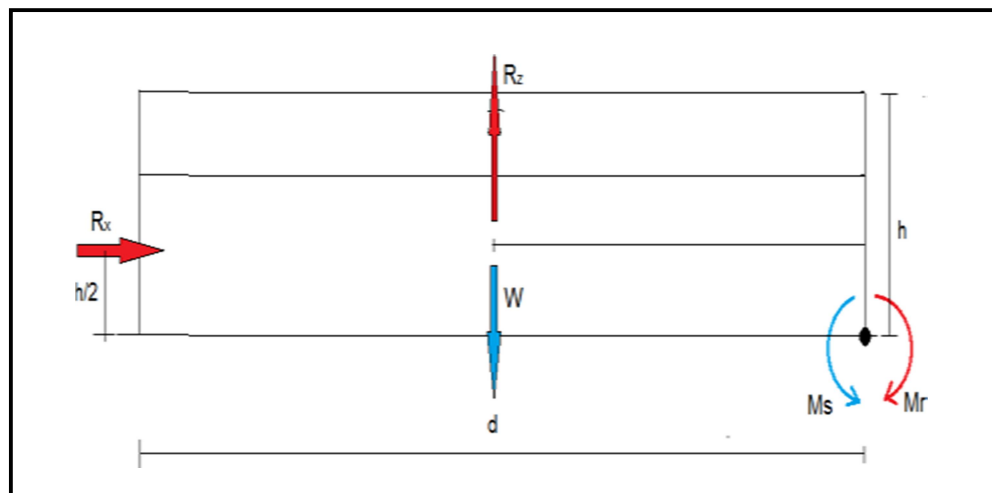


Figure II.4 : stabilité longitudinale

Calcul du moment de renversement

$$M_r = \left(F_{wh} \times \frac{h}{2} \right) + \left(F_{wv} \times \frac{d}{2} \right) = \left(160.98 \times \frac{10.5}{2} \right) + \left(293.6 \times \frac{85.85}{2} \right)$$

$$M_r = 13448 \text{ kN.m}$$

Calcul du moment stabilisant (avec un poids propre du Entrepôt estimé) :

$$M_s = \left(w \times \frac{d}{2} \right)$$

Avec :

w : poids total surfacique de l'Entrepôt ($w = 0.5 \text{ KN/m}^2$).

$$w = 0.5 \times S_{sol}$$

$$w = 0.5 \times 36 \times 24$$

$$w = 432 \text{ kN}$$

$$M_s = \left(432 \times \frac{36}{2}\right) = 7776 \text{ kN.m}$$

$$M_s = 7776 \text{ kN.m}$$

$M_s = 7776 \text{ kN.m} > M_r = 5347.31 \text{ kN.m} \dots$ la stabilité longitudinale est vérifiée

II.2.2 Cas du vent perpendiculaire au long pan (V2) :

a) Détermination de la force extérieure F_{we} :

$$F_{we} = C_d \times \sum w_e \times A_{ref} \quad \text{Avec} \quad C_d=1 \quad \text{et} \quad w_e = q_p(z_e) \times C_{pe}$$

- Calcul de la pression extérieure w_e :

Tableau II.21: valeurs de la pression extérieure w_e , correspondant à chaque zone

ZONE	$q_p(z_e)$ [KN/m ²]	C_{pe}	w_e [KN/m ²]
D	766	+0.8	+0.612
E	766	-0.3	-0.230
F	865	-1.32	-1.142
		+0.094	+0.081
G	865	-1.01	-0.874
		+0.094	+0.081
H	865	-0.485	-0.460
		+0.094	+0.081
I	865	-0.505	-0.437
		+0.317	+0.274
J	865	-0.505	-0.437
		+0.105	+0.091

– Calcul de la force extérieure F_{we} :

Tableau II.22 : valeurs de la force extérieure F_{we} correspondant à chaque zone

Element	ZONE	C_d	W_e [KN/ m ²]	$A_{réf}$ [m ²]	Composantes horizontales de F_{we} [KN]	Composantes verticales de F_{we} [KN]
Parois V	D	1	+0.612	686.8	+430.32	0
Parois V	E	1	-0.230	686.8	-157.96	0
Toiture	F	1	-1.142	11.02	0	-12.58
			+0.081		0	+0.892
Toiture	G	1	-0.874	158.27	0	-138.32
			+0.081		0	+12.81
Toiture	H	1	-0.460	1091.11	0	-501.91
			+0.081		0	+ 88.38
Toiture	I	1	-0.437	1091.11	0	-476.81
			+0.274		0	+298.96
Toiture	J	1	-0.437	180.28	0	-78.78
			+0.091		0	+16.40
				$F_{w,e}$ [KN] (résultante)	+272.36	-1208.4 +417.44

b) Détermination de la force intérieure F_{wi} :

$$F_{wi} = \sum w_i \times A_{ref} \quad \text{Avec} \quad w_i = q_p(z_i) \times C_{pi}$$

– Calcul de la pression intérieure w_i :

Tableau II.23 : valeurs de la pression intérieure w_i correspondant à chaque zone.

ZONE	$q_p(z_i)$ [N/m ²]	C_{pi}	w_i [KN/m ²]
D	766	-0.33	-0.252
E	766	-0.33	-0.252
F	865	-0.33	-0.285
G	865	-0.33	-0.285
H	865	-0.33	-0.285
I	865	-0.33	-0.285

- Calcul de force intérieure F_{wi} :

Tableau II.24 : valeurs de la force intérieure F_{wi} correspondant à chaque zone

Element	ZONE	w_i [KN/ m ²]	A_{ref} [m ²]	Composantes horizontales de F_{wi} [KN]	Composantes verticales de F_{wi} [KN]
Parois V	D	-0.252	686.8	-173.07	0
Parois V	E	-0.252	686.8	-173.07	0
Toiture	F	-0.285	11.02	0	-3.14
Toiture	G	-0.285	158.2 7	0	-45.107
Toiture	H	-0.285	1091.11	0	-310.96
Toiture	I	-0.285	1091.11	0	-310.96
Toiture	j	-0.285	180.28	0	-51.38
F_{wi} [KN] (résultante)				-346.14	-410.587

c) Calcul de la stabilité d'ensemble

Stabilité transversal (grande face au vent) :

Les valeurs des forces intérieures, extérieures et celles du frottement correspondant à la

direction du vent V2 et les résultantes horizontales et verticales qui s'exercent sur la construction sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.25 : La force F_w résultante, cas V2.

	Action horizontale [KN]	Action verticale [KN]
F_{we}	+272.36	0
F_{we}	0	-1208.4
		+417.44
F_{wi}	-346.14	0
F_{wi}	0	-410.587
Résultante F_{wh}	-73.78	0
Résultante F_{wv}	0	-1618.98
		+6.853

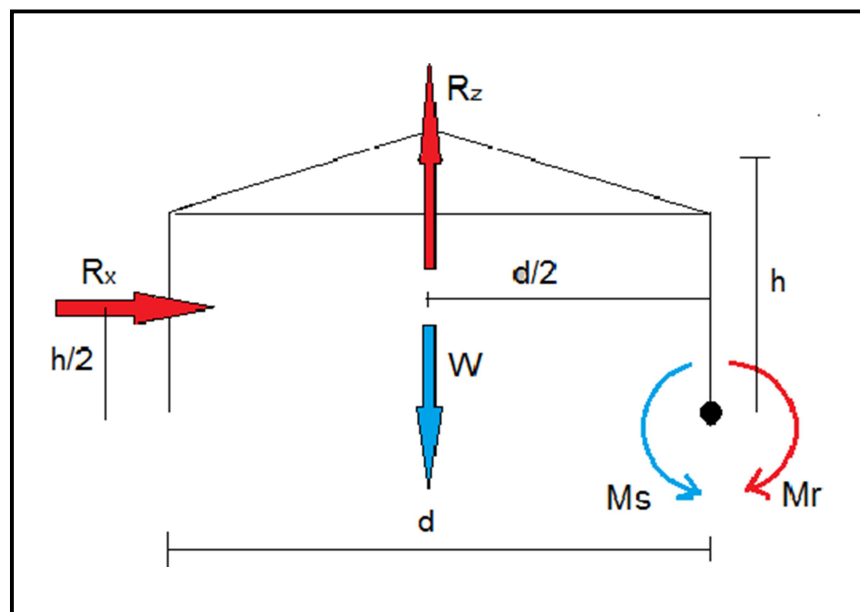


Figure II.5 : stabilité transversale.

Calcul du moment de renversement

$$M_r = \left(F_{wh} \times \frac{h}{2} \right) + \left(F_{wv} \times \frac{d}{2} \right) = \left(42.9 \times \frac{8.7}{2} \right) + \left(495.39 \times \frac{24}{2} \right)$$

$$M_r = 6131.60 \text{ kN.m}$$

Calcul du moment stabilisant (avec un poids propre du Entrepôt estimé) :

$$M_s = \left(w \times \frac{d}{2} \right)$$

Avec :

w : poids total surfacique du Entrepôt ($w = 0.5 \text{ KN/m}^2$).

$$w = 0.5 \times S_{sol}$$

$$w = 0.5 \times 36 \times 24$$

$$w = 432 \text{ kN}$$

$$M_s = \left(432 \times \frac{24}{2} \right) = 5184 \text{ kN.m}$$

$$M_s = 5184 \text{ kN.m}$$

$M_s = 5184 \text{ kN.m} > M_r = 6131.60 \text{ kN.m}$ la stabilité longitudinale est vérifiée

-On doit refaire le calcul du moment stabilisant avec un poids propre réel du Entrepôt.

II-3 CHARGE DE SABLE DANS LA ZONE D

- *Définition de la charge :*

- La charge de sable résulte de L'accumulation des grains de sable, déposés par le vent sur les toitures et autres parties non couvertes des planchers.
- Les valeurs des charges données ci-après seront considérées comme variables assimilables à la charge de neige.

- *Action de la charge de sable :*

Pour les toitures inclinées (pente $\geq 5\%$) il y a lieu de considérer une charge linéaire localisée le long des arrêtes basses des versants. (article 7.2 partie I du RNVA 2013)

- Comme ce projet se situe dans la zone D (Commune de **Metlili**):

Tableau II-26: Charges de sable correspondant à la zone considérée

Wilaya	Commune	Charge uniformément répartie KN/m ²	q_1 kN/ml	q_2 kN/ml
GHARDAIA	Metlili	0.15	0.25	0.35

Chapitre III :
Calcul des Eléments Secondaires

Calcul des Eléments Secondaires

III -1 Pannes de toiture :

Les pannes sont soit des profilés en (I) ou bien en (U), formés à chaud, soit des profilés formés à froid en (Z) ou (Σ) qui ont pour rôle de reprendre le poids de la couverture, celui de la surcharge d'entretien ainsi que les surcharges climatiques qui leur sont appliquées. Elles sont disposées parallèlement à la ligne de faitage dans le plan des versants et elles sont sollicitées en flexion déviée.

Dans notre projet on utilisera des profilés en (I) laminés à chaud. Principe de calcul :

- ✓ Les charges permanentes et la surcharge de l'entretien sont appliquées dans le sens de gravitation.
- ✓ Le vent (soulèvement) agit perpendiculairement à la face des éléments (axe de grande inertie).

Pour le dimensionnement et la vérification on utilisera la combinaison de charges la plus défavorable.

III -1.1 Dimensionnement préliminaire des pannes :

- Longueur de la panne = 5.05 m.
- La Pente : $\frac{2.5}{14.6} = 17 \%$.
- L'angle : $\tan^{-1} 0.17 = 9.71^\circ$.
- La distance entre deux pannes (entre axe) est : $d = 1.65$ m.
- On a de 8 lignes de pannes sur chaque versant de toiture.
- Les pannes sont en acier E24 (S235)
 $f_y = 23,5 \text{ daN/mm}^2$ (Limite d'élasticité de l'acier)
 $E = 21000 \text{ daN/mm}^2$ (Module d'élasticité

longitudinal de l'acier) La figure III-1 montre la disposition des pannes sur le versant de toiture.

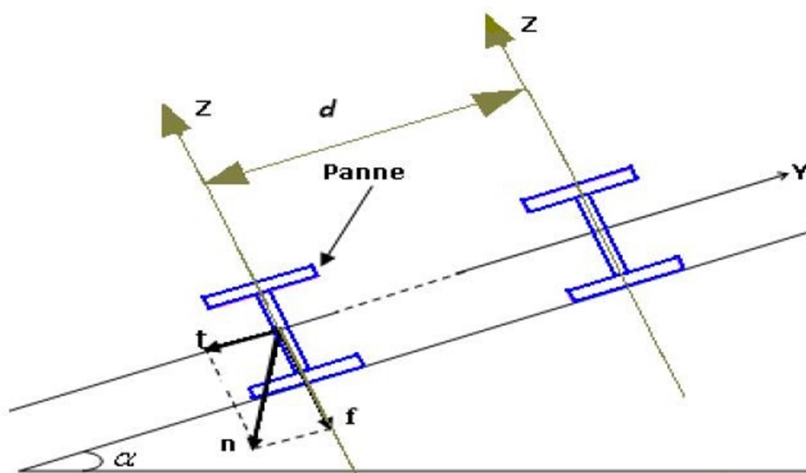


Figure III-1 : Disposition des pannes de toiture sur les versants

III -1.2 Évaluation des charges et surcharges :

a) Charge permanente :

Poids propre estimé de la panne = 15 kg/ml.

Poids de la couverture (TN 40 de 5cm) = 10.45 kg /m². Poids propre d'accessoires d'attache = 4 kg/m².

Le schéma statique d'une panne de toiture soumise à une charge uniformément répartie est présenté dans la figure III-2.

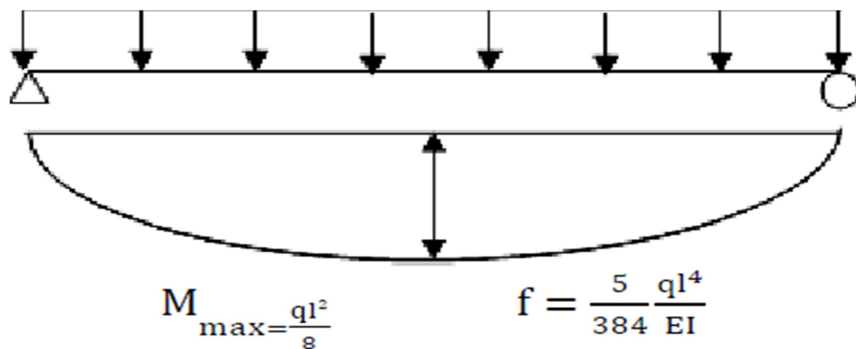


Figure III-2 : Schéma statique de panne sous charge uniformément répartie

$$G = [(P \text{ couverture} + P \text{ accessoires}) \times d] + P \text{ panne}$$

$$G = [(10.45 + 4) \times 1.40] + 15 = 35,23 \text{ kg/ml} = 0.3523 \text{ KN/ml}$$

b) Surcharge d'entretien :

Dans le cas des toitures inaccessibles, on considère pour les calculs, une charge d'entretien uniformément répartie qui est égale au poids de deux ouvriers et qui est équivalente à deux charges concentrées de 100 KG chacune situées à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne. La charge uniformément répartie P due aux surcharges d'entretien est obtenue en égalisant les deux moments maximaux dus à P et aux charges concentrées P'

$$p' = 100 \text{ kg à chaque } 1/3 L \text{ et } 2/3 L$$

La figure III-3 présente le schéma statique de la surcharge d'entretien sur une panne de toiture.

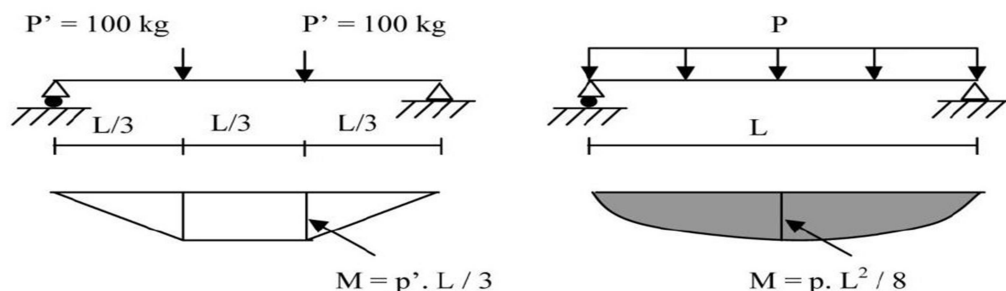


Figure III-3 : Schéma statique des surcharges d'entretien P sur les pannes.

$$M_{\max} = \frac{p' \times l}{3} = \frac{p \times l^2}{8} \quad \rightarrow \quad p = \frac{8 \times 100}{3 \times 5.05} = 52.80 \text{ kg/ml}$$

Soit $P = Q = 52.80 \text{ kg/ml}$

c) Charge climatique due au vent :

Les pannes les plus sollicitées sont celles situées dans la zone G avec $C_{pi} = +0.8$ correspondant à un vent perpendiculaire au pignon.

Le schéma statique de la surcharge du vent sur la penne de toiture est montré dans la figure III-4.

$$w = -138.23 \text{ daN/m}^2 = -1.382 \text{ KN/m}^2$$

$$W = w \times d$$

$$W = -1.382 \times 1.65 = -2.28 \text{ KN/ml}$$

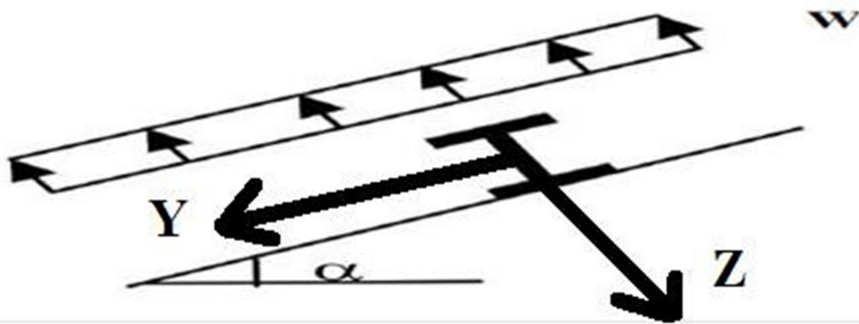


Figure III-4 Schéma statique de la surcharge du vent W sur les pannes de toitures

d) Les charges et surcharges appliquées :

- $G = 0.3765 \text{ KN/ml}$
- $Q = 0.528 \text{ KN/ml}$
- $W = -2.28 \text{ KN/ml}$

e) Projecti

on des charges

:Selon l'axe

Z-Z

$$G_{zz} = G \times \cos \alpha = 0.3765 \times \cos 9.71 = 0.370 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{zz} = Q \times \cos \alpha = 0.528 \times \cos 9.71 = 0.520 \text{ KN/ml}$$

$$W_{zz} = -2.28 \text{ KN/ml}$$

Selon l'axe Y-Y

$$G_{yy} = G \times \sin \alpha = 0.3765 \times \sin 9.71 = 0.063 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{yy} = Q \times \sin \alpha = 0.528 \times \sin 9.71 = 0.089 \text{ KN/ml}$$

$$W_{yy} = 0 \text{ KN/ml}$$

III-1.3 Combinaisons de Charges :

✓ L'état Limite Ultime :

- $P_{uz} = G_z - 1.5W_z = 0.370 - 1.5 \times (2.28) = -3.05 \text{ KN/ml}$

(risque de déversement de la part de la semelle inférieure comprimée).

- $P_{uy} = G_y - 1.5W_y = 0.063 + 1.5 \times 0 = 0.063 \text{ KN/ml}$

- $P'_{uz} = 1.35 G_z + 1.5 Q_z = 1.35 \times 0.370 + 1.5 \times 0.520 = 1.279 \text{ KN/ml}$

- $P'_{uy} = 1.35 G_y + 1.5 Q_y = 1.35 \times 0.063 + 1.5 \times 0.089 = 0.218 \text{ KN/ml}$

✓ L'État Limite de Service :

- $P_{uz} = G_z + W_z = 0.370 - 2.28 = -1.91 \text{ KN/ml}$

- $P_{uy} = G_y + W_y = 0.063 + 0 = 0.063 \text{ KN/ml}$

- $P'_{sz} = G_z + Q_z = 0.370 + 0.520 = 0.89 \text{ KN/ml}$

- $P'_{sy} = G_y + Q_y = 0.063 + 0.089 = 0.152 \text{ KN/ml}$

Selon les deux axes y et z, les charges maximales à l'ELS revenant à la panne la plus sollicitée en tenant compte des pannes isostatiques (il y'aura pas de majoration de 1.25).

Donc le $P_{sz} = -1.91 \text{ KN/ml}$

III-1.4 Pré dimensionnement :

Le pré dimensionnement se fait par la condition de flèche

❖ Suivant L'axe Z-Z

$$f_z = \frac{Q_y \times (L/2)^4}{E \times I_z} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{505}{200} = 2.52 \text{ cm.}$$

$$I_z \geq \frac{5 \times 505^4 \times 1.91 \times 10^{-1}}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 2.52}$$

$$I_z \geq 305.64 \text{ cm}^4 .$$

D'après la condition de flèche le profilé nécessaire est un IPE 120 dont les caractéristiques géométriques sont données dans le tableau III-1.

Profilé	h (mm)	b (mm)	d (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)
IPE120	120	64	93.4	4.4	6.3
	$W_{ply} (cm)^3$	$W_{plz} (cm)^3$	$I_z (cm)^4$	$I_y (cm)^4$	G (kg/m)
	60.7	13.6	27.7	318.18	10.4

Tableau III-1 Caractéristiques géométriques de l'IPE 120

On recalcule la condition de la flèche en tenant compte du poids réel du profilé. Le poids propre réel G devient :

$$G = [(P \text{ couverture} + P \text{ accessoire}) \times d] + P \text{ panne}$$

$$G = [(10 + 5) \times 1.65] + 10.4 = 35.15 \text{ kg/ml}$$

$$G = 0.3515 \text{ KN/ml}$$

$$G_z = 0.3515 \times \cos 9.71 = 0.346 \text{ KN/ml}$$

$$G_y = 0.3515 \times \sin 9.71 = 0.059 \text{ KN/ml}$$

✓ à L'ELU :

- $P_{uz} = G_z - 1.5W_z = 0.346 - 1.5 \times 2.28 = -3.074 \text{ KN/ml} \rightarrow$ (risque de déversement)
- $P_{uy} = G_y + 1.5W_y = 0.059 + 0 = 0.059 \text{ KN/ml}$
- $P'_{uz} = 1.35G_z + 1.5Q_z = 1.35 \times 0.346 + 1.5 \times 0.520 = 1.247 \text{ KN/ml}$
- $P'_{uy} = 1.35G_y + 1.5Q_y = 1.35 \times 0.059 + 1.5 \times 0.089 = 0.213 \text{ KN/ml}$

✓ à L'ELS:

- $P_{sz} = G_z + W_z = 0.346 - 2.28 = -1.934 \text{ KN/ml}$
- $P_{sy} = G_y + W_y = 0.059 + 0 = 0.059 \text{ KN/ml}$
- $P'_{sz} = G_z + Q_z = 0.346 + 0.520 = 0.866 \text{ KN/ml}$
- $P'_{sy} = G_y + Q_y = 0.059 + 0.089 = 0.148 \text{ KN/ml}$

III-1.5 dimensionnement final des pannes :

➤ Condition de la flèche

Vérification de la flèche suivant l'axe Z-Z :

$$f_z = \frac{Q_{y,x} (L/2)^4}{E \times I_z} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{505}{200} = 2.52 \text{ cm.}$$

$$I_z \geq \frac{5 \times 505^4 \times 1.91 \times 10^{-1}}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 2.52} = 309.48 \text{ cm}^4$$

✓ La condition est vérifiée

Vérification de la flèche suivant l'axe Y-Y

$$f_z = \frac{Q_{y,x}(L/2)^4}{E \times I_z} = \frac{5 \times 505^4 \times 0.059 \times 10^{-1}}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 27.7} = 0.858 \text{ cm} \leq \frac{L}{200} = \frac{505}{200} = 2.52 \text{ cm.}$$

La condition selon Y-Y est vérifiée donc on n'aura pas besoin des liernes pour diminuer la flèche

La flèche est vérifiée donc on adopte un **IPE 120**

✓ Condition de résistance :

❖ Moments :

Calcul du moment suivant l'axe Z-Z :

$$M_y = \frac{P_{uz} \times (l)^2}{8} = \frac{3.074 \times (5.05)^2}{8} = 9.80 \text{ KN. m}$$

La figure III-5 présente la charge uniformément répartie sur une panne isostatique au plan Z-Z

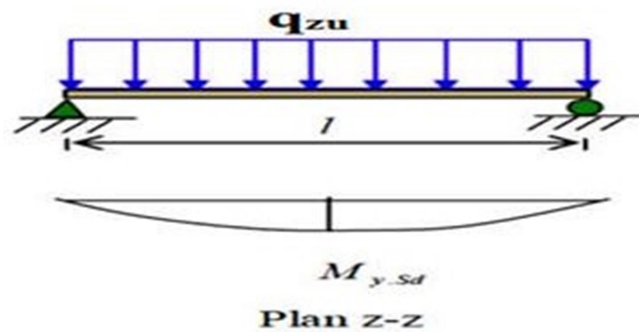


Figure III-5 charge uniformément répartie sur une panne isostatique au plan Z-Z

Calcul du Moment suivant l'axe Y-Y :

$$M_z = \frac{P_{uy} \times (l)^2}{8} = \frac{0.059 \times (5.05)^2}{8} = 0.188 \text{ KN. m}$$

La figure III-6 présente la charge uniformément répartie sur une panne isostatique au plan Y-Y

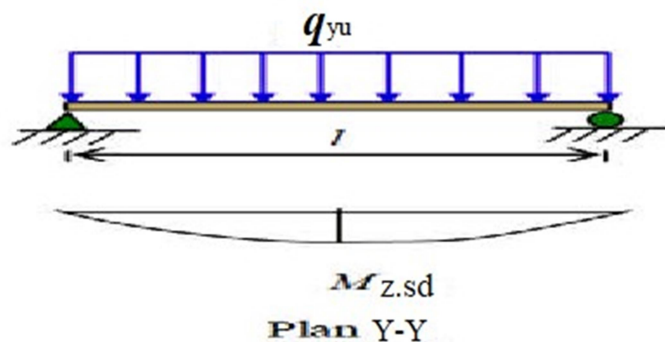


Figure III-6 charge uniformément répartie sur une panne isostatique au plan Y-Y

❖ Effort tranchant :

$$V_{z, sd} = \frac{P_{sz} \times l}{2} = \frac{3.074 \times 5.05}{2} = 7.76 \text{ kN}$$

III-1.6 Vérification de la résistance des pannes :

❖ a) **Classification de semelle**
(semelle comprimé)

– Classe de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \text{ Avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{c}{t_f} = 5.08 \leq 10 \quad \text{L'âme est de classe 01}$$

Classe de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{h(2t_f+2r)}{t_w} \leq 72 \text{ Avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{d}{t_w} = 21.22 \leq 72 \quad \text{L'âme est de classe 01}$$

✓ c) **Vérification de la résistance :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\left[\frac{M_{y, sd}}{M_{ply, Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z, sd}}{M_{plz, Rd}} \right]^\beta \leq 1 \quad [02]$$

Avec : $\alpha=2, \beta=1$ pour les profilés en I, en absence de l'effort normal.

$$M_{pl, y, Rd} = \frac{W_{pl, y} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{60.7 \times 0.2350}{1.1} = \mathbf{12.96 \text{ KN.m}}$$

$$M_{pl, z, Rd} = \frac{W_{pl, z} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{13.6 \times 0.2350}{1.1} = \frac{45120}{1.1} = \mathbf{2.90 \text{ KN.m}}$$

Donc :

$$\left[\frac{9.80}{12.96} \right]^2 + \left[\frac{0.188}{2.90} \right]^1 = 0.63 \leq 1$$

La section IPE 120 est vérifiée à L'ELU.

✓ d) **Vérification au cisaillement :**

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

$$V_{plz.rd} = \frac{A_{vz} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M_0}} \text{ et } A_{vz} = 6.3 \text{ cm}^2$$

(PARAMETRES DE LA SECTION : IPE120)

$$V_{plz.rd} = \frac{6.3 \times \left(\frac{23.5}{\sqrt{3}}\right)}{1.1} = 77.71 \text{ KN}$$

Donc : $V_{z.sd} = 7.76 \text{ kN} < = 77.71 \text{ KN}$

Alors la résistance des pannes au cisaillement est vérifiée γ_{M_0}

✓ e) Vérification au déversement :

$$M_{sdy} \leq \chi_{LT} \times \beta_w \times \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M_1}} \dots\dots\dots [1] \text{ Art 5.5.2}$$

M_{sdy} Se calcule sous l'action du vent

$$M_{sdy} = \frac{P_{uz} \times (i)^2}{8} = \frac{3.074 \times (5.05)^2}{8} = 9.80 \text{ KN.m}$$

$\beta_w = 1$ (classe 1) ; $\gamma_{M_1} = 1$

χ_{LT} : Coefficient de réduction pour le déversement, en fonction de $\overline{\lambda_{LT}}$

$\overline{\lambda_{LT}}$ est l'élanement de déversement : $\overline{\lambda_{LT}} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w}$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9 \text{ E} = 93.9$$

On peut utiliser la formule approximative car on a :

- ✓ Des poutres à section constante.
- ✓ Des poutres doublement symétriques.

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{\sqrt{C \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L}{\frac{i_z}{h}} \right)^2 \right]}} \text{ Annexe F partie 1-1 du [1]}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{500}{1.45}}{\sqrt{1.132 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{500}{\frac{1.45}{12}} \right)^2 \right]}} = 158.7$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta w} = \frac{158.7}{93.9} = 1.69$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = 1.69 > 0.4 \rightarrow \text{il y a risque de déversement}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2}} \text{ et } \chi_{LT} \leq 1 \text{ et } \phi_{LT} = 0.5 \times \left[1 + \alpha_{LT}(\overline{\lambda}_{LT} - 0.2) + \overline{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$\alpha_{LT} = 0.21$ pour les profils laminés

Donc : $\phi_{LT} = 2.084$

$$\chi_{LT} = 0.3027$$

$$\chi_{LT} \times \beta w \times \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}} = 0.302 \times 1 \times \frac{60.7 \times 0.235}{1} = 4.3$$

$$M_{sdy} = 9.80 \text{ KN.m} \geq 6.78 \text{ KN.m}$$

Donc la stabilité au déversement de la panne n'étant pas vérifiée, alors on doit augmenter la section. Le profile nécessaire sera par conséquent un IPE 140 dont les caractéristiques sont données dans le tableau III-2

Tableau III-2 Caractéristiques géométriques de l'IPE 180

Profilé	h (mm)	b (mm)	d (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)
IPE140	140	73	112.2	4.7	6.9
	$W_{ply} (cm)^3$	$W_{plz} (cm)^3$	$I_z (cm)^4$	$I_y (cm)^4$	G (kg/m)
	88.4	19.2	44.9	541	12.9

On a donc :

$$\chi_{LT} \times \beta w \times \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}} = 18.31 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 9.80 \text{ KN.m} \leq 18.31 \text{ KN.m}$$

Alors la condition de résistance est vérifiée, donc l'IPE140 sera maintenu pour les pannes de toiture.

h) Calcul de l'échantignolle :

L'échantignolle est un élément de fixation des pannes sur les fermes ou les traverses de portiques. Elle s'oppose aux charges tangentielles dues aux charges permanentes. Elle s'oppose également à l'action de soulèvement due au vent. La figure III-7 le mode de fixation de l'échantignolle sur la panne de toiture.

L'excentrement « t » est limité par la condition suivante : $2 \times \frac{b}{2} \leq t \leq 3 \times$

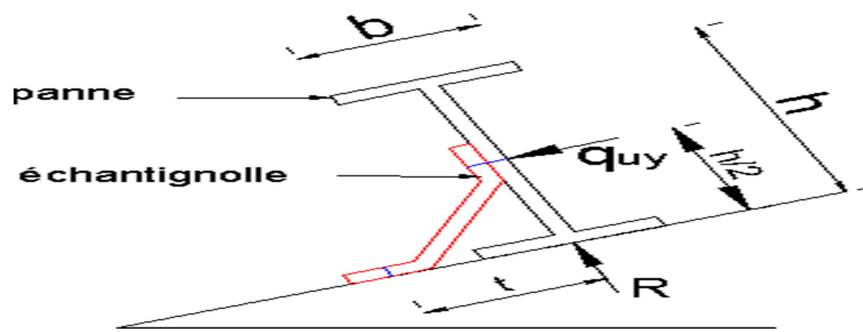


Figure III-7 disposition de l'échantignolle

Pour un IPE 140 : $b = 7.3$ cm et $h = 14$ cm

$$2 \times \frac{b}{2} \leq t \leq 3 \times \frac{b}{2} \rightarrow 2 \times \frac{7.3}{2} \leq t \leq 3 \times \frac{7.3}{2} \rightarrow 7.3 \text{ cm} \leq t \leq 10.95 \text{ cm}$$

On adopte $t = 10$ cm

Sous la combinaison : $G_z - 1.5 W_z$:

$$P_{uz} = G_z - 1.5W_z = 0.370 - 1.5 \times 2.28 = -3.05 \text{ KN/ml}$$

L'effort R revenant à l'échantignolle est une réaction d'appui des pannes. On prendra l'effort maximal correspondant à l'échantignolle intermédiaire (plus défavorable).

$$R_z = P_{uz} \times L = 3.05 \times 5.05 = 15.40 \text{ KN}$$

L'effort R risque de créer un pliage au niveau de l'échantignolle.

Pour prévenir ce risque, il faut vérifier que le moment de renversement M_R ne dépasse pas le Moment de pliage.

$$M_R \leq M_{\text{pliage}} \text{ ou le :}$$

M_{pliage} Est le moment résistant au pliage de l'échantignolle. M_R Est le moment de renversement de l'échantignolle

Pour notre IPE 140 on aura :

$$M_R = R \times t + P_{uy} \times L \times \frac{b}{2} = 15.40 \times 0.1 + 0.063 \times 5.05 \times \frac{0.14}{2} = 1.56 \text{ KN.m}$$

Les échantignolles sont des éléments formés à froid → classe 3

$$M_{pliage} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}} \geq M_R$$

$$W_{pl,y} \geq \frac{M_R \times \gamma_{M1}}{f_y} \quad \text{Donc : } W_{pl,y} \geq \frac{1.56 \times 100}{23.5} = 6.64 \text{ cm}^3$$

On a une section rectangulaire :

$$W_{pl,y} = \frac{b' \times e^2}{6}$$

Remarque : la largeur de l'échantignolle « b' » est prise après avoir

Dimensionné la traverse.

On a la traverse de forme IPE 300 ...b

ipe 300 = 15 cm Donc le b' ≤ b IPE

300...on suppose que b' = 13 cm

$$W_{pl,y} = \frac{b' \times e^2}{6} = \frac{13 \times e^2}{6} = 6.64 \text{ cm}^3$$

$$e = \sqrt{\frac{6.64 \times 6}{13}} = 1.75 \text{ cm}$$

On adopte une échantignolle de e = 18 mm

III-2 Lisses de Bardages

Les lisses de bardage sont des éléments destinés à supporter l'étanchéité verticale (confection d'une paroi où le remplissage en matériaux léger tel que les tôles nervurées ou panneau sandwich).

Dans notre projet chaque lisse repose sur 2 appuis espacés de :

→ L=5.05m sur le long pan.

→ L=3.6.m sur le pignon, et avec des suspentes à mi portée selon l'axe yy'.

- L'entre axe des lisses est d=2,5 m
(espace entre 2 lisses). On dispose de 6
lignes de lisses sur chaque paroi.
- Les lisses sont en acier S235(E24).

III-2-1-1 Lisses de Bardage en Long Pan

III-2-1-2 Évaluation des Charges :(Long Pan)

a) Charges permanentes

- $G_1 = 10 \text{ kg/m}^2$
 - Poids propre de la lisse (dans notre cas le poids propre est inconnu)

b) Charge climatique de vent « W »

$$W = -138.22 \times 2.5 = -345.56 \text{ daN/ml.}$$

III.2.1.2 Combinaisons de Charges :

a) L'état limite ultime « ELU » :

- Sur l'axe zz' : $Q_{uz} = 1.5 \times W = -518.34 \text{ daN/ml}$
- Sur l'axe yy' : $Q_{uy} = 1.35 \times G = 13.5 \text{ daN/m}^2$

b) L'état limite de service « ELS » :

- Sur l'axe zz' : $Q_{sz} = W = -3.456 \text{ KN/ml}$
- Sur l'axe yy' : $Q_{sy} = G = 0.1 \text{ KN/m}^2$

La Figure III-8 montre la disposition des lisses sur le poteau.

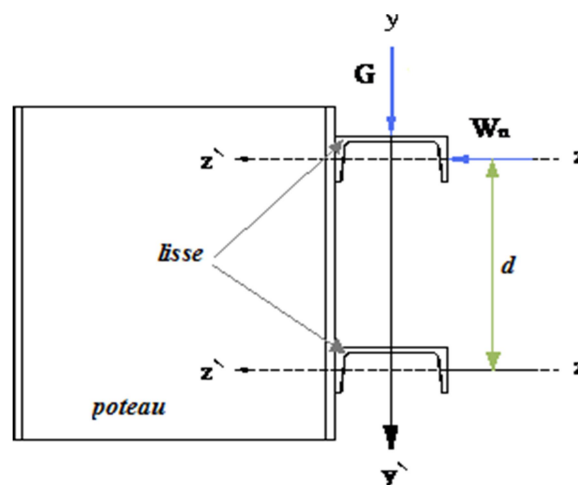


Figure III-8 : Disposition des lisses sur le poteau.

III.2.1.3 Pré Dimensionnement :

Le pré dimensionnement se fait d'après la condition de flèche à L'ELS :

$$\text{Axe Z-Z : } f_z = \frac{Q_{y,x}(L/2)^4}{E I_z}$$

Sous l'effet de vent Normal « W » :

$$f_z = \frac{w \times 5 \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{L}{200} = \frac{505}{200} = 2.52 \text{ cm.}$$

La figure III-9 montre La flèche maximale suivant l'axe zz'.

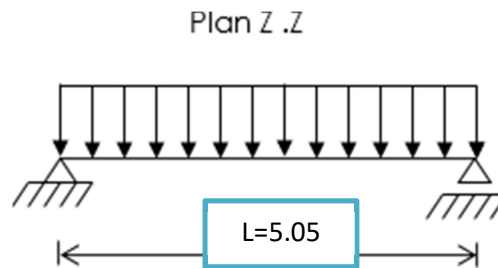


Figure III-9 : La flèche maximale suivant l'axe zz'.

$$D'où : I_y \geq \frac{5 \times 505^4 \times 3.456}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 2.52} = 553.04 \text{ cm}^4$$

D'après le tableau des profils des UAP on adopte un UAP150 avec $I_y = 605 \text{ cm}^4$ et un poids propre égal à 16 daN/ml .

Axe Y-Y

Sous l'effet du poids propre « G » :

- $G = G1$ (poids de bardage) + $G2$ (poids de lisse)
- $G = 16 + 10 \times 2.5 = 41 \text{ daN/ml}$

$$f_y = \frac{w \times 5 \times L^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{5 \times 505^4 \times 41 \times 10^{-2}}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 93.25} = 1.77 \text{ cm} \leq 3 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{OK.}$$

D'où UAP 150 est vérifié.

Le tableau III-3 montre les caractéristiques du profilé UAP 150.

Tableau III-3 : Caractéristiques du profilé UAP 150.

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	B mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
UAP150	17,93	22,84	150	65	10,3	7	109	796,06	93,25	125,27	38,91	5,90	2,02

III-2-1-4 Vérification de la Résistance de la Section à « ELU » :

a) Détermination des sollicitations :

Moments Axe Z-Z :

$$M_y = \frac{P_{uz} \times (l)^2}{8} = \frac{5.18 \times (5.05)^2}{8} = 16.51 \text{ KN.m (Lisse isostatique sans liernes).}$$

Axe Y-Y : à l'ELU : G' = 1.35 × 41 = 55.35 daN / ml

$$M_z = \frac{P_{uy} \times (l)^2}{8} = \frac{0.553 \times (5.05)^2}{8} = 1.76 \text{ KN.m (Lisse isostatique sans liernes).}$$

b) Détermination de la classe de la section :

- **Classe de la semelle (semelle comprimé)**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \text{ Avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{c}{t_f} = 3.155 \leq 10 \text{ L'âme est de classe 01}$$

Classe de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{h(2t_f+2)}{t_w} \leq 72 \text{ Avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{d}{t_w} = 15.57 \leq 72 \text{ L'âme est de classe 01}$$

c) Calcul Plastique :

D'après l'EuroCode03, la résistance à la flexion bi axiale du profilé est vérifiée si la condition suivante est satisfaite :

$$\left[\frac{M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \right]^\beta \leq 1 \dots \dots \dots [1] \text{ Art 5.35}$$

Avec : $\alpha = 2$ et $\beta = 1$

$$\begin{cases} M_{ply} = W_{ply} \times F_y \\ M_{plz} = W_{plz} \times F_y \end{cases} \text{ Avec : } \begin{cases} M_{ply} = 125.27 \text{ cm}^3 \\ M_{plz} = 38.91 \text{ cm}^3 \end{cases} \quad \text{et } F_y = 235 \text{ N/mm}^2$$

AN:

$$\begin{cases} M_{ply} = 125.27 \times 0.235 = 29.44 \\ M_{plz} = 38.91 \times 0.235 = 9.14 \end{cases}$$

Alors :

$$\left[\frac{16.51}{29.44} \right]^2 + \left[\frac{1.76}{9.14} \right]^1 = 0.5 \leq 1 \quad \text{OK.}$$

III.2.1.5 Vérification au Déversement :

La condition vérification au déversement est donnée par l'expression ci-dessous :

$$M_{sdy} \leq \chi_{LT} \times \beta_w \times \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}} \dots \dots \dots [1] \text{ Art 5.5.2}$$

$$\beta_w = 1 (\text{classe 1}) ; \gamma_{M1} = 1$$

χ_{LT} : Coefficient de réduction pour le déversement, en fonction de $\overline{\lambda_{LT}}$

$\overline{\lambda_{LT}}$ est l'élanement de déversement :

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \times \sqrt{\beta_w}$$

M_{cr} : est le moment critique de déversement

$$M_{cr} = \frac{c_1 \pi^2 E I_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot G I_t}{\pi^2 E I_z} + (c_2 \times Z_g)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (c_2 \times Z_g) \right\} \dots \dots [1] \text{ Art F. 1.2}$$

c_1 et c_2 : Facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement. $c_1 = 1,132$ $c_2 = 0,459$

K et K_w : les facteurs de longueur effective avec : $K = 1$ appui simple $K_w = 1$
 $L = 505 \text{ cm}$

$$Z_g = Z_a - Z_s \text{ avec}$$

$Z_s = 0$ section doublement symétrique. [1] figure F.1.1

$Z_a = -\frac{h}{2} = -7.5 \text{ cm}$; sous le vent (-) car l'orientation de repart est vers la semelle comprimé.

Donc: $Z_g = -7.5 \text{ cm}$.

$$I_t = 6.51 \text{ cm}^4; I_w = 2990 \text{ cm}^4; G = 0.4 E \text{ cm}^4; I_z = 93.25 \text{ cm}^4$$

$$M_{cr} = \frac{1.132 \times \pi^2 \times 93.25 \times 2.1 \times 10^4}{(1 \times 505)^2} \left\{ \left[(1)^2 \times \frac{2990}{93.25} + \frac{(1 \times 505)^2 \times 0.4 \times 6.51}{\pi^2 \times 93.25 \times 2.1 \times 10^4} + (0.459 \times 7.5)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0.459 \times -7.5) \right\}$$

$$M_{cr} = 864.06 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{ply}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{29.44}{864.06}} = 0.18$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0.18 < 0.4$ donc il n'y a pas un risque de déversement.

Profilé laminé ; $\alpha = 0.49$; Courbe(c) $\rightarrow \chi_{LT}$

On tire χ_{LT} à partir du tableau 5.5.2 de [1] :

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0.18 \rightarrow \chi_{LT} = 1$$

$$M_y = 16.51 \text{ KN.m}$$

$$M_y \leq 1 \times 1 \times \frac{125.27 \times 0.235}{1.1} = 26.76 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 12.42 \text{ KN.m} \leq 26.22 \text{ KN.m} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion : On adopte des profilés **UAP150** pour les lisses.

III-2-1-3 Lisses de Bardage en Pignon :

III-2-1-4 Évaluation des Charges : (Pignon)

c) Charges permanentes

- $G_1 = 10 \text{ kg/m}^2$
 - Poids propre de la lisse (dans notre cas le poids propre est inconnu)

d) Charge climatique de vent « W »

$$W = -87.324 \times 2.5 = -218.31 \text{ daN/ml.}$$

III.2.1.4 Combinaisons de Charges :

c) L'état limite ultime « ELU » :

- Sur l'axe zz' : $Q_{uz} = 1.5 \times W = -327.46 \text{ daN/ml}$

- Sur l'axe yy' : $Q_{uy} = 1.35 \times G = 13.5 \text{ daN/m}^2$
- d) L'état limite de service « ELS » :
- Sur l'axe zz' : $Q_{sz} = W = -2.183 \text{ KN/ml}$
- Sur l'axe yy' : $Q_{sy} = G = 0.1 \text{ KN/m}^2$

La Figure III-8 montre la disposition des lisses sur le poteau.

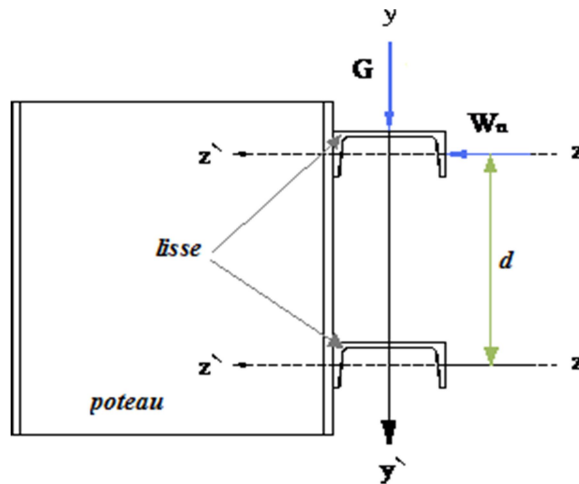


Figure III-8 : Disposition des lisses sur le poteau.

III.2.1.5 Pré Dimensionnement :

Le pré dimensionnement se fait d'après la condition de flèche à L'ELS :

$$\text{Axe Z-Z : } f_z = \frac{Q_{y,x}(L)^4}{E I_z}$$

Sous l'effet de vent Normal « W » :

$$f_z = \frac{W \times 5 \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{L}{200} = \frac{360}{200} = 1.8 \text{ cm.}$$

La figure III-9 montre La flèche maximale suivant l'axe zz' .

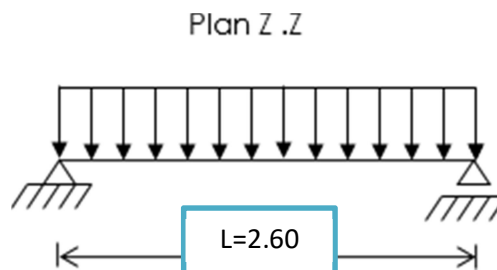


Figure III-9 : La flèche maximale suivant l'axe zz' .

$$D'où : I_y \geq \frac{5 \times 360^4 \times 2.183}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 1.8} = 126.30 \text{ cm}^4$$

D'après le tableau des profils des UAP on adopte un UAP100 avec $I_y = 209.5 \text{ cm}^4$ et un poids propre égal à 10.5 daN/ml .

Axe Y-Y

Sous l'effet du poids propre « G » :

- $G = G1$ (poids de bardage) + $G2$ (poids de lisse)
- $G = 10.5 + 10 \times 2.5 = 35.5 \text{ daN/ml}$

$$f_y = \frac{w \times 5 \times L^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{5 \times 260^4 \times 35.5 \times 10^{-2}}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 32.83} = 0.306 \text{ cm} \leq 3 \text{ cm} \dots \dots \text{OK.}$$

D'où UAP 100 est vérifié.

Le tableau III-3 montre les caractéristiques du profilé UAP 100.

Tableau III-3 : Caractéristiques du profilé UAP 100.

Profilé	h (mm)	b (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	G (kg/m)
UAP 100	100	50	5.5	8.5	10.5
	$W_{ply} (\text{cm})^3$	$W_{plz} (\text{cm})^3$	$I_z (\text{cm})^4$	$I_y (\text{cm})^4$	
	49.59	18.47	32.83	209.5	

III-2-1-4 Vérification de la Résistance de la Section à « ELU » :

d) Détermination des sollicitations :

Moments Axe Z-Z :

$$M_y = \frac{P_{uz} \times (l)^2}{8} = \frac{3.27 \times (2.6)^2}{8} = 2.76 \text{ KN.m (Lisse isostatique sans liernes).}$$

Axe Y-Y : à l'ELU : $G' = 1.35 \times 35.5 = 47.93 \text{ daN / ml}$

$$M_z = \frac{P_{uy} \times (l)^2}{8} = \frac{0.47 \times (2.6)^2}{8} = 0.40 \text{ KN.m (Lisse isostatique sans liernes).}$$

e) Détermination de la classe de la section :

- **Classe de la semelle (semelle comprimé)**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \text{ Avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{c}{t_f} = 2.94 \leq 10 \quad \text{L'âme est de classe 01}$$

Classe de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{h-(2t_f+2)}{t_w} \leq 72 \quad \text{Avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{d}{t_w} = 12 \leq 72 \quad \text{L'âme est de classe 01}$$

f) Calcul Plastique :

D'après l'EuroCode03, la résistance à la flexion bi axiale du profilé est vérifiée si la condition suivante est satisfaite :

$$\left[\frac{M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \right]^\beta \leq 1 \quad [02] \dots [1] \text{ Art 5.35}$$

Avec : $\alpha = 2$ et $\beta = 1$

$$\begin{cases} M_{ply} = W_{ply} \times F_y \\ M_{plz} = W_{plz} \times F_y \end{cases} \quad \text{Avec : } \begin{cases} W_{ply} = 49.59 \text{ cm}^3 \\ W_{plz} = 18.47 \text{ cm}^3 \end{cases} \quad \text{et } F_y = 235 \text{ N/mm}^2$$

AN:

$$\begin{cases} M_{ply} = 49.59 \times 0.235 = 11.65 \\ M_{plz} = 18.47 \times 0.235 = 4.34 \end{cases}$$

Alors :

$$\left[\frac{2.76}{11.65} \right]^2 + \left[\frac{0.40}{4.34} \right]^1 = 0.06 \leq 1 \quad \text{OK.}$$

III.2.1.5 Vérification au Déversement :

La condition vérification au déversement est donnée par l'expression ci-dessous :

$$M_{sdy} \leq \chi_{LT} \times \beta_w \times \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}} \dots \dots \dots [1] \text{ Art 5.5.2}$$

$$\beta_w = 1 (\text{classe 1}) ; \gamma_{M1} = 1$$

χ_{LT} : Coefficient de réduction pour le déversement, en fonction de $\overline{\lambda}_{LT}$

$\overline{\lambda}_{LT}$ est l'élanement de déversement :

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \times \sqrt{\beta_w}$$

M_{cr} : est le moment critique de déversement

$$M_{cr} = \frac{c_1 \pi^2 E I_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot G I_t}{\pi^2 E I_z} + (c_2 \times Z_g)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (c_2 \times Z_g) \right\} \dots [1] \text{ Art F. 1.2}$$

c_1 et c_2 : Facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement. $c_1 = 1,132$ $c_2 = 0,459$

K et K_w : les facteurs de longueur effective avec : $K = 1$ appui simple $K_w = 1$

$$L = 505 \text{ cm}$$

$$Z_g = Z_a - Z_s \text{ avec}$$

$Z_s = 0$ section doublement symétrique. [1] figure F.1.1

$Z_a = -\frac{h}{2} = -7.5 \text{ cm}$; sous le vent (-) car l'orientation de repart est vers la semelle comprimé.

Donc: $Z_g = -7.5 \text{ cm}$.

$$I_t = 2.6 \text{ cm}^4; I_w = 732.95 \text{ cm}^6 ; G = 0.4E ; I_z = 32.83 \text{ cm}^4$$

$$M_{cr} = \frac{1.132 \times \pi^2 \times 32.83 \times 2.1 \times 10^4}{(1 \times 260)^2} \left\{ \left[(1)^2 \times \frac{732.95}{32.83} + \frac{(1 \times 260)^2 \times 0.4 \times 2.6}{\pi^2 \times 32.83 \times 2.1 \times 10^4} + (0.459 \times 7.5)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0.459 \times -7.5) \right\}$$

$$M_{cr} = \mathbf{1058.47 \text{ KN.m}}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{ply}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{\mathbf{11.65}}{\mathbf{1058.47}}} = 0.104$$

$\overline{\lambda}_{LT} = 0.104 < 0.4$ donc il n'y a pas un risque de déversement.

Profilé laminé ; $\alpha = 0,49$; Courbe(c) $\rightarrow \chi_{LT}$

On tire χ_{LT} à partir du tableau 5.5.2 de [1] :

$$\overline{\lambda}_{LT} = 0.104 \rightarrow \chi_{LT} = 1$$

$$M_y = \mathbf{2.76 \text{ KN.m}}$$

$$M_y \leq 1 \times 1 \times \frac{49.59 \times 0.235}{1.1} = 10.59 \text{ kN.m}$$

$M_y = 2.76 \text{ KN.m} \leq 10.59 \text{ KN.m} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$

Conclusion : On adopte des profilés **UAP100** pour les lisses.

III-3 Les Potelets :

Introduction :

Les potelets sont des éléments en profilés laminés, leur rôle est de transmettre les différents efforts horizontaux à la poutre au vent et les efforts verticaux vers le sol. Ils sont disposés verticalement sur le pignon, et sont sollicités à la flexion composée dont les efforts sont :

- ✓ Effort normal produit par le poids propre du potelet et lisses de bardage.
- ✓ Effort de flexion produit par l'action du vent sur le pignon.

III-3-1 Dimensionnement des Potelets :

Calcul des charges et surcharges revenant aux potelets

- La hauteur maximale des potelets $L = 10.5$ m.
- Le porté maximal entre axes des potelets $d = 5.05$ m .
- Les potelets sont en acier S235.
- La surpression du au vent est : $W = 87.324$ daN/m²

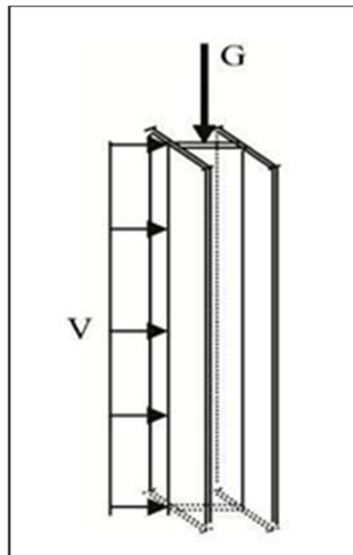


Figure III.1 : Représentation des charges et surcharges sur le potelet.

III-3-2 Détermination de la Section du Potelet (Calcul à L'ELS) :

- La charge du vent la plus défavorable sur le pignon est $Q_j = 0.873$ Kn/m²

Donc $q_w = 0.873 \times 5.05 = 4.41$ kN/ml

Les potelets étant articulés en tête et en pied, la flèche maximale est :

$$f_z = \frac{q_w \times 5 \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} \frac{L}{200} = \frac{1050}{200} = 5.25 \text{ cm.}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 1050^4 \times 4.41}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 5.25} = 6330 \text{ cm}^4$$

Donc on choisit HEA 240 $I_y = 7763 \text{ cm}^4$ et le poids propre/ml = 60.3 daN/ml.

III-3-3 Évaluation des Charges

a) Les charges variables : (Vent)

$$q_w = 4.41 \text{ kN/ml}$$

b) Les charges permanentes :

- poids de bardage $\rightarrow G_1 = 10 \text{ daN/m}^2$
- Poids des lisses $\rightarrow G_2 = 4 \times 10.5 = 42 \text{ daN/m}$
- poids propre de HEA 240 $\rightarrow G_3 = 60.3 \text{ daN/m}$
- $G = [(G_1 \cdot d \cdot L) + (G_2) \cdot d + L \cdot G_3]$

$$G = [(10 \times 5.5 \times 10.5) + (42 \times 5.5) + (60.3 \times 10.5)] = 1441.65 \text{ daN}$$

$$\text{Donc} \rightarrow G = 14.41 \text{ kN.}$$

III-3-4 Vérification à la Flexion Composée

III.3.4.1 Vérification de l'Effort Axial

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$N_{ysd} \leq \min \left\{ 0.25 N_{plrd} ; 0.5 \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{M0}} \right\}$$

$$N_{ysd} = 1.35 \times G = 1.35 \times 14.41$$

$$N_{ysd} = 19.45 \text{ KN}$$

$$N_{plrd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{76.84 \times 23.5}{1} = 1805.74 \text{ KN}$$

$$0.25 N_{plrd} = 451.44 \text{ KN}$$

$$\frac{A_w \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{(A - 2bt_f) \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{(76.84 - 2 \times 24 \times 1.2) \times 23.5}{1} = 452.14 \text{ KN}$$

$$0.5 \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{M0}} = 226.07 \text{ KN}$$

Donc:

$$N_{ysd} = 19.45 \text{ kN} \leq \min\{451.44 \text{ KN}; 226.07 \text{ KN}\}$$

→ Donc la condition est vérifiée.

III.3.4.2 Vérification de l'Effort Tranchant :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sd.max} \leq \frac{1}{2} V_{pl.rd}$$

$$V_{sd.max} = V_{sdz} = \frac{W \times L}{2} = \frac{4.41 \times 10.5}{2}$$

$$V_{sd.max} = 32.15KN$$

$$V_{pl.rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M0}} = 310.57 = \frac{1}{2} V_{pl.rd} = 155.28KN$$

$$V_{sd.max} = 32.15KN \leq \frac{1}{2} V_{pl.rd} = 155.28KN$$

*Donc la condition est vérifiée.

III-3-4-3 Vérification de la Stabilité au Flambement Flexion

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \left(A \times f_y / \gamma_{M1} \right)} + \frac{K_y \times M_{y.sd}}{W_{pl.y} \left(f_y / \gamma_{M1} \right)} \leq 1 \quad M_{z.sd} = 0$$

Avec :

$$N_{y.sd} = 19.45kN$$

$$M_{y.sd} = 1.5 \times \frac{4.41 \times 10.5^2}{8} = 91.16KN.m$$

Calculons la longueur de flambement :

Autour de l'axe faible y'y (dans le plan de l'âme) : le potelet risque de flamber sur toute sa hauteur

Donc la longueur de flambement $L_{ky} = 10.5m$

Autour de l'axe faible z'z (dans le plan perpendiculaire de l'âme), le poteau est empêché de flamber sur toute sa hauteur par les lisses de bardage.

Donc la longueur de flambement $L_{ky} = 2.5m$

Pour HEA 240, les rayons de giration sont : $\begin{cases} i_y = 10.05cm \\ i_z = 6cm \end{cases}$

a) Calcul des Élancements

$$\begin{cases} \lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{1050}{10.05} = 104.74 \\ \lambda_{yz} = \frac{L_{kz}}{i_z} = \frac{250}{6} = 41.67 \end{cases}$$

b) Calcul des élancements critiques

Acier S235

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

Donc : $\lambda_{cr} = 93.9\varepsilon = 93.9 \times 1 = 93.9$ **c) Classe de la section**❖ **Classe de la semelle : (comprimée)**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{bf}{2t} \leq 10 \rightarrow \frac{19.05}{2 \times 1.2} = 7.93 < 10 \text{ Semelle de classe 01}$$

❖ **Classe de l'âme : (Flexion composée)**

$$\alpha = \frac{1}{d} \left(\frac{d + d_c}{2} \right) \leq 1$$

$$d_c = \frac{N_{ysd}}{t_w \times F_Y} = \frac{19.45}{0.75 \times 23.5} = 1.10$$

AN

$$\alpha = \frac{1}{16.4} \left(\frac{16.4 + 1.1}{2} \right) = 0.53 \leq 1 \quad \text{avec } \alpha > 0.53$$

Pour la section de classe 01 :

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{164}{7.5} = 21.87 \quad \text{et} \quad \frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)} = \frac{391}{5.89} = 67.23$$

Donc

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)} \dots \hat{=} \text{Âme de classe 01}$$

La section **HEA 240** est de classe 1.**d) Calcul des élancements réduits**

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} \right] \times \sqrt{\beta_w} = \left[\frac{104.47}{93.9} \right] \times \sqrt{1} = 1.11 > 0.2 \text{ il ya un risque de flambement}$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} \right] \times \sqrt{\beta_w} = \left[\frac{41.67}{93.9} \right] \times \sqrt{1} = 0.44 > 0.2 \text{ il ya un risque de flambement}$$

Avec : $\sqrt{\beta_w} = 1$ HEA 240 est de classe 1.**e) Calcul de coefficient de réduction**

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

Choix de la courbe de flambement d'après le tableau 5. 5.3 Eurocode 3:

Pour HEA 240 : $h = 230 \text{ mm}$, $b = 240 \text{ mm}$, $tf = 12 \text{ mm}$.

Donc : $\frac{h}{b} = 2.06 < 1.2$; et $tf = 12 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$.

Tableau III-5 : Coefficients de flambement correspondant à la section HEA 240.

Axe de flambement	Courbe de flambement	Facteur d'imperfection α
y-y'	b	$\alpha_y = 0.34$
z-z'	c	$\alpha_z = 0.49$

f) Calcul de χ_{min} :

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}}$$

Avec : $\chi_y \leq 1$

$$\phi_y = 0.5 [1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

AN

$$\phi_y = 0.5 [1 + 0.34(1.11 - 0.2) + 1.11^2]$$

$$\phi_y = 1.270 \rightarrow \chi_y = 0.530$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}}$$

Avec : $\chi_z \leq 1$

$$\phi_z = 0.5 [1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

AN

$$\phi_z = 0.5 [1 + 0.49(0.44 - 0.2) + 0.44^2]$$

$$\phi_z = 0.650 \rightarrow \chi_z = 0.884$$

$$\chi_{min} = \min(0.530; 0.884)$$

$$\text{Donc } \chi_{min} = 0.530$$

$$\beta_w = 1 (\text{classe 1}) ; \gamma_{M1} = 1$$

χ_{LT} : Coefficient de réduction pour le déversement, en fonction de $\bar{\lambda}_{LT}$

$\overline{\lambda}_{LT}$ est l'élanement de déversement :

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta w \times w_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \times \sqrt{\beta w}$$

M_{cr} : est le moment critique de déversement

$$M_{cr} = \frac{c_1 \pi^2 E I_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot G I_t}{\pi^2 E I_z} + (c_2 \times Z_g)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (c_2 \times Z_g) \right\} \dots [1] \text{ Art F. 1.2}$$

c_1 et c_2 : Facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement.

$$c_1 = 0.972 \quad c_2 = 0.43$$

K et K_w : les facteurs de longueur effective avec : $K = 0.5$ appui simple $K_w = 0.5$

$$Z_g = Z_a - Z_s \text{ avec}$$

$Z_s = 0$ section doublement symétrique. [1] figure F.1.1

$Z_a = -\frac{h}{2} = -16.5 \text{ cm}$; sous le vent (-) car l'orientation de repart est vers la semelle comprimé.

Donc : $Z_g = -16.5 \text{ cm}$.

$$I_t = 42.1 \text{ cm}^4; I_w = 329000 \text{ cm}^6; G = 0.4E; I_z = 2769 \text{ cm}^4$$

$$M_{cr} = \frac{0.972 \times \pi^2 \times 2769 \times 2.1 \times 10^4}{(0.5 \times 1050)^2} \left\{ \left[(1)^2 \times \frac{329000}{2769} + \frac{(0.5 \times 1050)^2 \times 0.4 \times 42.1}{\pi^2 \times 2769 \times 2.1 \times 10^4} + (0.304 \times 16.5)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0.304 \times -16.5) \right\}$$

$$M_{cr} = 34437.36 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma_{M0}} = \frac{745 \times 23.5}{1.1} = 15916 \text{ KN.m}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{ply}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{15916}{34437}} = 0.679$$

$\overline{\lambda}_{LT} = 0.679 > 0.4$ donc il y a un risque de déversement.

Donc on doit vérifier le diversement.

g) vérification au déversement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl,y}} + \frac{K_{LT} \times M_y}{W_{pl,y} \times M_{pl,y}} \leq 1$$

Profilé laminé ; $\alpha = 0.34$; Courbe(b) $\rightarrow \chi_{LT}$

On tire χ_{LT} à partir du tableau 5.5.2 de [1] :

$$\overline{\lambda}_{LT} = 0.679 \rightarrow \chi_{LT} = 0.80$$

$$N_{ysd} = 19.45 \text{ KN} \quad M_{ysd} = 91.16 \text{ KN.m}$$

- Calcul de coefficient k

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N}{X_z \times A \times F_y}$$

$$\mu_{LT} = 0.5 \times \bar{\lambda}_y \times \beta_{MLT} - 0.15 \quad \text{Mais : } \mu_{LT} \leq 0.9$$

$$\beta_{MLT} = 1.3$$

$$\mu_{LT} = 0.5 \times 1.11 \times 1.3 - 0.15 = 0.57$$

$$X_z = 0.884$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{0.57 \times 1945}{0.884 \times 76.8 \times 235 \times 10^2} = 0.999$$

Donc :

$$\frac{19.45}{0.530 \times 1471.1} + \frac{1 \times 91.16}{0.80 \times 15916} = 0.024 + 0.007 = 0.031 \leq 1 \text{ C'est vérifié.}$$

HEA 240 convient comme potelet.

Conclusion

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

Les pannes : IPE 140.

Lisses de Bardage en Long Pan: UAP150

Lisses de Bardage en Pignon : UAP 100.

Les potelets : HEA 240.

CHAPITRE IV

Vérification des Eléments

VERIFICATION DES ELEMENTS

INTRODUCTION :

Après le pré-dimensionnement des éléments et leur modélisation, on procède à la vérification (traction, flambement et résistance) sous les efforts les plus défavorables tirés du logiciel ROBOT 2020.

VI.1 Les pannes : IPE 140

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 372 Poutre2_372
0.00 m

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 8 ELU /27/ 1*1.00 + 2*1.00 + 6*1.50

MATERIAU:

S 275 (S 275) $f_y = 275.00$ MPa

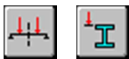


PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 140

h=14.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=7.3 cm	Ay=11.15 cm ²	Az=7.64 cm ²	Ax=16.43 cm ²
tw=0.5 cm	Iy=541.22 cm ⁴	Iz=44.92 cm ⁴	Ix=2.54 cm ⁴
tf=0.7 cm	Wply=88.35 cm ³	Wplz=19.25 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 17.76 kG	My,Ed = 242.60 kG*m	Mz,Ed = 62.62 kG*m	Vy,Ed = 67.35 kG
Nc,Rd = 46062.11 kG	My,Ed,max = 242.60 kG*m		Mz,Ed,max = 62.62 kG*m
	Vy,T,Rd = 18053.47 kG		
Nb,Rd = 46062.11 kG	My,c,Rd = 2477.49 kG*m	Mz,c,Rd = 539.73 kG*m	Vz,Ed = -280.39 kG
	MN,y,Rd = 2477.49 kG*m	MN,z,Rd = 539.73 kG*m	Vz,T,Rd = 12371.72 kG
	Mb,Rd = 1284.12 kG*m		Tt,Ed = -0.02 kG*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 1633.99 kG*m	Courbe,LT -	XLT = 0.50
Lcr,upp=5.05 m	Lam_LT = 1.23	fi,LT = 1.38	XLT,mod = 0.52

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

kyy = 1.00



en z:

kzz = 1.00

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.10 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.12 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^1 = 0.13 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.02 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{ty,Ed}/(\sigma_{fy}/(\sqrt{3}) \cdot g_{M0}) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{tz,Ed}/(\sigma_{fy}/(\sqrt{3}) \cdot g_{M0}) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
Contrôle de la stabilité globale de la barre:
 $M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.19 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))
 $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.31 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.31 < 1.00$ (6.3.3.(4))

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

$u_y = 0.4 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 2.5 \text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif: 4 Vent 0 deg sur.(+)

$u_z = 0.2 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 2.5 \text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif: 4 Vent 0 deg sur.(+)



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

VI.2 Lisses de Bardage en Long Pan: UAP150

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 633 Poutre_633
5.05 m

POINT: 7

COORDONNEE: x = 1.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 8 ELU /19/ 1*1.35 + 2*1.35 + 6*1.50

MATERIAU:

ACIER $\sigma_{fy} = 235.00 \text{ MPa}$



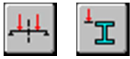
PARAMETRES DE LA SECTION: UAP 150

$h=15.0 \text{ cm}$	$g_{M0}=1.00$	$g_{M1}=1.00$	
$b=6.5 \text{ cm}$	$A_y=15.21 \text{ cm}^2$	$A_z=11.28 \text{ cm}^2$	$A_x=22.84 \text{ cm}^2$
$t_w=0.7 \text{ cm}$	$I_y=796.06 \text{ cm}^4$	$I_z=93.25 \text{ cm}^4$	$I_x=6.76 \text{ cm}^4$
$t_f=1.0 \text{ cm}$	$W_{ely}=106.14 \text{ cm}^3$	$W_{elz}=20.97 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 228.75 \text{ kG}$	$M_{y,Ed} = 168.46 \text{ kG}^* \text{ m}$	$M_{z,Ed} = -113.36 \text{ kG}^* \text{ m}$	$V_{y,Ed} = 136.85 \text{ kG}$
$N_{c,Rd} = 54734.40 \text{ kG}$	$M_{y,Ed,max} = 407.73 \text{ kG}^* \text{ m}$		$M_{z,Ed,max} = -118.36 \text{ kG}^* \text{ m}$
	$V_{y,T,Rd} = 21038.72 \text{ kG}$		
$N_{b,Rd} = 54734.40 \text{ kG}$	$M_{y,c,Rd} = 2543.49 \text{ kG}^* \text{ m}$	$M_{z,c,Rd} = 502.54 \text{ kG}^* \text{ m}$	$V_{z,Ed} = -256.97 \text{ kG}$
			$V_{z,T,Rd} = 15608.72 \text{ kG}$
	$M_{b,Rd} = 1089.22 \text{ kG}^* \text{ m}$		$T_{t,Ed} = -0.06 \text{ kG}^* \text{ m}$

Classe de la section = 3

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

$z = 1.00$ $M_{cr} = 2181.76 \text{ kG}\cdot\text{m}$ Courbe,LT - d $XLT = 0.43$
 $L_{cr,upp} = 5.05 \text{ m}$ $Lam_{LT} = 1.08$ $f_{i,LT} = 1.42$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:

 $k_{yy} = 1.00$ 

en z:

 $k_{zz} = 1.00$ **FORMULES DE VERIFICATION:****Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.30 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\text{Sig}_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\text{Tau}_{ty,Ed})^2} / (f_y/gM0) = 0.30 < 1.00 \quad (6.2.1(5))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\text{Tau}_{ty,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\text{Tau}_{tz,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$
Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.37 < 1.00 \quad (6.3.2.1(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.61 < 1.00 \quad (6.3.3(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.61 < 1.00 \quad (6.3.3(4))$$
Profil correct !!!**VI.3 Lisses de Bardage en Pignon : UAP 100****CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME:** *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.***TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces**FAMILLE:****PIECE:** 994**POINT:** 4**COORDONNEE:** $x = 0.50 L =$

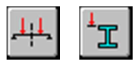
1.80 m

CHARGEMENTS:*Cas de charge décisif:* 8 ELU /16/ 1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.00 + 7*1.50**MATERIAU:**ACIER $f_y = 235.00 \text{ MPa}$ **PARAMETRES DE LA SECTION: UAP 100** $h = 10.0 \text{ cm}$ $gM0 = 1.00$ $gM1 = 1.00$ $b = 5.0 \text{ cm}$ $A_y = 9.75 \text{ cm}^2$ $A_z = 6.07 \text{ cm}^2$ $A_x = 13.38 \text{ cm}^2$

tw=0.5 cm	Iy=209.50 cm ⁴	Iz=32.83 cm ⁴	Ix=2.79 cm ⁴
tf=0.9 cm	Wely=41.90 cm ³	Welz=9.95 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{i,Ed} = 125.61 kG	M _{y,Ed} = -246.42 kG*m	M _{z,Ed} = 28.08 kG*m	V _{y,Ed} = 0.08 kG
N _{c,Rd} = 32051.19 kG	M _{y,Ed,max} = -246.42 kG*m		M _{z,Ed,max} = -49.72 kG*m
	V _{y,T,Rd} = 13445.18 kG		
N _{b,Rd} = 32051.19 kG	M _{y,c,Rd} = 1004.06 kG*m	M _{z,c,Rd} = 238.36 kG*m	V _{z,Ed} = 5.75 kG
			V _{z,T,Rd} = 8376.16 kG
	M _{b,Rd} = 502.95 kG*m		T _{t,Ed} = 0.31 kG*m
			Classe de la section = 3

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

z = 1.00	M _{cr} = 1146.43 kG*m	Courbe,LT - d	XLT = 0.50
L _{cr,low} =3.60 m	Lam_LT = 0.94	f _{i,LT} = 1.22	

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:

k_{yy} = 1.00



en z:

k_{zz} = 1.00

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{i,Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.36 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\text{Sig}_{x,Ed})^2 + 3 * (\text{Tau}_{ty,Ed})^2} / (f_y / gM_0) = 0.36 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\text{Tau}_{ty,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} * gM_0)) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\text{Tau}_{tz,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} * gM_0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed,max} / M_{b,Rd} = 0.49 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{i,Ed} / (X_y * N_{Rk} / gM_1) + k_{yy} * M_{y,Ed,max} / (XLT * M_{y,Rk} / gM_1) + k_{yz} * M_{z,Ed,max} / (M_{z,Rk} / gM_1) = 0.70 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{i,Ed} / (X_z * N_{Rk} / gM_1) + k_{zy} * M_{y,Ed,max} / (XLT * M_{y,Rk} / gM_1) + k_{zz} * M_{z,Ed,max} / (M_{z,Rk} / gM_1) = 0.70 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

Les potelets : HEA 240.

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 16 Poteau_16
0.00 m

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 8 ELU /1/ 1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.50

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00$ MPa

PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 240

h=23.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=24.0 cm	Ay=64.54 cm ²	Az=25.18 cm ²	Ax=76.84 cm ²
tw=0.8 cm	Iy=7763.18 cm ⁴	Iz=2768.81 cm ⁴	Ix=41.74 cm ⁴
tf=1.2 cm	Wply=744.62 cm ³	Wplz=351.69 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = 5801.67 kG	My _{Ed} = 12611.33 kG*m	Mz _{Ed} = -65.15 kG*m	Vy _{Ed} = -21.12 kG
Nc,Rd = 184134.24 kG	My _{Ed,max} = -15540.29 kG*m		Mz _{Ed,max} = -78.34 kG*m
	Vy,T,Rd = 89271.44 kG		
Nb,Rd = 63016.75 kG	My,c,Rd = 17843.58 kG*m	Mz,c,Rd = 8427.66 kG*m	Vz _{Ed} = -3512.39 kG
	MN _{y,Rd} = 17843.58 kG*m		MN _{z,Rd} = 8427.66 kG*m
	Vz,T,Rd = 34831.96 kG		
			Tt _{Ed} = 0.29 kG*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 8.00 m	Lam _y = 0.85
Lcr,y = 8.00 m	Xy = 0.69
Lamy = 79.59	kyy = 1.01



en z:

Lz = 8.00 m	Lam _z = 1.42
Lcr,z = 8.00 m	Xz = 0.34
Lamz = 133.27	kyz = 0.74

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.03 < 1.00$ (6.2.4.(1))
$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.71 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.51 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.10 < 1.00$ (6.2.6-7)
$\tau_{y,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
$\tau_{z,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{y,Ed} = 79.59 < \lambda_{y,max} = 210.00$	$\lambda_{z,Ed} = 133.27 < \lambda_{z,max} = 210.00$	STABLE
$N_{Ed}/(X_y * N_{Rk}/gM1) + k_{yy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.93 < 1.00$ (6.3.3.(4))		
$N_{Ed}/(X_z * N_{Rk}/gM1) + k_{zy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.56 < 1.00$		

(6.3.3.(4))

Profil correct !!!**VI.4 Contreventement CAE 60x8****CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME:** NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces**FAMILLE:****PIECE:** 728 Barrel_728**POINT:** 1**COORDONNEE:** x = 0.00 L =

0.00 m

CHARGEMENTS:*Cas de charge décisif:* 8 ELU /1/ 1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.50**MATERIAU:**ACIER $f_y = 235.00$ MPa**PARAMETRES DE LA SECTION: CAE 60x8**

h=6.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=6.0 cm	Ay=4.80 cm ²	Az=4.80 cm ²	Ax=9.03 cm ²
tw=0.8 cm	Iy=29.15 cm ⁴	Iz=29.15 cm ⁴	Ix=1.91 cm ⁴
tf=0.8 cm	Wely=6.89 cm ³	Welz=6.89 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = 7156.26 kG	M _{y,Ed} = -69.05 kG*m	M _{z,Ed} = -4.80 kG*m	V _{y,Ed} = -0.39 kG
N _{c,Rd} = 21635.70 kG	M _{y,el,Rd} = 165.14 kG*m	M _{z,el,Rd} = 165.14 kG*m	V _{y,T,Rd} = 6635.00 kG
N _{b,Rd} = 21635.70 kG	M _{y,c,Rd} = 165.14 kG*m	M _{z,c,Rd} = 165.14 kG*m	V _{z,Ed} = 36.23 kG
			V _{z,T,Rd} = 6635.00 kG
			T _{t,Ed} = 0.06 kG*m
			Classe de la section = 3

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:*Contrôle de la résistance de la section:*

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.53 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$



$$\tau_{z,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

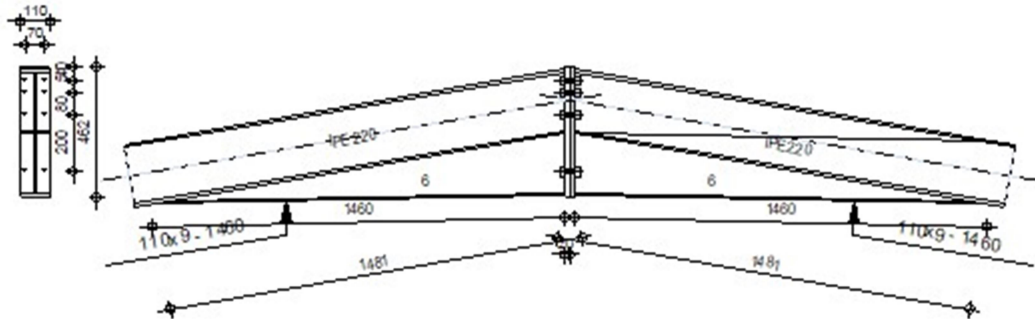
Profil correct !!!

Chapitre V :
CALCUL DES ASSEMBLAGES

CALCUL DES ASSEMBLAGES

ASSEMBLAGES :Pouter - pouter

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020	 Ratio 0.47
	Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre	
	NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	

GÉNÉRAL

Assemblage N°: 2
Nom de l'assemblage : Poutre - poutre
Noeud de la structure: 185
Barres de la structure: 33, 34

GÉOMÉTRIEGAUCHEPOUTRE

Profilé: IPE 220
Barre N°: 33
 $a = -170.3$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_{bl} = 220$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{fbl} = 110$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wbl} = 6$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fbl} = 9$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_{bl} = 12$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$a = -170.3$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $A_{bl} = 33.37$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xbl} = 2771.84$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau: S 275
 $f_{yb} = 275.00$ [MPa] Résistance

DROITE**POUTRE**

Profilé: IPE 220
 Barre N°: 34
 $a = -9.7$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_{br} = 220$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{fbr} = 110$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wbr} = 6$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fbr} = 9$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_{br} = 12$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_{br} = 33.37$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xbr} = 2771.84$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau: S 275
 $f_{yb} = 275.00$ [MPa] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon
 Classe = 10.9 Classe du boulon
 $F_{tRd} = 11526.87$ [kG] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 4$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 51$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine
] d'about
 Ecartement $e_i = 70$ [mm]
 =
 Entraxe $p_i = 40;80;200$ [mm]

PLATINE

$h_{pr} = 462$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_{pr} = 110$ [mm] Largeur de la platine

PLATINE

$h_{pr} =$	462 [mm]	Hauteur de la platine
$t_{pr} =$	20 [mm]	Epaisseur de la platine
Matériau:	ACIER	
$f_{ypr} =$	235.00 [MPa]	Résistance

JARRET INFÉRIEUR

$w_{rd} =$	110 [mm]	Largeur de la platine
$t_{frd} =$	9 [mm]	Epaisseur de l'aile
$h_{rd} =$	220 [mm]	Hauteur de la platine
$t_{wrd} =$	6 [mm]	Epaisseur de l'âme
$l_{rd} =$	1481 [mm]	Longueur de la platine
$a_d =$	-1.2 [Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	ACIER	
$f_{ybu} =$	235.00 [MPa]	Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w =$	5 [mm]	Soudure âme
$a_f =$	7 [mm]	Soudure semelle
$a_{fd} =$	5 [mm]	Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATÉRIAU

$g_{M0} =$	1.00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$g_{M1} =$	1.00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$g_{M2} =$	1.25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$g_{M3} =$	1.10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS**Etat limite: ultime**

Cas: Calculs manuels

 $M_{b1,Ed} = 5098.58$ [kG*m] Moment fléchissant dans la poutre droite**RÉSULTATS****RÉSISTANCES DE LA POUTRE****FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)** $W_{plb} = 285.43$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)] $M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / g_{M0}$

$$M_{b,pl,Rd} = 8003 \text{ [kG*m]} \text{ Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$$W_{pl} = 708.38 \text{ [cm}^3\text{]} \text{ Facteur plastique de la section} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / g_{M0}$$

$$M_{cb,Rd} = 19864.49 \text{ [kG*m]} \text{ Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

AILE ET AME EN COMPRESSION

$$M_{cb,Rd} = 19864.49 \text{ [kG*m]} \text{ Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$h_f = 434 \text{ [mm]} \text{ Distance entre les centres de gravité des ailes} \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$$F_{c,fb,Rd} = 45777.66 \text{ [kG]} \text{ Résistance de l'aile et de l'âme comprimées} \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$$b = 9.7 \text{ [Deg]} \text{ Angle entre la platine d'about et la poutre}$$

$$g = 1.2 \text{ [Deg]} \text{ Angle d'inclinaison du renfort}$$

$$b_{eff,c,wb} = 188 \text{ [mm]} \text{ Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$A_{vb} = 15.88 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$w = 0.78 \text{ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$s_{com,Ed} = 160.1 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad \text{[6.2.6.2.(2)]}$$

$$k_{wc} = 1.00 \text{ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad \text{[6.2.6.2.(2)]}$$

$$F_{c,wb,Rd1} = [w k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / g_{M0}] \cos(g) / \sin(g - b)$$

$$F_{c,wb,Rd1} = 163694.94 \text{ [kG]} \text{ Résistance de l'âme de la poutre} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

Flambement:

$$d_{wb} = 17 \text{ [m]} \text{ Hauteur de l'âme comprimée} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$l_p = 04 \text{ Elancement de plaque} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$r = 77 \text{ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$F_{c,wb,Rd2} = [w k_{wc} r b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / g_{M1}] \cos(g) / \sin(g - b)$$

$$F_{c,wb,Rd2} = 126772.29 \text{ [kG]} \text{ Résistance de l'âme de la poutre} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

Résistance finale:

$$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1} , F_{c,wb,Rd2})$$

$$F_{c,wb,Rd,low} = 126772.29 \text{ [kG]} \text{ Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

PARAMÈTRES GÉOMÉTRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	26	-	20	-	40	166	142	142	142	123	97	97	97
2	26	-	20	-	60	166	131	131	131	120	60	60	60
3	26	-	20	-	140	166	131	131	131	280	140	140	140
4	26	-	20	-	200	166	131	131	131	283	165	165	165

m – Distance du boulon de l'âme

m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre

e – Pince entre le boulon et le bord extérieur

e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal

p – Entraxe des boulons

l_{eff,cp} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1

l_{eff,2} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2

l_{eff,cp,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1

l_{eff,2,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$$F_{t,Rd} = 11526.87 \text{ [kG]} \text{ Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 26940.43 \text{ [kG]} \text{ Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} [\text{Tableau 3.4}]$$

F_{t,fc,Rd} – résistance de la semelle du poteau à la flexion

F_{t,wc,Rd} – résistance de l'âme du poteau à la traction

F_{t,ep,Rd} – résistance de la platine fléchée à la flexion

F_{t,wb,Rd} – résistance de l'âme à la traction

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = w b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / g_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / g_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F _{t1,Rd,comp} - Formule	F _{t1,Rd,comp}	Composant
-----------------------------------	-------------------------	-----------

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	23053.74	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(1)} = 23053.74$	23053.74	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 23484.52$	23484.52	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 53880.86$	53880.86	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} = 45777.66$	45777.66	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 126772.29$	126772.29	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	2865.15	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(2)} = 23053.74$	23053.74	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 21603.10$	21603.10	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 53880.86$	53880.86	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 45777.66 - 23053.74$	22723.91	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 126772.29 - 23053.74$	103718.54	Ame de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 36060.48 - 23053.74$	13006.73	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 25918.89 - 23053.74$	2865.15	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	19858.77	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(3)} = 23053.74$	23053.74	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 21603.10$	21603.10	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 53880.86$	53880.86	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 45777.66 - 25918.89$	19858.77	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 126772.29 - 25918.89$	100853.40	Ame de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 40537.95 - 2865.15$	37672.80	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 33089.79 - 2865.15$	30224.64	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 60461.67 - 25918.89$	34542.78	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 49081.74 - 25918.89$	23162.85	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd} h_3/h_1$$

$$F_{t3,Rd} = 16092.39 \text{ [kG]} \text{ Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd} h_3/h_2$$

$$F_{t3,Rd} = 2223.82 \text{ [kG]} \text{ Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp} p	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	17634.9 5	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(4)} = 23053.74$	23053.7 4	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 21603.10$	21603.1 0	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 53880.86$	53880.8 6	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 45777.66 - 28142.71$	17634.9 5	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 126772.29 - 28142.71$	98629.5 8	Ame de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 46107.49 - 2223.82$	43883.6 7	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 50509.30 - 2223.82$	48285.4 8	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 67551.36 - 5088.96$	62462.3 9	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 60436.24 - 5088.96$	55347.2 7	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 87475.08 - 28142.71$	59332.3 7	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 76428.19 - 28142.71$	48285.4 8	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd} h_4/h_1$$

$$F_{t4,Rd} = 4490.13 \text{ [kG]} \text{ Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t4,Rd} = F_{t2,Rd} h_4/h_2$$

$$F_{t4,Rd} = 620.49 \text{ [kG]} \text{ Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

N r	h_j	F_{tj,Rd}	F_{t,fc,Rd}	F_{t,wc,Rd}	F_{t,ep,Rd}	F_{t,wb,Rd}	F_{t,Rd}	B_{p,Rd}
----------------	----------------------	--------------------------	----------------------------	----------------------------	----------------------------	----------------------------	-------------------------	-------------------------

N r	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	397	23053.74	-	-	23053.74	23484.52	23053.74	53880.86
2	357	2865.15	-	-	23053.74	21603.10	23053.74	53880.86
3	277	2223.82	-	-	23053.74	21603.10	23053.74	53880.86
4	77	620.49	-	-	23053.74	21603.10	23053.74	53880.86

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 10850.50 \text{ [kG*m]} \text{ Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0.47 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.47)$$

RÉSISTANCE DES SOUDURES

$$A_w = 78.89 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de toutes les soudures} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 39.79 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire des soudures horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 39.10 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire des soudures verticales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 18968.0 \text{ [cm}^4\text{]} \text{ Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$s_{\wedge \max} = t_{\wedge \max} = 43.02 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.2(6)]$$

$$s_{\wedge} = t_{\wedge} = -38.53 \text{ [MPa]} \text{ Contraintes dans la soudure verticale} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$t_{II} = 0.00 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte tangentielle} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$b_w = 0.80 \text{ Coefficient de corrélation} \quad [4.5.3.2(7)]$$

$$\ddot{O}[s_{\wedge \max}^2 + 3*(t_{\wedge \max}^2)] \leq f_u/(b_w * g_{M2}) \quad 86.04 < 365.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.24)$$

$$\ddot{O}[s_{\wedge}^2 + 3*(t_{\wedge}^2 + t_{II}^2)] \leq f_u/(b_w * g_{M2}) \quad 77.06 < 365.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.21)$$

$$s_{\wedge} \leq 0.9*f_u/g_{M2} \quad 43.02 < 262.80 \quad \text{vérifié} \quad (0.16)$$

RIGIDITÉ DE L'ASSEMBLAGE

$$t_{wash} = 4 \text{ [mm]} \text{ Epaisseur de la plaquette} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{head} = 12 \text{ [mm]} \text{ Hauteur de la tête du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{nut} = 16 \text{ [mm]} \text{ Hauteur de l'écrou du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$L_b = 51 \text{ [mm]} \text{ Longueur du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$k_{10} = 5 \text{ [mm]} \text{ Coefficient de rigidité des boulons} \quad [6.3.2.(1)]$$

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Somme	42.46	1398.83
1	397	¥	¥	38	4	15.48	615.32
2	357	¥	¥	23	3	12.37	442.08
3	277	¥	¥	51	4	11.42	316.76
4	77	¥	¥	51	4	3.19	24.66

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$z_{eq} = 329 \text{ [mm]} \text{ Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / z_{eq}$$

$$k_{eq} = 13 \text{ [mm]} \text{ Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 k_{eq} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 29954497.21 \text{ [kG*m]} \text{ Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$m = 1.00 \text{ Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / m [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 29954497.21 \text{ [kG*m]} \text{ Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 320574.17 \text{ [kG*m]} \text{ Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 20035.89 \text{ [kG*m]} \text{ Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini}^3 S_{j,rig} \text{ RIGIDE}$$

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AME DE LA POUTRE EN TRACTION

REMARQUES

Pince du boulon trop faible. 20 [mm] < 22 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0.47
---	-------	------

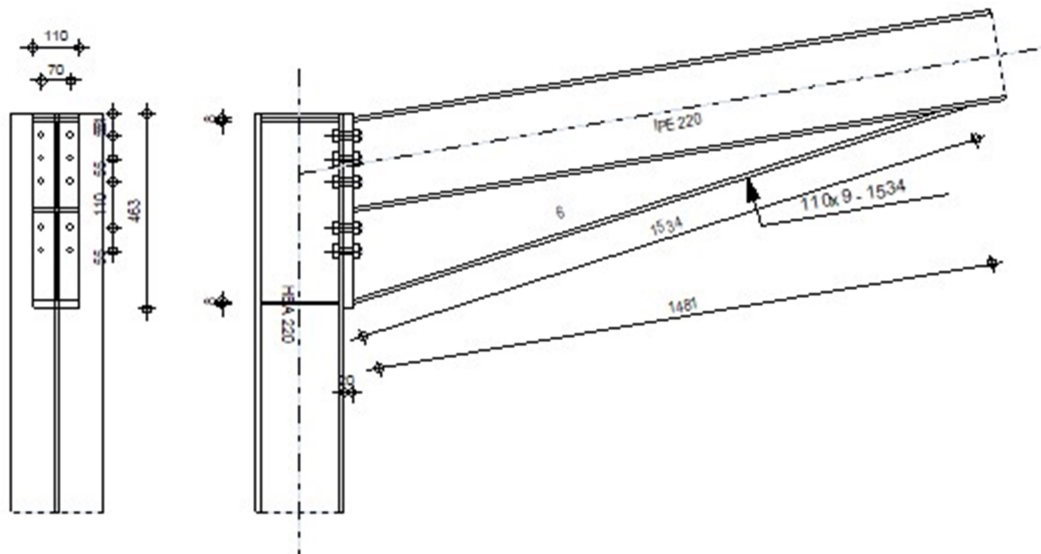
ASSEMBLAGES : Angle de portique



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020

Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

Ratio
0.52**GÉNÉRAL**

Assemblage N°: 1
 Nom de l'assemblage : Angle de portique
 Noeud de la structure: 79
 Barres de la structure: 12, 14

GÉOMÉTRIE**POTEAU**

Profilé: HEA 220
 Barre N°: 12
 a = -90.0 [Deg] Angle d'inclinaison
 h_c = 210 [mm] Hauteur de la section du poteau
 b_{fc} = 220 [mm] Largeur de la section du poteau
 t_{we} = 7 [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 t_{fc} = 11 [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 r_c = 18 [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 A_c = 64.34 [cm²] Aire de la section du poteau

Profilé: HEA 220
 $I_{xc} = 5409.70 \text{ [cm}^4\text{]}$ Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau: ACIER
 $f_{yc} = 235.00 \text{ [MPa]}$ Résistance

POUTRE

Profilé: IPE 220
 Barre N°: 14
 $a = 9.7 \text{ [Deg]}$ Angle d'inclinaison
 $h_b = 220 \text{ [mm]}$ Hauteur de la section de la poutre
 $b_f = 110 \text{ [mm]}$ Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 6 \text{ [mm]}$ Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 9 \text{ [mm]}$ Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 12 \text{ [mm]}$ Rayon de congé de la section de la poutre
 $r_b = 12 \text{ [mm]}$ Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 33.37 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section de la poutre
 $I_{xb} = 2771.84 \text{ [cm}^4\text{]}$ Moment d'inertie de la poutre
 Matériau: S 275
 $f_{yb} = 275.00 \text{ [MPa]}$ Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 16 \text{ [mm]}$ Diamètre du boulon
 Classe = 10.9 Classe du boulon
 $F_{tRd} = 11526.87 \text{ [kG]}$ Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 5$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 51 \text{ [mm]}$ Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
 Ecartement
 $e_i = 70;70 \text{ [mm]}$
 Entraxe $p_i = 55;55;110;55 \text{ [mm]}$

PLATINE

$h_p = 463 \text{ [mm]}$ Hauteur de la platine
 $b_p = 110 \text{ [mm]}$ Largeur de la platine
 $t_p = 20 \text{ [mm]}$ Epaisseur de la platine
 Matériau: ACIER

$$f_{yp} = 235.00 \text{ [MPa] Résistance}$$

JARRET INFÉRIEUR

$$\begin{aligned} w_d &= 110 \text{ [mm] Largeur de la platine} \\ t_{fd} &= 9 \text{ [mm] Epaisseur de l'aile} \\ h_d &= 220 \text{ [mm] Hauteur de la platine} \\ t_{wd} &= 6 \text{ [mm] Epaisseur de l'âme} \\ l_d &= 1481 \text{ [mm] Longueur de la platine} \\ a &= 17.8 \text{ [Deg] Angle d'inclinaison} \\ \text{Matériau:} & \text{ ACIER} \\ f_{ybu} &= 235.00 \text{ [MPa] Résistance} \end{aligned}$$

RAIDISSEUR POTEAU**Supérieur**

$$\begin{aligned} h_{su} &= 188 \text{ [mm] Hauteur du raidisseur} \\ b_{su} &= 107 \text{ [mm] Largeur du raidisseur} \\ t_{hu} &= 8 \text{ [mm] Epaisseur du raidisseur} \\ \text{Matériau:} & \text{ ACIER} \\ f_{ysu} &= 235.00 \text{ [MPa] Résistance} \end{aligned}$$

Inférieur

$$\begin{aligned} h_{sd} &= 188 \text{ [mm] Hauteur du raidisseur} \\ b_{sd} &= 107 \text{ [mm] Largeur du raidisseur} \\ t_{hd} &= 8 \text{ [mm] Epaisseur du raidisseur} \\ \text{Matériau:} & \text{ ACIER} \\ f_{ysu} &= 235.00 \text{ [MPa] Résistance} \end{aligned}$$

SOUDURES**D'ANGLE**

$$\begin{aligned} a_w &= 5 \text{ [mm] Soudure âme} \\ a_f &= 7 \text{ [mm] Soudure semelle} \\ a_s &= 5 \text{ [mm] Soudure du raidisseur} \\ a_{fd} &= 5 \text{ [mm] Soudure horizontale} \end{aligned}$$

COEFFICIENTS DE MATÉRIAU

$$\begin{aligned} g_{M0} &= 1.00 & \text{Coefficient de sécurité partiel} & [2.2] \\ g_{M1} &= 1.00 & \text{Coefficient de sécurité partiel} & [2.2] \\ g_{M2} &= 1.25 & \text{Coefficient de sécurité partiel} & [2.2] \\ g_{M3} &= 1.10 & \text{Coefficient de sécurité partiel} & [2.2] \end{aligned}$$

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: Calculs manuels

 $M_{b1,Ed} = 5098.58$ [kG*m] Moment fléchissant dans la poutre droite**RÉSULTATS****RÉSISTANCES DE LA POUTRE****FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)** $W_{plb} = 285.43$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)] $M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$ $M_{b,pl,Rd} = 8003.9$ [kG*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]**FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE** $W_{pl} = 718.56$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5] $M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$ $M_{cb,Rd} = 20150.08$ [kG*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]**AILE ET AME EN COMPRESSION** $M_{cb,Rd} = 20150.0$ [kG*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5] $h_f = 434$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)] $F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$ $F_{c,fb,Rd} = 46460.59$ [kG] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]**AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE**

Pression diamétrale:

$b = 9.7$ [De Angle entre la platine d'about et la g] poutre

$g = 17.8$ [De Angle d'inclinaison du renfort g]

$b_{eff,c,wb} = 191$ [m Largeur efficace de l'âme à la m] compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vb} = 15.88$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$w = 0.78$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

$\sigma_{com,Ed} = 160.18$ [M Contrainte de compression Pa] maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]

$k_{wc} = 1.0$ Coefficient réducteur dû aux [6.2.6.2.(2)]

b =	9.7 [De Angle entre la platine d'about et la g] poutre	
	0 contraintes de compression	
$F_{c,wb,Rd1} = [w k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} /$ $g_{M0}] \cos(g) / \sin(g - b)$		
$F_{c,wb,Rd1} = 165343.93$ [kG]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]
Flambement:		
$d_{wb} = 178$ [mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$l_p = 1.05$	Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$r = 0.77$	Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wb,Rd2} = [w k_{wc} r b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / g_{M1}] \cos(g) / \sin(g - b)$		
$F_{c,wb,Rd2} = 127246.15$ [kG]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]
Résistance finale:		
$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1} , F_{c,wb,Rd2})$		
$F_{c,wb,Rd,low} = 127246.15$ [kG]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

RÉSISTANCES DU POTEAU

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed} =$	5098. [kG* Moment fléchissant dans la 58 m] poutre droite	[5.3.(3)]
$M_{b2,Ed} =$	0.00 [kG* Moment fléchissant dans la m] poutre gauche	[5.3.(3)]
$V_{c1,Ed} =$	0.00 [kG] Effort tranchant dans le poteau inférieur	[5.3.(3)]
$V_{c2,Ed} =$	0.00 [kG] Effort tranchant dans le poteau supérieur	[5.3.(3)]
$z =$	370 [mm] Bras de levier	[6.2.5]
$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} -$ $V_{c2,Ed}) / 2$		
$V_{wp,Ed} = 13792.26$ [kG]	Panneau d'âme en cisaillement	[5.3.(3)]
$A_{vs} =$	20. [c Aire de cisaillement de l'âme 67 m ²] du poteau	EN1993-1: [6.2.6.(3)]
$A_{vc} =$	20. [c Aire de la section au 67 m ²] cisaillement	EN1993-1: [6.2.6.(3)]
$d_s =$	43 [m Distance entre les centres de 5 m] gravités des raidisseurs	[6.2.6.1.(4)]

			EN1993-
$A_{vs} =$	20. [c Aire de cisaillement de l'âme 67 m ²] du poteau		1- 1:[6.2.6.(3)]
$M_{pl,fc,Rd} =$	15 [k Résistance plastique de l'aile 9.4 G* du poteau en flexion 8 m]		[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd} =$	84. [k Résistance plastique du 35 G* raidisseur transversal m] supérieur en flexion		[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,sti,Rd} =$	84. [k Résistance plastique du 35 G* raidisseur transversal inférieur m] en flexion		[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} * f_{y,wc}) / (\sqrt{3} g_{M0}) + \text{Min}(4$			
$M_{pl,fc,Rd} / d_s , (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} +$			
$M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$			
$V_{wp,Rd} =$	26858.21 [kG] Résistance du panneau d'âme au cisaillement		[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$	0.51 < 1.00	vérifié	(0.51)

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} =$	7 [mm] Epaisseur efficace de l'âme du poteau		[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} =$	214 [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression		[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} =$	20.6 [cm ²] Aire de la section au cisaillement		EN1993-1- 1:[6.2.6.(3)]
$w =$	0.77 Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement		[6.2.6.2.(1)]
$s_{com,Ed} =$	0.00 [MPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme		[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} =$	1.00 Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression		[6.2.6.2.(2)]
$A_s =$	17.0 [cm ²] Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme		EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = w k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / g_{M0} + A_s f_{ys} / g_{M0}$			
$F_{c,wc,Rd1} =$	68541.36 [kG] Résistance de l'âme du poteau		[6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} =$	15 [m Hauteur de l'âme comprimée 2 m]		[6.2.6.2.(1)]
$l_p =$	0. Elancement de plaque		[6.2.6.2.(1)]

$d_{wc} =$	15 [m 2 m]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
	80		
$r =$	0. 93	Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$l_s =$	2. 36	Elancement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$c_s =$	1. 00	Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$F_{c,wc,Rd2} = w k_{wc} r b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / g_{M1} + A_s c_s f_{ys} / g_{M1}$			
$F_{c,wc,Rd2} =$	66719.86 [kG]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]
Résistance finale:			
$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1} , F_{c,wc,Rd2})$			
$F_{c,wc,Rd} =$	66719.86 [kG]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

PARAMÈTRES GÉOMÉTRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	17	-	75	-	55	107	137	107	137	109	83	83	83
2	17	-	75	-	55	107	162	107	162	110	55	55	55
3	17	-	75	-	83	107	162	107	162	165	83	83	83
4	17	-	75	-	83	107	162	107	162	165	83	83	83
5	17	-	75	-	55	107	137	107	137	109	83	83	83

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	26	-	20	-	55	166	142	142	142	138	104	104	104
2	26	-	20	-	55	166	131	131	131	110	55	55	55
3	26	-	20	-	83	166	131	131	131	165	83	83	83
4	26	-	20	-	83	166	131	131	131	165	83	83	83
5	26	-	20	-	55	166	131	131	131	138	93	93	93

- m – Distance du boulon de l'âme
- m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre
- e – Pince entre le boulon et le bord extérieur
- e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
- p – Entraxe des boulons
- l_{eff,cp} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires
- l_{eff,nc} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
- l_{eff,1} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1

- m – Distance du boulon de l'âme
- $l_{eff,2}$ – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
- $l_{eff,cp,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
- $l_{eff,nc,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
- $l_{eff,1,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
- $l_{eff,2,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

- $F_{t,Rd} = 11526.87$ [kG] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]
- $B_{p,Rd} = 14817.24$ [kG] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]
- $F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion
- $F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction
- $F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchie à la flexion
- $F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction
- $F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd})$ [6.2.6.4] , [Tab.6.2]
- $F_{t,wc,Rd} = w b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / g_{M0}$ [6.2.6.3.(1)]
- $F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd})$ [6.2.6.5] , [Tab.6.2]
- $F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / g_{M0}$ [6.2.6.8.(1)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t1,Rd,comp}$	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	16647.03	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 17773.72$	17773.72	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 16647.03$	16647.03	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 23053.74$	23053.74	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 23484.52$	23484.52	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 29634.47$	29634.47	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/b = 26858.21$	26858.21	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 66719.86$	66719.86	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 46460.59$	46460.59	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 127246.15$	127246.15	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

$F_{t2,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t2,Rd,comp}$	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	3808.18	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 18218.49$	18218.49	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 16647.03$	16647.03	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 23053.74$	23053.74	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 21603.10$	21603.10	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 29634.47$	29634.47	Boulons au

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
		cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/b - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 26858.21 - 16647.03$	10211.18	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 66719.86 - 16647.03$	50072.83	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 46460.59 - 16647.03$	29813.56	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 127246.15 - 16647.03$	110599.1 2	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 23438.13 - 16647.03$	6791.11	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 20455.21 - 16647.03$	3808.18	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 36318.74 - 16647.03$	19671.71	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 26332.51 - 16647.03$	9685.49	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	6403.00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 18218.49$	18218.49	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 16647.03$	16647.03	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 23053.74$	23053.74	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 21603.10$	21603.10	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 29634.47$	29634.47	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/b - \sum_1^2 F_{ti,Rd} = 26858.21 - 20455.21$	6403.00	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 66719.86 - 20455.21$	46264.65	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 46460.59 - 20455.21$	26005.38	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 127246.15 - 20455.21$	106790.9 4	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 23315.20 - 3808.18$	19507.02	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 20371.56 - 3808.18$	16563.38	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 37427.25 - 20455.21$	16972.05	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 28179.23 - 20455.21$	7724.02	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 34081.36 - 3808.18$	30273.18	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 22749.23 - 3808.18$	18941.05	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 54779.87 -$	34324.66	Platine d'about - traction - groupe

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
20455.21		
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 39982.05 - 20455.21$	19526.84	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min}(F_{t4,Rd,comp})$	0.00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 18218.49$	18218.49	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 16647.03$	16647.03	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 23053.74$	23053.74	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 21603.10$	21603.10	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 29634.47$	29634.47	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/b - \sum_1^3 F_{ti,Rd} = 26858.21 - 26858.21$	0.00	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 66719.86 - 26858.21$	39861.64	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 46460.59 - 26858.21$	19602.37	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 127246.15 - 26858.21$	100387.93	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 27978.24 - 6403.00$	21575.24	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 23342.69 - 6403.00$	16939.69	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 37304.32 - 10211.18$	27093.14	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 28125.50 - 10211.18$	17914.32	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 51416.37 - 26858.21$	24558.16	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 33033.81 - 26858.21$	6175.59	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 36922.26 - 6403.00$	30519.25	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 27299.08 - 6403.00$	20896.07	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 52542.49 - 10211.18$	42331.30	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 36398.77 - 10211.18$	26187.59	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 73241.00 - 26858.21$	46382.79	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 53631.59 - 26858.21$	26773.38	Ame de la poutre - traction - groupe

Les autres boulons sont inactifs (ils ne transfèrent pas de charges) car la résistance d'un des composants de l'assemblage s'est épuisée ou ces boulons sont situés au-dessous du centre de rotation.

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

N r	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	397	16647.03	17773.72	16647.03	23053.74	23484.52	23053.74	29634.47
2	342	3808.18	18218.49	16647.03	23053.74	21603.10	23053.74	29634.47
3	287	6403.00	18218.49	16647.03	23053.74	21603.10	23053.74	29634.47
4	177	-	18218.49	16647.03	23053.74	21603.10	23053.74	29634.47
5	122	-	17773.72	16647.03	23053.74	21603.10	23053.74	29634.47

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 9753.48 \text{ [kG*m]} \text{ Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0.52 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.52)$$

RÉSISTANCE DES SOUDURES

$$A_w = 78.84 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de toutes les soudures} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 39.79 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire des soudures horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 39.05 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire des soudures verticales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 18935.8 \text{ [cm}^4\text{]} \text{ Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$s^{\wedge} = t^{\wedge} = 43.06 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.2(6)]$$

$$s^{\wedge} = t^{\wedge} = -38.54 \text{ [MPa]} \text{ Contraintes dans la soudure verticale} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$t_{II} = 0.00 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte tangentielle} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$b_w = 0.80 \text{ Coefficient de corrélation} \quad [4.5.3.2(7)]$$

$$\ddot{O}[s^{\wedge 2} + 3*(t^{\wedge 2})] \leq f_u/(b_w * g_{M2}) \quad 86.13 < 365.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.24)$$

$$\ddot{O}[s^{\wedge 2} + 3*(t^{\wedge 2} + t_{II}^2)] \leq f_u/(b_w * g_{M2}) \quad 77.07 < 365.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.21)$$

$$s^{\wedge} \leq 0.9*f_u/g_{M2} \quad 43.06 < 262.80 \quad \text{vérifié} \quad (0.16)$$

RIGIDITÉ DE L'ASSEMBLAGE

$$t_{wash} = 4 \text{ [mm]} \text{ Epaisseur de la plaquette} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$t_{wash} =$	4	[mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} =$	12	[mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} =$	16	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	53	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	5	[mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	$\frac{k_{eff,j}}{h_j}$	$k_{eff,j} h_j^2$
					Somme	16.40	495.03
1	397	2	20	41	1	5.32	211.26
2	342	1	13	22	1	3.32	113.57
3	287	2	20	32	1	3.79	108.85
4	177	2	20	32	1	2.34	41.43
5	122	2	20	36	1	1.63	19.91

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$z_{eq} = 302 \text{ [mm] } \text{ Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / z_{eq}$$

$$k_{eq} = 5 \text{ [mm] } \text{ Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{vc} = 20.6 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$b = 1.00 \text{ Paramètre de transformation} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 302 \text{ [mm]} \text{ Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = 3 \text{ [mm]} \text{ Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$k_2 = \text{¥} \text{ Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 3433293.58 \text{ [kG*m]} \text{ Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$m = 1.00 \text{ Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / m \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 3433293.58 \text{ [kG*m]} \text{ Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 320574.08 \text{ [kG*m]} \text{ Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 20035.88 \text{ [kG*m]} \text{ Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini} \geq S_{j,rig} \text{ RIGIDE}$$

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

PANNEAU D'AME DU POTEAU EN CISAILLEMENT

REMARQUES



Pince du boulon trop grande. 137 [mm] > 120 [mm]

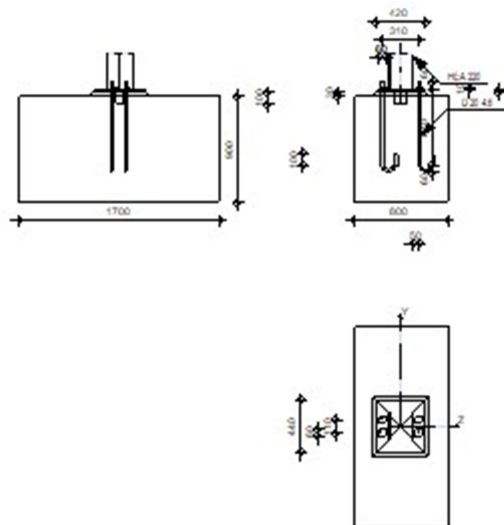
Pince du boulon trop faible. 20 [mm] < 22 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0.52

ASSEMBLAGES : Pied de poteau encastré

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020 Calcul du Pied de Poteau encastré Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete	
		Ratio 0.62



GÉNÉRAL

Assemblage N°: 3
 Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré
 Noeud de la structure: 78
 Barres de la structure: 12

GÉOMÉTRIE

POTEAU

Profilé:	HEA 220
Barre N°:	12
$L_c =$	8.00 [m] Longueur du poteau
$a =$	0.0 [Deg] Angle d'inclinaison
$h_c =$	210 [mm] Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	220 [mm] Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	7 [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	11 [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	18 [mm] Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	64.34 [cm ²] Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	5409.70 [cm ⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau:	ACIER
$f_{yc} =$	235.00 [MPa] Résistance
$f_{uc} =$	365.00 [MPa] Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} =$	420 [mm] Longueur
$b_{pd} =$	440 [mm] Largeur
$t_{pd} =$	25 [mm] Epaisseur
Matériau:	ACIER
$f_{ypd} =$	235.00 [MPa] Résistance
$f_{upd} =$	365.00 [MPa] Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	4.6	Classe de tiges d'ancrage
$f_{yb} =$	240.00 [MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon
$f_{ub} =$	400.00 [MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction
$d =$	20 [mm]	Diamètre du boulon
$A_s =$	2.45 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	3.14 [cm ²]	Aire de la section du boulon
$n_H =$	2	Nombre de colonnes des boulons
$n_V =$	2	Nombre de rangées des boulons
Ecartement $e_{Hi} =$	310 [mm]	
Entraxe $e_{Vi} =$	110 [mm]	

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 =$	60 [mm]
$L_2 =$	640 [mm]
$L_3 =$	120 [mm]

Dimensions des tiges d'ancrage

$$L_1 = 60 \text{ [mm]}$$

$$L_4 = 100 \text{ [mm]}$$

Platine

$$l_{wd} = 60 \text{ [mm]} \text{ Longueur}$$

$$b_{wd} = 60 \text{ [mm]} \text{ Largeur}$$

$$t_{wd} = 10 \text{ [mm]} \text{ Epaisseur}$$

BÊCHE

Profilé: IPE 100

$$l_w = 100 \text{ [mm]} \text{ Longueur}$$

Matériau: ACIER

$$f_{yw} = 235.00 \text{ [MPa]} \text{ Résistance}$$

COEFFICIENTS DE MATÉRIAU

$$g_{M0} = 1.00 \text{ Coefficient de sécurité partiel}$$

$$g_{M2} = 1.25 \text{ Coefficient de sécurité partiel}$$

$$g_C = 1.50 \text{ Coefficient de sécurité partiel}$$

SEMELLE**ISOLÉE**

$$L = 800 \text{ [mm]} \text{ Longueur de la semelle}$$

$$B = 1700 \text{ [mm]} \text{ Largeur de la semelle}$$

$$H = 900 \text{ [mm]} \text{ Hauteur de la semelle}$$

Béton

Classe BETON20

$$f_{ck} = 20.00 \text{ [MPa]} \text{ Résistance caractéristique à la compression}$$

Mortier de calage

$$t_g = 30 \text{ [mm]} \text{ Epaisseur du mortier de calage}$$

$$f_{ck,g} = 12.00 \text{ [MPa]} \text{ Résistance caractéristique à la compression}$$

$$C_{f,d} = 0.30 \text{ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton}$$

SOUDURES

$$a_p = 4 \text{ [mm]} \text{ Plaque principale du pied de poteau}$$

$$a_w = 4 \text{ [mm]} \text{ Bêche}$$

EFFORTS

Cas: Calculs manuels

$$N_{j,Ed} = -1019.72 \text{ [kG]} \text{ Effort axial}$$

$N_{j,Ed} =$	-1019.72 [kG]	Effort axial
$V_{j,Ed,y} =$	1019.72 [kG]	Effort tranchant
$V_{j,Ed,z} =$	1019.72 [kG]	Effort tranchant
$M_{j,Ed,y} =$	509.86 [kG*m]	Moment fléchissant
$M_{j,Ed,z} =$	509.86 [kG*m]	Moment fléchissant

RÉSULTATS

ZONE COMPRIMÉE

COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} =$	13. [MP 33 a]	Résistance de calcul à la compression	EN 1992- 1:[3.1.6.(1)]
$f_j =$	21. [MP 25 a]	Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise	[6.2.5.(7)]
$c = t_p$ $\ddot{O}(f_{yp}/(3*f_j*g_{M0}))$			
$c =$	48 [m m]	Largeur de l'appui additionnelle	[6.2.5.(4)]
$b_{eff} =$	107 [m m]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	316 [m m]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$A_{c0} =$	338.1 [cm ² 3]	Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation	EN 1992- 1:[6.7.(3)]
$A_{c1} =$	3043. [cm ² 15]	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge	EN 1992- 1:[6.7.(3)]
$F_{rd,u} = A_{c0} * f_{cd} * \ddot{O}(A_{c1}/A_{c0}) \leq$ $3 * A_{c0} * f_{cd}$			
$F_{rd,u} =$	137917.5 [kG 7]	Résistance du béton à l'appui rigide	EN 1992- 1:[6.7.(3)]
$b_j =$	0.67	Coefficient réducteur pour la compression	[6.2.5.(7)]
$f_{jd} =$ $b_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$			
$f_{jd} =$	26.67 [MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint	[6.2.5.(7)]
$A_{c,n} =$	771.01 [cm ²]	Aire de compression efficace	[6.2.8.2.(1)]
$A_{c,y} =$	338.13 [cm ²]	Aire de flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$A_{c,z} =$	338.13 [cm ²]	Aire de flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$			
$F_{c,Rd,n} =$	209657.59 [kG]	Résistance du béton à la compression	[6.2.8.2.(1)]

$F_{c,Rd,n} = 209657.59$ [kG]	Résistance du béton à la compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} = 91945.05$ [kG]	Résistance du béton à la flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,z} = 91945.05$ [kG]	Résistance du béton à la flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

CL = 1.00	Classe de la section	EN 1993-1-1:[5.5.2]
$W_{pl,y} = 568.46$ [cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y} = 13622.2$ [kG*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y} = 199$ [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$		
$F_{c,fc,Rd,y} = 68453.24$ [kG]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
$W_{pl,z} = 270.59$ [cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,z} = 6484.24$ [kG*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,z} = 158$ [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$		
$F_{c,fc,Rd,z} = 41039.25$ [kG]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$		
$N_{j,Rd} = 209657.59$ [kG]	Résistance de la semelle à l'effort axial	[6.2.8.2.(1)]
$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$		
$F_{C,Rd,y} = 68453.24$ [kG]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]
$F_{C,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$		
$F_{C,Rd,z} = 41039.25$ [kG]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]

ZONE TENDUE

RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

$A_b = 2.45$ [cm ²]	Aire de section efficace du boulon	[Tableau 3.4]
$f_{ub} = 400.0$ [MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[Tableau 3.4]
Beta = 0.85	Coefficient de réduction de la résistance du boulon	[3.6.1.(3)]
$F_{t,Rd,s1} = \text{beta} * 0.9 * f_{ub} * A_b / g_{Ms}$		
$F_{t,Rd,s1} = 6115.85$ [kG]	Résistance du boulon à la rupture	[Tableau 3.4]
$g_{Ms} = 1.20$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]
$f_{yb} = 240.00$ [MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon	CEB [9.2.2]

$$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} * A_b / \gamma_{Ms}$$

$$F_{t,Rd,s2} = 4996.61 \text{ [kG]} \text{ Résistance du boulon à la rupture} \quad \text{CEB [9.2.2]}$$

$$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$$

$$F_{t,Rd,s} = 4996.61 \text{ [kG]} \text{ Résistance du boulon à la rupture}$$

ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

$$f_{ck} = 20.0 \text{ [MPa]} \text{ Résistance caractéristique du béton à la compression} \quad \text{EN 1992-1:[3.1.2]}$$

$$f_{ctd} = 0.7 * 0.3 * f_{ck}^{2/3} / \gamma_c$$

$$f_{ctd} = 3 \text{ [MPa]} \text{ Résistance de calcul à la traction} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

$$h_1 = 1.0 \text{ Coef. dépendant des conditions du bétonnage et de l'adhérence} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

$$h_2 = 1.0 \text{ Coef. dépendant du diamètre du boulon d'ancrage} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

$$f_{bd} = 2.25 * h_1 * h_2 * f_{ctd}$$

$$f_{bd} = 2.32 \text{ [MPa]} \text{ Adhérence de calcul admissible} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

$$h_{ef} = 640 \text{ [mm]} \text{ Longueur efficace du boulon d'ancrage} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

$$F_{t,Rd,p} = p * d * h_{ef} * f_{bd}$$

$$F_{t,Rd,p} = 9517.07 \text{ [kG]} \text{ Résistance de calc. pour le soulèvement} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

$$h_{ef} = 530 \text{ [mm]} \text{ Longueur efficace du boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 7.5 [N^{0.5}/mm^{0.5}] * f_{ck}^{0.5} * h_{ef}^{1.5}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 41732.02 \text{ [kG]} \text{ Résistance caractéristique du boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$s_{cr,N} = 1590 \text{ [mm]} \text{ Largeur critique du cône de béton} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$c_{cr,N} = 795 \text{ [mm]} \text{ Distance critique du bord de la fondation} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$A_{c,N0} = 25281.00 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de surface maximale du cône} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$A_{c,N} = 6360.00 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de surface réelle du cône} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$y_{A,N} = A_{c,N} / A_{c,N0}$$

$$y_{A,N} = 0.25 \text{ Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$c = 245 \text{ [mm]} \text{ Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$y_{s,N} = 0.7 + 0.3 * c / c_{cr,N} \leq 1.0$$

$$y_{s,N} = 0.7 \text{ Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$y_{ec,N} = 1.0 \text{ Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$y_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[\text{mm}] / 200 \leq 1.0$$

$$y_{re,N} = 1.00 \text{ Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$y_{ucr,N} = 1.00 \text{ Coef. dépendant du degré de fissuration du béton} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$y_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$		
$y_{re,N} = 1.00$	Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation	CEB [9.2.4]
$g_{Mc} = 2.16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^0 * y_{A,N} * y_{s,N} * y_{ec,N} * y_{re,N} * y_{ucr,N} / g_{Mc}$		
$F_{t,Rd,c} = 3851. [k]$	Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement	EN 1992-
$= 70 [G]$	du cône de béton	1:[8.4.2.(2)]
FENDAGE DU BETON		
$h_{ef} =$	64 [mm] Longueur efficace du boulon 0] d'ancrage	CEB [9.2.5]
$N_{Rk,c}^0 =$	$7.5[N^{0.5}/mm^{0.5}] * f_{ck}^{0.5} * h_{ef}^{1.5}$	
$N_{Rk,c}^0 =$	55376.51 [kG] Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.5]
$s_{cr,N} =$	1280 [mm] Largeur critique du cône de béton	CEB [9.2.5]
$c_{cr,N} =$	640 [mm] Distance critique du bord de la fondation	CEB [9.2.5]
$A_{c,N0} =$	16384.00 [cm ²] Aire de surface maximale du cône	CEB [9.2.5]
$A_{c,N} =$	5120.00 [cm ²] Aire de surface réelle du cône	CEB [9.2.5]
$y_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$		
$y_{A,N} =$	0.3 Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des 1 boulons d'ancrage	CEB [9.2.5]
$c =$	24 [m 5 m] Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [9.2.5]
$y_{s,N} = 0.7 + 0.3 * c / c_{cr,N}$		
≤ 1.0		
$y_{s,N} =$	0.8 Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la 1 fondation	CEB [9.2.5]
$y_{ec,N} =$	1.0 Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction 0 dans les boulons d'ancrage	CEB [9.2.5]
$y_{re,N} = 0.5 +$ $h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$		
$y_{re,N} =$	1.0 Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la 0 fondation	CEB [9.2.5]
$y_{ucr,N} =$	1.0 Coef. dépendant du degré de fissuration du béton 0	CEB [9.2.5]
$y_{h,N} = (h/(2 * h_{ef}))^{2/3} \leq$ 1.2		
$y_{h,N} =$	0.7 Coef. dépendant de la hauteur de la 9 fondation	CEB [9.2.5]
$g_{M,sp} =$	2.1 Coefficient de sécurité partiel 6	CEB [3.2.3.1]

$$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c} \cdot 0 \cdot y_{A,N} \cdot y_{s,N} \cdot y_{ec,N} \cdot y_{re,N} \cdot y_{ucr,N} \cdot y_{h,N} / g_M$$

,sp

$$F_{t,Rd,sp} = 5162.0 \text{ [kG Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du CEB } \\ = 0 \text{] béton [9.2.5]}$$

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$$

$$F_{t,Rd} = 3851.70 \text{ [kG] Résistance du boulon d'ancrage à traction}$$

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$$l_{eff,1} = 180 \text{ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1 [6.2.6.5]}$$

$$l_{eff,2} = 180 \text{ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 [6.2.6.5]}$$

$$m = 45 \text{ [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]}$$

$$M_{pl,1,Rd} = 675.18 \text{ [kG*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]}$$

$$M_{pl,2,Rd} = 675.18 \text{ [kG*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]}$$

$$F_{T,1,Rd} = 59389.92 \text{ [kG] Résistance de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]}$$

$$F_{T,2,Rd} = 17656.72 \text{ [kG] Résistance de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]}$$

$$F_{T,3,Rd} = 7703.39 \text{ [kG] Résistance de la dalle pour le mode 3 [6.2.4]}$$

$$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$$

$$F_{t,pl,Rd,y} = 7703.39 \text{ [kG] Résistance de la dalle pour le mode à la traction [6.2.4]}$$

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$$l_{eff,1} = 210 \text{ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1 [6.2.6.5]}$$

$$l_{eff,2} = 210 \text{ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 [6.2.6.5]}$$

$$m = 45 \text{ [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]}$$

$$M_{pl,1,Rd} = 786.30 \text{ [kG*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]}$$

$$M_{pl,2,Rd} = 786.30 \text{ [kG*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]}$$

$$F_{T,1,Rd} = 69163.73 \text{ [kG] Résistance de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]}$$

$$F_{T,2,Rd} = 19868.52 \text{ [kG] Résistance de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]}$$

$$F_{T,3,Rd} = 7703.39 \text{ [kG] Résistance de la dalle pour le mode 3 [6.2.4]}$$

$$F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$$

$$F_{t,pl,Rd,z} = 7703.39 \text{ [kG] Résistance de la dalle pour le mode à la traction [6.2.4]}$$

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$$

$$F_{T,Rd,y} = 7703.39 \text{ [kG]} \text{ Résistance de la semelle dans la zone tendue} \quad [6.2.8.3]$$

$$F_{T,Rd,z} = F_{t,pl,Rd,z}$$

$$F_{T,Rd,z} = 7703.39 \text{ [kG]} \text{ Résistance de la semelle dans la zone tendue} \quad [6.2.8.3]$$

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \text{ (6.24)} \quad 0.00 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.00)$$

$$e_y = 500 \text{ [mm]} \text{ Excentricité de l'effort axial} \quad [6.2.8.3]$$

$$z_{c,y} = 99 \text{ [mm]} \text{ Bras de levier } F_{C,Rd,y} \quad [6.2.8.1.(2)]$$

$$z_{t,y} = 155 \text{ [mm]} \text{ Bras de levier } F_{T,Rd,y} \quad [6.2.8.1.(3)]$$

$$M_{j,Rd,y} = 2447.58 \text{ [kG*m]} \text{ Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2.8.3]$$

$$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0 \text{ (6.23)} \quad 0.21 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.21)$$

$$e_z = 500 \text{ [mm]} \text{ Excentricité de l'effort axial} \quad [6.2.8.3]$$

$$z_{c,z} = 79 \text{ [mm]} \text{ Bras de levier } F_{C,Rd,z} \quad [6.2.8.1.(2)]$$

$$z_{t,z} = 55 \text{ [mm]} \text{ Bras de levier } F_{T,Rd,z} \quad [6.2.8.1.(3)]$$

$$M_{j,Rd,z} = 1225.96 \text{ [kG*m]} \text{ Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2.8.3]$$

$$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0 \text{ (6.23)} \quad 0.42 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.42)$$

$$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0.62 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.62)$$

CISAILLEMENT

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$$a_{d,y} = 2.5 \text{ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement} \quad [Tableau 3.4]$$

$$a_{b,y} = 1.0 \text{ Coef. pour les calculs de la résistance } F_{1,vb,Rd} \quad [Tableau 3.4]$$

$$k_{1,y} = 2.5 \text{ Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement} \quad [Tableau 3.4]$$

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} * a_{b,y} * f_{up} * d * t_p / g_{M2}$$

$$F_{1,vb,Rd,y} = 37219.6 \text{ [kG]} \text{ Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise} \quad [6.2.2.(7)]$$

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$$a_{d,z} = 0.83 \text{ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement} \quad [Tableau 3.4]$$

$$a_{b,z} = 0.83 \text{ Coef. pour les calculs de la résistance } F_{1,vb,Rd} \quad [Tableau 3.4]$$

$$k_{1,z} = 2.50 \text{ Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement} \quad [Tableau 3.4]$$

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot a_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / g_{M2}$$

$$F_{1,vb,Rd,z} = 31016.3 \text{ [kG Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise]} \quad [6.2.2.(7)]$$

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$$a_b = 0.37 \text{ Coef. pour les calculs de la résistance } F_{2,vb,Rd} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$A_{vb} = 3.14 \text{ [cm}^2\text{] Aire de la section du boulon} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$f_{ub} = 400.00 \text{ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$g_{M2} = 1.25 \text{ Coefficient de sécurité partiel} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$F_{2,vb,Rd} = a_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / g_{M2}$$

$$F_{2,vb,Rd} = 3772.48 \text{ [kG] Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$a_M = 2.00 \text{ Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation CEB} \quad [9.3.2.2]$$

$$M_{Rk,s} = 16.43 \text{ [kG*m] Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion} \quad \text{CEB} \quad [9.3.2.2]$$

$$l_{sm} = 53 \text{ [mm] Longueur du bras de levier} \quad \text{CEB} \quad [9.3.2.2]$$

$$g_{Ms} = 1.20 \text{ Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB} \quad [3.2.3.2]$$

$$F_{v,Rd,sm} = a_M \cdot M_{Rk,s} / (l_{sm} \cdot g_{Ms})$$

$$F_{v,Rd,sm} = 521.58 \text{ [kG] Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier CEB} \quad [9.3.1]$$

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$$N_{Rk,c} = 8319.66 \text{ [kG] Résistance de calc. pour le soulèvement} \quad \text{CEB} \quad [9.2.4]$$

$$k_3 = 2.00 \text{ Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage} \quad \text{CEB} \quad [9.3.3]$$

$$g_{Mc} = 2.16 \text{ Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB} \quad [3.2.3.1]$$

$$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / g_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,cp} = 7703.39 \text{ [kG] Résistance du béton à l'effet de levier} \quad \text{CEB} \quad [9.3.1]$$

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$$V_{Rk,c,y} = 173639. \text{ [k]} \text{ Résistance caractéristique du boulon d'ancrage} \quad \text{CEB} \quad [9.3.4.(a)]$$

$$y_{A,V,y} = 0.16 \text{ Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage} \quad \text{CEB} \quad [9.3.4]$$

$$y_{h,V,y} = 1.10 \text{ Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation} \quad \text{CEB} \quad [9.3.4.(c)]$$

$$y_{s,V,y} = 0.76 \text{ Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement} \quad \text{CEB} \quad [9.3.4.(d)]$$

$$y_{ec,V,y} = 1.00 \text{ Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage} \quad \text{CEB} \quad [9.3.4.(e)]$$

$$y_{a,V,y} = 1.00 \text{ Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant} \quad \text{CEB} \quad [9.3.4.(f)]$$

$$y_{ucr,V,y} = 1.00 \text{ Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation} \quad \text{CEB} \quad [9.3.4.(g)]$$

$$g_{Mc} = 2.16 \text{ Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB}$$

$$V_{Rk,c,y} = 173639. \text{ [kG]} \quad \text{Résistance caractéristique du boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4.(a)]}$$

$$= 30 \text{ G]} \quad [3.2.3.1]$$

$$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y} \cdot y_{A,V,y} \cdot y_{h,V,y} \cdot y_{s,V,y} \cdot y_{ec,V,y} \cdot y_{a,V,y} \cdot y_{ucr,V,y} / g_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,c,y} = 10427.30 \text{ [kG]} \quad \text{Résistance du béton pour l'écrasement du bord} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$$V_{Rk,c,z} = 29706. \text{ [kG]} \quad \text{Résistance caractéristique du boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4.(a)]}$$

$$= 16 \text{ G]}$$

$$y_{A,V,z} = 1.00 \quad \text{Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4]}$$

$$y_{h,V,z} = 1.00 \quad \text{Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation} \quad \text{CEB [9.3.4.(c)]}$$

$$y_{s,V,z} = 1.00 \quad \text{Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.4.(d)]}$$

$$y_{ec,V,z} = 1.00 \quad \text{Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4.(e)]}$$

$$y_{a,V,z} = 1.00 \quad \text{Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant} \quad \text{CEB [9.3.4.(f)]}$$

$$y_{ucr,V,z} = 1.00 \quad \text{Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation} \quad \text{CEB [9.3.4.(g)]}$$

$$g_{Mc} = 2.16 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z} \cdot y_{A,V,z} \cdot y_{h,V,z} \cdot y_{s,V,z} \cdot y_{ec,V,z} \cdot y_{a,V,z} \cdot y_{ucr,V,z} / g_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,c,z} = 13752.85 \text{ [kG]} \quad \text{Résistance du béton pour l'écrasement du bord} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$$C_{f,d} = 0.30 \quad \text{Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton} \quad [6.2.2.(6)]$$

$$N_{c,Ed} = 1019.7 \text{ [kG]} \quad \text{Effort de compression} \quad [6.2.2.(6)]$$

$$= 2 \text{]}$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$$

$$F_{f,Rd} = 305.92 \text{ [kG]} \quad \text{Résistance au glissement} \quad [6.2.2.(6)]$$

CONTACT DE LA CALE D'ARRET AVEC BETON

$$F_{v,Rd,wg,y} = 1.4 \cdot l_w \cdot b_{wy} \cdot f_{ck} / g_c$$

$$F_{v,Rd,wg,y} = 19034.70 \text{ [kG]} \quad \text{Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton}$$

$$F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 \cdot l_w \cdot b_{wz} \cdot f_{ck} / g_c$$

$$F_{v,Rd,wg,z} = 10469.09 \text{ [kG]} \quad \text{Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton}$$

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd,y}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,y} = 21426.94 \text{ [kG]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	$0.05 < 1.00$	vérifié	(0.05)
$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd,z}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,z} = 12861.33$ [kG] Résistance de l'assemblage au cisaillement			CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0.08 < 1.00$	vérifié	(0.08)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0.13 < 1.00$	vérifié	(0.13)

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$s^{\wedge} =$	39.24	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$t^{\wedge} =$	39.24	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$t_{yII} =$	2.89	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$t_{zII} =$	6.65	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$b_w =$	0.85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$s^{\wedge} / (0.9 * f_u / g_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)			$0.15 < 1.00$	vérifié (0.15)
$\ddot{O}(s^{\wedge 2} + 3.0 (t_{yII}^2 + t^{\wedge 2})) / (f_u / (b_w * g_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			$0.23 < 1.00$	vérifié (0.23)
$\ddot{O}(s^{\wedge 2} + 3.0 (t_{zII}^2 + t^{\wedge 2})) / (f_u / (b_w * g_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			$0.07 < 1.00$	vérifié (0.07)

RIGIDITÉ DE L'ASSEMBLAGE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff} =$	10 [mm]		Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
	7]			
$l_{eff} =$	31 [mm]		Longueur efficace de la semelle de tronçon	[6.2.5.(3)]
	6]		en T	
$k_{13,y} =$			$E_c * \ddot{O}(b_{eff} * l_{eff}) / (1.275 * E)$	
$k_{13,y} =$	21	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	180	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	45	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,y} =$	13	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	235	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 * A_b / L_b$				
$k_{16,y} =$	2	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$l_{0,y} =$	0.93		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} = 2286210.96$ [kG*m]			Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} = 4344132.55$ [kG*m]			Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$			SEMI-RIGIDE	[5.2.2.5.(2)]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$$k_{13,z} = E_c \cdot \ddot{O}(A_{c,z}) / (1.275 \cdot E)$$

$$k_{13,z} = 21 \text{ [mm]} \text{ Coef. de rigidité du béton comprimé} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$l_{\text{eff}} = 210 \text{ [mm]} \text{ Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2} \quad [6.2.6.5]$$

$$m = 45 \text{ [mm]} \text{ Pince boulon-bord de renforcement} \quad [6.2.6.5]$$

$$k_{15,z} = 0.425 \cdot l_{\text{eff}} \cdot t_p^3 / (m^3)$$

$$k_{15,z} = 15 \text{ [mm]} \text{ Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$L_b = 235 \text{ [mm]} \text{ Longueur efficace du boulon d'ancrage} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$k_{16,z} = 1.6 \cdot A_b / L_b$$

$$k_{16,z} = 2 \text{ [mm]} \text{ Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$l_{0,z} = 1.55 \text{ Elancement du poteau} \quad [5.2.2.5.(2)]$$

$$S_{j,\text{ini},z} = 624793.29 \text{ [kG}\cdot\text{m]} \text{ Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,\text{rig},z} = 1569563.51 \text{ [kG}\cdot\text{m]} \text{ Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,\text{ini},z} < S_{j,\text{rig},z} \text{ SEMI-RIGIDE} \quad [5.2.2.5.(2)]$$

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

FONDATION A L'ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0.62

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- *Le Règlement Algérien Neige et Vent version 2013 (pour l'étude climatique).*
- *Eurocode 03, les normes Européennes de conception, dimensionnement et de justification des structures de bâtiment et de génie civil.*
- *Calcul des Eléments de construction Métallique selon l'Eurocode 03, livre de Mr DAHMANI Lahlou pour l'étude de pré- dimensionnement des éléments, contreventement et les assemblages)*
- *calcul pratique des structures métallique , livre du centre national de recherche appliquée en génie parasismique CGS.*
- *Conception et calcul des structures métalliques. (Jean MOREL)*

ANNEXE 1

Paramètre	Symbole	Renvoi
- Pression dynamique de référence	q_{ref}	§ 2.3.1
- Hauteur de référence	z_r	§ 2.3.2
- Catégorie de terrain et facteurs de site	-	§ 2.4.3
- Intensité de turbulence I_v	I_v	§ 2.4.6
- Coefficient de topographie	$C_t(z)$	§
- Coefficient de rugosité	$C_r(z)$	2.4.5.
- Coefficient d'exposition	$C_e(z)$	§ 2.4.4
- Pression dynamique de pointe	q_p	§ 2.4
-		§ 2.3
Pression exercée par le vent (par exemple sur les revêtements, bardages, fixations et éléments de construction)		
- Coefficient de pression intérieur	C_{pi}	§ 5.1
- Coefficient de pression extérieur	C_{pe}	§ 5.2
- Coefficient de pression net	C_{pnet}	§ 5.3
- Coefficient de force	C_f	Chap. 4
- Pression aérodynamique extérieure	$W_e = q_p \cdot C_{pe}$	§ 2.6.2
- Pression aérodynamique intérieure	$W_i = q_p \cdot C_{pi}$	§ 2.6.2
Forces exercées par le vent (effets globaux par exemple)		
- Coefficient dynamique	C_d	Chap. 3
- Force exercée par le vent (à partir des coefficients de force)	F_w	2.6.1
- Force exercée par le vent (à partir des coefficients de pression).	F_w	2.6.2

Tableau 2.1 : Étapes de calcul des actions dues au vent

ANNEXE2

Zone	$V_{réf}$ (m/s)
I	25
II	27
III	29
IV	31

Tableau A1 : Valeurs de la vitesse de référence du vent

Zone	$q_{réf}$ (N/m ²)
I	375
II	435
III	500
IV	575

Tableau 2.2 : Valeurs de la pression dynamique de référence

Catégories de terrain	K_r	z_0 (m)	z_{min} (m)	ε
0 Mer ou zone côtière exposée aux vents de mer	0,156	0,003	1	0,38
I Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tous obstacles.	0,170	0,01	1	0,44
II Zone à végétation basse telle que l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins 20 fois leur hauteur.	0,190	0,05	2	0,52
III Zone à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes).	0,215	0,3	5	0,61
IV Zones dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0,234	1	10	0,67

Tableau 2.4 : Définition des catégories de terrain

ANNEXE3

Hauteur z (m)	Catégories de terrain				
	0	I	II	III	IV
≤ 1	1,811	1,545	1,423	1,276	1,173
2	2,137	1,883	1,423	1,276	1,173
5	2,603	2,373	1,929	1,276	1,173
10	2,983	2,776	2,352	1,703	1,173
15	3,216	3,025	2,616	1,973	1,440
20	3,387	3,207	2,810	2,174	1,640
25	3,521	3,352	2,965	2,335	1,801
30	3,633	3,472	3,094	2,470	1,937
35	3,729	3,575	3,205	2,587	2,055
40	3,813	3,666	3,302	2,690	2,159
50	3,956	3,820	3,468	2,865	2,337
60	4,074	3,947	3,606	3,012	2,487
70	4,175	4,056	3,725	3,139	2,617
80	4,264	4,152	3,829	3,250	2,731
100	4,414	4,315	4,006	3,440	2,926
125	4,566	4,480	4,187	3,634	3,127
150	4,692	4,617	4,337	3,796	3,295
175	4,800	4,735	4,466	3,936	3,440
200	4,895	4,838	4,579	4,058	3,568

Tableau 2.3 : Valeurs du coefficient d'exposition $C_e(z)$ pour $C_t(z) = 1$

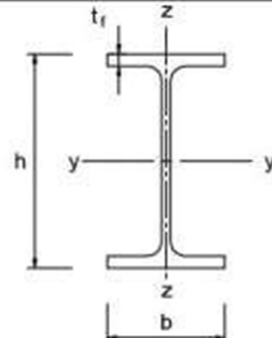
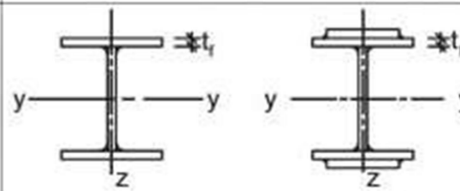

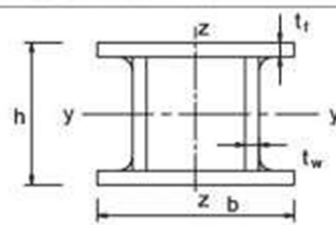
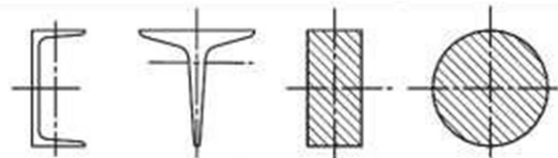

ANNEXE4

Angle de pente α	Zones pour vent de direction $\theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-0,6		-0,6		-0,8		-0,7		-1,0	-1,5
-30°	-1,1	-2,0	-0,8	-1,5	-0,8		-0,6		-0,8	-1,4
-15°	-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5		-0,7	-1,2
-5°	-2,3	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	+0,2		+0,2	
							-0,6		-0,6	
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,6		+0,2	
	+0,0		+0,0		+0,0				-0,6	
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-0,4		-1,0	-1,5
	+0,2		+0,2		+0,2		+0,0		0,0	0,0
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-0,4		-0,5	
	0,7		0,7		0,4		0,0		0,0	
45°	0,0		0,0		0,0		-0,2		-0,3	
	+0,7		+0,7		+0,6		0,0		0,0	
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,2		-0,3	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,2		-0,3	

Angle de pente α	Zones pour vent de direction $\theta = 90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-1,4	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-30°	-1,5	-2,1	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-15°	-1,9	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	-0,8	-1,2
-5°	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	-1,2
5°	-1,6	-2,2	-1,3	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	
15°	-1,3	-2,0	-1,3	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
30°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,8	-1,2	-0,5	
45°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5	
60°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	
75°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	

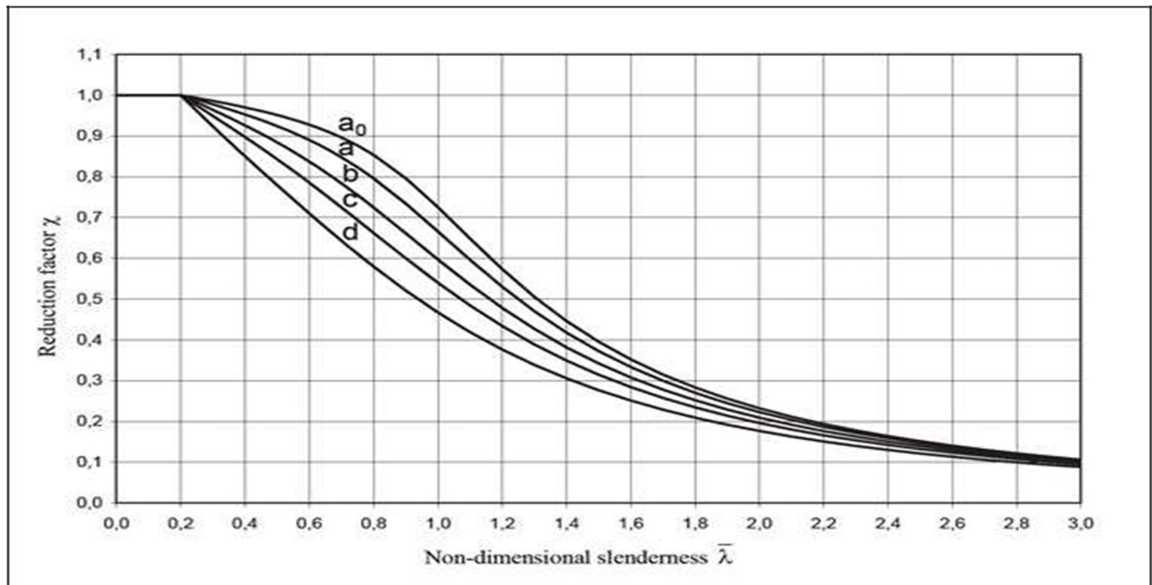
Tableau 5.4 : Coefficients de pression extérieure pour toitures à deux versants

ANNEXE5

Cross section	Limits	Buckling about axis	Buckling curve	
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Rolled sections 	$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40$ mm $40 \text{ mm} < t_f \leq 100$	y-y z-z	a a ₀
			y-y z-z	b c
	$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100$ mm $t_f > 100$ mm	y-y z-z	b c
			y-y z-z	d c
Welded I-sections 	$t_f \leq 40$ mm	y-y z-z	b c	
	$t_f > 40$ mm	y-y z-z	c d	
Hollow sections 	hot finished	any	a	
	cold formed	any	c	
Welded box sections 	generally (except as below)	any	b	
	thick welds: $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	any	c	
U-, T- and solid sections 		any	c	
L-sections 		any	b	

Courbe de flambement en fonction des diverses sections des profilés.

ANNEXE 6

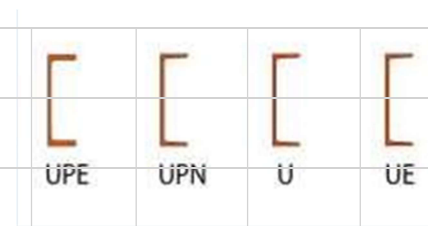
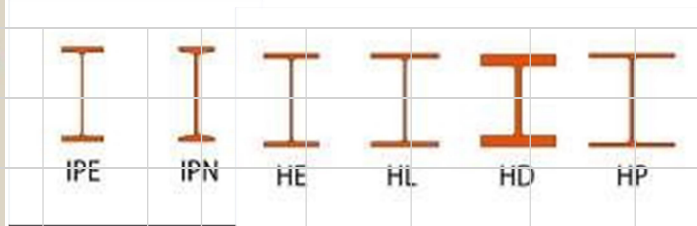
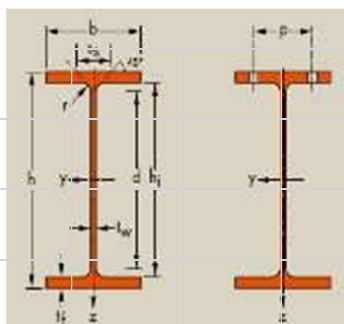


Coefficient réducteur χ en fonction de l'élanement réduit $\lambdā$ (équivalent à la fig. 8.10.)

$\lambdā$	a_0	a	b	c	d
0.2	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000
0.3	0.9859	0.9775	0.9641	0.9491	0.9235
0.4	0.9701	0.9528	0.9261	0.8973	0.8504
0.5	0.9513	0.9243	0.8842	0.8430	0.7793
0.6	0.9276	0.8900	0.8371	0.7854	0.7100
0.7	0.8961	0.8477	0.7837	0.7247	0.6431
0.8	0.8533	0.7957	0.7245	0.6622	0.5797
0.9	0.7961	0.7339	0.6612	0.5998	0.5208
1.0	0.7253	0.6656	0.5970	0.5399	0.4671
1.1	0.6482	0.5960	0.5352	0.4842	0.4189
1.2	0.5732	0.5300	0.4781	0.4338	0.3762

1.3	0.5053	0.4703	0.4269	0.3888	0.3385
1.4	0.4461	0.4179	0.3817	0.3492	0.3055
1.5	0.3953	0.3724	0.3422	0.3145	0.2766
1.6	0.3520	0.3332	0.3079	0.2842	0.2512
1.7	0.3150	0.2994	0.2781	0.2577	0.2289
1.8	0.2833	0.2702	0.2521	0.2345	0.2093
1.9	0.2559	0.2449	0.2294	0.2141	0.1920
2.0	0.2323	0.2229	0.2095	0.1962	0.1766
2.1	0.2117	0.2036	0.1920	0.1803	0.1630
2.2	0.1937	0.1867	0.1765	0.1662	0.1508
2.3	0.1779	0.1717	0.1628	0.1537	0.1399
2.4	0.1639	0.1585	0.1506	0.1425	0.1302
2.5	0.1515	0.1467	0.1397	0.1315	0.1214
2.6	0.1404	0.1362	0.1299	0.1234	0.1134
2.7	0.1305	0.1267	0.1211	0.1153	0.1062
2.8	0.1216	0.1182	0.1132	0.1079	0.0997
2.9	0.1136	0.1105	0.1060	0.1012	0.0937
3.0	0.1063	0.1036	0.0994	0.0951	0.0882

ANNEXE 7 :



Type de profilé	Masse G (kg/ml)	Dimensions					Aire S (cm ²)	Inertie I _y (cm ⁴)	Modules de flexion			Rayon de giration i _y (cm)	Inertie I _z (cm ⁴)	Modules de flexion		Rayon de giration i _z (cm)	Aire de cisaillement	
		h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r (mm)			W _{ely} (cm ³)	W _{ply} (cm ³)	W _{elz} (cm ³)			W _{plz} (cm ³)	A _{yz} (cm ²)		A _{zy} (cm ²)	
IPE 80	6	80	46	3,8	5,2	5	7,64	80,14	20,03	23,22	3,24	8,48	3,69	5,82	1,05	3,58	4,784	
IPE 100	8,1	100	55	4,1	5,7	7	10,3	171	34,2	39,41	4,07	15,92	5,79	9,15	1,24	5,08	6,27	
IPE 120	10,4	120	64	4,4	6,3	7	13,2	317,8	52,96	60,73	4,9	27,67	8,65	13,58	1,45	6,31	8,064	
IPE 140	12,9	140	73	4,7	6,9	7	16,4	541,2	77,32	88,34	5,74	44,92	12,31	19,25	1,65	7,64	10,074	
IPE 160	15,8	160	82	5	7,4	9	20,1	869,3	108,7	123,9	6,58	68,31	16,66	26,1	1,84	9,66	12,136	
IPE 180	18,8	180	91	5,3	8	9	23,9	1317	146,3	166,4	7,42	100,9	22,16	34,6	2,05	11,25	14,56	
IPE200	22,4	200	100	5,6	8,5	12	28,5	1943	194,3	220,6	8,26	142,4	28,47	44,61	2,24	14	17	
IPE 220	26,2	220	110	5,9	9,2	12	33,4	2772	252	285,4	9,11	204,9	37,25	58,11	2,48	15,88	20,24	

IPE 240	30,7	240	120	6,2	9,8	15		39,12	3892	324,3	366,6	9,97	283,6	47,27	73,92	2,69	19,14	23,52
IPE 270	36,1	270	135	6,6	10,2	15		45,94	5790	428,9	484	11,23	419,9	62,2	96,95	3,02	22,14	27,54
IPE 300	42,2	300	150	7,1	10,7	15		53,81	8356	557,1	628,4	12,46	603,8	80,5	125,2	3,35	25,68	32,1
IPE 330	49,1	330	160	7,5	11,5	18		62,61	11770	713,1	804,3	13,71	788,1	98,52	153,7	3,55	30,81	36,8
IPE 360	57,1	360	170	8	12,7	18		72,73	16270	903,6	1019	14,95	1043	122,8	191,1	3,79	35,14	43,18
IPE 400	66,3	400	180	8,6	13,5	21		84,46	23130	1156	1307	16,55	1318	146,4	229	3,95	42,69	48,6
IPE 450	77,6	450	190	9,4	14,6	21		98,82	33740	1500	1702	18,48	1676	176,4	276,4	4,12	50,85	55,48
IPE 500	90,7	500	200	10,2	16	21		115,5	48200	1928	2194	20,43	2142	214,2	335,9	4,31	59,87	64
IPE 550	106	550	210	11,1	17,2	24		134,4	67120	2441	2787	22,35	2668	254,1	400,5	4,45	72,34	72,24
IPE 600	122	600	220	12	19	24		156	92080	3069	3512	24,3	3387	307,9	485,6	4,66	83,78	83,6

Type de profilé	Masse	Dimensions					Aire	Inertie	Modules de flexion		Rayon de giration	Inertie	Modules de flexion		Rayon de giration	Aire de cisaillement	
		G (kg/ml)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)			r (mm)	S (cm ²)			Iy (cm ⁴)	Wely (cm ³)		Wply (cm ³)	Iz (cm ⁴)
HEA 100	16,7	96	100	5	8	12	21,24	349,2	72,76	83,01	4,06	133,8	26,76	41,14	2,51	7,56	16
HEA 120	19,9	114	120	5	8	12	25,34	606,2	106,3	119,5	4,89	230,9	38,48	58,85	3,02	8,46	19,2
HEA 140	24,7	133	140	5,5	8,5	12	31,42	1033	155,4	173,5	5,73	389,3	55,62	84,85	3,52	10,12	23,8
HEA 160	30,4	152	160	6	9	15	38,77	1673	220,1	245,1	6,57	615,6	76,95	117,6	3,98	13,21	28,8
HEA 180	35,5	171	180	6	9,5	15	45,25	2510	293,6	324,9	7,45	924,6	102,7	156,5	4,52	14,47	34,2
HEA 200	42,3	190	200	6,5	10	16	53,83	3692	388,6	429,5	8,28	1336	133,6	203,8	4,98	18,08	40
HEA 220	50,5	210	220	7	11	18	64,34	5410	515,2	568,5	9,17	1955	177,7	270,6	5,51	20,67	48,4
HEA 240	60,3	230	240	7,5	12	21	76,84	7763	675,1	744,6	10,05	2769	230,7	351,7	6	25,18	57,6
HEA 260	68,2	250	260	7,5	12,5	24	86,82	10450	836,4	919,8	10,97	3668	282,1	430,2	6,5	28,76	65
HEA 280	76,4	270	280	8	13	24	97,26	13670	1013	1112	11,86	4763	340,2	518,1	7	31,74	72,8
HEA 300	88,3	290	300	8,5	14	27	112,5	18260	1260	1383	12,74	6310	420,6	641,2	7,49	37,28	84

HEA 320	97,6	310	300	9	15,5	27		124,4	22930	1479	1628	13,58	6985	465,7	709,7	7,49	41,13	93
HEA 340	105	330	300	9,5	16,5	27		133,5	27690	1678	1850	14,4	7436	495,7	755,9	7,46	44,95	99
HEA 360	112	350	300	10	17,5	27		142,8	33090	1891	2088	15,22	7887	525,8	802,3	7,43	48,96	105
HEA 400	125	390	300	11	19	27		159	45070	2311	2562	16,84	8564	570,9	872,9	7,34	57,33	114
HEA 450	140	440	300	11,5	21	27		178	63720	2896	3216	18,92	9465	631	965,5	7,29	65,78	126
HEA 500	155	490	300	12	23	27		197,5	86970	3550	3949	20,98	10370	691,1	1059	7,24	74,72	138
HEA 550	166	540	300	12,5	24	27		211,8	111900	4146	4622	22,99	10820	721,3	1107	7,15	83,72	144
HEA 600	178	590	300	13	25	27		226,5	141200	4787	5350	24,97	11270	751,4	1156	7,05	93,21	150
HEA 650	190	640	300	13,5	26	27		241,6	175200	5474	6136	26,93	11720	781,6	1205	6,97	103,2	156
HEA 700	204	690	300	14,5	27	27		260,5	215300	6241	7032	28,75	12180	811,9	1257	6,84	117	162
HEA 800	224	790	300	15	28	30		285,8	303400	7682	8699	32,58	12640	842,6	1312	6,65	138,8	168
HEA 900	252	890	300	16	30	30		320,5	422100	9485	10810	36,29	13550	903,2	1414	6,5	163,3	180
HEA 1000	272	990	300	16,5	31	30		346,8	553800	11190	12820	39,96	14000	933,6	1470	6,35	184,6	186

Type de profilé	Masse	Dimensions					Aire	Inertie	Modules de flexion		Rayon de giration	Inertie	Modules de flexion		Rayon de giration	Aire de cisaillement	
		G (kg/ml)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)			r (mm)	S (cm ²)			I _y (cm ⁴)	W _{ely} (cm ³)		W _{ply} (cm ³)	I _z (cm ⁴)
UPN 80	8,65	80	45	6	8	8	11	106	26,5	31,8	3,1	19,4	6,36	12,1	1,33	5,1	7,2
UPN 100	10,6	80	45	6	8	8	13,5	206	41,2	49	3,91	29,3	8,46	16,2	1,47	6,46	7,2
UPN 120	13,4	120	55	7	9	9	17	364	60,7	72,6	4,62	43,2	11,1	21,2	1,59	8,8	9,9
UPN 140	16	140	60	7	10	10	20,4	605	86,4	103	5,45	62,7	14,8	28,3	1,75	10,41	12
UPN 160	18,8	160	65	7,5	10,5	10,5	24	925	116	138	6,21	85,3	18,3	35,2	1,89	12,6	13,65
UPN 180	22	180	70	8	11	11	28	1350	150	179	6,95	114	22,4	42,9	2,02	15,09	15,4
UPN 200	25,3	180	75	8,5	11,5	11,5	32,2	1910	191	228	7,7	148	27	51,8	2,14	17,71	17,25
UPN 220	29,4	220	80	9	12,5	12,5	37,4	2690	245	292	8,48	197	33,6	64,1	2,3	20,62	20
UPN 240	33,2	240	85	9,5	13	13	42,3	3600	300	358	9,22	248	39,6	75,7	2,42	23,71	22,1
UPN 260	37,9	260	90	10	14	14	48,3	4820	371	442	9,99	317	47,7	91,6	2,56	27,12	25,2

UPN 280	41,8	280	95	10	15	15		53,3	6280	448	532	10,9	399	57,2	109	2,74	29,28	28,5
UPN 300	46,2	300	100	10	16	16		58,8	8030	535	632	11,7	495	67,8	130	2,9	31,77	32
UPN 320	59,5	320	100	14	17,5	17,5		75,8	10870	679	826	12,1	597	80,6	152	2,81	47,11	35
UPN 350	60,6	350	100	14	16	16		77,3	12840	734	918	12,9	570	75	143	2,72	50,84	32
UPN 380	63,1	380	102	13,5	16	16		80,4	15760	829	1014	14	615	78,7	148	2,77	53,23	32,64
UPN 400	71,8	400	110	14	18	18		91,5	20350	1020	1240	14,9	846	102	190	3,04	58,55	39,6
UAP 80	8,38	80	45	5	8	8		10,67	107,1	26,78	31,87	3,17	21,33	7,38	13,64	1,41	4,51	7,2
UAP 100	10,5	100	50	5,5	8,5	8,5		13,38	209,5	41,9	49,59	3,96	32,83	9,95	18,47	1,57	6,07	8,5
UAP 130	13,7	130	55	6	9,5	9,5		17,5	459,6	70,7	83,51	5,12	51,34	13,78	25,55	1,71	8,52	10,45
UAP 150	17,9	150	65	7	10,25	10,25		22,84	796,1	106,1	125,3	5,9	93,25	20,97	38,78	2,02	11,28	13,325
UAP 175	21,2	175	70	7,5	10,75	10,75		27,06	1270	145,1	171,5	6,85	126,4	25,92	47,47	2,16	13,97	15,05
UAP 200	25,1	200	75	8	11,5	11,5		31,98	1946	194,6	230,1	7,8	169,7	32,13	58,29	2,3	16,97	17,25
UAP 220	28,5	220	80	8	12,5	12,5		36,27	2710	246,4	289,9	8,64	222,3	39,68	72,56	2,48	18,83	20
UAP 250	34,4	250	85	9	13,5	13,5		43,8	4136	330,9	391,8	9,72	295,4	48,87	87,65	2,6	23,89	22,95
UAP 300	46	300	100	9,5	16	16		58,56	8170	544,7	639,3	11,81	562,1	79,88	145,8	3,1	30,64	32

