

République Algérienne Démocratique et Populaire Ministère de l'Enseignement
Supérieur et de la Recherche Scientifique



UNIVERSITÉ ABOU BEKR BELKAID DE TLEMCEEN FACULTÉ DE
TECHNOLOGIE DÉPARTEMENT DE GENIE CIVIL MÉMOIRE DE FIN
D'ETUDE POUR L'OBTENTION DE DIPLÔME EN MASTER
CONSTRUCTION MÉTALLIQUE ET MIXTE

Thème:

**ETUDE COMPARATIVE D'UNE STRUCTURE METALLIQUE DE
TYPE HALL SELON LES REGLEMENTS CCM97 ET EUROCODE3**

Présenté par :

Mr. Benmiloud Amine

Mr. Mehiaoui Abdessamad

Soutenu en septembre 2021, devant le jury composé de :

Président /PR :Zahira BENADLA

EXAMINATEUR :MR TABET-DERRAZ.MOULAY IDRIS

Encadrant : Mr Missoum

Année Universitaire : 2020 /2021

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

A mes chers parents,

Pour tous leurs sacrifices, leur amour, leur tendresse, leur soutien et leurs prières tout au long de mes études,

A mes chères sœurs

Pour leurs encouragements permanents, et leur soutien moral,

A toute ma famille pour leur soutien tout au long de mon parcours universitaire,

A mon chère binôme Mehiaoui Abdessamad

Que ce travail soit l'accomplissement de vos vœux tant allégués, et le fruit de votre soutien infailible,

Merci d'être toujours là pour moi

BENMILOUD AMINE

Je dédie ce modeste travail :

A mes chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, mes parents qui m'ont soutenu durant toute ma vie, qui ont sacrifié toute leur vie afin de me voir devenir ce que je suis.

A mon binôme Benmiloud Amine qui a été vraiment persévérant et patient le long de ce travail.

A toute ma famille surtout.

A tous mes amis sans exception.

A Tous mes enseignants tout au long des cycles de mes études.

Et enfin à tous ceux qui sont très chers

MEHIAOUI ABDESSAMAD

Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier DIEU le tout puissant et miséricordieux, qui nous a donné la force et la patience d'accomplir ce modeste travail. En témoignage de notre gratitude et de notre respect, nous adressons nos sincères remerciements à Notre encadrant Mr MISSOUM A. pour ses précieux conseils et son aide durant toute la période du travail et Mr BOUMECHRA N. pour ses directives et son soutien. Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail en acceptant de l'examiner et de l'enrichir par leurs propositions. Enfin, nous tenons également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail notamment nos familles que nous avons parfois délaissées pour que ce travail aboutisse.

Résumé

Notre projet de fin d'études consiste à dimensionner (dimensionnement, calcul sismique, calcul au feu, calcul de second ordre) selon EC3 et le CCM97 un hangar de stockage composé de deux halls en charpente métallique situé à Oran, Route nationale n°4 reliant el Karma à Oran.

Ce projet suit le plan de travail suivant : La détermination des Actions, la combinaison des charges, la modélisation de l'ossature principale, l'analyse globale, la vérification des éléments de la structure principale, la vérification des assemblages, le calcul au feu et du second ordre.

Ce mémoire a été conclu par une comparaison entre le CCM97 et l'Eurocode 3.

Mots clés: Charpente métallique –Hangar de stockage –Dimensionnement-Assemblage-Séisme-Calcul au feu-Calcul de second ordre.

Abstract

This project consists of dimensioning (dimensioning, seismic calculation, fire calculation, second-order calculation) according to EC3 and CCM97 a storage shed made up of two metal frame halls located in Oran, National road n ° 4 connecting el Karma to Oran.

This work adopt the following plan: Determination of Actions, combination of loads, modeling of the main frame, global analysis, verification of elements of the main structure, verification of assemblies, fire calculation and of the second order calculation

This thesis was concluded by a comparison between CCM97 and Eurocode 3.

Key words: Metal frame - Storage shed - Dimensioning-Assembly- Earthquake-Fire design-Second order design.

الخلاصة

مشروع مذكرتنا يتمثل في تصميم (الأبعاد ، الحريق ، حساب الدرجة الثانية) وفقاً لـ EC3 و CCM97 مستودع تخزين مكونة من قاعتين معدنيتين تقعان في وهران ، الطريق الوطني رقم 4 الذي الحساب الزلزالي ، حساب يربط الكرمة إلى وهران. يتبع هذا المشروع خطة العمل التالية: تحديد الإجراءات ، وتركيب الأحمال ، ونمذجة الإطار الرئيسي ، والتحليل الشامل ، والتحقق من عناصر الهيكل الرئيسي ، والتحقق من التجميعات ، وحساب الحرائق والترتيب الثاني.

. 3 Eurocode و CCM97 اختتمت هذه الأطروحة بمقارنة بين

الكلمات المفتاحية: الهيكل المعدني - سقيفة التخزين - قياس الأبعاد - التجميع - تصميم الزلازل - تصميم النار - التصميم

Liste des figures

Figure I.1 : Perspective du bâtiment (dimensions en m)

Figure I.2 : Élévation de la façade Est (File C) + ossature

Figure I.3 : Élévation de la façade Nord (File 1) + ossature

Figure I.4 : Vue en plan de la toiture

Figure I.5 : Route Nationale n° 4 « voie Rapide » reliant el Karma à Oran - GPS : 35.64027,-0.59022

FigureII.1 : Directions du vent sur la structure

FigureII.2 : Vue en plan de la répartition des coefficients de pression extérieur sur les parois verticales (v2et v4)

FigureII.3 : Vue en plan de la répartition des coefficients de pression extérieur sur les parois verticales (v1et v3)

FigureII.4 : Répartition du coefficient de pression extérieur sur la toiture (v2et v4)

FigureII.5 : Répartition du coefficient de pression extérieur sur la toiture (v1et v3)

FigureII.6 : Charges de la neige sur la toiture

FigureII.7 : Force exercée sur les obstacles

FigureIII.1 : Lisse de bardage sur long pan et pignon

FigureIII.2 : Espacement des lisses

FigureIII.3 : disposition des charges

FigureIII.4: Potelets sur façade 1 pignon

FigureIII.5 : Dimensions du potelet le plus chargé

FigureIII.6 : dispositions des potelets pour avoir l'inertie maximal face au vent

FigureIII.7 : disposition des charges

FigureIV.1 : Carte de zonage sismique du territoire national-RPA99 après addenda

FigureV.1: représentation des poteaux (en couleur bleu)

FigureV.2: représentation des traverses (en couleur bleu)

FigureVI.1 :Assemblage pied de poteaux

FigureVI.2 :Platine de préscllement

FigureVI.3 :Ancrage

FigureVI.4 :Bêche

FigureVI.5 : Raidisseur

FigureVI.6 :Assemblage poteau-traverse

FigureVII.1: Abaque pour acier non protégés de facteur de massivité par température

FigureVII.2 : Nomogramme pour la prévision simplifiée de la résistance au feu

Liste des tableaux

Tableau II.1 :Cpe pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire, Chapitre 5, Actions du vents , RNV99 version 2013

TableauII.2 :Pression aérodynamique sur la paroi vertical du à V1

TableauII.3 :Pression aérodynamique sur la paroi vertical du à V2 et V3

TableauII.4 :Pression aérodynamique sur la paroi vertical du à V4

TableauII.5 :Pression aérodynamique sur la toiture du à V1

TableauII.6 :Pression aérodynamique sur la toiture du à V2 et V3

TableauII.7 :Pression aérodynamique sur la toiture du à V4

Tableau II.8 :paragraphe 6, actions de la neige, RNV2013

TableauIV.1 :Valeurs du coefficient d'accélération RPAv2003

TableauIV.2 : Valeur de T1, T2 selon le RPA2003

TableauIV.3 : Valeur des pénalités Pq

TableauIV.4 : Éléments constituant de la structure.

TableauIV.5 : Les 3 premiers modes de vibration lors du séisme

TableauIV.6: Valeur de Vtx et Vty résultante des forces sismique par combinaison des valeurs modales selon le sens du séisme x-x et y-y

TableauVII.1 : Facteur de réduction à la température α par rapport à la valeur de fy ou Ea à 20°C

Liste des notations

Majuscules latines

- A : Section brute d'une pièce ;
- A_{net} : Section nette d'une pièce ; A_w : Section de l'âme ;
- A_v : Aire de cisaillement
- Ct : Coefficient de topographie ;
- Cr : Coefficient de rugosité ;
- $C_{p,net}$: Coefficient de pression nette
- Ce : Coefficient d'exposition ;
- Cd : Coefficient dynamique ;
- E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier ($E=2.1 \cdot 10^5$ MPa) ;
- F : Force en générale ;
- G : Module d'élasticité transversale de l'acier ($G=81000$ MPa) ;
- G : Charge permanente ;
- G_c : L'effort appliqué sur le connecteur ;
- I : Moment d'inertie ;
- K : Coefficient d'encastrement ou de Rigidité poteaux/Poutre ;
- K_0 : Coefficient de flambement ;
- K : Facteur de déformée modale
- KT : Facteur de terrain ;
- L : Longueur ;
- M : Moment sollicitant en général ;
- MSd : Moment fléchissant ;
- MRd : Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise ;
- MPl : Moment plastique ;
- MCr : Moment critique ;
- Msd : Valeur de calcul du moment fléchissant;
- $M_{b,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance au déversement ;
- NSd : Effort normal ;
- Nt sd : Effort normal de traction ;

$N_{c\ sd}$: Effort normal de compression ;
 N_{pl} : Effort normal plastique ;
 P_k : Poids total de la structure ;
 Q : Charge d'exploitation ;
 R : Coefficient de comportement de la structure ;
 S : Surface ;
 S : La charge de la neige ;
 S_k : La charge de la neige sur le sol
 V_{sd} : Valeur de calcul de l'effort tranchant ;
 V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k » ;
 $V_{réf}$: Vitesse de référence du vent ;
 W : Pression aérodynamique ;
 W_{pl} : Module de résistance plastique ;
 W_{el} : Module de résistance élastique ;

Minuscules latines

d : Diamètre d'une section circulaire ;
 f : La flèche ;
 f_y : Limite d'élasticité ;
 h : Hauteur d'une pièce ;
 k_s : Coefficient fonction de la dimension des trous de perçage
 k_j : Facteur de concentration ;
 l : Longueur d'une pièce (Poutre, Solive, Poteau) ;
 l_f : Longueur de flambement ;
 r : Rayon d'une section circulaire ;
 t : Épaisseur d'une pièce ;
 t_f : Épaisseur d'une semelle de poutre ;
 t_w : Épaisseur de l'âme de poutre ;
 Z : Hauteur au-dessus du sol ;
 z_0 : Paramètre de rugosité ;

z_{eq} :Hauteur équivalente ;

z_{min} :Hauteur minimale

Minuscules grecques

χ : coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié ;

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation ;

β_w : Facteur de corrélation ;

β_M : Facteur de moment uniforme équivalent ;

β_j : Coefficient relatif à la liaison ;

γ_M : Coefficient de sécurité ;

λ : Élançement ;

λ_{LT} : Élançement de déversement ;

α : Facteur d'imperfection ;

\emptyset : Rotation ;

\emptyset_{LT} : Rotation de déversement ;

r : Contrainte limite de cisaillement en élasticité ;

s : Coefficient de réduction élastique de l'acier ;

σ_a : Contrainte de l'acier ;

σ_b : Contrainte du béton ;

η : Facteur de correction

d'amortissement ;

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i ;

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » ;

μ : coefficient de forme de la charge de neige ;

Sommaire

Chapitre I: Généralité	13
I. Données de la structure	14
i. Règlement utilisés.....	17
ii. Logiciels utilisés.....	17
II. Matériaux utilisés.....	17
Chapitre II: Evaluation des charges	18
II.I Calcul des charges du vent.....	19
II.I.1.Détermination de la pression dynamique de pointe.....	19
II.I.2.Détermination du coefficient d'exposition	20
II.I.3.Détermination de la valeur de Cd.....	21
II.I.4.Détermination du coefficients de pression extérieure Cpe.....	21
II.I.5.Détermination du coefficients de pression intérieure Cpi.....	25
II.I.6.Détermination de la pression aérodynamique W.....	26
II.II. Actions de la neige.....	29
II.II.1.Calcul des charges de neige.....	29
II.III Conclusion.....	32
Chapitre III :Dimensionnement des éléments secondaire	33
III.I. Calcul des pannes.....	34
III.II. Calcul des lisses de bardage.....	41
III.III. Calcul des potelets.....	45
Chapitre IV :Calcul sismique	52
IV.I Introduction.....	53
IV.II Principe de la méthode.....	53
IV.III. Analyse dynamique de la structure.....	56
Chapitre V :Calcul des éléments structuraux	61

V.I. Introduction.....	62
V.II. Vérification des poteaux.....	62
V.II. Calcul des traverses.....	64
Chapitre VI : calcul des assemblages.....	66
VII. Introduction.....	67
VII.I. Assemblage pied de poteaux.....	67
VII.II. Assemblage traverse-poteaux.....	81
Chapitre VII : Calcul au feu/incendie.....	95
VII.I. Introduction.....	96
VII.II. Calcul au feu du poteau HEA220.....	96
VII.III. Calcul au feu de la traverse IPE300.....	98
Chapitre VIII : Calcul de second ordre.....	101
VIII.I. Introduction.....	102
VIII.II. Vérification.....	102
Chapitre IX : Etude Comparative CCM97/EC3.....	105
Conclusion générale.....	108
Référence bibliographiques.....	109
Annexes.....	110

INTRODUCTION GÉNÉRALE :

De nos jours, la conception, la fabrication et le montage des structures en acier sont de plus en plus utilisées. Par comparaison avec des bâtiments en béton armé, les bâtiments métal-liqués exigent qu'une attention toute particulière soit portée sur certains problèmes, notamment les phénomènes d'instabilités.

Les règlements et les codes mises au point par les scientifiques et les ingénieurs pour les constructions métalliques tiennent compte de ces spécifications et présentent des multitu-des de solutions pour sécuriser le bâti tout en économisant les dépenses matérielles lors de lamise en œuvre.

En Europe, le règlement actuellement utilisé, développé par le Comité européen de normalisation est l'Eurocode3. Cette spécification, ci-après dénommée EC3, est basée en général sur la résistance caractéristique qui est divisée par le facteur partiel et puis comparé auxcharges pondérées.

En Algérie, le CCM97 qui est l'abréviation de (Conception et calcul des structures métalliques 1997) est le règlement technique Algérien qui vient substituer le CM66 (Conceptions et Calcul 66) pour le calcul des constructions métalliques. Ce règlement est inspiré du règlement Européen unifié Eurocode3, et il respecte les recommandations spéciales pour l'Algérie dans le domaine Parasismique RPA99 (Règles parasismiques Algériennes 1999) et le domaine d'évaluation des surcharges climatiques de Neige et Vent, RNVA99 (Règles définissant les effets de la neige et vent1999).

Le travail qui va suivre consiste à comparer la résistance et la stabilité d'une structure métallique obtenue selon l'EC3/CCM97 . Pour cela, nous commençons dans le pre-mier chapitre par définir les formulations mathématiques et leurs conditions d'utilisation pour chaque règlement. Des exemples de vérification de quelques membrures viendront expliciter et illustrer ces formules. Le deuxième et le troisième chapitre feront l'objet de vérifications dela résistance et de la stabilité des éléments d'un hangar métallique en utilisant successivement les codes l'EC3/CCM97 Le hangar est déjà prédimensionné et modélisé par le logiciel de calcul Robot. Enfin, un dernier chapitre viendra éclaircir les similitudes et les dif-férences entre ces règlements. On termine notre mémoire par une conclusion générale des différents résultats recueillis et une synthèse de ces résultats.

Ce projet de fin d'étude nous permettra nous les étudiants en « Master construction métallique et mixte » d'apprendre à utiliser et à bien maîtriser les règlements de calcul et vérification des constructions métalliques par les codes européen EC3, algérien CCM97

Chapitre I

Généralités

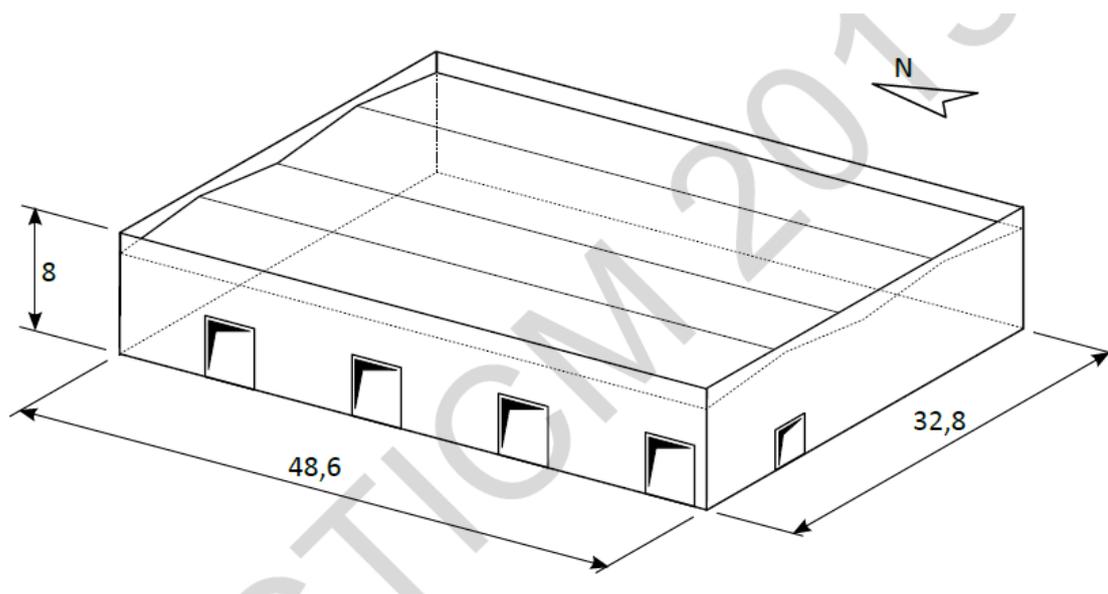


Figure I.1 : Perspective du bâtiment (dimensions en m)

I. DONNEES DE LA STRUCTURE :

Entrepôt à simple rez-de-chaussée à base rectangulaire

La structure est constituée de sept portiques à deux nefs. Les poteaux ont une hauteur de 7,00 m au-dessus du sol et sont ancrés dans le massif de fondation au niveau -0,50 m. La pente de la toiture est de 3,75 %, conduisant à un niveau maximal de 7,30 m pour l'ossature au faîtiage. Le bâtiment comprend également un acrotère périphérique dont l'arase supérieure est constante à 8,00 m au-dessus du sol.

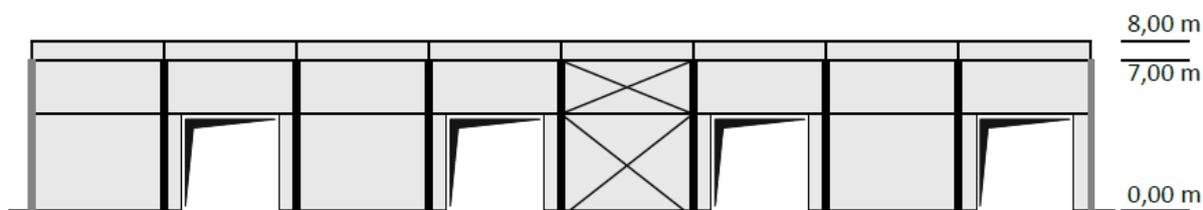


Figure I.2 : Élévation de la façade Est (File C) + ossature

La façade Est (file C sur la vue en plan Figure I.3) comprend quatre portes industrielles de 4,50 m de hauteur par 4,50 m de largeur. La façade Nord (file 1) comprend une porte double (2,00 m par 2,50 m) et quatre fenêtres.

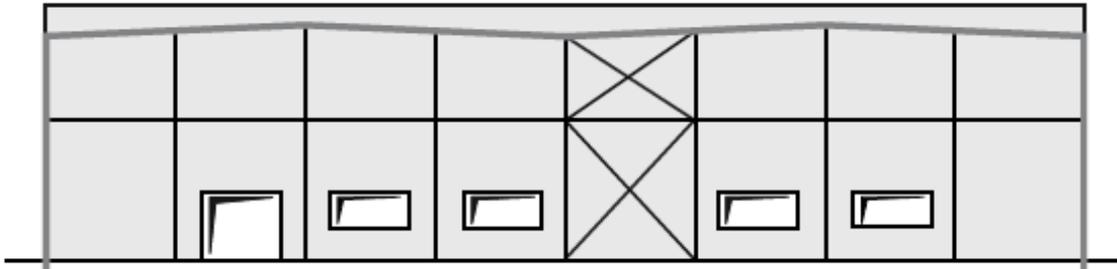


Figure I.3 : Élévation de la façade Nord (File 1) + ossature

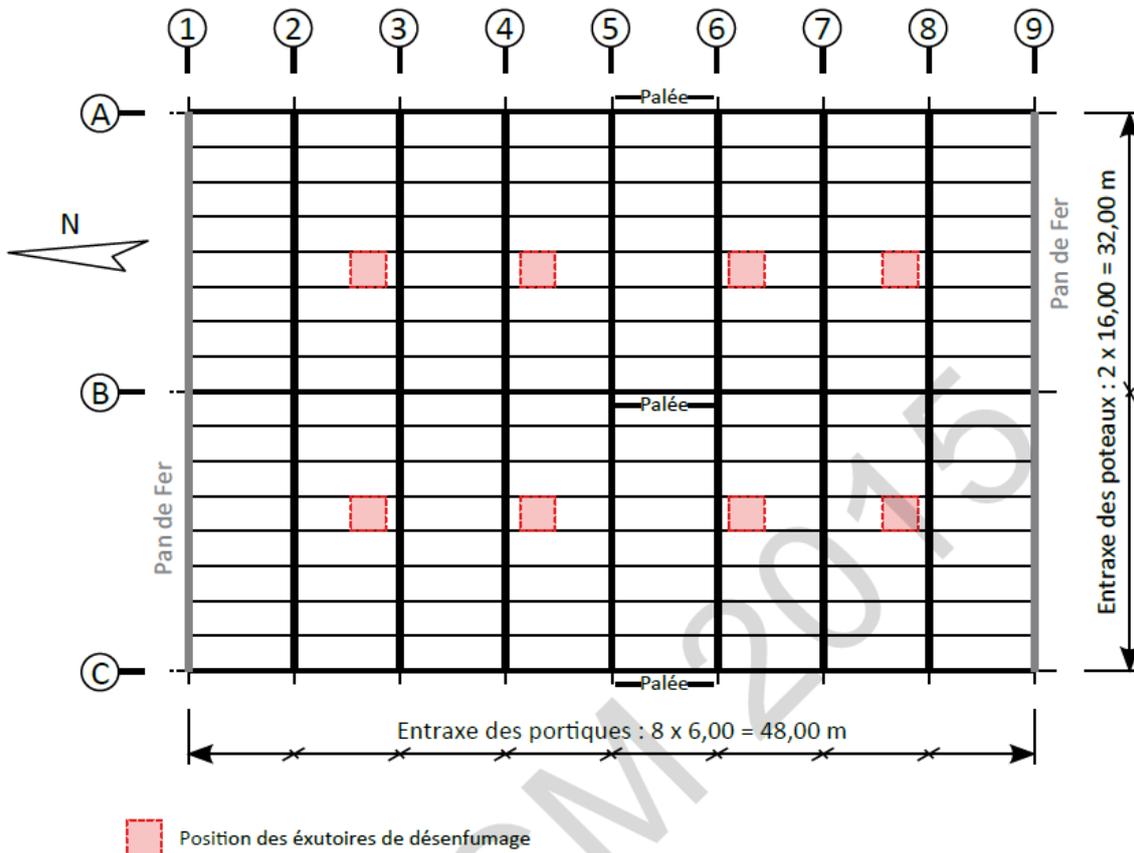


Figure I.4 : Vue en plan de la toiture

Le bâtiment étudié peut être amené à stocker des matières combustibles en quantité supérieure à 500 t. Compte tenu des matières stockées et des dimensions du bâtiment, il s'agit d'une installation classée pour la protection de l'environnement (ICPE) rentrant dans le cadre de la rubrique 1510 et soumise à déclaration. L'Arrêté du 23 décembre 2008 s'applique donc à ce bâtiment pour ce qui concerne la sécurité incendie.

Cela se traduit notamment par 8 exutoires de désenfumage, de 2,0 m x 2,0 m, disposés en toiture aux positions indiquées sur la Figure I.5 . Leur surface totale représente 32 m² soit un peu plus de 2 % de la surface du bâtiment (48,0 x 32,0 = 1 536 m²).

Il est également précisé qu'une issue de secours est prévue sur la façade Sud (file 9), positionnée de façon symétrique à la porte d'entrée de la façade Nord (file 1).

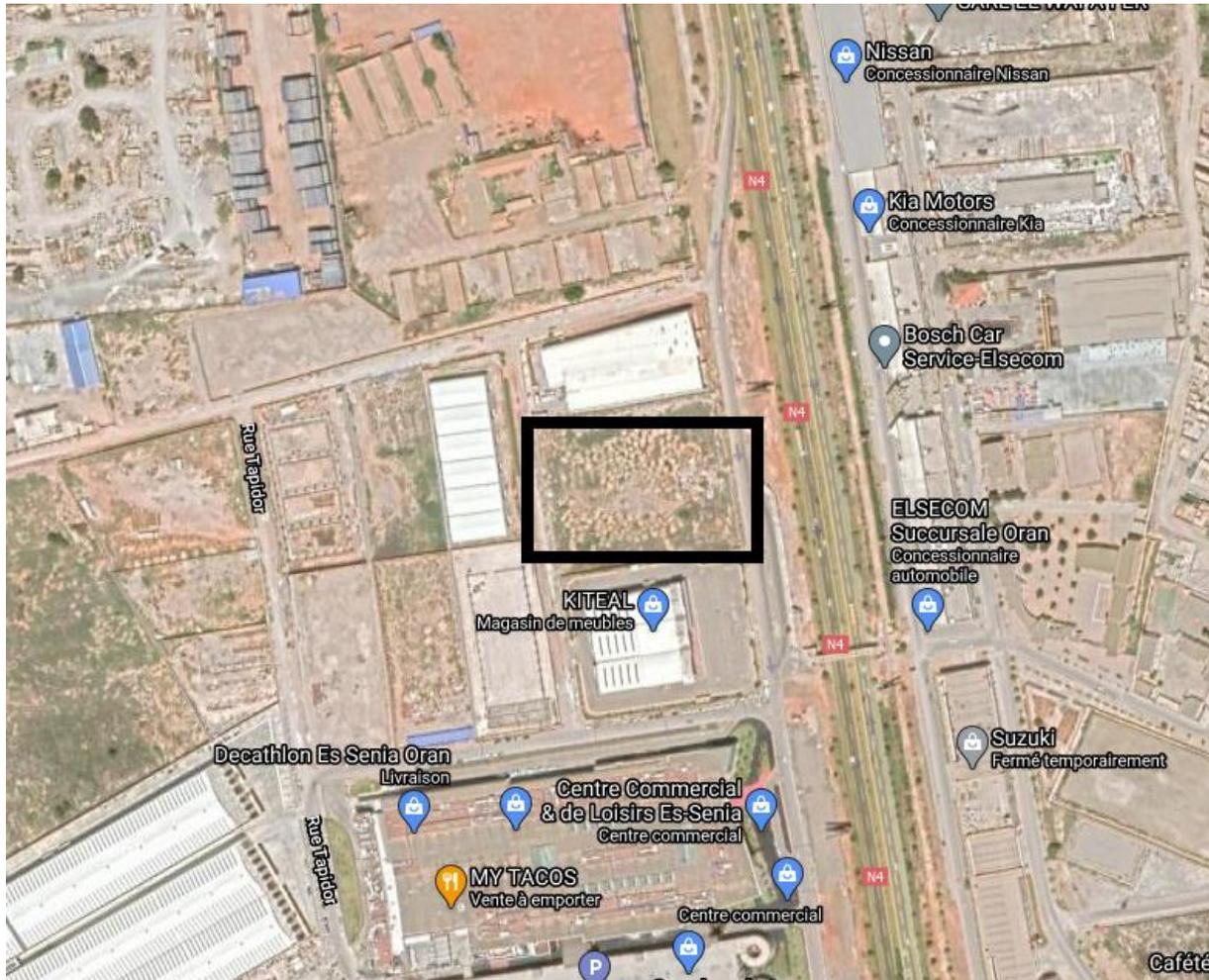


Figure I.5 :Route Nationale n° 4 « voie Rapide » reliant el Karma à Oran - GPS : 35.64027,-
0.59022

i. Règlement utilisés :

- CCM 97
- EUROCODE 3
- DTR BC.2.2
- RPA 99
- BAEL 91
- RNV99-V2013

ii. Logiciels utilisés :

- Robot Structural Analysis 2019

II. MATERIAUX UTILISES:

▪ L'acier de construction :

Nuance d'acier : FE 360.

La limite élastique : $f_y = 235\text{MPa}$

La résistance à la traction : $f_u = 360\text{MPa}$

La masse volumique: $\rho = 7850\text{Kg/m}^3$

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

Module d'élasticité transversale : $G = 84000\text{MPa}$

Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$. I.7.2

▪ Le béton :

Le béton armé est dosé a 350 kg/m^3

Le béton de propreté est dosé a 150 kg/m^3

La résistance caractéristique à la compression : $f_{c28}=25\text{ MPa}$

La résistance caractéristique à la traction: $f_{t28}=0,06f_{c28}+0,6=2,1\text{ MPa}$.

Poids volumique $=2500\text{Kg/m}^3$

Module d'élasticité : $E=14000\text{MPa}$.

Chapitre II

Calcul des charges climatiques

ACTIONS DU VENT :

Les données géométriques au projet sont les suivants :

Longueur : 48,6m

Largeur : 32,8 m

Hauteur : 8m

Ouvertures :

Portes : 4 (4m × 4,50m) + 2(2m × 2,50m)

Fenêtres : 4 (2m × 1,50m)/ Exutoires : 8 (2m × 2m)

Lieu d'implantation : Oran

Nature de site : site plat : $C_t(z) = 1$

Zone : II ; $q_{réf} = 435 \text{ N/m}^2$

Catégorie de terrain : III ; $K_T = 0,215$; $Z_0 = 0,3 \text{ m}$; $Z_{min} = 5 \text{ m}$; $\varepsilon = 0.61$ [Tableau 2.4 RNV version 2013]

I. CALCUL DES CHARGES DU VENT :

1. Détermination de la pression dynamique de pointe

Selon le RNV99 version 2013 :

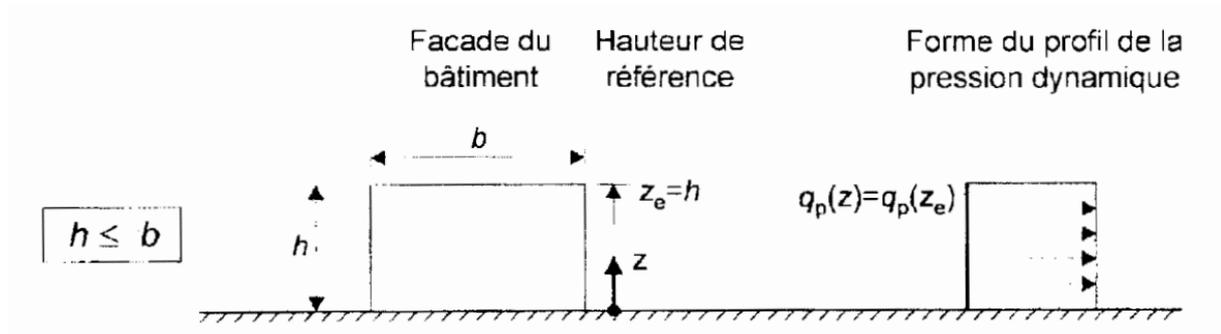
$$q(Ze) = q_{réf} \times C_e(Ze) \text{ [N/m}^2\text{]}$$

Avec :

$q_{réf}$: en (N/m²) est la pression dynamique de référence donné par le tableau 2.2 en fonction de la zone de vent

C_e : est le coefficient d'exposition au vent

Z_e : (en m) est la hauteur de référence



$$z_e = h = 8\text{m}$$

2. Détermination du coefficient d'exposition C_e

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

Avec :

C_t : Coefficient de topographie.

C_r : Coefficient de rugosité.

I_v : Intensité de la turbulence.

Détermination du coefficient de topographie C_t :

$C_t = 1$ site plats

Détermination du coefficient de rugosité C_r :

$$\begin{cases} C_r(z) = K_t \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & \text{pour } z_{\min} \leq z \leq 200 \text{ m} \\ C_r(z) = K_t \times \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right) & \text{pour } z < z_{\min} \end{cases}$$

Pour $Z = 7\text{m}$ $z_{\min} = 5 \text{ m}$ $5\text{m} \leq 7\text{m} \leq 200 \text{ m}$

$$C_r(7\text{m}) = 0,215 \times \ln\left(\frac{7}{0,3}\right) = 0,677$$

Pour $Z = 8\text{m}$ $z_{\min} = 5 \text{ m}$ $5\text{m} \leq 8\text{m} \leq 200 \text{ m}$

$$C_r(8\text{m}) = 0,215 \times \ln\left(\frac{8}{0,3}\right) = 0,706$$

Détermination de l'intensité de la turbulence Iv :

$$\left\{ \begin{array}{l} Iv(z) = \frac{1}{ct(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \text{ pour } z > z_{min} \\ Iv(z) = \frac{1}{ct(z) \times \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right)} \text{ pour } z \leq z_{min} \\ 7m > 5m \end{array} \right.$$

$$Iv(7) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{7}{0,3}\right)} = 0,317$$

$$8m > 5m$$

$$Iv(8) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{8}{0,3}\right)} = 0,305$$

$$\rightarrow Ce(7) = 1^2 \times 0,677^2 \times [1 + 7 \times 0,317] = 1,47$$

$$\rightarrow Ce(8) = 1^2 \times 0,706^2 \times [1 + 7 \times 0,305] = 1,56$$

$$\rightarrow q_p(7) = 435 \times 1,47 = 639,45 \text{ N/m}^2 \text{ (Toiture)}$$

$$\rightarrow q_p(8) = 435 \times 1,56 = 678,6 \text{ N/m}^2 \text{ (Paroi)}$$

3. Détermination de la valeur de Cd :

Une valeur conservatrice de $c_d = 1$ peut être considérée dans le cas la hauteur est inférieure a 15m

$Cd \approx 1 \quad H \leq 15m$ [§3.2] lecture pour $H=8$ m

$8 \leq 15$ Condition vérifiée

$$Cd = 1$$

4. Détermination des coefficients de pressions extérieures Cpe

Selon RNV99 version 2013 :

- $Cpe = Cpe,1$ si : $S \leq 1m^2$
- $Cpe = Cpe,1 + (Cpe,10 - Cpe,1) \log_{10}(s)$ si : $1 m^2 < S < 10m^2$
- $Cpe = Cpe,10$ si : $S \geq 10m^2$

Dans notre cas : $S \geq 10$ m donc $Cpe = Cpe,10$

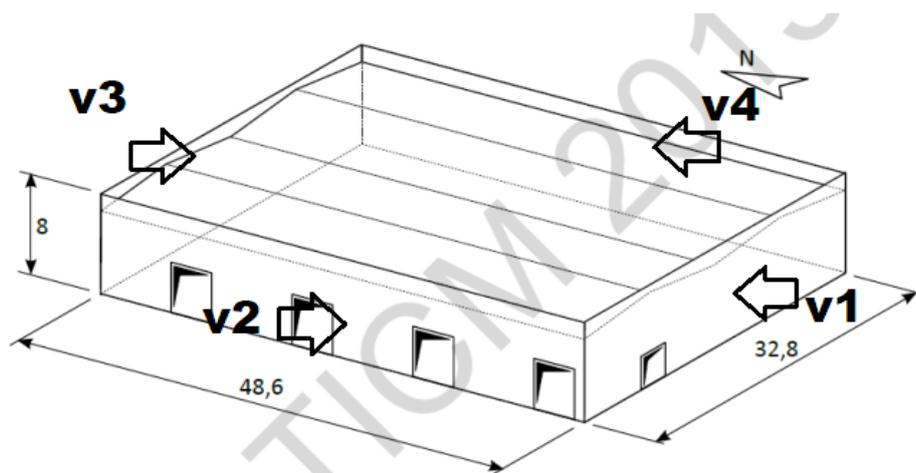


Figure II.1 : Directions du vent sur la structure

Parois vertical

Paroi latérale						Paroi au vent		paroi sous le vent	
A, A'		B, B'		C		D		E	
$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
- 1.0	- 1.3	- 0.8	- 1.0	- 0,5		+ 0,8	1,0	- 0,3	

Tableau II.1 : Cpe pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire, Chapitre 5, Actions du vents , RNV99 version 2013

Vent sur long pan (v2, v4)

$e = \min [b, 2h].$

$b=48,6m$

$d=32,8m$

$h=8m$

Distance $e = \min (b, 2h) \rightarrow \min (48,6m ; 2 \times 8)$

$e=16 m$

$d=32,8m > e= 16m$

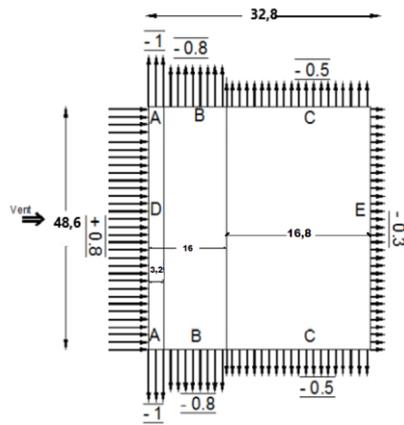


Figure II.2 : Vue en plan de la répartition des coefficients de pression extérieure sur les parois verticales (v2 et v4)

Vent sur pignon sens (V1, V3)

$b=32,8\text{m}$

$d=48,6\text{m}$

$h=8\text{m}$

Distance $e = \min (b, 2h) \rightarrow \min (32,8\text{m} ; 2 \times 8)$

$e=16\text{m}$

$d=48,6\text{m} > e= 16\text{m}$

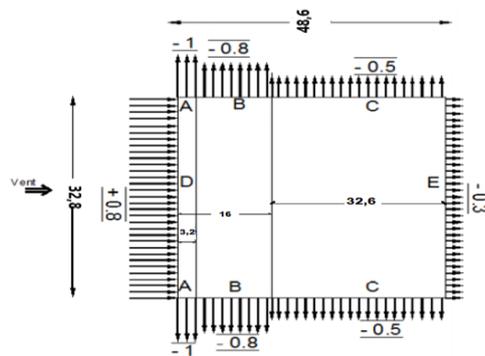


Figure II.3 : Vue en plan de la répartition des coefficients de pression extérieure sur les parois verticales (v1 et v3)

Toiture

D'après le RNV 99 version 2013 cf.5.1.8.2 on prendra les valeurs C_{pe} des toitures plats avec acrotère, $h_p/h=0,1$

Vent sur long pan (v2, v4)

$$\theta=0^\circ$$

$$b=48,6\text{m}$$

$$d=32,8\text{m}$$

$$h=7\text{m}$$

$$h_p=1\text{m}$$

$$\text{la pente } \alpha = 2,14^\circ \leq 5^\circ$$

$$\text{Distance } e = \min (b, 2h) \rightarrow \min (48,6\text{m} ; 2 \times 7)$$

$$e=14\text{m}$$

$$d=32,8\text{m} > e= 14\text{m}$$

		Zones							
		F		G		H		I	
		$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
avec acrotères	$h_p/h = 0,10$	- 1.2	- 1.8	- 0.8	- 1.4	- 0.7	-1.2	$\pm 0,2$	

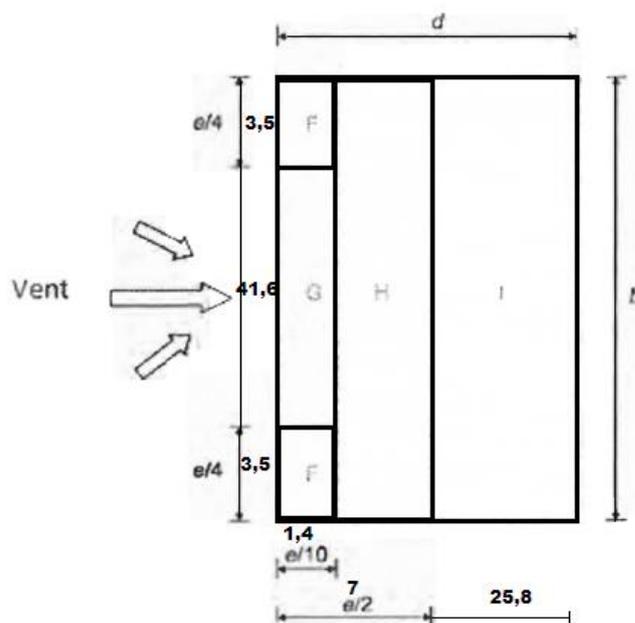


Figure II.4 : Répartition du coefficient de pression extérieure sur la toiture (v2 et v4)

Vent sur pignon sens (v1, v3)

$\theta=90^\circ$

$b=32,8\text{m}$

$d=48,6\text{m}$

$h=7\text{m}$

$h_p=1\text{m}$

la pente $\alpha = 2,14^\circ \leq 5^\circ$

Distance $e = \min (b, 2h) \rightarrow \min (48,6\text{m} ; 2 \times 7)$

$e=14\text{m}$

$d=32,8\text{m} > e= 14,6\text{m}$

		Zones							
		F		G		H		I	
		$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
avec acrotères	$h_p/h = 0,10$	- 1,2	- 1,8	- 0,8	- 1,4	- 0,7	- 1,2	$\pm 0,2$	

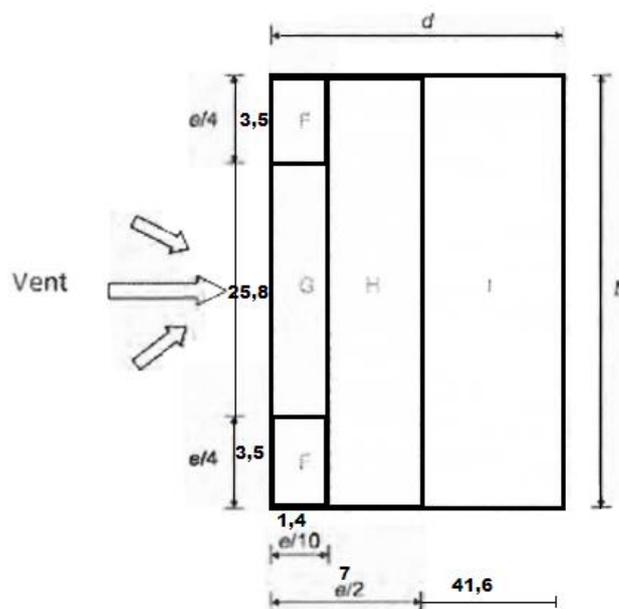


Figure II.5 :Répartition du coefficient de pression extérieure sur la toiture (v1 et v3)

5. Détermination des coefficients de pression intérieure (Cpi)

Ils sont en fonction de l'indice de perméabilité μ_p et du rapport h/d. L'indice de perméabilité μ_p est défini comme suite :

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

\sum des surfaces de toutes les ouvertures S = les portes + les fenêtres + les exutoires

Portes : $4 \times (4,5\text{m} \times 4,5\text{m}) + 2 \times (2\text{m} \times 2,5) = 91\text{m}^2$

Fenêtres : $4 \times (2\text{m} \times 1,5\text{m}) = 12\text{m}^2$

Exutoires : $8 \times (2\text{m} \times 2\text{m}) = 32\text{m}^2$

$S = 135\text{m}^2$

Vent 2 et 4 : $h/d = 7/48,6 = 0,14 < 0,25$ on choisit le trait discontinu

Vent 1 et 3 : $h/d = 7/32,8 = 0,21 < 0,25$ on choisit le trait discontinu

→ Vent (v1) : $\mu_p = \frac{54}{135} = 0,4 \rightarrow C_{pi} = 0,25$

→ Vent (v2) : $\mu_p = \frac{130}{135} = 0,96 \rightarrow C_{pi} = -0,3$

→ Vent (v3) : $\mu_p = \frac{135}{135} = 1 \rightarrow C_{pi} = -0,3$

→ Vent (v4) : $\mu_p = \frac{118}{135} = 0,87 \rightarrow C_{pi} = -0,27$

6. Détermination de la pression aérodynamique sur les parois verticales W :

La zone	Cd	qp	Cpe	Cpi	W
A	1	678,6	-1	0,25	-848,25
B	1	678,6	-0,8	0,25	-712,53
C	1	678,6	-0,5	0,25	-508,95
D	1	678,6	+0,8	0,25	373,23
E	1	678,6	-0,3	0,25	-373,23

Tableau II.2 : Pression aérodynamique sur la paroi verticale du à V1

La zone	Cd	qp	Cpe	Cpi	W
A	1	678,6	-1	-0,3	-475,02
B	1	678,6	-0,8	-0,3	-339,3

C	1	678,6	-0,5	-0,3	-135,72
D	1	678,6	+0,8	-0,3	746,46
E	1	678,6	-0,3	-0,3	0

TableauII.3 :Pression aérodynamique sur la paroi verticale du à V2 et V3

La zone	Cd	qp	Cpe	Cpi	W
A	1	678,6	-1	-0,27	-495,378
B	1	678,6	-0,8	-0,27	-359,658
C	1	678,6	-0,5	-0,27	-156,078
D	1	678,6	+0,8	-0,27	726,102
E	1	678,6	-0,3	-0,27	-20,358

TableauII.4 :Pression aérodynamique sur la paroi verticale du à V4

Sur la toiture

La zone	Cd	qp	Cpe	Cpi	W
F	1	639,45	-1,2	0,25	-927,203
G	1	639,45	-0,8	0,25	-671,423
H	1	639,45	-0,7	0,25	-607,478
I	1	639,45	+0,2	0,25	-31,973

TableauII.5 :Pression aérodynamique sur la toiture du à V1

La zone	Cd	qp	Cpe	Cpi	W
F	1	639,45	-1,2	-0,3	-575,505
G	1	639,45	-0,8	-0,3	-319,725
H	1	639,45	-0,7	-0,3	-255,78
I	1	639,45	+0,2	-0,3	319,725

TableauII.6 :Pression aérodynamique sur la toiture du à V2 et V3

La zone	Cd	qp	Cpe	Cpi	W
F	1	639,45	-1,2	-0,27	-594,689
G	1	639,45	-0,8	-0,27	-338,909
H	1	639,45	-0,7	-0,27	-274,964
I	1	639,45	+0,2	-0,27	300,542

TableauII.7 :Pression aérodynamique sur la toiture du à V4

II. ACTIONS DE LA NEIGE :

But :

Le but principal de cette étude est de définir les valeurs représentatives de la charge statique de la neige sur toute la surface située au-dessous du sol et soumise à l'accumulation de la neige notamment sur la toiture.

Domaine d'application :

Le présent règlement s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure ou égale à 2000m (Selon RNVA 2013 partie 1, Article 2.2)

1. CALCUL DES CHARGES DE NEIGE :

- **Charge de neige sur les toitures ou autres surfaces :**

$$S = \mu \times S_k \quad (\text{daN/m}^2)$$

Avec:

S : Charge caractéristique de la neige par unité de surface.

μ : Coefficient d'ajustement des charges, en fonction de la forme de la toiture. appelé coefficient de forme.

S_k : Charge de neige sur le sol

- **La charge de la neige sur le sol (S_k) :**

La charge caractéristique de neige sur le sol S_k par unité de surface est fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré.

Notre projet se situe dans la wilaya d'Oran qui est classée en zone B selon la classification de RNVA2013.

L'altitude du site (ES SENIA, Oran) $H = 91$ m

$$S_k = \frac{0,04H + 10}{100}$$

$$\rightarrow S_k = 0,1364 \text{ KN/m}^2$$

- Coefficient d'ajustement des charges, en fonction de la forme de la toiture. appelé coefficient de forme (μ) :

-Toiture à versant multiples avec acrotère (condition $\mu > 0,8$)

La pente de notre toiture est de 3,75% ce qui nous donne un angle $\alpha=2,15^\circ$

(α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en $^\circ$)	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
coefficient μ_1	0.8	$0.8 \cdot \left(\frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0
coefficient μ_2	$0.8 + 0.8 \left(\frac{\alpha}{30} \right)$	1.6	-

Tableau II.8 :paragraphe 6, actions de la neige, RNV2013

Donc : $0^\circ \leq \alpha=2,15^\circ \leq 30^\circ$

$\Rightarrow \mu_1=0,8 \dots\dots\dots C.V$

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

$\Rightarrow \mu_2=0,86 \dots\dots\dots C.V$

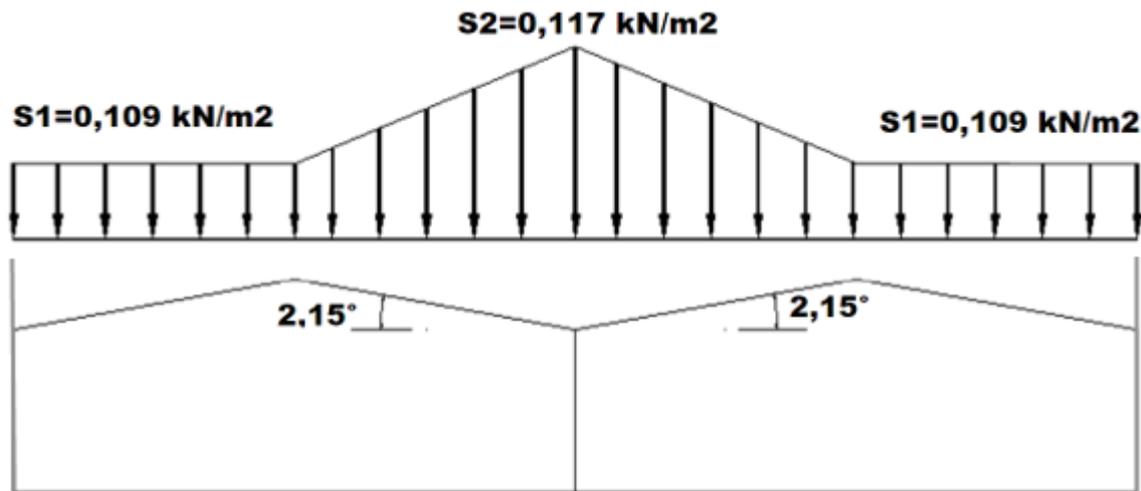
- Valeurs des charges de la neige S :

$S_1= \mu_1 \times S_k$

$\rightarrow S_1=0,109 \text{ kN/m}^2$

$S_2= \mu_2 \times S_k$

$\rightarrow S_2=0,117 \text{ kN/m}^2$



FigureII.6 :Charges de la neige sur la toiture

- **Charge de neige sur les obstacles :**

$$FS = S \cdot b \cdot \sin \alpha$$

Avec :

S : (en KN/m²) est la charge de neige sur la toiture dans le cas de charge sans accumulation et le plus lourd correspondant à la surface de la toiture dont la neige pourrait glisser

b : (en m) est la distance, mesurée horizontalement, entre la barre à neige ou l'obstacle et la barre suivante ou le faitage de la toiture

α : (en degré) est l'angle du versant de la toiture

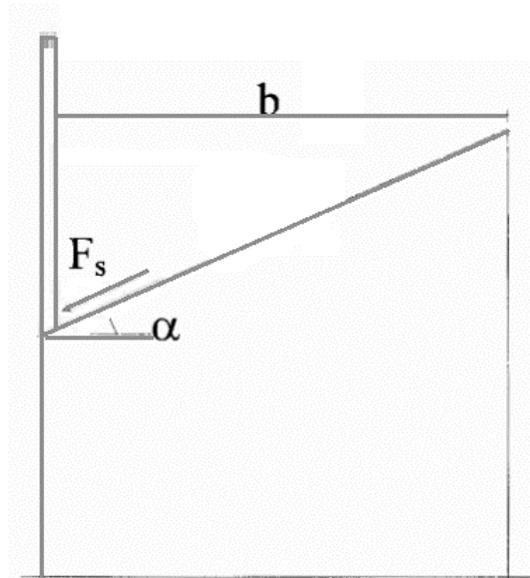


Figure II.7 : Force exercée sur les obstacles

$b=8\text{m}$

$S=S1=0,109 \text{ kN/m}^2$

→ $F_S=0,033 \text{ KN/m}$

III. Conclusion :

Dans ce chapitre on a pu déterminer les surcharges climatiques de neige et de vent, ces résultats de ce chapitre seront cruciaux pour la suite.

Chapitre III

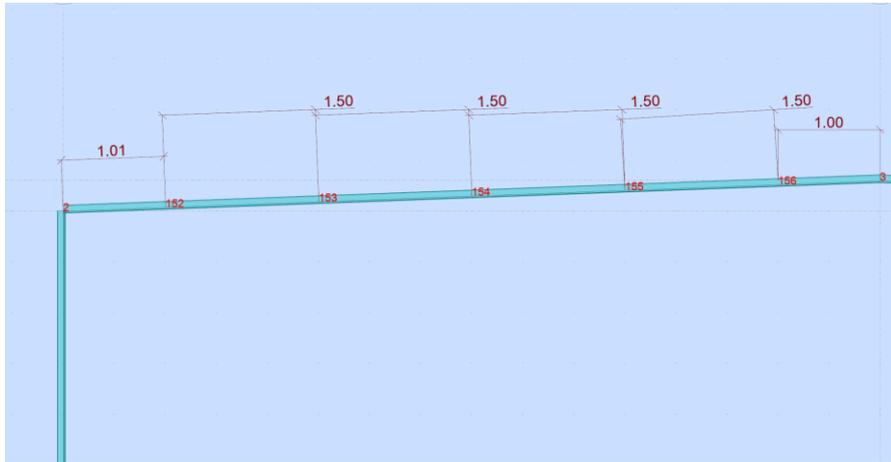
Dimensionnement des éléments secondaires

I. CALCUL DES PANNES :

- **Longueur de la panne :**

On prend des pannes de 12m

- **Espacement entre pannes :**



On prend l'entre axe des pannes de 1,5m et à la première extrémité 1,01m et la 2ème extrémité 1m

- **Charges permanentes G:**

Poids propre de la couverture en TN40 de Lotus Metal avec une épaisseur de 1mm et un poids de $G = 9,81 \text{ kg/m}^2 = 98,1 \text{ N/m}^2$

- **Charges d'entretien P :**

On a une toiture inaccessible donc on considère la charge d'entretien comme étant égal aux poids d'un ouvrier de son assistant et de son matériels. Elle est équivalente à deux charges concentrées de 100 kg chacune situées au milieu de la portée entre 2 appuis

<p>charge concentrée au milieu de chaque travée</p>	$R_A = R_C = \frac{5F}{16}$ $R_B = \frac{11F}{8}$		
<p>charge uniforme sur toute la poutre</p>	$R_A = R_C = \frac{3qL}{8}$ $R_B = \frac{5qL}{4}$		

$$M_{\max} = q_{\text{eq}} l^2 / 8 = 3q l / 16$$

$$\rightarrow q_{\text{eq}} = 24q / 16l$$

$$\rightarrow q_{\text{eq}} = 24 \times 100 / 16 \times 6$$

$$\rightarrow q_{\text{eq}} = 25 \text{ Kg/ml} = 250 \text{ N/ml}$$

- **Actions de la neige :**

$$S = 117 \text{ N/m}^2$$

- **Actions du vent toiture :**

$$W = -927,203 \text{ N/m}^2$$

- **Combinations des charges :**

$$Q_{sd1} = 1,35 G + 1,5 P = 1,35 \times (98,1 \times 1,5) + 1,5 \times 250 = 573,6525 \text{ N/ml}$$

$$Q_{sd2} = G + 1,5 W = (98,1 \times 1,5) + 1,5 \times (-927,203 \times 1,5) = -1939,057 \text{ N/ml}$$

$$Q_{sd3} = 1,35 G + 1,5 S = 374,153 \text{ N/ml}$$

$$Q_{sd} = \max(Q_{sd1}, Q_{sd2}, Q_{sd3}, \dots) = -1939,057 \text{ N/ml}$$

- **Calcul du moment ultime $M_{y,sd}$ et $M_{z,sd}$:**

$$Q_{zsd} = Q_{sd} \cdot \cos \alpha \text{ et } Q_{ysd} = Q_{sd} \cdot \sin \alpha$$

$$\text{Avec } \alpha = 2,14^\circ$$

$$\rightarrow Q_{zsd} = -1939,057 \times \cos(2,14) = -1937,70 \text{ N/ml}$$

$$\rightarrow Q_{ysd} = -1939,057 \times \sin(2,14) = -72,4 \text{ N/ml}$$

(plan y-y) :

$$M_{y,sd} = -Q_{zsd} \times l^2 / 8$$

$$\rightarrow M_{y,sd} = -(-1937,7 \times 6^2 / 8) = 8719,65 \text{ N.m}$$

(plan z-z) :

$$M_{z,sd} = -(Q_{ysd} \times l^2 / 8)$$

$$\rightarrow M_{z,sd} = -(-72,4 \times 6^2 / 8) = 325,8 \text{ N.m}$$

1. Pré-Dimensionnement

On suppose que la panne en profilé de classe 1 ou 2

$$M_{y,pl rd} = W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Vérification des conditions

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{pl,rd} > M_{y,sd} \dots\dots\dots 1 \\ \frac{M_{y,sd}}{M_{pl,rd}} \leq 1 \dots\dots\dots 2 \end{array} \right.$$

De l'équation 1 :

$$W_{pl,y} > \frac{M_{y,sd}}{f_y}$$

$$\rightarrow W_{pl,y} > 8719,65 \times 10^3 / 235$$

$$\rightarrow W_{pl,y} > 37,104 \text{ cm}^3$$

On prend l'IPE 160 ($W_{pl,y} = 123,9 \text{ cm}^3$)

On recalcule $M_{y,sd}$ et $M_{z,sd}$ en incluant le poids propre du profilé dans G :

$$G = G_{TN40} + G_{ipe160}$$

$$G_{ipe160} = 15,8 \text{ kg/ml} = 158 \text{ N/ml}$$

$$\rightarrow G = 98,1 + 158 = 256,1 \text{ N/ml}$$

$$Q_{sd} = G + 1,5 W = (256,1 \times 1,5) + 1,5 \times (-927,203 \times 1,5) = -1702,05 \text{ N/ml}$$

$$\rightarrow Q_{zsd} = -1702,05 \times \cos(2,14) = -1700,86 \text{ N/ml}$$

$$\rightarrow Q_{ysd} = -1702,05 \times \sin(2,14) = -63,55 \text{ N/ml}$$

(plan y-y) :

$$M_{y,sd} = -Q_{zsd} \times l^2 / 8$$

$$\rightarrow M_{y,sd} = -(-1700,86 \times 6^2 / 8) = 7653,87 \text{ N.m}$$

(plan z-z) :

$$M_{z,sd} = -Q_{ysd} \times l^2 / 8$$

$$\rightarrow M_{z,sd} = -(-63,55 \times 6^2 / 8) = 285,975 \text{ N.m}$$

2. Vérification à la flexion

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

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

$$M_{y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = 123,9 \times 235 = 29116,5 \quad \text{N.m}$$

$$M_{z,Rd} = \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{M0}} = 26,1 \times 235 = 6133,5 \quad \text{N.m}$$

$$(7653,87/29116,5)^2 + (285,975 / 6133,5) = 0,11 < 1 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

L'IPE160 Vérifie les conditions

$$V_{y,Sd} \leq V_{pl,y,Rd} = \frac{A_{vy} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}}$$

3. Vérification au cisaillement

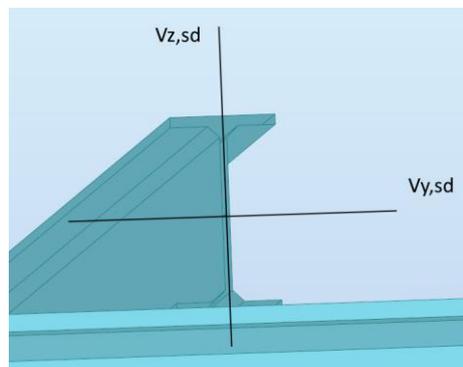
Avec :

$$V_{z,Sd} \leq V_{pl,z,Rd} = \frac{A_{vz} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}}$$

$V_{y,Sd}$: Effort tranchant plastiques selon l'axe y.

$V_{z,Sd}$: Effort tranchant plastiques selon l'axe z.

A_{vy}, A_{vz} : Aires de cisaillement.



Cisaillement sur la panne

$$Avz = 966 \text{ mm}^2, Avy = 1213,6 \text{ mm}^2$$

$$Vply, Rd = \frac{1213,6 \left(\frac{235}{\sqrt{3}} \right)}{1} = 164657,987 \text{ N}$$

$$Vplz, Rd = \frac{966 \left(\frac{235}{\sqrt{3}} \right)}{1} = 131064,28 \text{ N}$$

$$Vy, Sd = 0,625 Qy, sd \times l/2 = 0,625 \times 63,55 \times 6/2 = 119,15 \text{ N} < Vply, Rd$$

Condition Vérifiée

$$Vz, Sd = Qz, sd \times l/2 = 1700,86 \times 6/2 = 5102,58 \text{ N} < Vplz, Rd$$

Condition Vérifiée

L'IPE160 Vérifie les conditions

4. Vérification au déversement

Semelle supérieure :

Vérification de la tôle pour le maintien de la panne :

$$S = 1000 \sqrt{t^3} \left(50 + 10^3 \sqrt{b_{roof}} \right) \frac{s}{h_w}$$

$$S_{min} = \left[\frac{\pi^2 E I_w}{L^2} + G I_t + \frac{\pi^2 E I_z \left(\frac{h}{2} \right)^2}{L^2} \right] \frac{70}{h^2}$$

Si $S \geq S_{min}$ on considère qu'elle est maintenue latéralement sur la toiture et qu'il n'y a pas de risque de déversement.

Avec :

(Epaisseur de la tôle TN40) $t=1\text{mm}$

$b_{roof}=6000\text{mm}$

$E=210000 \text{ Mpa}$

$G=80770 \text{ Mpa}$

$I_w=3,96 \times 10^9 \text{ mm}^6$

$I_t=3,6 \times 10^4 \text{ mm}^4$

$I_z=68,31 \times 10^4 \text{ mm}^4$

→ $S=10460 \text{ KNm/m}$

→ $S_{min}=9258,87 \text{ KNm/m} < S$

Condition Vérifiée

L'IPE160 Vérifie les conditions

Semelle inférieure :

Le moment critique de déversement pour une section doublement symétrique est donné par :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(kL)^2} \left[\sqrt{\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 z_g)^2} - C_2 z_g \right]$$

Avec :

E : module de Young ($E=210\,000$ MPa) ;

G : module de cisaillement ($G=80770$ MPa) ;

I_z : moment d'inertie par rapport à l'axe faible ($I_z=68,31 \times 10^4 \text{mm}^4$) ;

I_t : moment d'inertie de torsion ($I_t=3,6 \times 10^4 \text{mm}^4$) ;

I_w : inertie de gauchissement ($I_w=3,96 \times 10^9 \text{mm}^6$) ;

L : longueur de la panne ($L=6000$ mm) ;

C_1 et C_2 : coefficients qui dépendent du diagramme du moment le long du tronçon de la poutre situé entre les maintiens latéraux. Le diagramme est parabolique, alors ($C_1 = 1.13$ et $C_2=0.45$) ;

k, k_w : coefficients de longueur de flambement ($k = 1$ et $k_w = 2$ pour des appuis simples ;

z_g : distance entre le point d'application de la charge et le centre de cisaillement « qui coïncide avec ici avec le centre de gravité » ($z_g = h/2 = 80\text{mm}$)

Calcul du moment critique

$$M_{cr} = \frac{1,13 \times \pi^2 \times 210000 \times 68,31 \times 10^4}{6000^2} \times \left(\frac{1}{4} \right) \times \left(\frac{3,96 \times 10^9}{68,31 \times 10^4} \right) + \frac{6000^2 \times 80770 \times 3,6 \times 10^4}{\pi^2 \times 210000 \times 68,31 \times 10^4} + (0,45 \times 80)^2 - 0,45 \times 80$$

$$M_{cr} = 10,706282 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{w_{pl,y} f_y}{M_{cr}}}$$

Elancement réduit

$$= 1,64 > 0,4 \text{ donc il y'a risque de déversement}$$

Moment de résistance au déversement

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

$$\phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.4) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$M_{b,Rd} = X_{LT} \cdot \beta_W \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{120}{64} = 1,875 < 2 ; \text{ courbe de déversement a ; facteur d'imperfection } \alpha_{LT} = 0,21$$

$$\phi_{LT} = 1,975$$

$$X_{LT} = 0,325$$

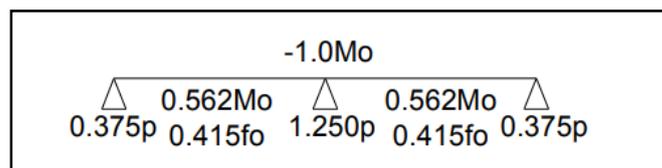
$$M_{b,Rd} = 9462,862 \text{ N.m} > M_y, sd = 7653,87 \text{ N.m}$$

Condition Vérifiée

L'IPE160 Vérifie les conditions

5. Vérification à la flèche ELS

La flèche est donnée par l'abaque Macquart



Abaque Macquart

Calcul de la flèche dans le plan y-y :

$$f_y = 0,415 \times \frac{5}{384} \frac{Q_{ysd} l^4}{E I_y}$$

$$f_y = 0,415 \times \frac{5}{384} \frac{0,063 \times 6^4}{210000 \times 869 \times 10^{-8}} = 0,24 \text{ mm}$$

Calcul de la flèche dans le plan z-z :

$$f_z = 0,415 \times \frac{5}{384} \frac{Q_{zsd} l^4}{E I_y}$$

$$f_z = 0,415 \times \frac{5}{384} \frac{1,7 \times 6^4}{210000 \times 869 \times 10^{-8}} = 6,52 \text{ mm}$$

$$\delta_{adm} = L/200 = 6000/200 = 30\text{mm}$$

$$(\sigma_y^2 + \sigma_z^2)^{0.5} = 6,52\text{mm} < \delta_{adm} = 30\text{mm}$$

Condition Vérifiée

L'IPE160 Vérifie les conditions

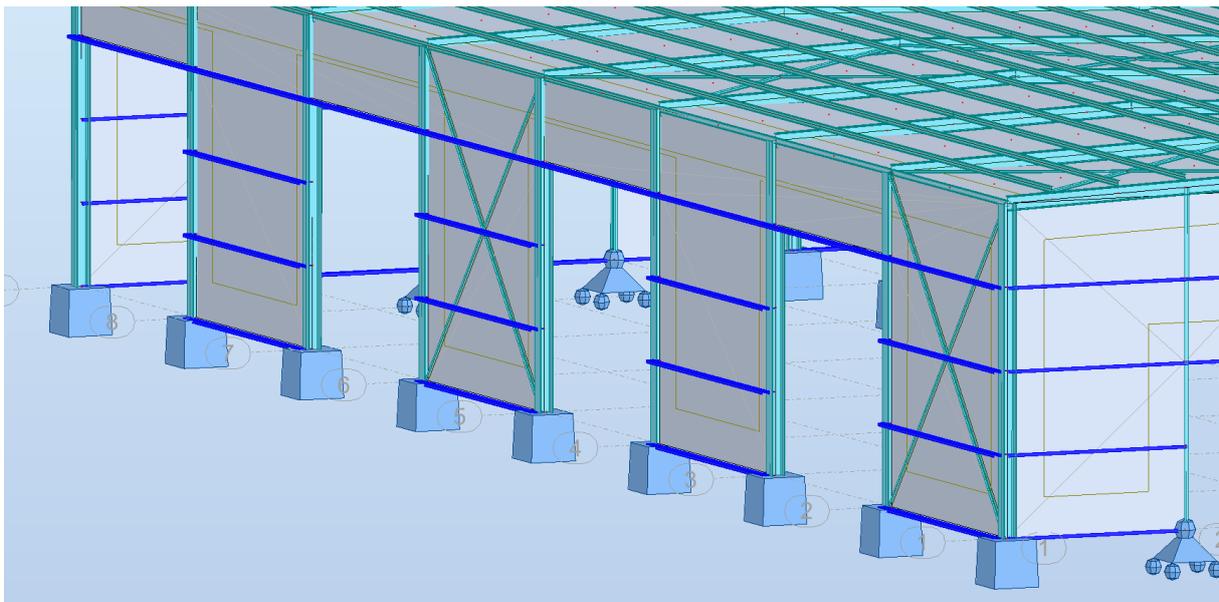
6. Conclusion :

L'IPE160 Résiste en vérifiant les conditions et convient comme panne.

II. CALCUL DES LISSES DE BARDAGE

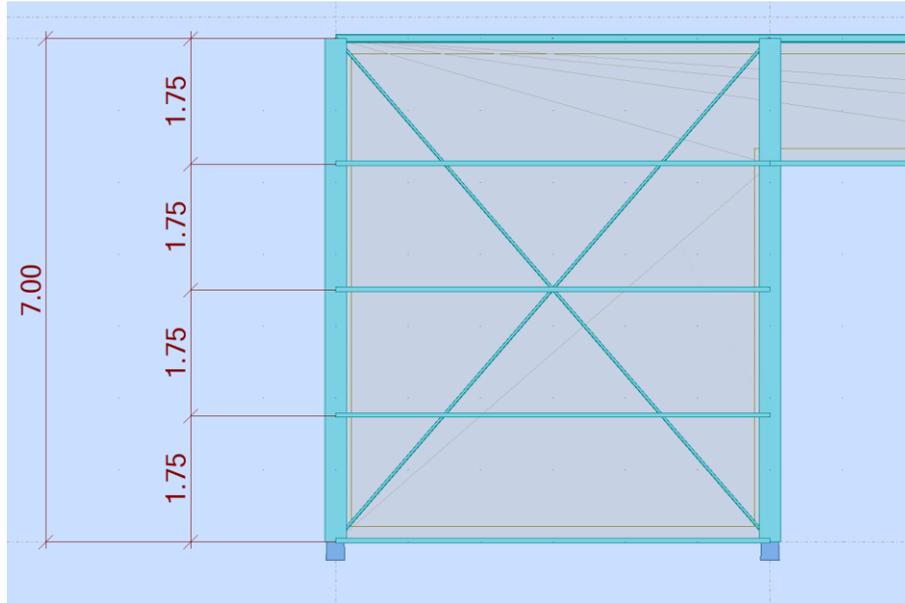
1. Introduction :

Les lisses de bardage sont généralement constituées de poutrelles (IPE, UAP) ou de profilés minces pliés à froid (C, Z), elles sont fixées sur les poteaux de portique et leurs entre axe est déterminé par la portée admissible des bacs de bardage.



FigureIII.1 : Lisse de bardage sur long pan et pignon

- **Espacement des lisses :**



FigureIII.2 : Espacement des lisses

- Hauteurs des poteaux : 7m
- Espacement des lisses : 1,75m
- Nombre de lisses : 4
- Longeur de la lisse : 6m

2. Dimensionnement des lisses :

Le rôle des lisses est de reprendre les efforts du vent sur le long pan et pignon donc on prend en compte la pression du vent la plus défavorable.

Les lisses sont disposées horizontalement pour présenter l'inertie maximale dans le plan du vent.

La pression du vent maximal : $W_{\max} = -848,25 \text{ N/m}^2$

• Détermination des sollicitations :

- Charge horizontale due à la pression du vent : $W_{\max} = -848,25 \text{ N/m}^2$
- Charge horizontale due au poids propre du bardage TN40 : $98,1 \text{ N/m}^2$
- Charge verticale due au poids propre de la lisse UPE160 : 170 N/m

• Prédimensionnement

Combinaison de charge la plus défavorable :

$$Q_{sd} = 1,35G + 1,5V$$

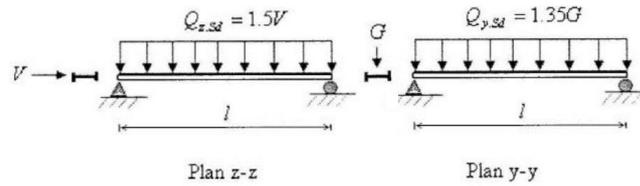


Figure III.3 : disposition des charges

$$Q_{ysd} = 1,35 \times (98,1 \times 1,75) = 231,76 \text{ N/ml}$$

$$Q_{zsd} = 1,5 \times (-848,25 \times 1,75) = -2226,66 \text{ N/ml}$$

Détermination des moments sollicitants :

$$M_{ysd} = Q_{zsd} \times l^2 / 8$$

$$M_{ysd} = -10019,97 \text{ N.m}$$

$$M_{zsd} = Q_{ysd} \times l^2 / 8$$

$$M_{zsd} = 1042,92 \text{ N.m}$$

Vérification des conditions :

On suppose que la lisse est en profilé de classe 1 ou 2 :

$$M_{y,pl,rd} = W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Vérification des conditions

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{pl,rd} > M_{y, sd} \dots\dots\dots 1 \\ \frac{M_{y, sd}}{M_{pl, rd}} \leq 1 \dots\dots\dots 2 \end{array} \right.$$

De l'équation 1 :

$$W_{pl,y} > \frac{M_{y, sd}}{f_y}$$

$$\rightarrow W_{pl,y} >$$

$$\rightarrow W_{pl,y} > 42,638 \text{ cm}^3$$

On prend l'UPE 160 ($W_{pl,y} = 132 \text{ cm}^3$)

On recalcule $M_{y, sd}$ et $M_{z, sd}$ en incluant le poids propre du profilé dans G :

$$G = G_{TN40} + G_{upe160}$$

$$Q_{ysd} = 1,35 \times (98,1 \times 1,75 + 170) = 461,26 \text{ N/ml}$$

$$Q_{zsd} = 1,5 \times (-848,25 \times 1,75) = -2226,66 \text{ N/ml}$$

$$M_{y,sd} = -10019,97 \text{ N.m}$$

$$M_{z,sd} = 2075,67 \text{ N.m}$$

- **Vérification à la flèche ELS**

Calcul de la flèche dans le plan y-y :

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{Q_{y,sd} l^4}{E I_z}$$

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{461,2 \times 6^4 \times 10^{-6}}{210000 \times 107 \times 10^{-8}} = 0,03 \text{ m}$$

Calcul de la flèche dans le plan z-z :

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{Q_{z,sd} l^4}{E I_y}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{2226,66 \times 6^4 \times 10^{-6}}{210000 \times 911 \times 10^{-8}} = 0,019 \text{ m}$$

$$\delta_{adm} = L/200 = 6/200 = 0,03 \text{ m}$$

$$(f_y^2 + f_z^2)^{0,5} = 0,03 < \delta_{adm} = 0,03 \text{ m}$$

Condition Vérifiée

L'UPE160 Vérifie les conditions

3. Vérification à l'ELU :

- **Vérification à la flexion**

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

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

$$M_{y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = 132 \times 10^3 \times 235 = 31020 \text{ N.m}$$

$$M_{z,Rd} = \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{M0}} = 41,5 \times 10^3 \times 235 = 9752,5 \text{ N.m}$$

$$(10019/31020) + (2075,67/9752,5) = 0,53 < 1$$

Condition Vérifiée

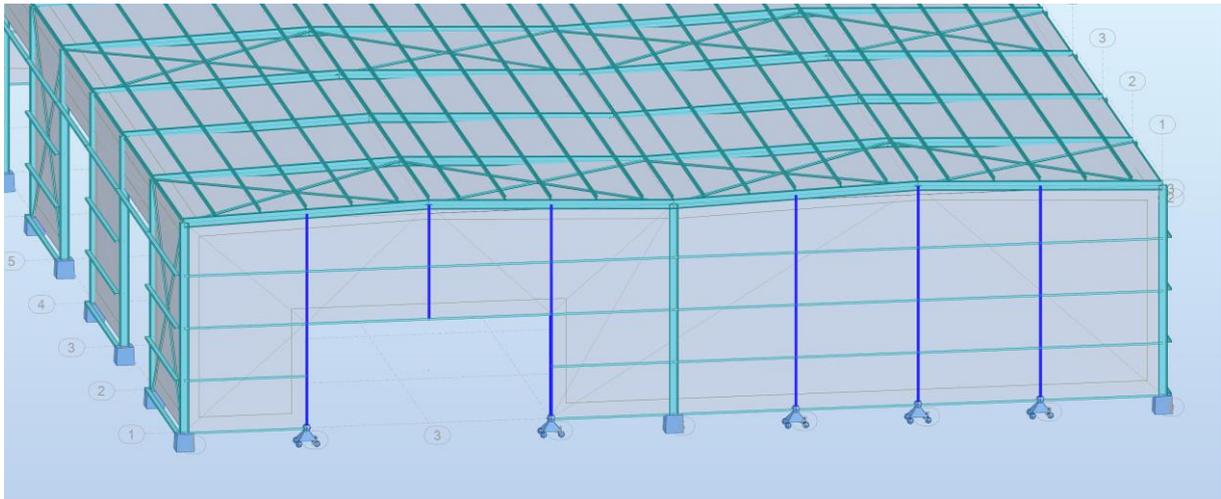
4. Conclusion :

L'UPE 160 Vérifie les conditions et convient comme lisse de bardage.

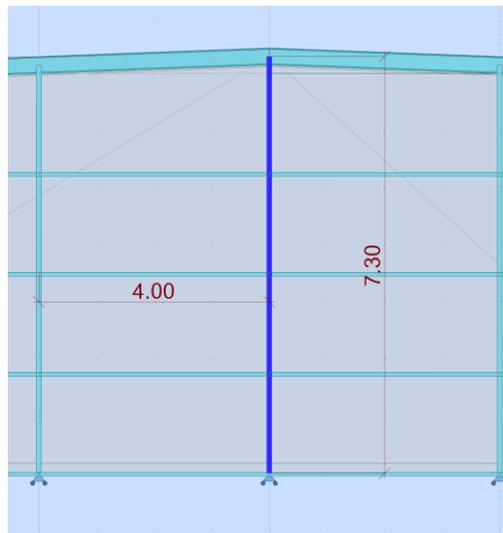
III. CALCUL DES POTELETS

1. Introduction :

Les potelets sont des montants souvent en profilés laminés « I » ou « H », permettant de rigidifier les façades (bardage) et de résister aux efforts du vent en travaillant à la flexion, ils jouent le rôle d'appuis pour les lisses.



FigureIII.4: Potelets sur façade 1 pignon



FigureIII.5 : Dimensions du potelet le plus chargé

2. Dimensionnement des potelets :

Le rôle des potelets est de reprendre les efforts du vent sur pignon donc on prend en compte la pression du vent la plus défavorable.

Les lisses sont disposées pour présenter l'inertie maximale dans le plan du vent.

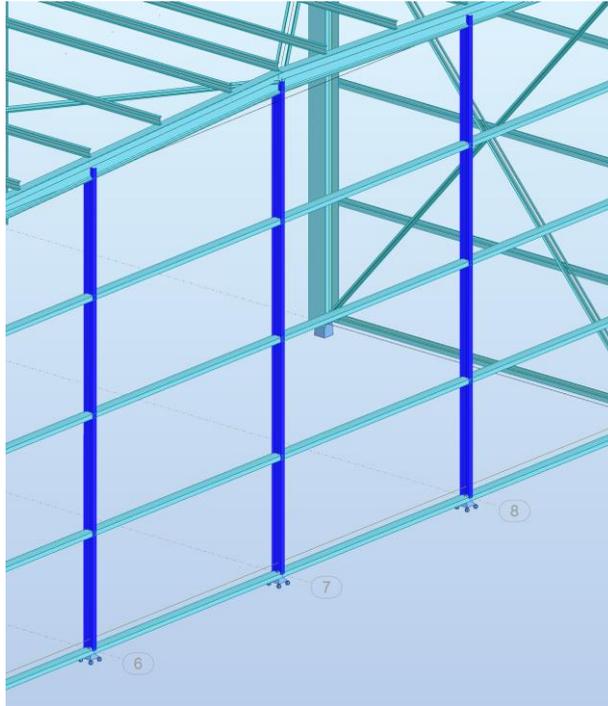


Figure III.6 : dispositions des potelets pour avoir l'inertie maximale face au vent

La pression du vent maximale : $W_{\max} = -848,25 \text{ N/m}^2$

- **Détermination des sollicitations :**

- Charge horizontale due à la pression du vent sur pignon : $W_{\max} = -848,25 \text{ N/m}^2$

- Charge horizontale due au poids propre du bardage TN40 : $98,1 \text{ N/m}^2$

- Charge verticale due au poids propre de la lisse UPE160 : 170 N/m

- Charge verticale due au poids propre du potelet IPE200 : 224 N/m

- L'entre axe des potelets : 4 m

- Nombre de lisses par potelets : 4

$$G = (170 \times 4 \times 4) + 98,1 \times 4 \times 7,3 = 5584,52 \text{ N}$$

$$V = 848,25 \times 4 = 3393 \text{ N/ml}$$

- **Dimensionnement**

Combinaison de charge la plus défavorable :

$$Q_{sd} = 1,35G + 1,5V$$

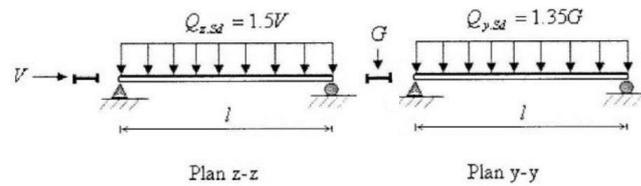


Figure III.7 : disposition des charges

Sous condition de flèche ELS

$$f = \frac{5}{384} \frac{V l^4}{E I} < \delta_{adm} = L/200$$

$$I_y > \frac{1000 \times V \times l^3}{384 \times E} = \frac{1000 \times 3393 \times 10^{-3} \times (7,3 \times 10^3)^3}{384 \times 210000} = 1636,82 \text{ cm}^4$$

On prend le profilé IPE200 ($I_y = 1943 \text{ cm}^4$)

3. Vérification à l'ELU :

Incidence de l'effort tranchant :

Si $V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,Rd}$ il n'y aura pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

$$Q_{sd} = 1,5V = 1,5 \times 3393 = 5089,5 \text{ N/m}$$

$$V_{sd} = \frac{Q_{z,sd} l}{2} = \frac{5089,5 \times 7,3}{2} = 18576,675 \text{ N}$$

$$A_{vz} = 14 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{0,58 f_y A_v}{\gamma_{M0}} = \frac{0,58 \times 235 \times 14 \times 10^2}{1} = 190820 \text{ N}$$

$$\frac{V_{sd}}{V_{pl,Rd}} = 0,097 < 0,5$$

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

Incidence de l'effort normal :

Si $N_{sd} \leq \text{Min}(0,25 N_{pl,Rd}, 0,5 A_{wf} / \gamma_{M0})$ il n'y aura pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$N_{sd} = 1,35G = 1,35 \times 5584,52 = 7539,102 \text{ N}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{28,5 \times (10^2) \times 235}{1} = 669750 \text{ N}$$

$$0,25N_{pl,Rd}=167437,5 \text{ N}$$

$$A_w=A-2btf=11,5 \text{ cm}^2$$

$$\frac{0,5A_w f_y}{\gamma_{M0}} = 135125 \text{ N}$$

$$\rightarrow N_{sd}=7539,102 \text{ N} < 135125 \text{ N}$$

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

4. Vérification aux instabilités:

Notre potelet est sollicité à la flexion due au vent et à la compression due à son poids propre et au poids du bardage.

- **Vérification à la flexion composée avec risque de flambement:**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} A f_y / \gamma_{M0}} + k_y \frac{M_{y,sd}}{W_{pl,y} f_y / \gamma_{M0}} \leq 1$$

Calcul du coefficient de réduction minimal χ_{min}

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

Par rapport a l'axe fort yy :

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

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

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1}$$

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = 93,9 \varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

α : facteur d'imperfection donné par le tableau 5.5.1 de l'EC3 :

$h/b=200/100=2>1,2 \rightarrow$ axe de flambement y-y \rightarrow courbe de flambement a $\rightarrow \alpha = 0,21$

Longueur de flambement $l_{fz}=1.0 \times 7,3=7,3\text{m}$

$$\lambda_y = l_{fy} / i_y = \frac{7,3 \times (10^3)}{8,26 \times 10} = 88,38$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{88,38}{93,9} = 0,94$$

$$\phi_y = 1,02$$

$$\chi_y = 0,71$$

Par rapport a l'axe faible zz :

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

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

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1}$$

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = 93,9 \varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

αz : facteur d'imperfection donné par le tableau 5.5.1 de l'EC3 :

$h/b=200/100=2>1,2 \rightarrow$ axe de flambement z-z \rightarrow courbe de flambement b $\rightarrow \alpha = 0,34$

l_{fz} : entre axe des lisses = 1,75m

$$\lambda_z = l_{fz}/i_z = \frac{1,75 \times (10^3)}{2,24 \times 10} = 78,13$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{78,13}{93,9} = 0,83$$

$$\phi_z = 0,95$$

$$\chi_z = 0,71$$

$$\rightarrow \chi_{min} = 0,71$$

$$\rightarrow \frac{N_{sd}}{\chi_{min} A f_y / \gamma_{M0}} + k_y \frac{M_{y, sd}}{W_{pl,y} f_y / \gamma_{M0}}$$

Avec :

$$N_{sd} = 7539,102 \text{ N}$$

$$M_{y, sd} = \frac{1,5V(l^2)}{8} = 33902,43 \text{ N}$$

β_{My} : facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement. Pour une poutre simplement appuyée et chargée uniformément, on a $\beta_{My} = 1,3$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} = -1,18$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} = 1,02$$

$$\frac{7539,102}{0,71 \times 669750} + 1,02 \times \frac{33902,43}{51840,8} = 0,68 < 1$$

Condition Vérifiée

- **Vérification à la flexion composée avec risque de déversement:**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z A f_y / \gamma_{M0}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y, sd}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl, y} f_y / \gamma_{M0}} \leq 1$$

Calcul de l'élancement réduit vis à vis du déversement

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

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = 93,9 \varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

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

Pour des profilés I ou H, on a :

$$\lambda_{LT} = \frac{l_z / i_z}{(C_1)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l_z / i_z}{h / t_f} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

Pour une poutre simplement appuyée et chargée uniformément, on a $C_1 = 1,132$

$$\rightarrow \lambda_{LT} = 65,8$$

$$\rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 0,7 > 0,4 \text{ il y'a risque de déversement}$$

$\alpha_{LT} = 0,21$ pour les sections laminées

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,8$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} = 0,84 \leq 1$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \cdot \bar{\lambda}_z \beta_{MLT} - 0,15 = 0,012$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} = 0,99$$

$$\rightarrow \frac{N_{sd}}{\chi_z A f_y / \gamma_{M0}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y, sd}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl, y} f_y / \gamma_{M0}} = 0,79 < 1$$

Condition vérifiée

5. Conclusion :

L'IPE220 convient comme potelet.

CHAPITRE IV

CALCUL SISMIQUE

ETUDE SISMIQUE

I. Introduction :

Toute construction est soumise à des actions dynamiques complexes, il en résulte de ces actions des mouvements horizontaux qui seront repris par les fondations qui créent grâce à leurs masse des forces d'inertie qui permettront à la structure de résister à ces mouvements en entraînent des efforts internes.

L'objectif de ce chapitre est de déterminer ces efforts sismiques.

Le calcul se fait selon le Règlement Parasismique Algérien 2003 (RPA) via 3 méthodes :

-Méthode statique équivalente.

-Méthode d'analyse spectrale.

-Méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

On fera notre calcul par la méthode d'analyse spectrale.

II. Principe de la méthode :

Cette méthode se base sur la détermination des modes propres de vibration de la structure et du maximum des efforts dus au séisme(représentées par un spectre de réponse), les modes propres dépendent de la masse, de l'amortissement et des forces d'inerties de la structure.

• Détermination des paramètres du spectre de réponse selon le RPA v2003 :

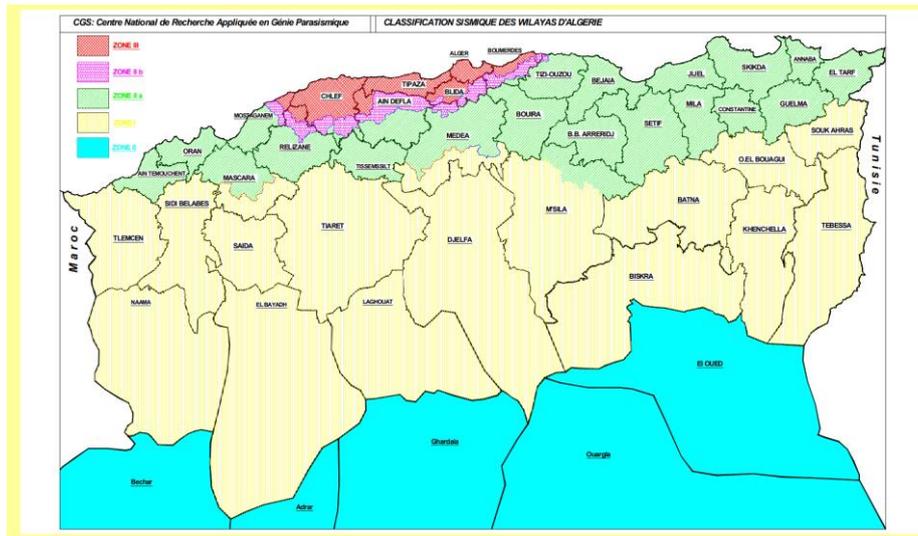
Coefficient d'accélération A

Il est donné suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Zone sismique :IIa

Classification des ouvrages : groupe 2 (ouvrage d'importance moyenne, courant)

→A=0,15 (selon le RPAv2003)



FigureIV.1 : Carte de zonage sismique du territoire national-RPA99 après addenda

Groupe	ZONE			
	I	IIa	IIb	III
1 A	0,15	0,25	0,30	0,40
1 B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

TableauIV.1 : Valeurs du coefficient d'accélération RPAv2003

- **Coefficient du comportement global de la structure R :**

Notre structure est une structure contreventée par palées triangulées en X donc selon le tableau 4.3 Chapitre IV du RPAv2003, $\rightarrow R=4$

- **Pourcentage d'amortissement critique ξ et facteur de correction d'amortissement η :**

Il est en fonction du matériau constructif, du type de structure et l'importance des remplissage, donc selon le RPAv2003 $\rightarrow \xi=5\% \rightarrow \eta=1$

- **Période T₁, T₂ :**

Ce sont des périodes caractéristique associées à la catégorie du site

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T _{1(sec)}	0,15	0,15	0,15	0,15
T _{2(sec)}	0,30	0,40	0,50	0,70

TableauIV.2 : Valeur de T₁, T₂ selon le RPA2003

Notre site est un site meuble donc T₁=0,15 et T₂=0,5.

- **Facteur de qualité Q :**

Il est en fonction de

- La redondance et la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

Il est déterminée par la formule suivante

$$Q = 1 + \sum_{1}^{6} p_q$$

Avec :

P_q : la pénalité à retenir selon le critère de qualité q « satisfaite ou non »

Critère q »	P _q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

TableauIV.3 : Valeur des pénalités P_q

→Q=1,3

- **Spectre de réponse de calcul :**

L'action sismique est représentée par le calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone

η : facteur de correction d'amortissement

ξ : pourcentage d'amortissement critique

R : coefficient de comportement de la structure

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

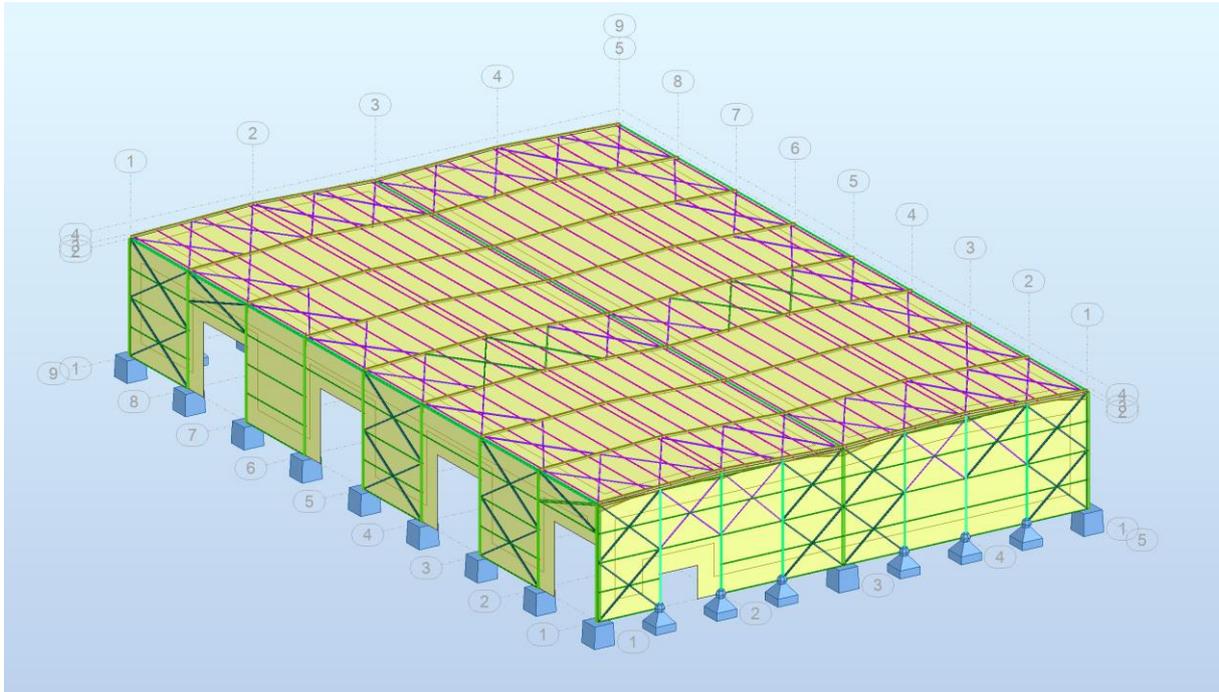
Q : facteur de qualité

III. Analyse dynamique de la structure :

Le but de cette analyse est de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure qui nous permettront de calculer les efforts internes et les déplacement max lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure tel que celle-ci est très complexe, c'est pour ça que nous aurons recours à une modélisation via ordinateur avec le logiciel ROBOT STRUCTURE.

- **Modélisation de la structure :**



Pièces	Profil	Matériau
Poteaux	HEA 220	S 235
Traverses	IPE 270	S 235
Pannes	IPE 100	S 235
Poutres sablière	IPE 100	S 235
Contreventements toiture/long pan, pignon	CAE 60x6 / 2xCAE 70x7	S 235
Lisses de bardage	UPN 120	S 235
Potelets	IPE 200	S 235

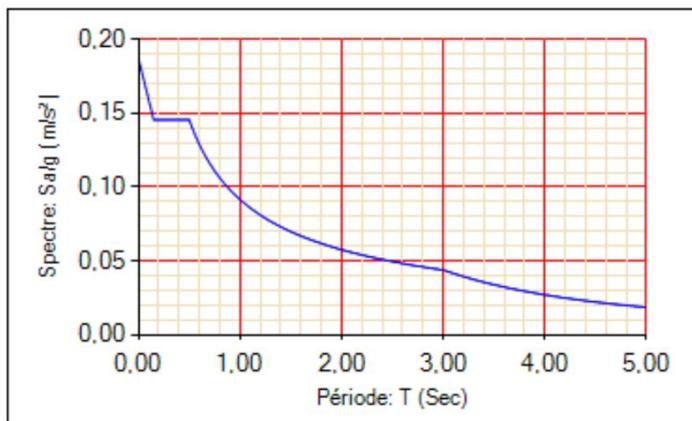
Tableau IV.4 : Éléments constituant de la structure.

Étapes de modélisation :

- Réglage des unités-matériaux-normes
- Définir les axes
- Définir les profils
- Dessiner les profils
- Définir les appuis

- Définir les charges
- Application des charges
- Définir les combinaisons
- Analyse
- Dimensionnement
- Assemblage
- Fondation

- **Analyse modale :**



Zone: Zone IIa: Sismicité moyenn	Group d'usage: 2: Ouvrages courants ou d'importa
Site: S3: Site meuble	Matériau constitutif: Portiques: Acier (Léger)
Facteur de qualité: 1,15 <input type="button" value="Changer"/>	Système de contreventement: Acier: Ossature contreventée par ρ

- **Vérification de la structure :**

Vérification de la période fondamentale de la structure :

Grace au logiciel ROBOT on a obtenu la valeur de la période propre $T=0,48s$, elle ne doit pas dépasser 30% de celle calculée par la formule du RPA99.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]
5/ 1	2,07	0,48
5/ 2	2,22	0,45
5/ 3	2,23	0,45

TableauIV.5 : Les 3 premiers modes de vibration lors du séisme

$$T = C_t \times h_n^{\frac{3}{4}}$$

Avec :

C_t : Coefficient donnée en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, pour des contreventements assurés par des palées triangulés $C_t = 0,085$.

h_n : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) : 7,3 m

$$T=0,085 \times 7,3^{\frac{3}{4}}=0,38s$$

$T+0,3T=0,49>0,48 \rightarrow$ **Condition Vérifiée**

Vérification de l'effort tranchant à la base :

$$V_t > 0,8V$$

Avec :

V_t :résultante des forces sismique par combinaison des valeurs modales

V :résultante des forces sismique par la méthode statique équivalente

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

Avec:

A: Coefficient d'accélération de zone A = 0,15.

D: Facteur d'amplification dynamique moyen D = 2,5

Q_x : Facteur de qualité suivant X ($Q_x = 1,3$)

Q_y : Facteur de qualité suivant Y ($Q_y = 1,3$)

Coefficient de comportement (R = 4 pour la direction de Y)

Coefficient de comportement (R = 4 pour la direction de X)

W: Poids total de la structure W =560,02 KN

Vx=Vy=68,25 KN

Cas	6 - E Dir. - masses_X	Cas	7 - E Dir. - masses_Y
Mode CQC		Mode CQC	
Somme totale	68,87	Somme totale	13,25 138,94

TableauIV.6: Valeur de Vtx et Vty résultante des forces sismique par combinaison des valeurs modales selon le sens du séisme x-x et y-y

$$\left. \begin{array}{l} V_{tx}=68,87\text{KN}>0,8V_x=54,6\text{KN} \\ V_{ty}=124\text{KN}>0,8V_y=54,6\text{KN} \end{array} \right\} \text{Condition Vérifiée}$$

Vérification des déplacements :

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

Avec :

R: Coefficient de comportement=4

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.

Les déplacements latéraux ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

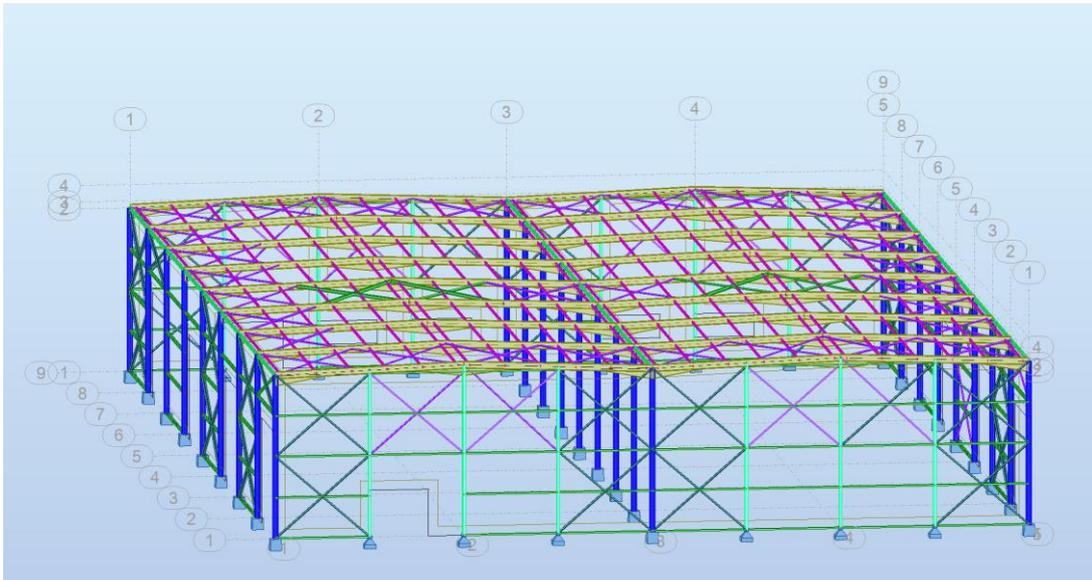
$$\left. \begin{array}{l} \delta_{ekx}=1,5\text{cm}\times 4=6\text{cm}<0,01\times h=7,3\text{cm} \\ \delta_{eky}=1,5\text{cm}\times 4=6\text{cm}<0,01\times h=7,3\text{cm} \end{array} \right\} \text{Condition Vérifiée}$$

CHAPITRE V
CALCUL DES
ELEMENTS
STRUCTURAUX

I. CALCUL DES POTEAUX

1. Introduction :

Les poteaux sont les éléments porteurs des ossatures de la structure, ils sont soumis à la compression et à la flexion suivant le système statique adopté, on opte pour des profilés laminés en I ou en H parce qu'ils facilitent la tâche lors de l'assemblage des traverses dans les 2 cotés



FigureV.1: représentation des poteaux (en couleur bleu)

2. Vérification des poteaux:

Selon le logiciel ROBOT le profile HEA220 résiste aux sollicitations appliquées.

Caractéristique du HEA220 :

h=21.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=22.0 cm	Ay=53.70 cm ²	Az=20.67 cm ²	Ax=64.34 cm ²
tw=0.7 cm	Iy=5409.70 cm ⁴	Iz=1954.56 cm ⁴	Ix=28.58 cm ⁴
tf=1.1 cm	Wply=568.46 cm ³	Wplz=270.59 cm ³	

Classe de la section : 1

• Efforts sollicitants :

Efforts internes et résistance ultime:

N,Ed = 53.18 kN	My,Ed = -48.23 kN*m	Mz,Ed = -0.49 kN*m	Vy,Ed = -0.02 kN
Nc,Rd = 1511.99 kN	My,Ed,max = -78.35 kN*m		Mz,Ed,max = -0.50 kN*m
	Vy,T,Rd = 728.58 kN		
Nb,Rd = 864.06 kN	My,c,Rd = 133.59 kN*m	Mz,c,Rd = 63.59 kN*m	Vz,Ed = -17.21 kN
	MN,y,Rd = 133.59 kN*m	MN,z,Rd = 63.59 kN*m	Vz,T,Rd = 280.44 kN
	Mb,Rd = 133.59 kN*m		Tt,Ed = -0.00 kN*m

- **Paramètres du flambement:**



en y:

Ly = 7.00 m Lam_y = 0.41
 Lcr,y = 3.50 m Xy = 0.92
 Lamy = 38.17 kyy = 1.00



en z:

Lz = 7.00 m Lam_z = 0.95
 Lcr,z = 4.90 m Xz = 0.57
 Lamz = 88.90 kyz = 0.70

flambement par torsion:

Courbe,T=c alfa,T=0.49
 Lt=1.75 m fi,T=0.59
 Ncr,T=13458.47 kN X,T=0.93
 Lam_T=0.34 Nb,T,Rd=1407.84 kN

flambement en flexion-torsion

Courbe,TF=c alfa,TF=0.49
 Ncr,y=9152.85 kN fi,TF=0.59
 Ncr,TF=13458.47 kN X,TF=0.93
 Lam_TF=0.34 Nb,TF,Rd=1407.84 kN

- **Parametres de deversements:**

z = 0.00 Mcr = 1752.35 kN*m Courbe,LT - XLT = 1.00
 Lcr,low=1.75 m Lam_LT = 0.28 fi,LT = 0.53 XLT,mod = 1.00

3. Vérifications:

- **Vérification à la compression:**

$N,Ed/Nc,Rd = 0.04 < 1.00$

- **Vérification à la flexion composée:**

$(My,Ed/MN,y,Rd)^{2.00} + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^{1.00} = 0.14 < 1.00$

- **Vérification aux instabilités:**

$\Lambda_{y} = 38.17 < \Lambda_{y,max} = 210.00$; $\Lambda_{z} = 88.90 < \Lambda_{z,max} = 210.00$ STABLE

$N,Ed/Min(Nb,Rd,Nb,T,Rd,Nb,TF,Rd) = 0.06 < 1.00$

$My,Ed,max/Mb,Rd = 0.59 < 1.00$

$N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.63 < 1.00$

$N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.37 < 1.00$

4. Conclusion:

Selon le logiciel ROBOT le HEA220 résiste à la compression, flexion composée et aux instabilités (flambement, déversement).

II. CALCUL DES TRAVERSESES

1. Introduction :

Les traverses sont des éléments porteurs reposant sur les poteaux, on opte pour des profilées en H ou I pour leurs facilitées d'assemblage.

Ils sont généralement soumis aux efforts du au vent et à la neige.

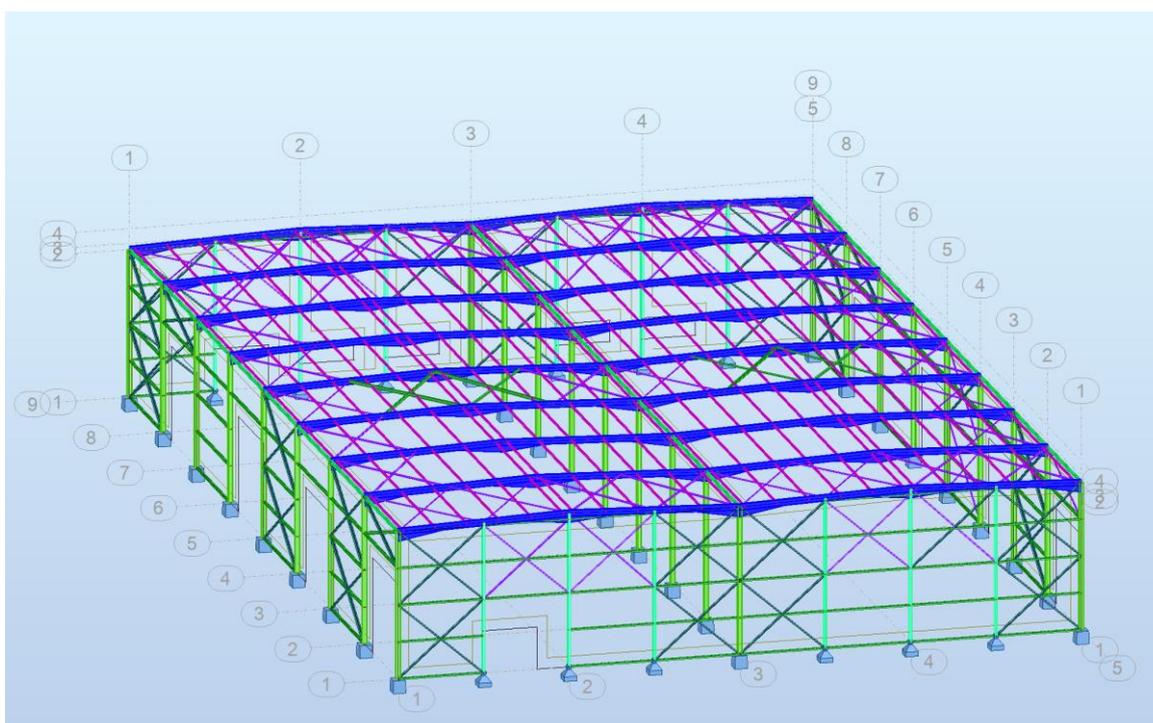


Figure V.2: representation des traverses (en couleur bleu)

2. Vérification des traverses:

Selon le logiciel ROBOT le profilé IPE300 résiste aux sollicitations appliquées.

Caracteristiques de l'IPE300 :

$h=30.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=15.0$ cm	$Ay=32.10$ cm ²	$Az=19.78$ cm ²	$Ax=53.81$ cm ²
$tw=0.7$ cm	$Iy=8356.11$ cm ⁴	$Iz=603.78$ cm ⁴	$Ix=20.21$ cm ⁴
$tf=1.1$ cm	$Wely=557.07$ cm ³	$Welz=80.50$ cm ³	

Classe de la section 3

- **Efforts sollicitants :**

Efforts internes et résistance ultime:

$N_{,Ed} = 55.41 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = 76.52 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed} = -0.38 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,Ed} = 0.16 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 1264.54 \text{ kN}$	$M_{y,el,Rd} = 130.91 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,el,Rd} = 18.92 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,T,Rd} = 435.37 \text{ kN}$
$N_{b,Rd} = 303.44 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 130.91 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 18.92 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed} = 7.39 \text{ kN}$
	$M_{b,Rd} = 130.91 \text{ kN}\cdot\text{m}$		$V_{z,T,Rd} = 268.31 \text{ kN}$
			$T_{t,Ed} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

- **Paramètres de flambements:**



en y:

$L_y = 8.01 \text{ m}$	$Lam_y = 0.02$
$L_{cr,y} = 0.24 \text{ m}$	$X_y = 1.00$
$Lam_y = 1.62$	$k_{yy} = 1.01$



en z:

$L_z = 8.01 \text{ m}$	$Lam_z = 1.78$
$L_{cr,z} = 5.60 \text{ m}$	$X_z = 0.24$
$Lam_z = 166.72$	$k_{yz} = 1.01$

- **Paramètres de deversements:**

$z = 1.00$	$M_{cr} = 48229.64 \text{ kN}\cdot\text{m}$	Courbe,LT - d	$X_{LT} = 1.00$
$L_{cr,upp} = 0.24 \text{ m}$	$Lam_{LT} = 0.05$	$fi_{,LT} = 0.45$	$X_{LT,mod} = 1.00$

- **Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{,Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.65 < 1.00$$

$$\sqrt{(\text{Sig}_{,x,Ed})^2 + 3 \cdot (\text{Tau}_{,ty,Ed})^2} / (f_y / gM_0) = 0.65 < 1.00$$

- **Vérification aux instabilités:**

$$Lambda_{,y} = 1.62 < Lambda_{,max} = 210.00 \quad Lambda_{,z} = 166.72 < Lambda_{,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.58 < 1.00$$

$$N_{,Ed}/(X_{min} \cdot N_{,Rk}/gM_1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM_1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM_1) = 0.80 < 1.00$$

$$N_{,Ed}/(X_{min} \cdot N_{,Rk}/gM_1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM_1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM_1) = 0.74 < 1.00$$

3. Conclusion:

Selon le logiciel ROBOT le IPE convient comme traverse et résiste à la compression, flexion composée et aux instabilités (flambement, déversement).

CHAPITRE VI
CALCUL DES
ASSEMBLAGES

❖ **Introduction :**

L'assemblage est un moyen qui permet de réunir plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission des efforts sans générer des sollicitations parasite

I. Assemblage pied de poteaux :

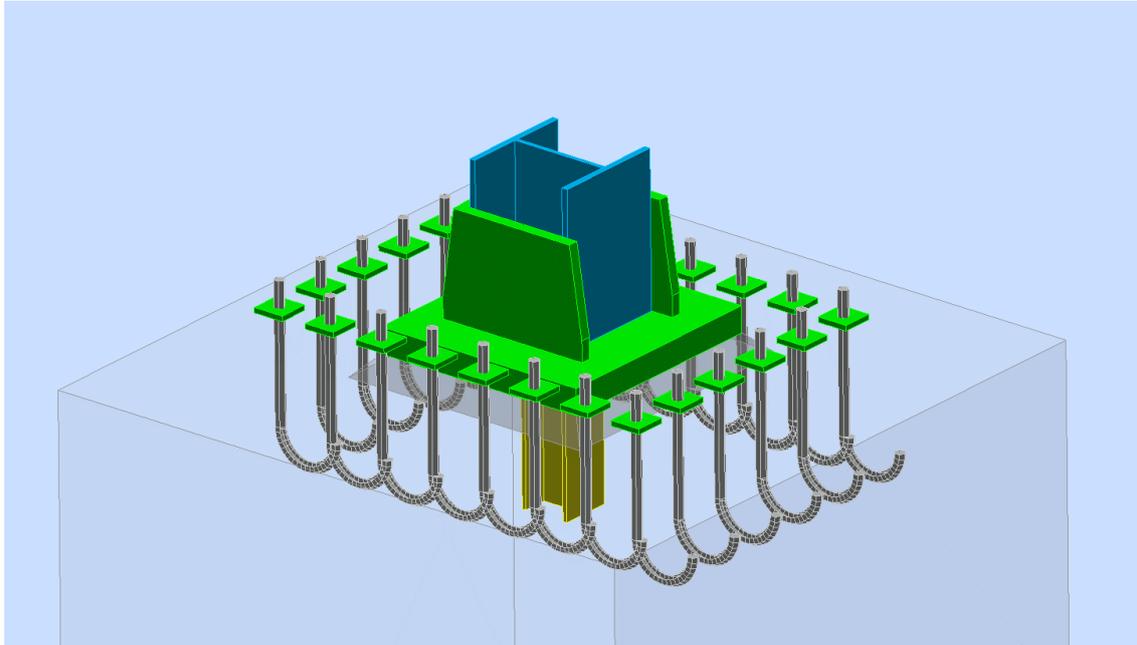
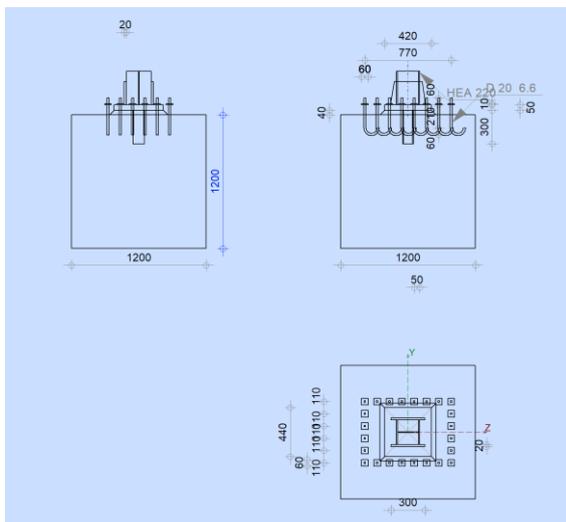


Figure VI.1 : Assemblage pied de poteaux

• **Géométrie :**



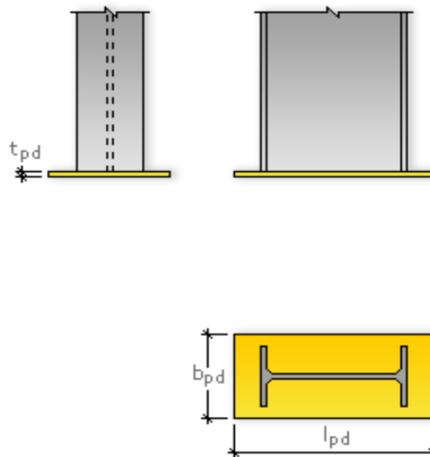
Profilé:

HEA 220

$L_c =$	7,00	[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]	Épaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	11	[mm]	Épaisseur 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: S 235

$f_{yc} =$	235,00	[MPa]	Résistance
$f_{uc} =$	360,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau



- **Platine de présellement :**

Figure VI.2 :Platine de présellement

$l_{pd} =$	420	[mm]	Longueur
$b_{pd} =$	440	[mm]	Largeur
$t_{pd} =$	50	[mm]	Épaisseur
Matériau:	S 235		
$f_{ypd} =$	215,00	[MPa]	Résistance
$f_{upd} =$	360,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

- **Ancrage :**

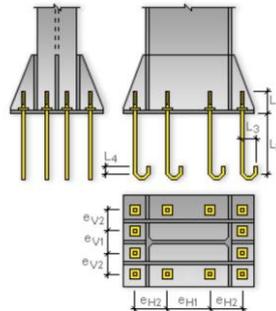


Figure VI.3 : Ancrage

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

Classe = 6.6 Classe de tiges d'ancrage

$f_{yb} = 360,00$ [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon

$f_{ub} = 600,00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction

$d = 20$ [mm] Diamètre du boulon

$A_s = 2,45$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon

$A_v = 3,14$ [cm²] Aire de la section du boulon

$n_H = 8$ Nombre de colonnes des boulons

$n_v = 6$ Nombre de rangées des boulons

Ecartement $e_{Hi} = 110;110;110;110$ [mm]

Entraxe $e_{vi} = 110;110;110$ [mm]

Dimensions des tiges d'ancrage :

$L_1 = 60$ [mm]

$L_2 = 210$ [mm]

$L_3 = 120$ [mm]

$L_4 = 0$ [mm]

- **Platine :**

$l_{wd} = 60$ [mm] Longueur

$b_{wd} = 60$ [mm] Largeur

$t_{wd} = 10$ [mm] Epaisseur

- **Bêche :**

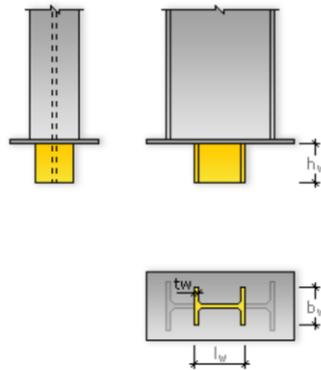


Figure VI.4 : Bêche

Profilé: HEA 100

$l_w = 300$ [mm] Longueur

Matériau: S 235

$f_{yw} = 235,00$ [MPa] Résistance

- **Raidisseur :**

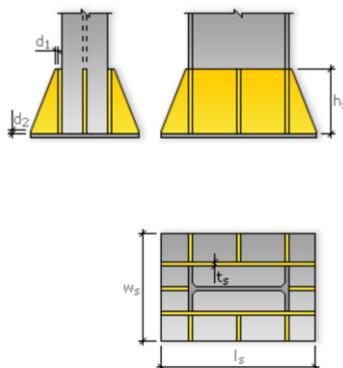


Figure VI.5 : Raidisseur

$l_s = 300$ [mm] Longueur

$h_s = 210$ [mm] Hauteur

$t_s = 20$ [mm] Epaisseur

$d_1 = 20$ [mm] Grugeage

$d_2 = 40$ [mm] Grugeage

- **Coefficients de matériau :**

$g_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel

$g_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel

$g_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel
 $g_C = 1,50$ Coefficient de sécurité partiel

- **Semelle isolée :**

$L = 1200$ [mm] Longueur de la semelle
 $B = 1200$ [mm] Largeur de la semelle
 $H = 1200$ [mm] Hauteur de la semelle

- **Béton :**

Classe C20/25

$f_{ck} = 20,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

- **Mortier de calage**

$t_g = 40$ [mm] Epaisseur du mortier de calage

$f_{ck,g} = 12,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

$C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

- **Soudures :**

$a_p = 6$ [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_w = 6$ [mm] Bêche

$a_s = 6$ [mm] Raidisseurs

- **Efforts :**

$N_{j,Ed} = -85,24$ [kN] Effort axial

$V_{j,Ed,y} = 4,78$ [kN] Effort tranchant

$V_{j,Ed,z} = 40,67$ [kN] Effort tranchant

$M_{j,Ed,y} = -95,40$ [kN*m] Moment fléchissant

$M_{j,Ed,z} = 0,94$ [kN*m] Moment fléchissant

- **Résultats :**

Zone comprimée

COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} = 13,33$ [MPa] Résistance de calcul à la compression

$f_j = 24,81$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise

$c = t_p \cdot \ddot{O}(f_{yp}/(3 \cdot f_j \cdot g_{M0}))$

$c = 85$ [mm] Largeur de l'appui additionnelle

$b_{eff} = 181$ [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T

$l_{eff} = 390$ [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T

$A_{c0} = 705,61$ [cm²] Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation

$A_{c1} = 6350,50$ [cm²] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge

$$F_{rd,u} = A_{c0} * f_{cd} * \bar{\sigma}(A_{c1}/A_{c0}) \leq 3 * A_{c0} * f_{cd}$$

$$F_{rd,u} = 2822,45 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du béton à l'appui rigide}$$

$$b_j = 0,67 \quad \text{Coefficient réducteur pour la compression}$$

$$f_{jd} = b_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$$

$$f_{jd} = 26,67 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Résistance de calcul du matériau du joint}$$

$$A_{c,n} = 1785,74 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de compression efficace}$$

$$A_{c,y} = 854,07 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de flexion My}$$

$$A_{c,z} = 797,79 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de flexion Mz}$$

$$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$$

$$F_{c,Rd,n} = 4761,98 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du béton à la compression}$$

$$F_{c,Rd,y} = 2277,51 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du béton à la flexion My}$$

$$F_{c,Rd,z} = 2127,43 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du béton à la flexion Mz}$$

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$$CL = 1,00 \quad \text{Classe de la section}$$

$$W_{pl,y} = 1468,46 \quad [\text{cm}^3] \quad \text{Facteur plastique de la section}$$

$$M_{c,Rd,y} = 345,09 \quad [\text{kN} * \text{m}] \quad \text{Résistance de calcul de la section à la flexion}$$

$$h_{f,y} = 217 \quad [\text{mm}] \quad \text{Distance entre les centres de gravité des ailes}$$

$$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$$

$$F_{c,fc,Rd,y} = 1590,99 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'aile et de l'âme comprimées}$$

$$W_{pl,z} = 1710,59 \quad [\text{cm}^3] \quad \text{Facteur plastique de la section}$$

$$M_{c,Rd,z} = 401,99 \quad [\text{kN} * \text{m}] \quad \text{Résistance de calcul de la section à la flexion}$$

$$h_{f,z} = 240 \quad [\text{mm}] \quad \text{Distance entre les centres de gravité des ailes}$$

$$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$$

$$F_{c,fc,Rd,z} = 1674,95 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'aile et de l'âme comprimées}$$

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$$

$$N_{j,Rd} = 4761,98 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de la semelle à l'effort axial}$$

$$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$$

$$F_{c,Rd,y} = 1590,99 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de la semelle dans la zone comprimée}$$

$$F_{c,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$$

$$F_{c,Rd,z} = 1674,95 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de la semelle dans la zone comprimée}$$

Zone tendue

RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

$$A_b = 2,45 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de section efficace du boulon}$$

$A_b =$	2,45	[cm ²]	Aire de section efficace du boulon
$f_{ub} =$	600,00	[MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction
$Beta =$	0,85		Coefficient de réduction de la résistance du boulon
$F_{t,Rd,s1} = beta*0,9*f_{ub}*A_b/g_{M2}$			
$F_{t,Rd,s1} =$	89,96	[kN]	Résistance du boulon à la rupture
$g_{Ms} =$	1,20		Coefficient de sécurité partiel
$f_{yb} =$	360,00	[MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon
$F_{t,Rd,s2} = f_{yb}*A_b/g_{Ms}$			
$F_{t,Rd,s2} =$	73,50	[kN]	Résistance du boulon à la rupture
$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$			
$F_{t,Rd,s} =$	73,50	[kN]	Résistance du boulon à la rupture

ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

$f_{ck} =$	20,00	[MPa]	Résistance caractéristique du béton à la compression
$f_{ctd} = 0,7*0,3*f_{ck}^{2/3}/g_c$			
$f_{ctd} =$	1,03	[MPa]	Résistance de calcul à la traction
$h_1 =$	1,00		Coef. dépendant des conditions du bétonnage et de l'adhérence
$h_2 =$	1,00		Coef. dépendant du diamètre du boulon d'ancrage
$f_{bd} = 2,25*h_1*h_2*f_{ctd}$			
$f_{bd} =$	2,32	[MPa]	Adhérence de calcul admissible
$h_{ef} =$	210	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage
$F_{t,Rd,p} = p*d*h_{ef}*f_{bd}$			
$F_{t,Rd,p} =$	30,62	[kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement

ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

$h_{ef} =$	210	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage
$N_{Rk,c}^0 = 7,5[N^{0,5}/mm^{0,5}]*f_{ck}*h_{ef}^{1,5}$			
$N_{Rk,c}^0 =$	102,07	[kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage
$s_{cr,N} =$	630	[mm]	Largeur critique du cône de béton
$c_{cr,N} =$	315	[mm]	Distance critique du bord de la fondation
$A_{c,N0} =$	3969,00	[cm ²]	Aire de surface maximale du cône
$A_{c,N} =$	3339,00	[cm ²]	Aire de surface réelle du cône
$y_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$			
$y_{A,N} =$	0,84		Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage
$c =$	215	[mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité
$y_{s,N} = 0,7 + 0,3*c/c_{cr,N} \leq 1,0$			

$y_{s,N} = 0,90$ Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation
 $y_{ec,N} = 1,00$ Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage
 $y_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$
 $y_{re,N} = 1,00$ Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation
 $y_{ucr,N} = 1,40$ Coef. dépendant du degré de fissuration du béton
 $g_{Mc} = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel

$$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^0 * y_{A,N} * y_{s,N} * y_{ec,N} * y_{re,N} * y_{ucr,N} / g_{Mc}$$

$F_{t,Rd,c} = 50,36$ [kN] Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement du cône de béton

FENDAGE DU BETON

$h_{ef} = 210$ [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage

$$N_{Rk,c}^0 = 7.5[N^{0.5}/mm^{0.5}] * f_{ck} * h_{ef}^{1.5}$$

$N_{Rk,c}^0 = 102,07$ [kN] Résistance de calc. pour le soulèvement

$s_{cr,N} = 420$ [mm] Largeur critique du cône de béton

$c_{cr,N} = 210$ [mm] Distance critique du bord de la fondation

$A_{c,N0} = 11543,00$ [cm²] Aire de surface maximale du cône

$A_{c,N} = 11543,00$ [cm²] Aire de surface réelle du cône

$$y_{A,N} = A_{c,N} / A_{c,N0}$$

$y_{A,N} = 1,00$ Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage

$c = 210$ [mm] Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité

$$y_{s,N} = 0.7 + 0.3 * c / c_{cr,N} \leq 1.0$$

$y_{s,N} = 1,00$ Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation

$y_{ec,N} = 1,00$ Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage

$$y_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$$

$y_{re,N} = 1,00$ Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation

$y_{ucr,N} = 1,40$ Coef. dépendant du degré de fissuration du béton

$$y_{h,N} = (h / (2 * h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$$

$y_{h,N} = 1,20$ Coef. dépendant de la hauteur de la fondation

$g_{M,sp} = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel

$$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c}^0 * y_{A,N} * y_{s,N} * y_{ec,N} * y_{re,N} * y_{ucr,N} * y_{h,N} / g_{M,sp}$$

$F_{t,Rd,sp} = 79,39$ [kN] Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$$

$F_{t,Rd} = 30,62$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à traction

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$l_{eff,1} =$	220	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
$l_{eff,2} =$	220	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
$m =$	273	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement
$M_{pl,1,Rd} =$	29,56	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1
$M_{pl,2,Rd} =$	29,56	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2
$F_{T,1,Rd} =$	432,81	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 1
$F_{T,2,Rd} =$	215,25	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 2
$F_{T,3,Rd} =$	183,74	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 3
$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$			
$F_{t,pl,Rd,y} =$	183,74	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$l_{eff,1} =$	210	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
$l_{eff,2} =$	210	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
$m =$	138	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement
$M_{pl,1,Rd} =$	28,22	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1
$M_{pl,2,Rd} =$	28,22	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2
$F_{T,1,Rd} =$	816,68	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 1
$F_{T,2,Rd} =$	397,32	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 2
$F_{T,3,Rd} =$	244,99	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 3
$F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$			
$F_{t,pl,Rd,z} =$	244,99	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$			
$F_{T,Rd,y} =$	183,74	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue
$F_{T,Rd,z} = F_{t,pl,Rd,z}$			
$F_{T,Rd,z} =$	244,99	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue

Vérification de la résistance de l'assemblage :

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)		0,02 < 1,00	vérifiée
$e_y =$	1119	[mm]	Excentricité de l'effort axial
$z_{c,y} =$	108	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$
$z_{t,y} =$	385	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$
$M_{j,Rd,y} =$	100,40	[kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)		0,95 < 1,00	vérifiée

$e_z =$	11	[mm]	Excentricité de l'effort axial
$z_{c,z} =$	120	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,z}$
$z_{t,z} =$	275	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$
$M_{j,Rd,z} =$	33,76	[kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion

$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	$0,03 < 1,00$	vérifiée
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,98 < 1,00$	vérifiée

Cisaillement

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$a_{d,y} = 0,02$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement
$a_{b,y} = 0,02$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$
$k_{1,y} = -1,57$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} * a_{b,y} * f_{up} * d * t_p / g_{M2}$$

$$F_{1,vb,Rd,y} = -6,86 \text{ [kN]} \text{ Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise}$$

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$a_{d,z} = 0,02$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement
$a_{b,z} = 0,02$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$
$k_{1,z} = -1,57$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} * a_{b,z} * f_{up} * d * t_p / g_{M2}$$

$$F_{1,vb,Rd,z} = -6,86 \text{ [kN]} \text{ Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise}$$

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$a_b = 0,33$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$
$A_{vb} = 3,14$	[cm ²] Aire de la section du boulon
$f_{ub} = 600,00$	[MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction
$g_{M2} = 1,25$	Coefficient de sécurité partiel

$$F_{2,vb,Rd} = a_b * f_{ub} * A_{vb} / g_{M2}$$

$$F_{2,vb,Rd} = 50,06 \text{ [kN]} \text{ Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier}$$

$$a_M = 2,00 \text{ Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation}$$

$$M_{Rk,s} = 0,28 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion}$$

$$l_{sm} = 75 \text{ [mm]} \text{ Longueur du bras de levier}$$

$$g_{Ms} = 1,20 \text{ Coefficient de sécurité partiel}$$

$$F_{v,Rd,sm} = a_M * M_{Rk,s} / (l_{sm} * g_{Ms})$$

$$F_{v,Rd,sm} = 6,15 \text{ [kN]} \text{ Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier}$$

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} = 108,77$ [kN] Résistance de calc. pour le soulèvement
 $k_3 = 2,00$ Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage
 $g_{Mc} = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel
 $F_{v,Rd,cp} = k_3 * N_{Rk,c} / g_{Mc}$
 $F_{v,Rd,cp} = 100,71$ [kN] Résistance du béton à l'effet de levier

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y}^0 = 356,16$ [kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage
 $y_{A,V,y} = 0,44$ Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage
 $y_{h,V,y} = 1,00$ Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation
 $y_{s,V,y} = 0,83$ Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement
 $y_{ec,V,y} = 1,00$ Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage
 $y_{a,V,y} = 1,00$ Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant
 $y_{ucr,V,y} = 1,00$ Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation
 $g_{Mc} = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel
 $F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 * y_{A,V,y} * y_{h,V,y} * y_{s,V,y} * y_{ec,V,y} * y_{a,V,y} * y_{ucr,V,y} / g_{Mc}$
 $F_{v,Rd,c,y} = 60,53$ [kN] Résistance du béton pour l'écrasement du bord

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z}^0 = 191,64$ [kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage
 $y_{A,V,z} = 1,00$ Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage
 $y_{h,V,z} = 1,00$ Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation
 $y_{s,V,z} = 1,00$ Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement
 $y_{ec,V,z} = 1,00$ Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage
 $y_{a,V,z} = 1,00$ Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant
 $y_{ucr,V,z} = 1,00$ Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation
 $g_{Mc} = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel
 $F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 * y_{A,V,z} * y_{h,V,z} * y_{s,V,z} * y_{ec,V,z} * y_{a,V,z} * y_{ucr,V,z} / g_{Mc}$
 $F_{v,Rd,c,z} = 88,72$ [kN] Résistance du béton pour l'écrasement du bord

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton
 $N_{c,Ed} = 85,24$ [kN] Effort de compression
 $F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$
 $F_{f,Rd} = 25,57$ [kN] Résistance au glissement

CONTACT DE LA CALE D'ARRET AVEC BETON

$$F_{v,Rd,wg,y} = 1.4 * I_w * b_{wy} * f_{ck} / g_c$$

$$F_{v,Rd,wg,y} = 537,60 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton}$$

$$F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 * I_w * b_{wz} * f_{ck} / g_c$$

$$F_{v,Rd,wg,z} = 560,00 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton}$$

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,y} = 398,47 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement}$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0 \quad 0,01 < 1,00 \quad \text{vérifiée}$$

$$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,z} = 420,87 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement}$$

$$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,10 < 1,00 \quad \text{vérifiée}$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,11 < 1,00 \quad \text{vérifiée}$$

Contrôle des raidisseurs

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$$M_1 = 24,44 \quad [\text{kN} * \text{m}] \quad \text{Moment fléchissant du raidisseur}$$

$$Q_1 = 87,30 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort tranchant du raidisseur}$$

$$z_s = 59 \quad [\text{mm}] \quad \text{Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)}$$

$$I_s = 7051,28 \quad [\text{cm}^4] \quad \text{Moment d'inertie du raidisseur}$$

$$s_d = 3,02 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle}$$

$$s_g = 69,78 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte normale dans les fibres supérieures}$$

$$t = 20,79 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte tangentielle dans le raidisseur}$$

$$s_z = 36,13 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle}$$

$$\max(s_g, t / (0.58), s_z) / (f_{yp} / g_{M0}) \leq 1.0 \quad (6.1) \quad 0,32 < 1,00 \quad \text{vérifiée}$$

Soudures entre le poteau et la plaque d'assise

$$s^{\wedge} = 70,25 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte normale dans la soudure}$$

$$t^{\wedge} = 70,25 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte tangentielle perpendiculaire}$$

$$t_{yII} = 0,92 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte tangentielle parallèle à } V_{j,Ed,y}$$

$$t_{zII} = 4,30 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte tangentielle parallèle à } V_{j,Ed,z}$$

$$b_w = 0,80 \quad \text{Coefficient dépendant de la résistance}$$

$$s^{\wedge} / (0.9 * f_u / g_{M2}) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,27 < 1,00 \quad \text{vérifiée}$$

$$\ddot{O}(s^{\wedge 2} + 3.0 (t_{yII}^2 + t^{\wedge 2})) / (f_u / (b_w * g_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,39 < 1,00 \quad \text{vérifiée}$$

$$\ddot{O}(s^{\wedge 2} + 3.0 (t_{zII}^2 + t^{\wedge 2})) / (f_u / (b_w * g_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,33 < 1,00 \quad \text{vérifiée}$$

Soudures verticales des raidisseurs

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

s^{\wedge} =	0,00	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure
t^{\wedge} =	0,00	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire
t_{II} =	49,84	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle
s_z =	0,00	[MPa]	Contrainte totale équivalente
b_w =	0,80		Coefficient dépendant de la résistance

$$\max (s^{\wedge}, t_{II} * \ddot{O}3, s_z) / (f_u / (b_w * g_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,24 < 1,00 \quad \text{vérifiée}$$

Soudures horizontales des raidisseurs

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

s^{\wedge} =	114,32	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure
t^{\wedge} =	114,32	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire
t_{II} =	42,65	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle
s_z =	240,27	[MPa]	Contrainte totale équivalente
b_w =	0,80		Coefficient dépendant de la résistance

$$\max (s^{\wedge}, t_{II} * \ddot{O}3, s_z) / (f_u / (b_w * g_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,67 < 1,00 \quad \text{vérifiée}$$

Rigidité de l'assemblage

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

b_{eff} =	181	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T
l_{eff} =	390	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T
$k_{13,y} = E_c * \ddot{O}(b_{eff} * l_{eff}) / (1.275 * E)$			
$k_{13,y} =$	30	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé
$l_{eff} =$	220	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
$m =$	273	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement
$k_{15,y} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$			
$k_{15,y} =$	1	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction
$L_b =$	270	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage
$k_{16,y} = 1.6 * A_b / L_b$			
$k_{16,y} =$	1	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction
$l_{0,y} =$	0,81		Elancement du poteau
$S_{j,ini,y} =$	13496,39	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale
$S_{j,rig,y} =$	48687,30	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$			SEMI-RIGIDE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z} = E_c * \ddot{O}(A_{c,z}) / (1.275 * E)$			
$k_{13,z} =$	32	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé

$l_{eff} =$	210	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
$m =$	138	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement
$k_{15,z} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$			
$k_{15,z} =$	4	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction
$L_b =$	270	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage
$k_{16,z} = 1.6 * A_b / L_b$			
$k_{16,z} =$	1	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction
$l_{0,z} =$	1,35		Elancement du poteau
$S_{j,ini,z} =$	191402,33	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale
$S_{j,rig,z} =$	17591,04	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide
$S_{j,ini,z} \gg S_{j,rig,z}$ RIGIDE			

❖ Conclusion :

L'assemblage utilisé est satisfaisant vis à vis de la Norme avec un Ratio de 0,98 donc avec une optimisation maximal.

II. Assemblage Traverse-Poteau :

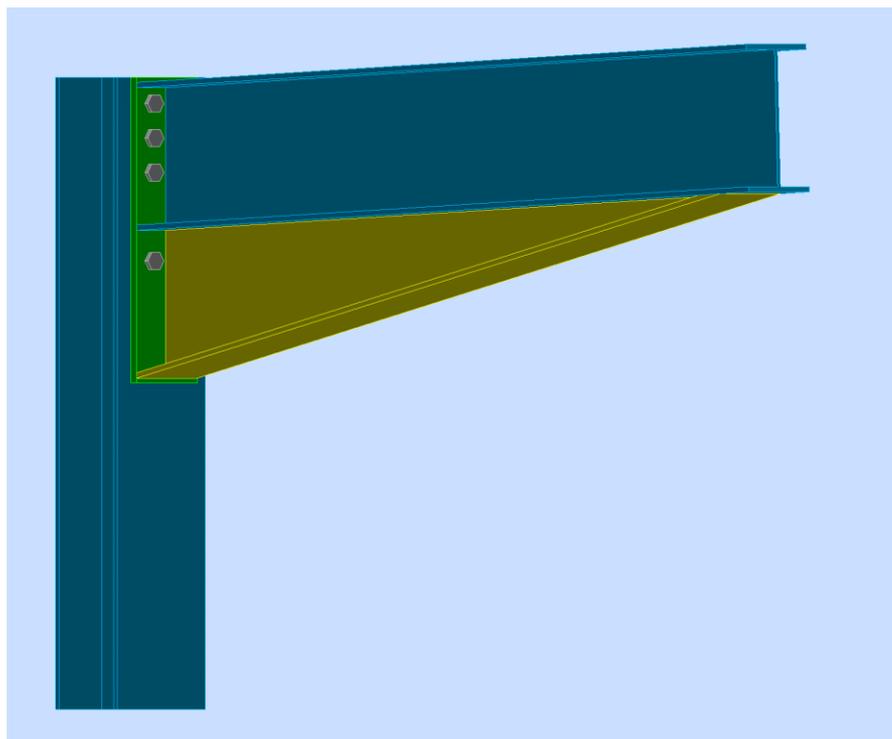
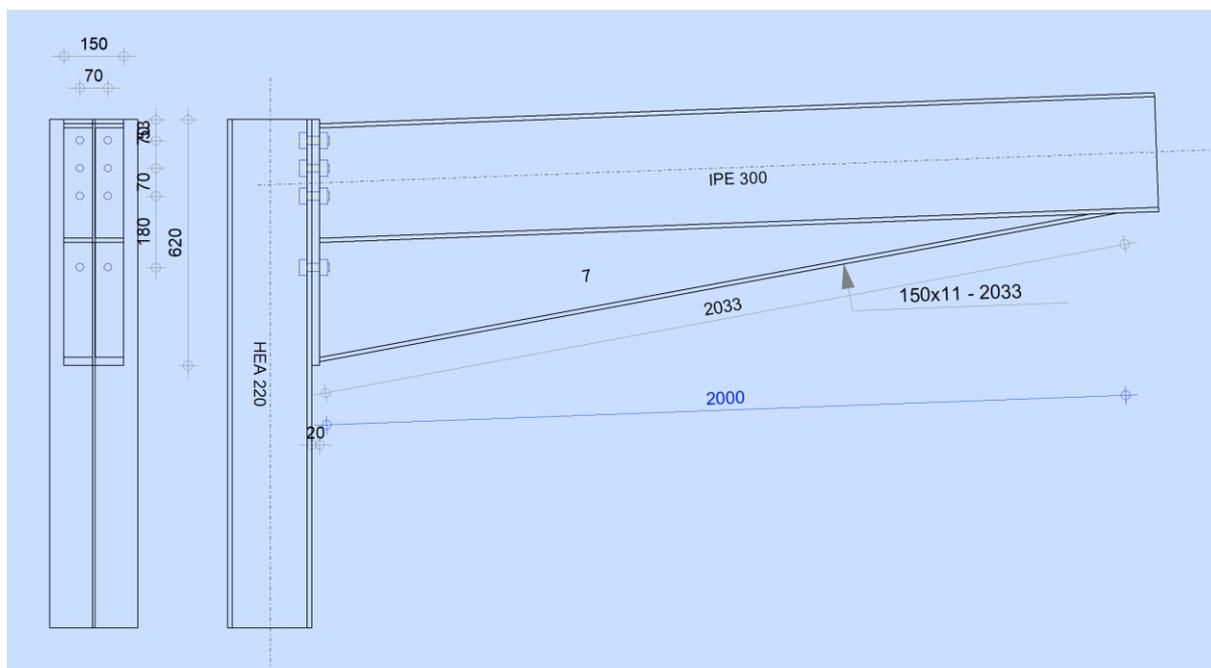


Figure VI.6 : Assemblage poteau-traverse

- Géométrie



- Poteau

Profilé:	HEA 220		
Barre N°:	174		
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 _{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 _{xc} =	5409,70	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau:	S 235		
f _{yc} =	235,00	[MPa]	Résistance

- Poutre

Profilé:	IPE 300		
Barre N°:	175		
a =	2,1	[Deg]	Angle d'inclinaison

Profilé: IPE 300
 $h_b = 300$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_f = 150$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 7$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 11$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 15$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $r_b = 15$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 53,81$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xb} = 8356,11$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau: S 235
 $f_{yb} = 235,00$ [MPa] Résistance

• Boulons

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

$d = 20$ [mm] Diamètre du boulon
 Classe = 10.9 Classe du boulon
 $F_{tRd} = 176,40$ [kN] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 4$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 53$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
 Ecartement $e_i = 70$ [mm]
 Entraxe $p_i = 70;70;180$ [mm]

• Platine

$h_p = 620$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_p = 150$ [mm] Largeur de la platine
 $t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine
 Matériau: S 235
 $f_{yp} = 235,00$ [MPa] Résistance

• Jarret inférieur

$w_d = 150$ [mm] Largeur de la platine
 $t_{fd} = 11$ [mm] Epaisseur de l'aile
 $h_d = 300$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{wd} = 7$ [mm] Epaisseur de l'âme
 $l_d = 2000$ [mm] Longueur de la platine
 $a = 10,6$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: S 235

$f_{ybu} = 235,00$ [MPa] Résistance

- Soudures d'angle

$a_w = 5$ [mm] Soudure âme

$a_r = 8$ [mm] Soudure semelle

$a_{fd} = 5$ [mm] Soudure horizontale

- Coefficients de matériau

$g_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel

$g_{M1} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel

$g_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel

$g_{M3} = 1,10$ Coefficient de sécurité partiel

- Efforts

Etat limite: ultime

Cas: 8: $1.35G+1.5Q$ $1*1.35+2*1.50$

$M_{b1,Ed} = 73,30$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$V_{b1,Ed} = 47,45$ [kN] Effort tranchant dans la poutre droite

$N_{b1,Ed} = -28,28$ [kN] Effort axial dans la poutre droite

$M_{c1,Ed} = -73,18$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poteau inférieur

$V_{c1,Ed} = -16,21$ [kN] Effort tranchant dans le poteau inférieur

$N_{c1,Ed} = -47,78$ [kN] Effort axial dans le poteau inférieur

- Résultats

Résistances de la poutre

COMPRESSION

$A_b = 53,81$ [cm²] Aire de la section

$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / g_{M0}$

$N_{cb,Rd} = 1264,54$ [kN] Résistance de calcul de la section à la compression

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 46,98$ [cm²] Aire de la section au cisaillement

$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / g_{M0}$

$V_{cb,Rd} = 637,41$ [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	$0,07 < 1,00$	vérifiée	(0,07)
----------------------------------	---------------	----------	--------

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 628,36$ [cm³] Facteur plastique de la section

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

$M_{b,pl,Rd} = 147,66$ [kN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 1334,87$ [cm³] Facteur plastique de la section

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

$M_{cb,Rd} = 313,70$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 313,70$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion

$h_f = 589$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes

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

$F_{c,fb,Rd} = 532,22$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées

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

Pression diamétrale:

$b = 2,1$ [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

$g = 10,6$ [Deg] Angle d'inclinaison du renfort

$b_{eff,c,wb} = 224$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression

$A_{vb} = 25,68$ [cm²] Aire de la section au cisaillement

$w = 0,82$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement

$s_{com,Ed} = 114,29$ [MPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme

$k_{wc} = 1,00$ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression

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

$F_{c,wb,Rd1} = 2033,55$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre

Flambement:

$d_{wb} = 249$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée

$l_p = 1,04$ Elancement de plaque

$r = 0,78$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément

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

$F_{c,wb,Rd2} = 1584,47$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre

Résistance de l'aile du renfort

$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0,8 * g_{M0})$

$F_{c,wb,Rd3} = 471,47$ [kN] Résistance de l'aile du renfort

Résistance finale:

$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$

$F_{c,wb,Rd,low} = 471,47$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre

Résistances du poteau

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed} = 73,30$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$M_{b2,Ed} = 0,00$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre gauche

$V_{c1,Ed} = -16,21$ [kN] Effort tranchant dans le poteau inférieur

$V_{c2,Ed} = 0,00$ [kN] Effort tranchant dans le poteau supérieur

$z = 517$ [mm] Bras de levier

$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$

$V_{wp,Ed} = 149,86$ [kN] Panneau d'âme en cisaillement

$A_{vs} = 20,67$ [cm²] Aire de cisaillement de l'âme du poteau

$A_{vc} = 20,67$ [cm²] Aire de la section au cisaillement

$V_{wp,Rd} = 0,9 * (f_{y,wc} * A_{vc} + f_{y,wp} * A_{vp} + f_{ys} * A_{vd}) / (\sqrt{3} g_{M0})$

$V_{wp,Rd} = 252,40$ [kN] Résistance du panneau d'âme au cisaillement

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$ $0,59 < 1,00$ **vérifiée** (0,59)

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

$b_{eff,c,wc} = 219$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression

$A_{vc} = 20,67$ [cm²] Aire de la section au cisaillement

$w = 0,76$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement

$\sigma_{com,Ed} = 110,24$ [MPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme

$k_{wc} = 1,00$ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression

$F_{c,wc,Rd1} = w k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / g_{M0}$

$F_{c,wc,Rd1} = 274,73$ [kN] Résistance de l'âme du poteau

Flambement:

$d_{wc} = 152$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée

$l_p = 0,81$ Elancement de plaque

$r = 0,93$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément

$F_{c,wb,Rd2} = w k_{wc} r b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / g_{M1}$

$F_{c,wc,Rd2} = 255,06$ [kN] Résistance de l'âme du poteau

Résistance finale:

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

$F_{c,wc,Rd} = 255,06$ [kN] Résistance de l'âme du poteau

AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} = 7$ [mm] Epaisseur efficace de l'âme du poteau
 $b_{eff,c,wc} = 218$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression
 $A_{vc} = 20,67$ [cm²] Aire de la section au cisaillement
 $w = 0,76$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement
 $s_{com,Ed} = 110,24$ [MPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme
 $k_{wc} = 1,00$ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression

$$F_{c,wc,Rd1} = w k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$$

$F_{c,wc,Rd1} = 274,60$ [kN] Résistance de l'âme du poteau

Flambement:

$d_{wc} = 152$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée
 $l_p = 0,81$ Elancement de plaque
 $r = 0,93$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément

$$F_{c,wb,Rd2} = w k_{wc} r b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1}$$

$F_{c,wb,Rd2} = 255,01$ [kN] Résistance de l'âme du poteau

Résistance finale:

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

$F_{c,wc,Rd,upp} = 255,01$ [kN] Résistance de l'âme du poteau

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	-	70	107	134	107	134	124	88	88	88
2	17	-	75	-	70	107	162	107	162	140	70	70	70
3	17	-	75	-	125	107	162	107	162	140	70	70	70
4	17	-	75	-	180	107	162	107	162	234	171	171	171

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	-	40	-	70	162	178	162	178	151	136	136	136
2	26	-	40	-	70	162	153	153	153	140	70	70	70
3	26	-	40	-	125	162	153	153	153	250	125	125	125
4	26	-	40	-	180	162	153	153	153	261	167	167	167

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

- m – Distance du boulon de l'âme
- p – Entraxe des boulons
- $l_{eff,ep}$ – 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
- $l_{eff,ep,g}$ – 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

Résistance de l'assemblage à la compression

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd} / 2 F_{c,wb,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,upp})$$

$$N_{j,Rd} = 510,02 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'assemblage à la compression}$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \qquad 0,06 < 1,00 \qquad \text{vérifiée} \qquad (0,06)$$

Résistance de l'assemblage à la flexion

$$F_{t,Rd} = 176,40 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon à la traction}$$

$$B_{p,Rd} = 179,15 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement}$$

$F_{t,fc,Rd}$ – 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

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd})$$

$$F_{t,wc,Rd} = w_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / g_{M0}$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd})$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / g_{M0}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t1,Rd,comp}$	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	163,25	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 178,66$	178,66	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 163,25$	163,25	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 340,00$	340,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 270,40$	270,40	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 358,29$	358,29	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/b = 252,40$	252,40	Panneau d'âme - compression

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{c,wc,Rd} = 255,06$	255,06	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 532,22$	532,22	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 471,47$	471,47	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	58,32	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 178,66$	178,66	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 163,25$	163,25	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 320,05$	320,05	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 255,57$	255,57	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 358,29$	358,29	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/b - \sum 1^1 F_{ti,Rd} = 252,40 - 163,25$	89,15	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^1 F_{tj,Rd} = 255,06 - 163,25$	91,81	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^1 F_{tj,Rd} = 532,22 - 163,25$	368,96	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^1 F_{tj,Rd} = 471,47 - 163,25$	308,22	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{tj,Rd} = 262,23 - 163,25$	98,98	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{tj,Rd} = 221,57 - 163,25$	58,32	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{tj,Rd} = 559,01 - 163,25$	395,76	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{tj,Rd} = 344,08 - 163,25$	180,83	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	30,83	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 178,66$	178,66	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 163,25$	163,25	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 320,05$	320,05	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 255,57$	255,57	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 358,29$	358,29	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/b - \sum 1^2 F_{ti,Rd} = 252,40 - 221,57$	30,83	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^2 F_{tj,Rd} = 255,06 - 221,57$	33,49	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^2 F_{tj,Rd} = 532,22 - 221,57$	310,64	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^2 F_{tj,Rd} = 471,47 - 221,57$	249,90	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 232,80 - 58,32$	174,48	Aile du poteau - traction - groupe

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 202,59 - 58,32$	144,27	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 378,63 - 221,57$	157,06	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 281,30 - 221,57$	59,73	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 549,92 - 58,32$	491,60	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 325,36 - 58,32$	267,04	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 856,24 - 221,57$	634,67	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 552,64 - 221,57$	331,07	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
$F_{t,fc,Rd(4)} = 178,66$	178,66	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 163,25$	163,25	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 320,05$	320,05	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 255,57$	255,57	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 358,29$	358,29	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/b - \sum_1^3 F_{ti,Rd} = 252,40 - 252,40$	0,00	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 255,06 - 252,40$	2,66	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 532,22 - 252,40$	279,82	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 471,47 - 252,40$	219,07	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 400,88 - 30,83$	370,05	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 290,27 - 30,83$	259,44	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 517,28 - 89,15$	428,13	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 327,41 - 89,15$	238,26	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 663,11 - 252,40$	410,71	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 357,29 - 252,40$	104,89	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 628,14 - 30,83$	597,32	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 486,51 - 30,83$	455,68	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 880,84 - 89,15$	791,69	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 603,31 - 89,15$	514,16	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 1187,15 - 252,40$	934,75	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 830,59 - 252,40$	578,19	Ame de la poutre - traction - groupe

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	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	552	163,25	178,66	163,25	340,00	270,40	352,80	358,29
2	482	58,32	178,66	163,25	320,05	255,57	352,80	358,29
3	412	30,83	178,66	163,25	320,05	255,57	352,80	358,29
4	232	-	178,66	163,25	320,05	255,57	352,80	358,29

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

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

$$M_{j,Rd} = 130,94 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,56 < 1,00 \quad \text{vérifiée} \quad (0,56)$$

Résistance de l'assemblage au cisaillement

$$a_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd}$$

$$b_{Lf} = 0,99 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs}$$

$$F_{v,Rd} = 150,04 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement}$$

$$F_{t,Rd,max} = 176,40 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction}$$

$$F_{b,Rd,int} = 128,40 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale}$$

$$F_{b,Rd,ext} = 126,48 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale}$$

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
1	352,80	-7,07	163,25	91,38	84,31	248,86
2	352,80	-7,07	58,32	32,65	25,58	256,80
3	352,80	-7,07	30,83	17,26	10,19	256,80
4	352,80	-7,07	0,00	0,00	-7,07	256,80

F_{tj,Rd,N} – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

F_{tj,Ed,N} – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

F_{tj,Rd,M} – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

F_{tj,Ed,M} – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

F_{tj,Ed} – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

F_{vj,Rd} – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum_{i=1}^n F_{vj,Rd}$$

$$V_{j,Rd} = 1019,26 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement}$$

$A_{vc} = 20,67$ [cm²] Aire de la section au cisaillement

$k_1 = 2$ [mm] Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement

$b_{eff,c,wc} = 197$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression

$t_{wc} = 7$ [mm] Epaisseur efficace de l'âme du poteau

$d_c = 188$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée

$k_2 = 5$ [mm] Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq})$$

$S_{j,ini} = 44392,50$ [kN*m] Rigidité en rotation initiale

$m = 1,00$ Coefficient de rigidité de l'assemblage

$$S_j = S_{j,ini} / m$$

$S_j = 44392,50$ [kN*m] Rigidité en rotation finale

Classification de l'assemblage par rigidité.

$S_{j,rig} = 17535,51$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide

$S_{j,pin} = 1095,97$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage articulé

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RIGIDE

❖ Conclusion :

L'assemblage est satisfaisant vis-à-vis de la norme avec un ration de 0,59

CHAPITRE VII
CALCUL AU
FEU/INCENDIE

Calcul au feu des structures métallique

I. Introduction :

Les ouvrages métallique doivent être conçu d'une façon à ce que lors d'un incendie en puisse garantir la stabilité des éléments porteurs de la structure pour une durée spécifiée qui nous permettra d'assurer l'évacuation du personnels et matériels.

La durée varie en fonction du type de bâtiments.

Selon la norme européennes, 3 critères ont été approuvés pour définir la résistance au feu :

-« R » fonction porteuse

-« E » fonction étanchéité

-« I » fonction thermique

Ces critères peuvent être exigés seul ou en combinaison.

II. Calcul au feu du poteau HEA 220 :

Type de structure : hangar de stockage, $\psi_1=0.9$

Charges :

$G_k=28,89$ KN

$P_k=17,61$ KN

Notre poteau est Encastré-Encastré $\rightarrow l_f=0,5l=3,5$ m

• Vérification de la résistance au feu du poteau non protégé R30 :

Actions mécaniques en situation d'incendie :

$E_{fi,d}=G+\psi_1.Q=28,89+0,9 \times 17,61=44,74$ KN

Calcul de la température maximale de l'acier θ_a :

$$\theta_a \cdot \frac{A_m}{V}$$

Avec :

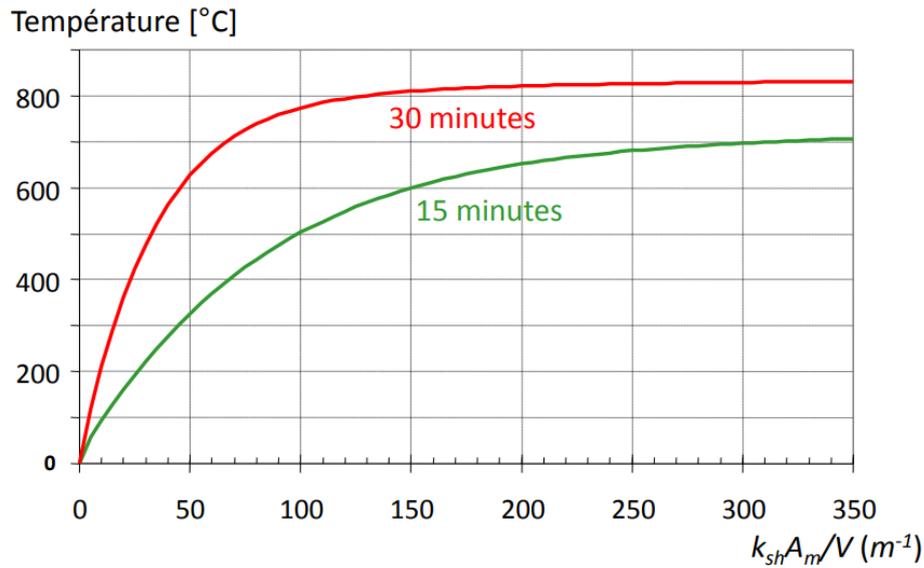
A_m (périmètre du HEA220) =1286 mm

V (aire de la section du HEA220) = 6430 mm²

K_{sh} (facteur de correction pour l'effet d'ombre) =1

$k_{sh} \cdot \frac{A_m}{V} = 200$ m⁻¹

En utilisant l'abaque pour les acier non protégés avec $t=30\text{min}$



FigureVII.1: Abaque pour acier non protégés de facteur de massivité par température

→ $\theta_a=820^\circ\text{C}$

Vérification de la résistance :

Température de l'acier θ_a	Facteurs de réduction à la température θ_a par rapport à la valeur de f_y ou E_a à 20°C		
	Facteur de réduction (par rapport à f_y) pour la limite d'élasticité efficace $k_{y,0} = f_{y,0}/f_y$	Facteur de réduction (par rapport à f_y) pour la limite de proportionnalité $k_{p,0} = f_{p,0}/f_y$	Facteur de réduction (par rapport à E_a) pour la pente de domaine élastique linéaire $k_{E,0} = E_{a,0}/E_a$
20 °C	1,000	1,000	1,000
100 °C	1,000	1,000	1,000
200 °C	1,000	0,807	0,900
300 °C	1,000	0,613	0,800
400 °C	1,000	0,420	0,700
500 °C	0,780	0,360	0,600
600 °C	0,470	0,180	0,310
700 °C	0,230	0,075	0,130
800 °C	0,110	0,050	0,090
900 °C	0,060	0,0375	0,0675
1 000 °C	0,040	0,0250	0,0450
1 100 °C	0,020	0,0125	0,0225
1 200 °C	0,000	0,0000	0,0000

NOTE Pour des valeurs intermédiaires de la température de l'acier, une interpolation linéaire peut être utilisée.

La résistance de calcul en situation d'incendie est :

TableauVII.1 : Facteur de réduction à la température θ_a par rapport à la valeur de f_y ou E_a à 20°C

$$N_{b,fi,t,Rd} = \chi_{fi} A k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}$$

Pour $\theta_a=820^\circ\text{C}$, on a $k_{y,\theta}=0,089$ et $k_{E,\theta}=0,068$

L'effort critique de flambement (par rapport à la faible inertie) est :

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E I_z}{l_f^2}$$

$N_{cr}=3307,8 \text{ KN}$

$$\bar{\lambda}_{20^\circ\text{C}} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

L'élancement réduit à $t=20^\circ\text{C}$:

$$= 0,676$$

$$\bar{\lambda}_{800^\circ\text{C}} = \bar{\lambda} = \bar{\lambda}_{20^\circ\text{C}} \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}}$$

L'élancement réduit à $t=800^\circ\text{C}$ est :

$$= 0,773$$

On déduit le facteur de réduction « χ_{fi} » du tableau en fonction de λ :

$\bar{\lambda} = 0,8$, on a $\chi_{fi} = 0,4378$

→ $N_{b,fi,t,Rd} = 58,9 \text{ KN} > E_{fi,d} = 44,74 \text{ KN}$ condition vérifiée

- **Conclusion :**

La résistance au feu par flambement du HEA220 est assurée pour 30min.

III. Calcul au feu de la Traverse IPE300 à partir de courbes :

Type de structure : hangar de stockage, $\psi_1=0,9$

Charges :

$G_k=0,26 \text{ KN/m}$

$Q_k=1,5 \text{ KN/m}$

Notre poutre est Encasturé-Encasturé → $l_f=0,5l=4 \text{ m}$

Calcul en situation d'incendie :

$$\eta_{fi} = \frac{g_k + \psi_{1,1} q_k}{g_k \gamma_G + q_k \gamma_Q}$$

Le coefficient de réduction pour le niveau de charge de calcul est égal à :

$$\eta_{fi} = 0,61$$

Calcul du facteur de massivité :

$$ksh \cdot \frac{Am}{V} = 125$$

-pour une poutre non protégée exposée sur trois faces $k_1 = 0,70$

-dans tous les autres cas : $k_2 = 1,0$.

Le taux de travail de la poutre est donné par :

$$\mu_0 = \eta_{fi} k_1 k_2 = 0,427$$

La température critique est donnée par :

$$\theta_{a,cr} = 39,19 \ln \left(\frac{1}{0,9674 \mu_0^{3,833}} - 1 \right) + 482$$

$$= 609^\circ\text{C}$$

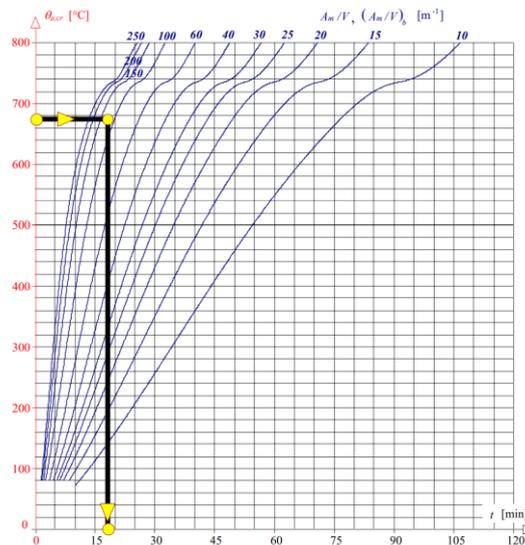


Figure VII.2 : Nomogramme pour la prévision simplifiée de la résistance au feu

La durée prévisible de résistance au feu est de 12 minutes ce qui ne satisfait pas les R30 donc on opte pour une protection et plaque de plâtre $dp=4\text{cm}$ et on recalculé :

$$\frac{A_p}{v} \cdot \frac{\lambda_p}{d_p} = 1034$$

$$\theta_a = 300^\circ\text{C}$$

$$E_{fi,d} = G + \psi_1 \cdot Q = 1,61 \text{ KN}$$

$$M_{fi,d} = E_{fi,d} \cdot x^2 / 8 = 12,88 \text{ KN.m}$$

Pour $\theta_a = 300^\circ\text{C}$, on a $k_y, \theta = 1$ et $k_E, \theta = 0,8$

Vérification :

$$K_y \cdot M_{y,fi,Ed} / W_{pl,y} \cdot k_y, \theta \cdot f_y / \gamma_{M,fi} =$$

-pour une poutre protégée exposée sur trois faces $k_1 = 0,85$

-dans tous les autres cas : $k_2 = 1,0$.

$$M_{fi,t,rd} = \frac{1}{K_1 K_2} \cdot \frac{K_y \cdot W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M,fi}} = 173,62 \text{ KNm} > 12,8 \text{ KNm}$$

- **Conclusion :**

La résistance au feu de l'IPE300 est assurée pour 30min.

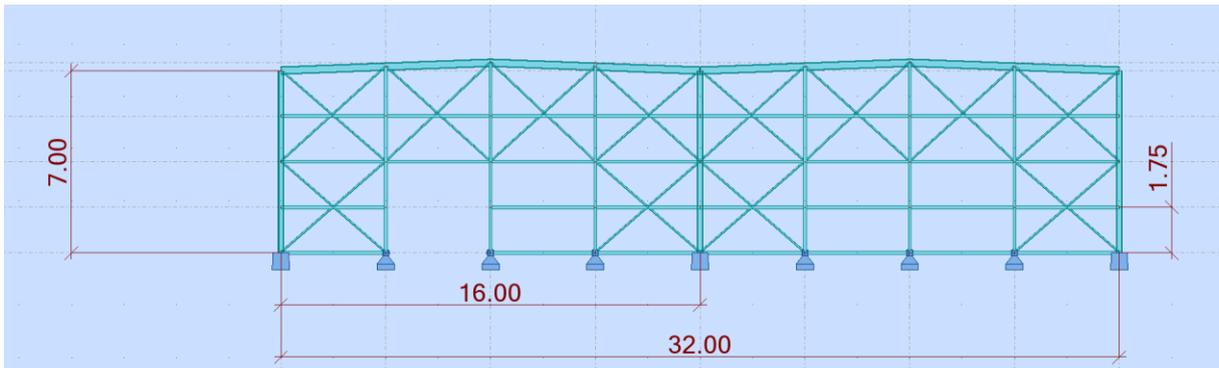
CHAPITRE VIII
CALCUL DE
SECOND ORDRE

I. Introduction :

Une analyse de second ordre est une analyse qui prend en compte la déformation de la structure lors de l'application des charges.

II. Vérifications :

Notre portique est le suivant :



Poteaux :HEA220

Traverses :IPE300

Contreventements :2xCAE70

Potelets :IPE220

$\Phi = \phi_0 \times \alpha_h \times \alpha_m$

avec :

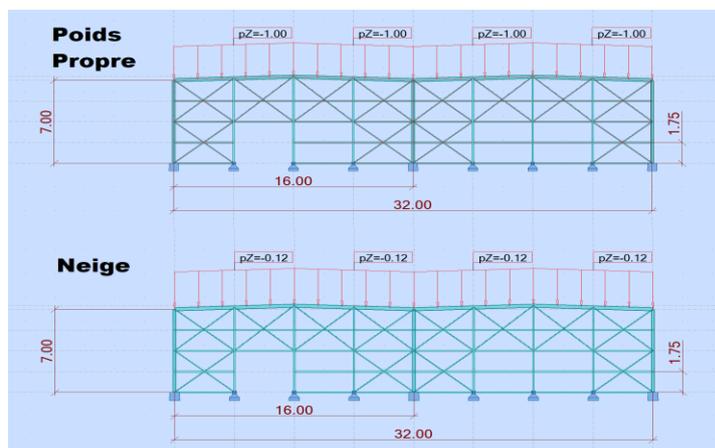
$\phi_0 = 1/200 = 0,005$

$\alpha_h = 2/(h)^{0,5} = 0,76$; $2/3 < 0,76 < 1$ Condition Vérifiée

$\alpha_m = (0,5 \times (1 + 1/m))^{0,5}$

m ?

Notre portique est soumis à la neige $N = 0,12$ KN/m et à son poids propre + le poids propre du



bardage $g=0,98 \text{ KN/m}$

Les réactions au pieds de poteaux sont les suivantes :



$R_1=15,51 \text{ KN}$, $R_2=23,88 \text{ KN}$, $R_3=15,54 \text{ KN}$

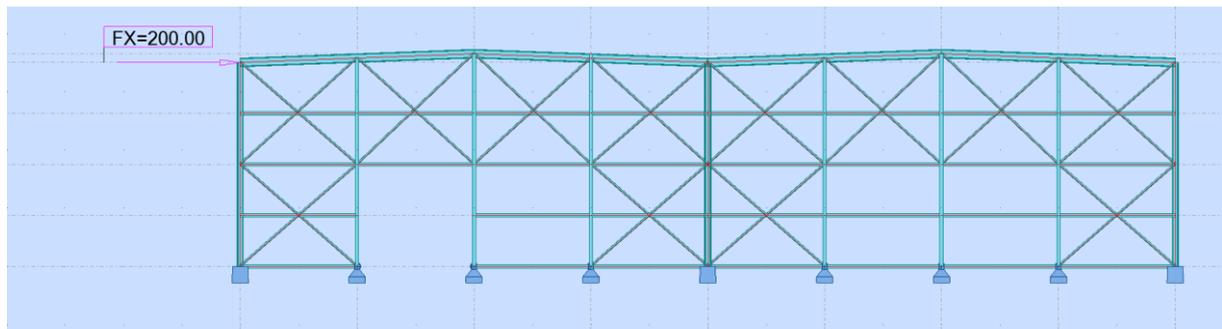
$50\%R_1+R_2+R_3/3=9,155 \text{ KN}$

$R_1, R_2, R_3 > 9,155 \text{ KN}$

Donc les 3 poteaux sont pris en compte $\rightarrow m=3$

$\rightarrow \alpha_m=0,82$

$\rightarrow \Phi=3,116 \times 10^{-3}$



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

Avec :

$h=7\text{m}$, $H=200 \text{ KN} \rightarrow \delta=0,2\text{cm}$

$V=(1,35G+1,5Q) \times 36 = (1,35 \times (0,42+0,98) + 1,5 \times 0,12) \times 36 = 74,52 \text{ KN}$

$\alpha_{cr}=93,93 > 10 \rightarrow$ structure rigide

III. Conclusion :

Notre structure est une structure rigide et n'a pas besoin d'une analyse de second ordre.

CHAPITRE IX
ETUDE
COMPARATIVE
CCM97/EC3

I. Introduction :

Le règlement européen EUROCODE 3 et le règlement Algérien de conception et de calcul des structures en acier CCM97 sont tous les deux basés sur les principes des états limites utilisant des coefficients de sécurité γ_M .

II. Etude comparative :

La principale différence se trouve sur les coefficients de sécurité comme suit :

• En traction :

Coefficient de sécurité	γ_{M0}	γ_{M2}
CCM97	1,1	1,25
EC3	1	1,25

• En compression :

Coefficient de sécurité	γ_{M0}	γ_{M1}
CCM97	1,1	1
EC3	1	1

• En flexion simple :

Coefficient de sécurité	γ_{M0}	γ_{M1}
CCM97	1,1	1
EC3	1	1

• En cisaillement :

Coefficient de sécurité	γ_{M0}
CCM97	1,1
EC3	1

• Comparaison de résultats :

➤ Les pannes :

❖ En flexion :

	Ratio
CCM97	0,13
EC3	0,11

❖ En cisaillement :

	V _{pl,y} ,R _d	V _{pl,z} ,R _d
CCM97	149689,079 N	119149,349 N
EC3	164657,987 N	131064,28 N

❖ En déversement :

	M _b ,R _d
CCM97	8602,602 N.m
EC3	9462,862 N.m

➤ Les lisses de bardage :

❖ **En flexion :**

	Ratio
CCM97	0,58
EC3	0,53

III. Conclusion :

La différence entre le CCM97 et l'Eurocode 3 n'est pas énorme mais elle existe puisque les deux règlements se basent sur le principe des états limites néanmoins on remarque que l'Eurocode tend à l'optimisation des calculs alors que le CCM97 opte pour la sécurité.

CONCLUSION GENERALE

Ce mémoire nous a donné l'opportunité de tester nos connaissances toutes en les élargissant face aux difficultés rencontrées.

Le dimensionnement de cet hangar s'est reposé sur une méthodologie qui consiste à définir les surcharges climatique qui sont un élément angulaire au tour du quel tout s'appuie, après ceci on s'est intéressé au dimensionnement des éléments secondaires (pannes, lisses de bardage, potelets) ensuite on fait l'étude sismique qui nous a permis de déterminer les éléments structuraux (poteaux et traverses) et les contreventements et enfin on a fini avec des vérifications au feu et au second ordre qui sont primordiales pour la construction métallique.

Pour ce travail on a eu recours au logiciel ROBOT Structural Analysis afin de faire le calcul sismique et plusieurs calculs complexes.

On a clôturé ce travail avec une étude comparative entre le CCM97 et l'Eurocode 3 qui sont deux règlements qui se basent sur la méthode des états limites.

Pour conclure, ce mémoire nous a permis de voir une lueur du monde professionnel au quel nous serons confrontés.

Références bibliographiques

[1] Charges permanentes et charges d'exploitation. « D.T.R B.C2.2 ».

[2] L'Eurocode 3 « EC3 » « Calcul des structures en acier, document d'application national partie 1-1 »

[3] Règles de conception et de calcul des structures en acier « CCM97» MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)

[4] Règlement Neige et Vent « R.N.V 99 version 2013 » (D.T.R.C 2-4.7) MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)

[5] Règles parasismiques algériennes « RPA 99 version 2003 » MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)

[6] Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites « BAEL 91 révisées 99 » MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, Ed : CSTB 2000, (Algérie).

[7] Lahlou D., 2009, « Calcul des éléments résistants d'une construction métallique » Ed. O.P.U.

ANNEXES

Annexe A
Chapitre II
Évaluation des charges
climatique

Effet du vent :

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

Effet de la neige :

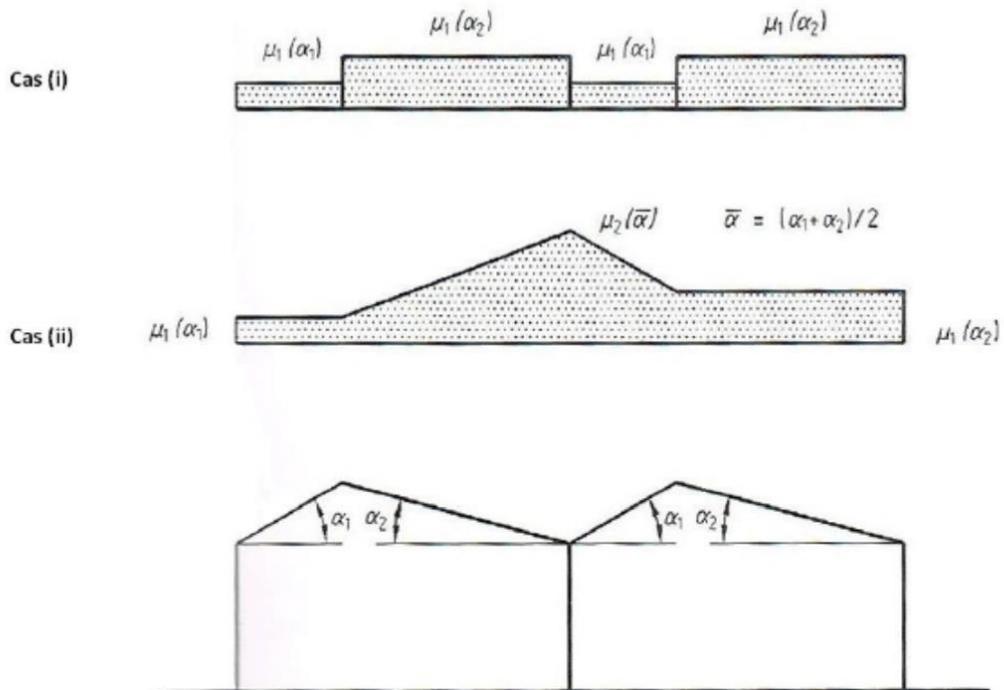


Figure 9 : Coefficients de forme - Toitures à versants multiples

(α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en $^{\circ}$)	$0^{\circ} \leq \alpha \leq 30^{\circ}$	$30^{\circ} < \alpha < 60^{\circ}$	$\alpha \geq 60^{\circ}$
coefficient μ_1	0.8	$0.8 \cdot \left(\frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0
coefficient μ_2	$0.8 + 0.8 \cdot \left(\frac{\alpha}{30} \right)$	1.6	-

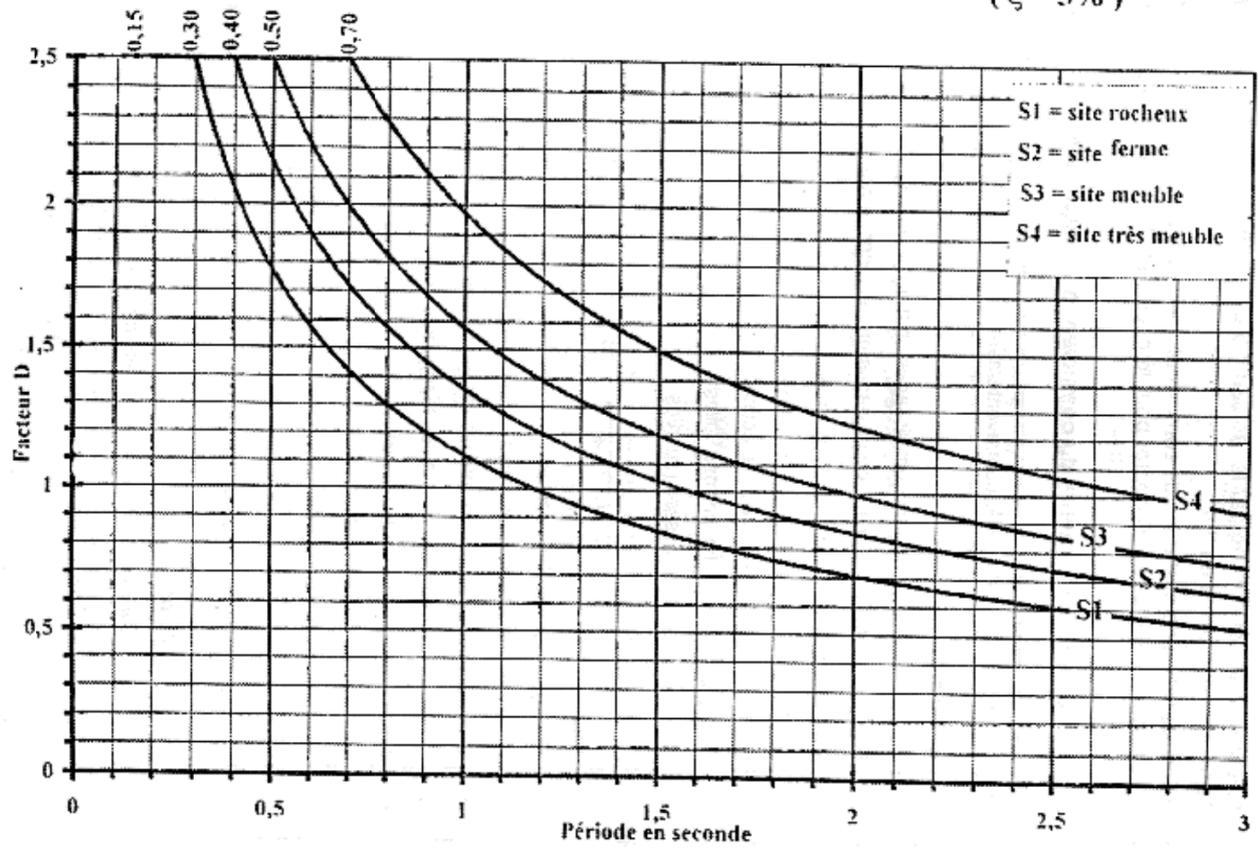
Tableau 3 : Coefficients de forme - Toitures à versants multiples

Annexe B
Chapitre IV
Calcul sismique

Tableau 3.2 : Classification des sites

Catégorie	Description	q_c (MPa) (c)	N (d)	p_l (MPa) (e)	E_p (MPa) (e)	q_u (MPa) (f)	V_s (m/s) (g)
S ₁	Rocheux (a)	-	-	>5	>100-	>10	≥800
S ₂	Ferme	>15	>50	>2	>20	>0.4	≥400 - < 800
S ₃	Meuble	1.5 ~ 15	10 ~ 50	1 ~ 2	5 ~ 20	0.1 ~ 0.4	≥200 - < 400
S ₄	Très Meuble ou Présence de 3m au moins d'argile molle (b)	<1.5	<10	<1	<5	< 0.1	≥100 <200

FACTEUR D'AMPLIFICATION DYNAMIQUE MOYEN D ($\xi = 5\%$)



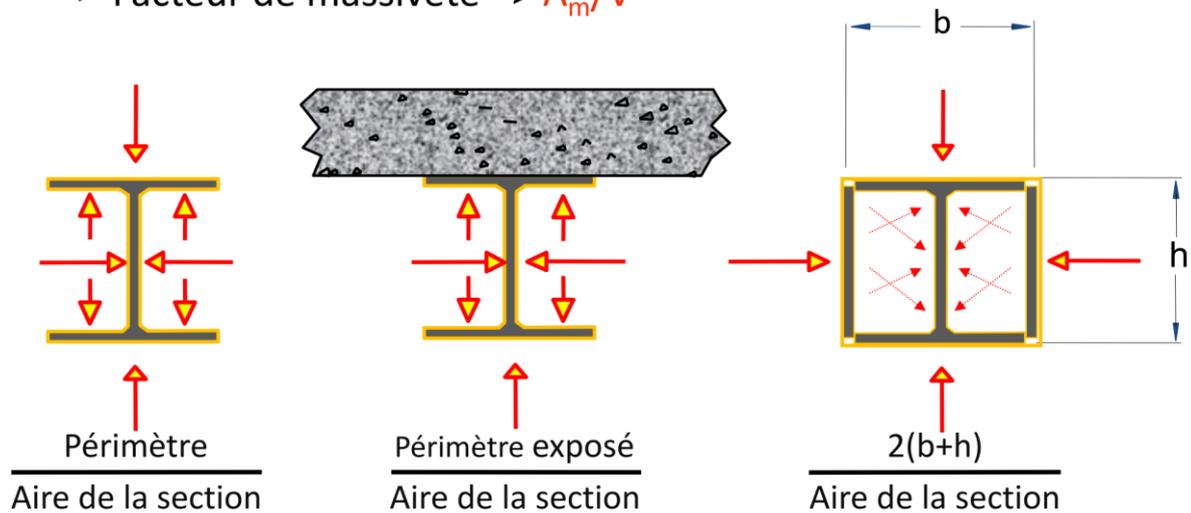
Chapitre VIII

Calcul au feu/incendie

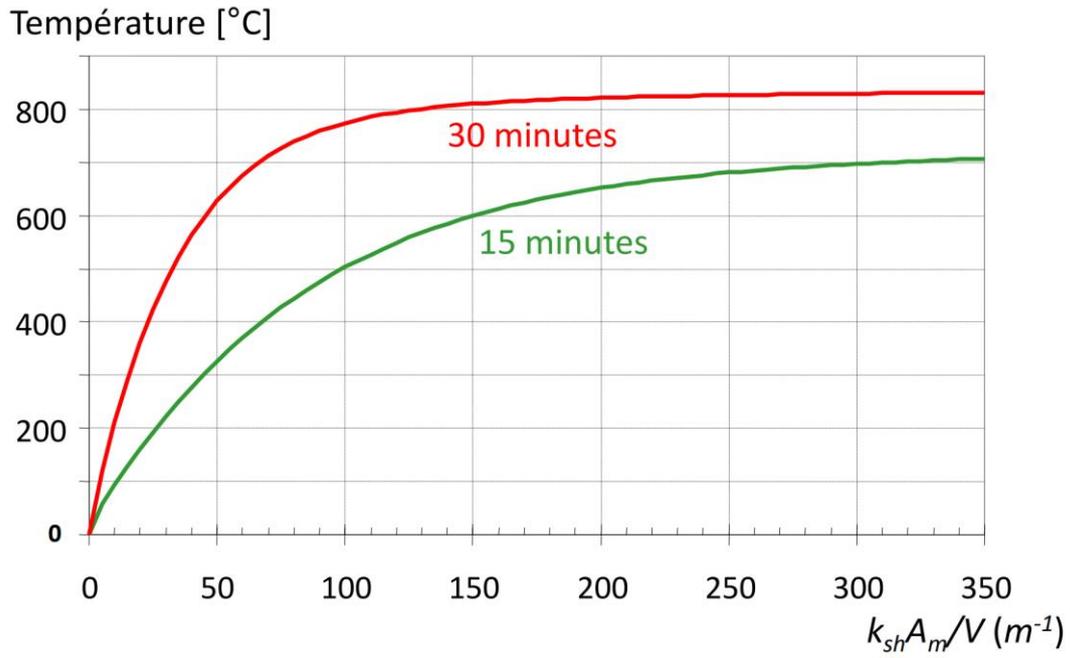
Action mécanique	ψ_1	ψ_2
Charges d'exploitation des bâtiments, catégorie (voir EN 1991-1-1)		
Catégorie A : habitation, zones résidentielles	0,5	0,3
Catégorie B : bureaux	0,5	0,3
Catégorie C : lieux de réunion	0,7	0,6
Catégorie D : commerces	0,7	0,6
Catégorie E : stockage	0,9	0,8
Catégorie F : zone de trafic véhicules de poids ≤ 30 kN	0,7	0,6
Catégorie G : zone de trafic, 30 kN < véhicules de poids ≤ 160 kN	0,5	0,3
Catégorie H : toits	0,0	0,0
Charges dues à la neige sur les bâtiments (voir EN 1991-1-3)		
Finlande, Islande, Norvège, Suède	0,50	0,20
Autres États Membres CEN, pour lieux situés à une altitude $H > 1\ 000$ m a.n.m.	0,50	0,20
Autres États Membres CEN, pour lieux situés à une altitude $H \leq 1\ 000$ m a.n.m.	0,20	0,0
Charges dues au vent sur les bâtiments (voir EN 1991-1.4)	0,2	0,0
Température (hors incendie) dans les bâtiments (voir EN 1991-1-5)	0,5	0,0

➤ Éléments intérieurs en acier non protégés

✓ Facteur de massivité $\Rightarrow A_m/V$



- Exemple de température de barres en acier non protégées en fonction du facteur de massivité :



53