

Remerciements

Un remerciement tout d'abord pour toutes les personnes de la FST qui par leurs apports scientifiques, conseils et patiences ont contribuées à ce rapport. Je remercie toutes les chères personnes qui m'ont aidé à réaliser cette étude. En particulier monsieur KHALID JANATI-IDRISSI ainsi que tous mes collègues pour leur aide et dévouement. Je n'oublie pas mes chers parents pour leur motivation et soutien. J'ajoute un remerciement à l'ingénieur ABDELMAJID HAMDAOUI et à HASSAN HADI qui m'ont aidé à terminer ce travail d'une manière professionnelle.

Sommaire :

Chapitre 1 :	5
Introduction.....	5
Présentation d'entreprise	5
Bibliographie de la construction métallique :	6
Définition du projet	6
Chapitre 2 :	9
La modélisation	9
Introduction :.....	9
Le système porteur.....	10
Type de charpente :.....	14
Choix de couvertures et bardages :.....	15
Chapitre 3 :	16
Les surcharges climatiques.....	16
Introduction :.....	16
Effet de la neige.....	17
Effets du vent	18
Chapitre 4 :	31
Calcul des pannes.....	31
Introduction :.....	31
Détermination des sollicitations :.....	32
Principes de dimensionnements :	33
Vérification de la résistance :	35
Vérification de la flèche :.....	39
Vérification au déversement :.....	41
Chapitre 5 :	46
Calcul des assemblages	46
Introduction :.....	46
Généralités sur les assemblages boulonnés par platine d'extrémité :	46
Types d'assemblages boulonnés par platine d'extrémité :.....	47
Généralités sur le calcul des assemblages par boulons :	51
Calcul de l'assemblage poutre/poteau :.....	51
Chapitre 6 :	56
Calcul des ossatures secondaires	56

Introduction :.....	56
Calcul des lisses de bardage :	56
Calcul des potelets de pignons.....	60
Calcul des contreventements :.....	64
CONCLUSION GENERAL	71
Annexe :	72
Bibliographie	98

Chapitre 1 :

Introduction

Présentation d'entreprise

L'**Office national des chemins de fer (ONCF)** est un établissement public marocain chargé de l'exploitation du réseau ferroviaire du pays sous forme d'une entreprise publique à caractère commercial et industriel avec autonomie financière, il est créé en 1963 et placé sous la tutelle du ministère de l'équipement et du transport.

✓ Fiche technique :

Raison social	Office national des chemins de fer
Date de création	1963
Forme juridique	Etablissement semi public d'ordre commercial
Directeur général	Mohamed Rabie Khlie
Activité	-Transport des voyageurs -Transport des marchandises -Transport de phosphates
Ministère de tutelle	Ministère du transport et de la marine marchande
Effectif global	9767
Site web	www.oncf.ma

Fiche technique d'entreprise

Bibliographie de la construction métallique :

Après la révolution industrielle au XIXe siècle, où la construction métallique utilisait principalement du fer puddlé (Tour Eiffel), l'acier fit sa génération. Les gratte-ciels américains furent parmi les premiers exemples à être construits sur une ossature métallique, sur lesquelles viennent fixer les façades non porteuses. De nos jours, la construction métallique va de la petite serrurerie jusqu'à la grosse charpente de tablier de pont ou d'immeubles, tout en passant par les hangars industriels, agricoles, bâtiments commerciaux, de bureaux, etc.

L'étude des constructions métalliques deviennent de plus en plus très recommandées en construction et en architecture, et nous savons que la science et la progression des recherches des savons dans les différents domaines ont un seul but : " la stabilité et la facilité de la vie d'humanité".

Une structure métallique est un assemblage de pièces de métal généralement l'acier, soudées ou boulonnées l'une à l'autre. Pour cela la construction en acier présente plusieurs avantages sur la construction en béton et l'acier offre des avantages très appréciables dans la construction des bâtiments métalliques, parmi ces avantages on peut citer :

- ✓ Grande portée, plateaux intérieurs libres de poteaux, modularités des espaces. Le bâtiment peut changer totalement de configuration intérieure et d'affectation, sans modification de la structure initiale.
- ✓ Pérennité des structures et limitation des frais de restauration et d'entretien.
- ✓ Légèreté de la structure, ce qui offre la possibilité d'ajouter un ou plusieurs étages en toute sécurité, sans faire souffrir les fondations.
- ✓ Rapidité des travaux par rapport au temps que nécessitent une démolition et une reconstruction.
- ✓ Coût global avantageux.
- ✓ Bonne tenue en cas de tremblement de terre.

Définition du projet

Notre projet consiste à faire l'étude de conception de l'ossature d'un hangar en charpente métallique qui sera monté sur un terrain de 40 m de longueur, 20 m de largeur et d'hauteur égale à 6 m.

Un hangar métallique est un bâtiment doté d'une charpente métallique ainsi que d'un bardage métallique. Les hangars métalliques peuvent être utilisés dans de nombreux secteurs d'activité.

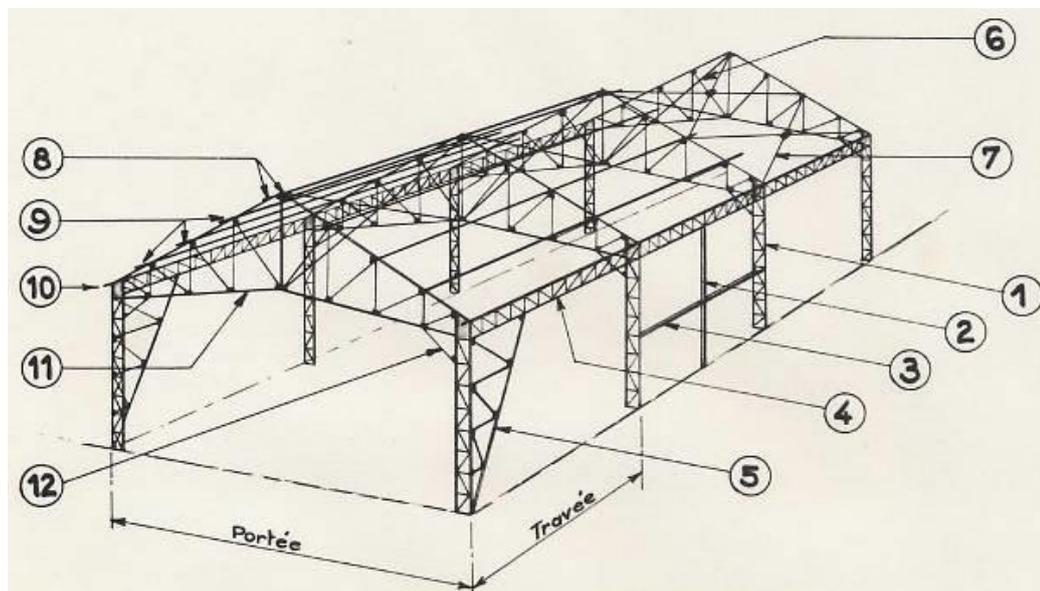
Les hangars métalliques servent habituellement à entreposer des marchandises, stocker ou exposer des biens au sein de bâtiments dotés d'importants volumes. Les secteurs ayant le plus recours au hangar métallique sont le domaine agricole et les plateformes logistiques.

Les hangars en métal sont massivement utilisés du fait de leur solidité, de leur design, de leur capacité d'évolution et de leur coût (moins cher qu'avec d'autres typologies de matériaux). Doté d'une charpente métallique ainsi que d'un bardage, cette typologie de bâtiment en métal peut être simple (dans le but de stocker des biens, des machines ou y mettre animaux et bétails) extrêmement bien isolée et dotée de nombreux d'équipements.

Il est par exemple possible de construire un hangar métallique à la parfaite isolation thermique, phonique et résistant à l'humidité, la corrosion ainsi qu'au feu.

Porté, pente de la couverture, typologie de structure, accessoires et mise en œuvre sont définis en amont du projet de construction pour une parfaite conception, création et pose des éléments.

- Terminologie d'une ossature métallique :



Vue générale des éléments de hangar

1. Poteau (column)
2. Montant
3. Traverse
4. Sablière (ou: poutre de rive)
5. Contreventement (ou : palée de stabilité) (Wind-Bracings)

6. Contreventement vertical (ou: de faîtage)
7. Contreventement rasant (ou: de versant)
8. Pannes faîtières
9. Pannes courantes
10. Pannes basses (ou sablières)
11. Fermes
12. Bracon (ou: contrefiche)

La construction en acier présente plusieurs avantages sur la construction en béton ; parmi ces avantages on peut citer :

- Les caractéristiques mécaniques de l'acier permettent de franchir de grandes portées, ce qui offre de grandes surfaces libres très avantageuses au niveau des industries.
 - Le montage se fait avec une rapidité remarquable par boulonnage ou soudure.
 - Possibilité de modification de la structure
 - Bonne tenue en cas de tremblement de terre.
- Tous ces avantages font de l'acier le choix numéro 1 surtout au niveau des hangars industriels.

Durant ce projet, on va apprendre différentes méthodes de calcul, en utilisant les codes relatifs à ce genre des projets :

- ✚ CM66 et ADDITIF 80 : Règles de dimensionnement des constructions métalliques.
- ✚ NV65 : Règles déterminant les actions de la neige et du vent sur les constructions.
- ✚ L' Eurocode 3 : définit les principes de calcul des structures en acier

Dans le but d'être capable de :

- déterminer toutes les actions agissantes sur la structure : Charges permanentes, charges variables, charges climatiques.
- examiner les combinaisons possibles de ces charges pondérées afin d'en tirer celle la plus défavorable. - calculer les sollicitations qui en résultent.
- dimensionner les différentes composantes de la structure, en tenant compte deux critères : la résistance des pièces (ELU état limite ultime) et la stabilité de forme (ELS état limite de service : déformations, flèches etc.).

Chapitre 2 :

La modélisation

Introduction :

Grace aux puissances de calculs actuelles, l'amélioration des méthodes et l'expérience acquise, la modélisation prend une part de plus en plus importante dans la conception des nouvelles structures ainsi que pour l'analyse du comportement des structures existantes.

Les systèmes à étudier sont de plus en plus complexes et l'on tend à réduire la phase de validation expérimentale.

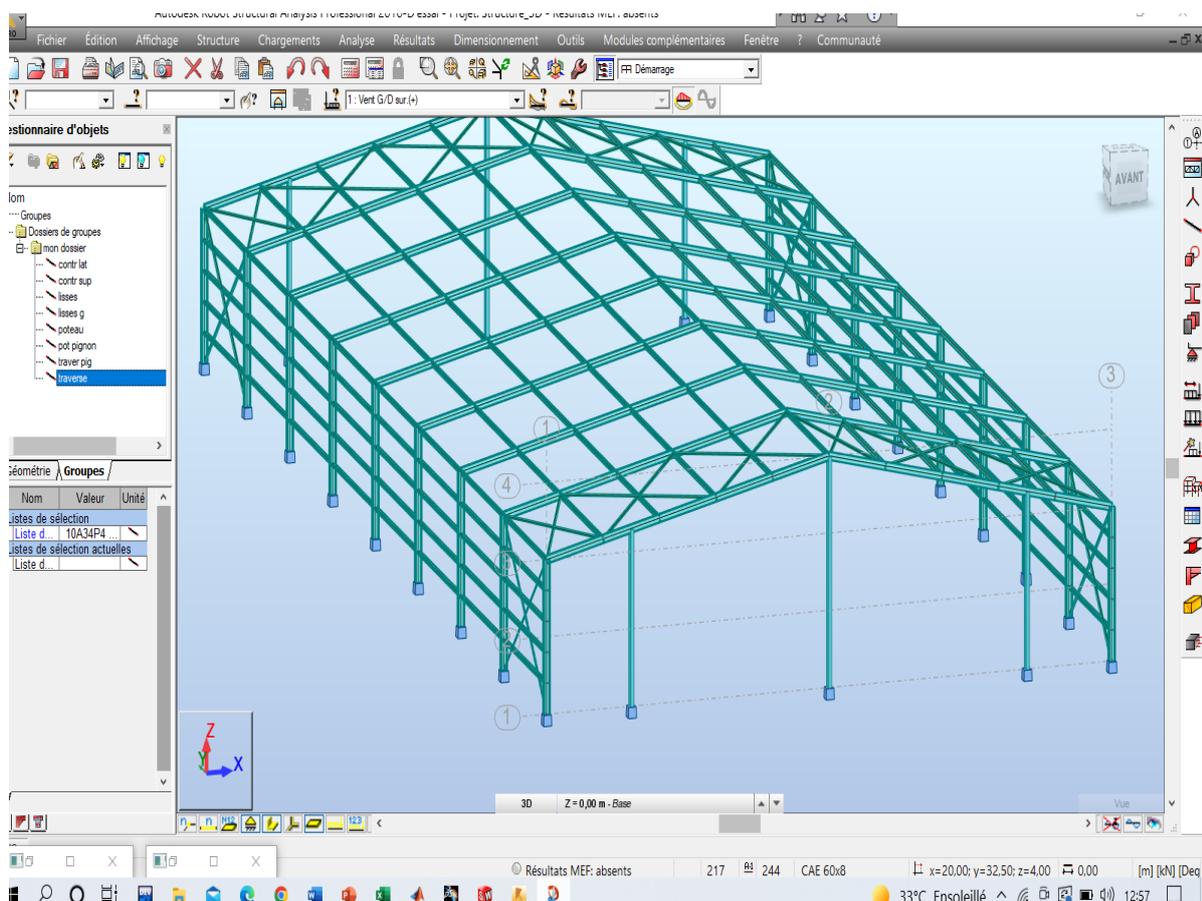


Figure 1 :schéma du projet

Le système porteur

▪ Les poteaux :

Leur fonction est de transmettre les charges de la couverture aux fondations. Ils travaillent en compression mais éventuellement en flexion composée. Ils doivent donc présenter une raideur transversale pour procurer la résistance au flambement et pour reprendre l'effort du vent.

Nous avons opté pour des poteaux en HEA.

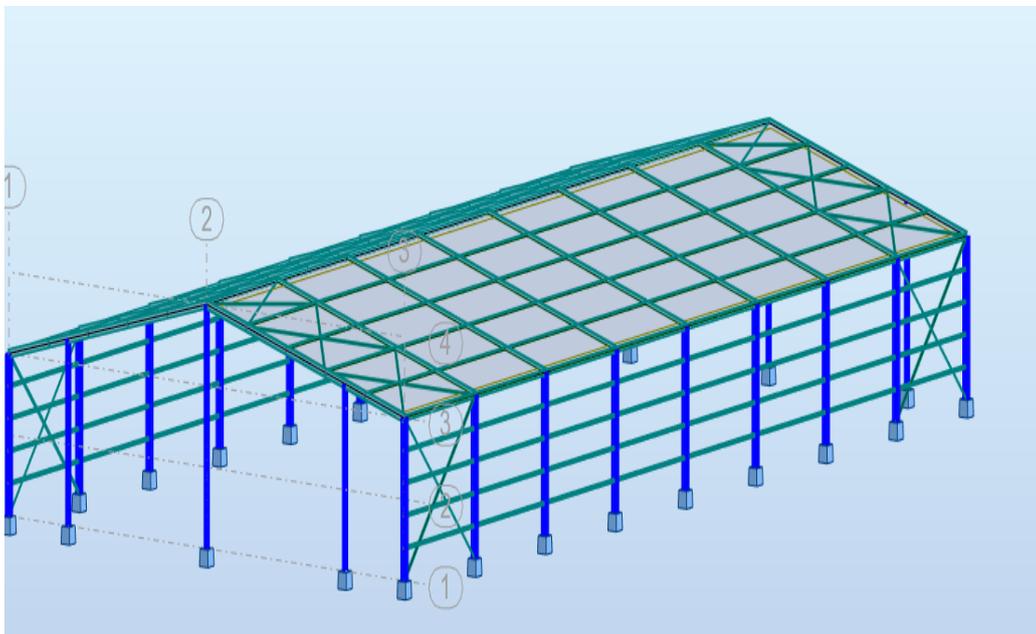


Figure 2 : schéma des poteaux

Les traverses :

Leur fonction principale est de transmettre aux poteaux les actions agissant sur la toiture ainsi que les forces horizontales dues au vent ou au séisme en cas de nœuds traverse-poteau rigides. Nous avons choisi de les réaliser avec des profilés IPE.

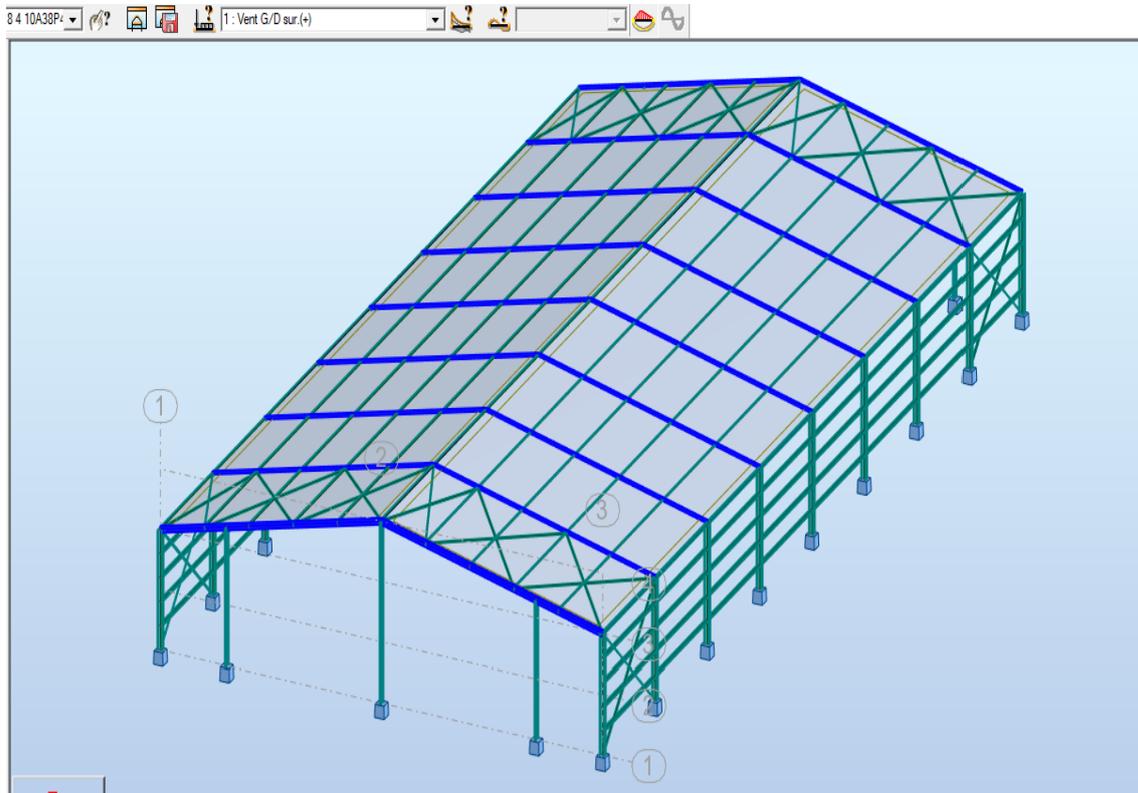


Figure 3 : Schéma des travers

■ Les pieds de poteaux :

Ils constituent la zone de transition entre l'ossature métallique et les fondations en béton armé. Ils sont soit articulés, soit encastrés. Nous avons opté pour une liaison d'encastrement au pied de poteaux dans le plan du portique. En effet, une liaison d'encastrement interdit tout mouvement de translation ou de rotation dans le plan de portique au point d'appui et est capable de reprendre un important moment de flexion en plus des efforts verticaux et horizontaux.

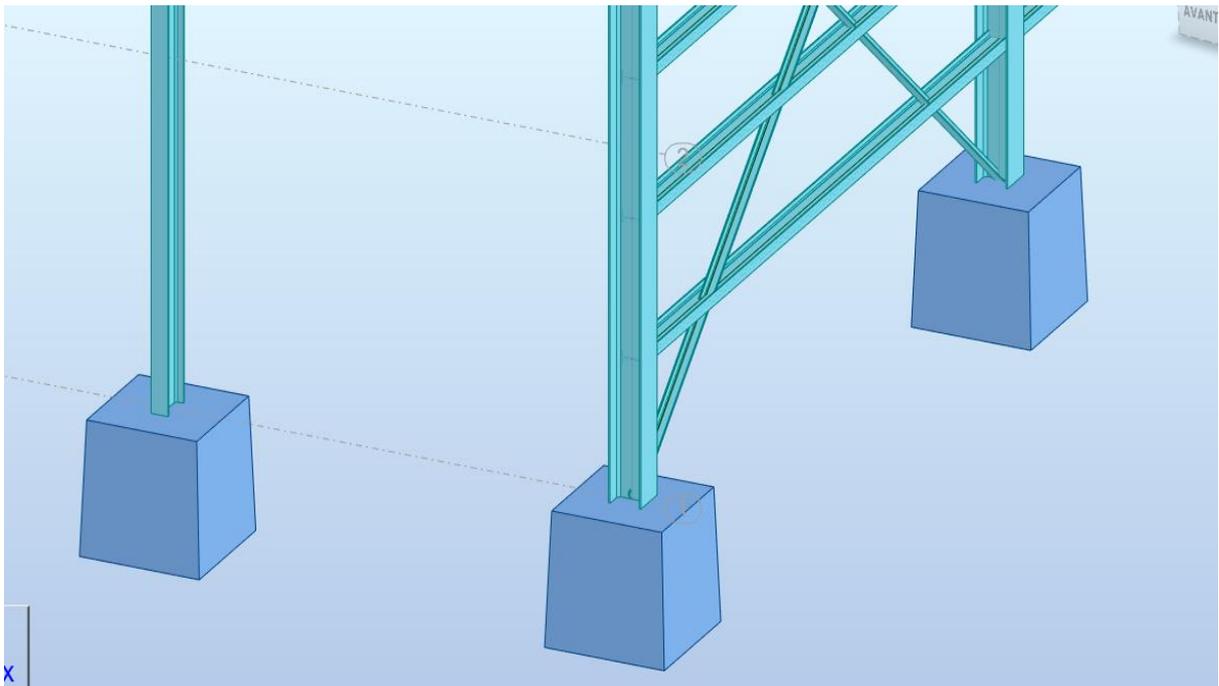


Figure 4 : Schéma des pieds de poteaux

- **Le contreventement :**

Ce sont des dispositifs conçus pour reprendre les efforts du vent ainsi que toute charge horizontale et les transmettre aux fondations.

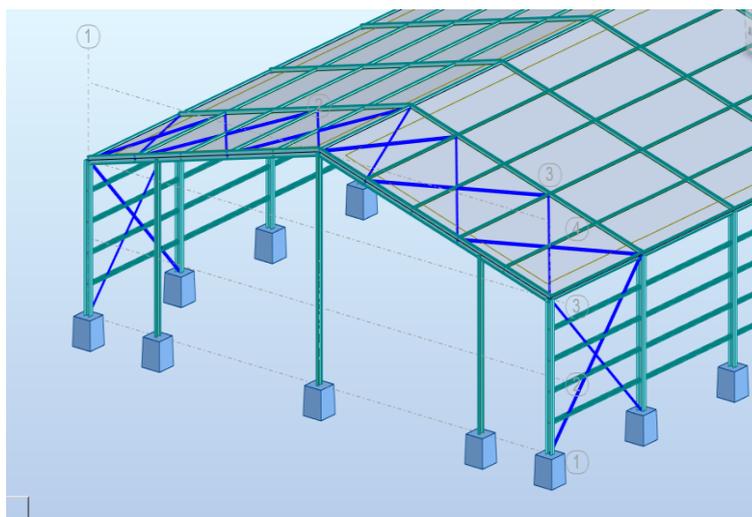


Figure 5 : Schéma des contreventements

- **Les pannes :**

Les pannes ont pour fonction d'assurer le transfert des actions appliquées à la couverture d'un bâtiment à sa structure principale.

Dans notre projet les pannes sont des profilés IPE.

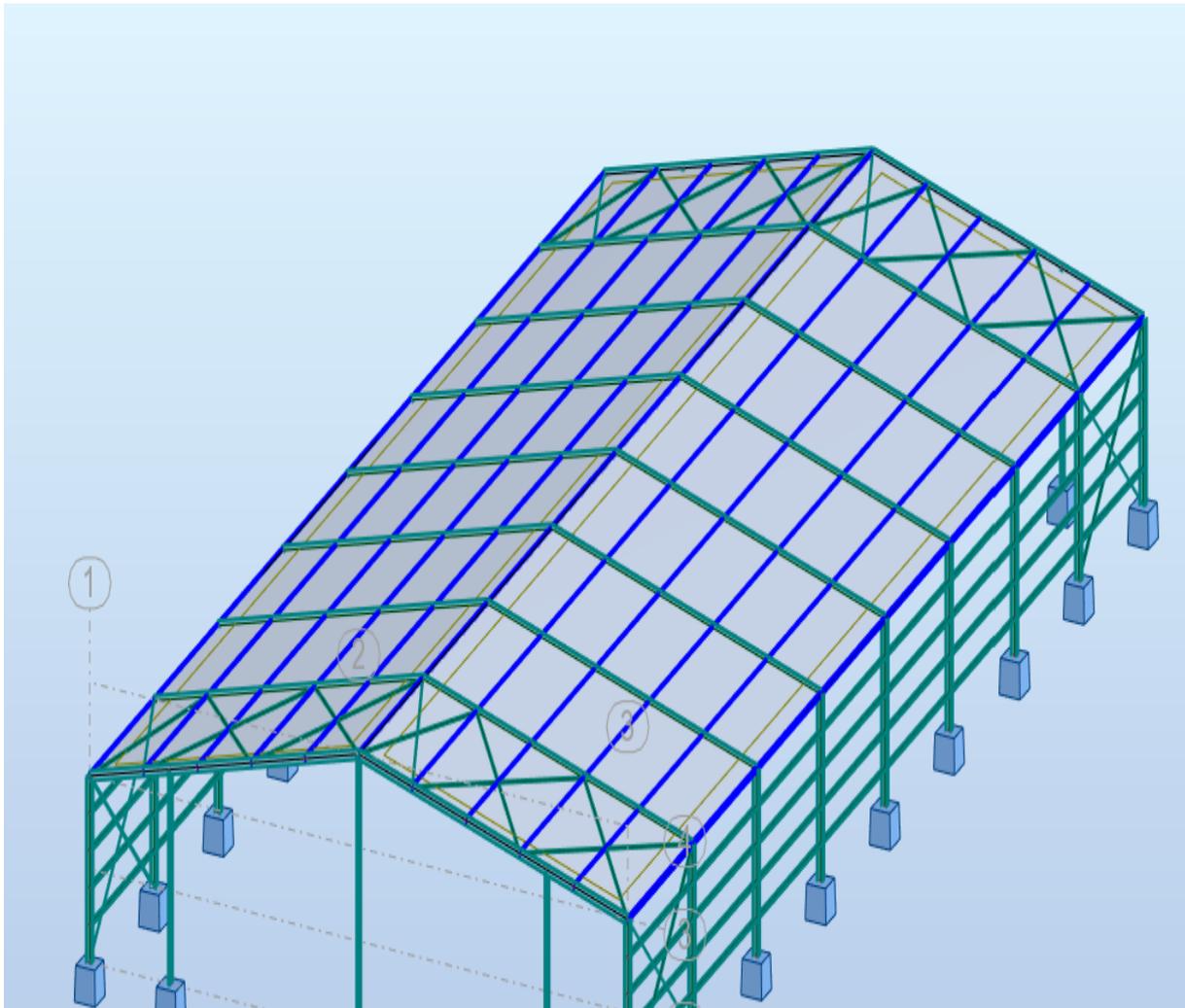


Figure 6 : Schéma des pannes

Type de charpente :

Les charpentes métalliques peuvent être classifiées sous deux grandes catégories :

- Les charpentes métalliques à pieds de poteaux articulés.
- Les charpentes métalliques à pieds de poteaux encastrés.

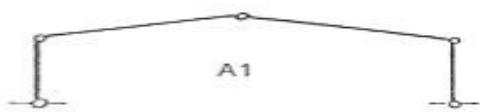
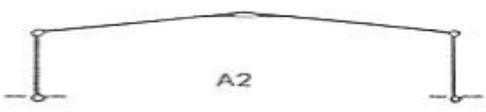
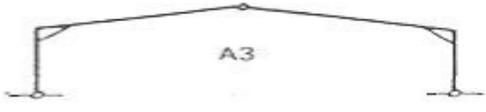
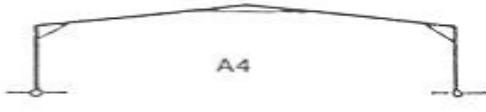
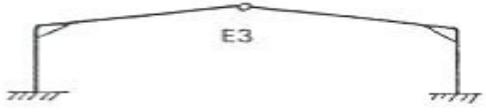
	Schémas	Degrés de stabilité (croissants des indices 1 à 4)
Pieds de poteaux articulés		Hypostaticité de degré 2
		Hypostaticité de degré 1
		Isostaticité
		Hyperstaticité de degré 1
		} Instabilité
Pieds de poteaux encastrés		Isostaticité
		Hyperstaticité de degré 1
		Hyperstaticité de degré 2
		Hyperstaticité de degré 3

Schéma statique des types de charpente

Choix de couvertures et bardages :

Plusieurs types de couvertures se trouvent à la disposition des constructeurs : les couvertures à matériaux composites qui sont les plus chères, les couvertures en bacs acier nervurés, les couvertures en plaques d'amiante-ciment etc.

Parmi ces différents types, on va choisir les couvertures et bardages en bacs acier nervurés.

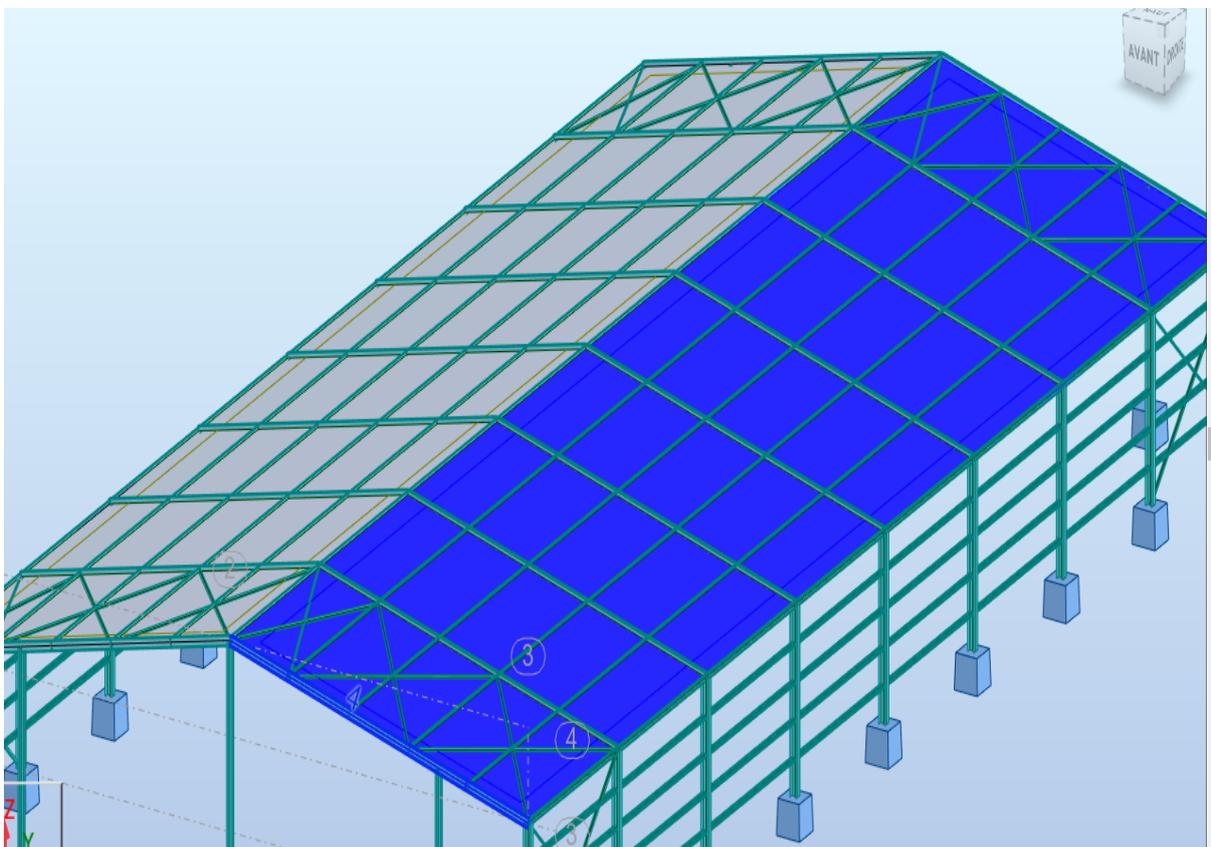


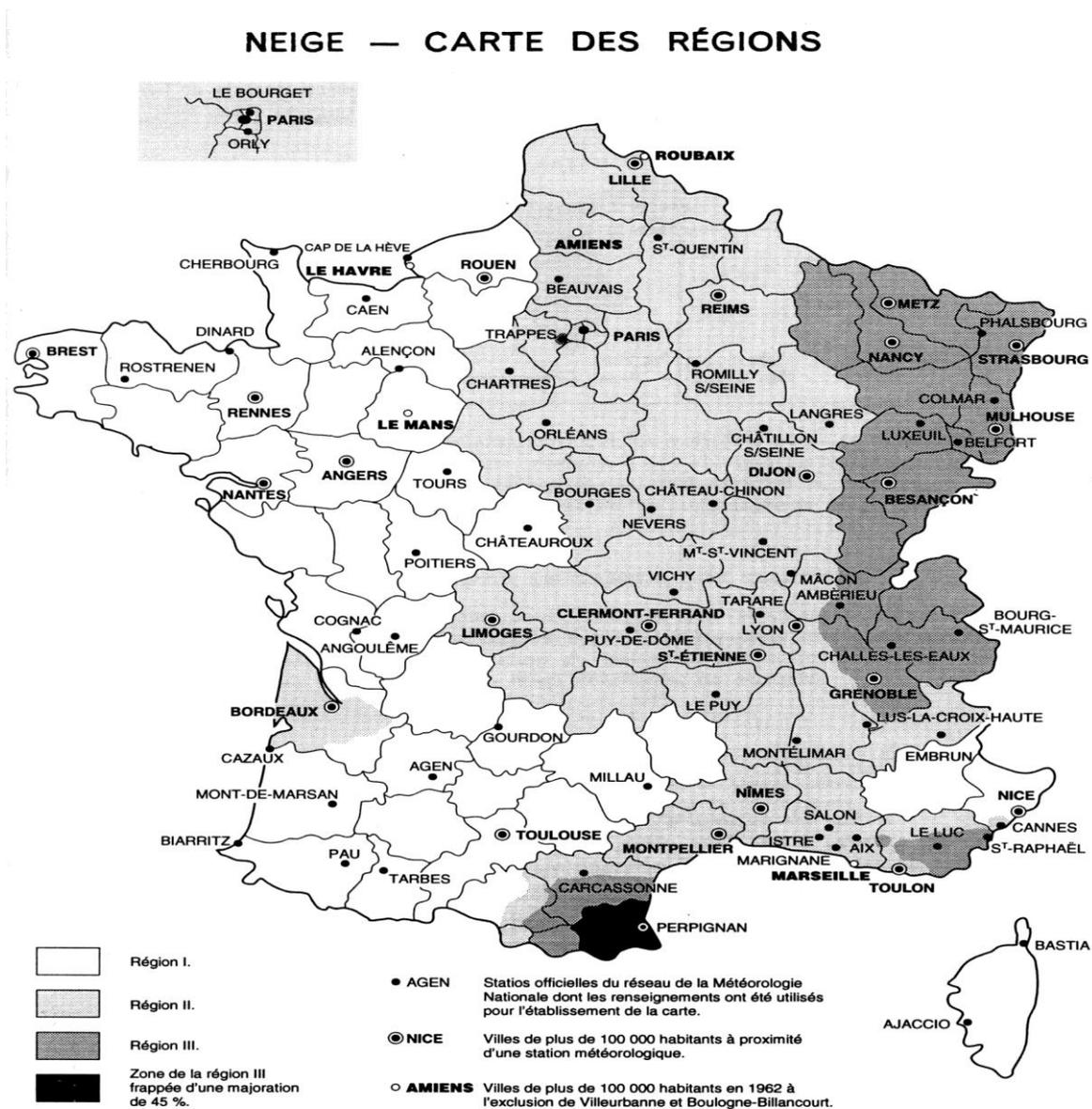
Figure 7 :schéma du couverture et bardage

Chapitre 3 :

Les surcharges climatiques

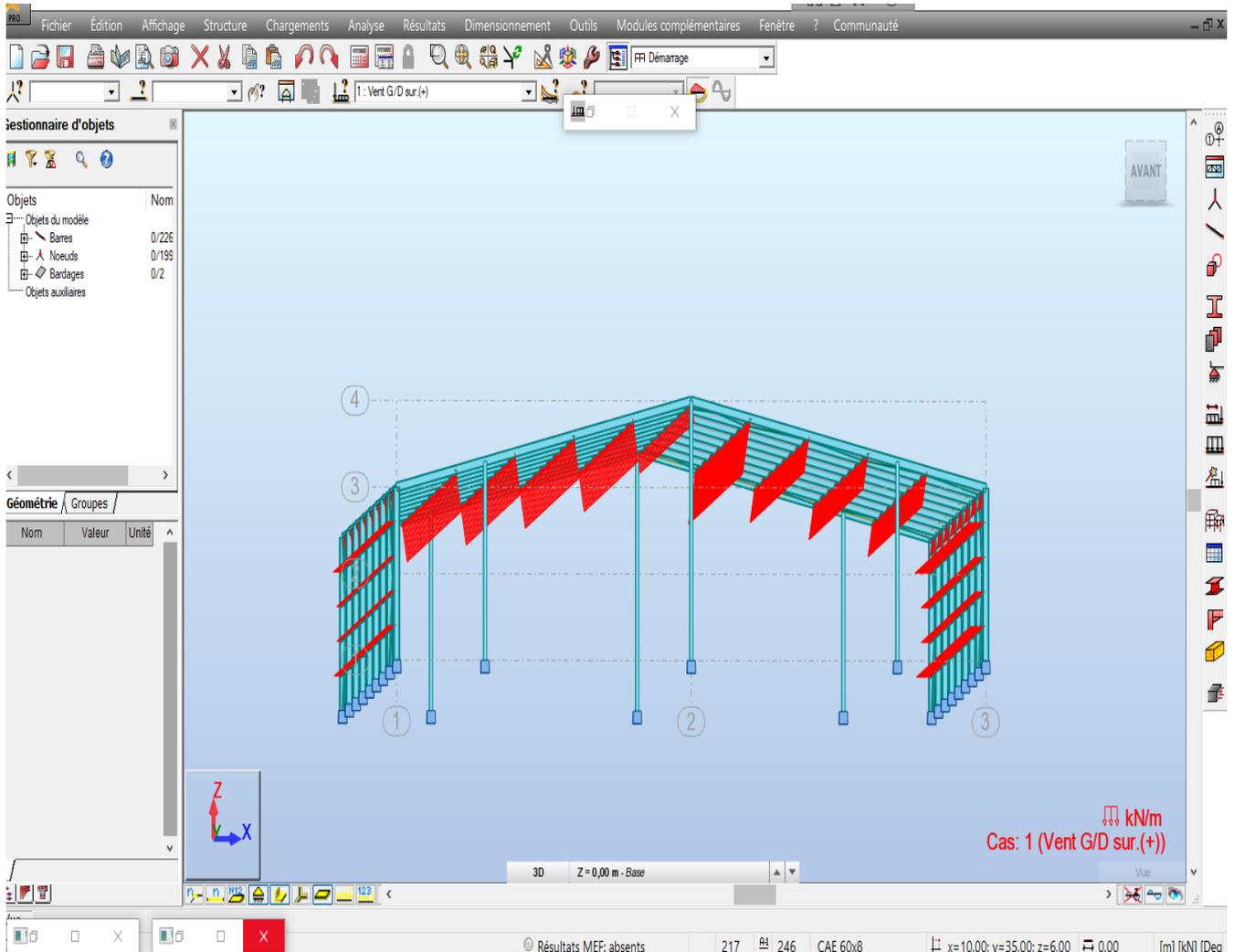
Introduction :

Les règles NV65 ont pour objet de fixer les valeurs des surcharges climatiques (neige et vent) et de donner des méthodes d'évaluation des efforts correspondant sur l'ensemble d'une construction ou sur ses différentes parties.



Zone de neige

Les surcharges climatiques sont calculées suivant les règles NV 65 appliquées en France.



Effet de la neige

Le Maroc est considéré analogue à la région 2 ; ainsi d'après le tableau ci-dessous,

Surcharges de neige	Surcharges normales	Surcharges extrêmes
Région 1	35 daN/m ²	60 daN/ m ²
Région 2	45 daN/ m ²	75 daN/ m ²

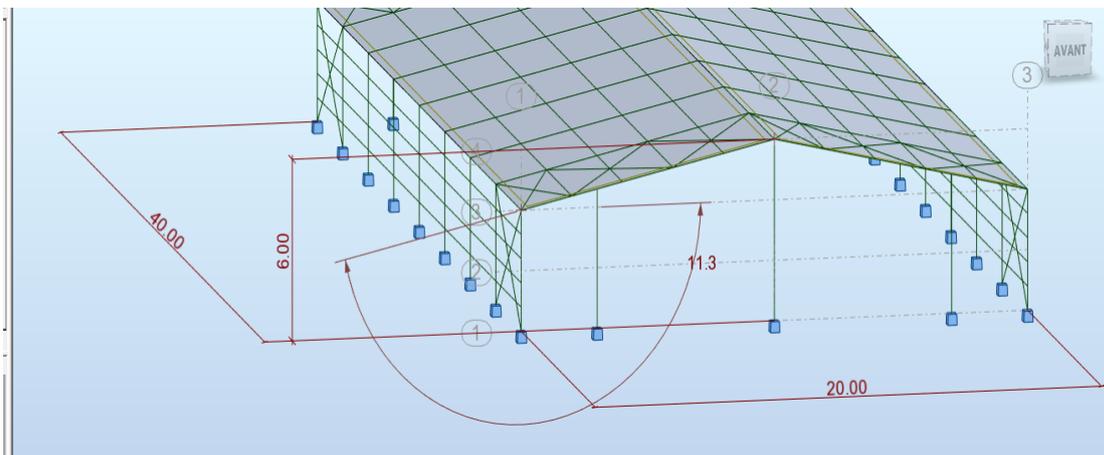
Région 3	55 daN/ m ²	90 daN/ m ²
----------	------------------------	------------------------

Alors on trouve :

- Surcharges normales : **Sn= 45 daN/m²**.
- Surcharges extrêmes : **Se= 75 daN/m²**.

Effets du vent

✚ Calcul de vent



Données du projet :

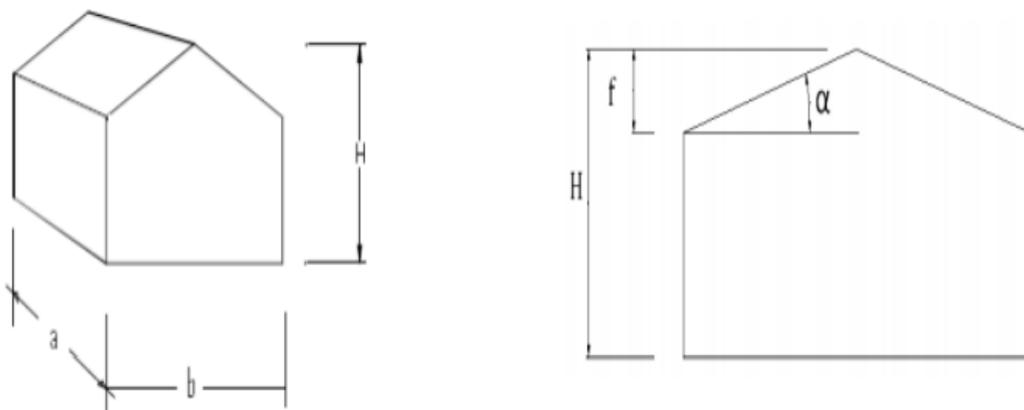


Schéma des dimensions

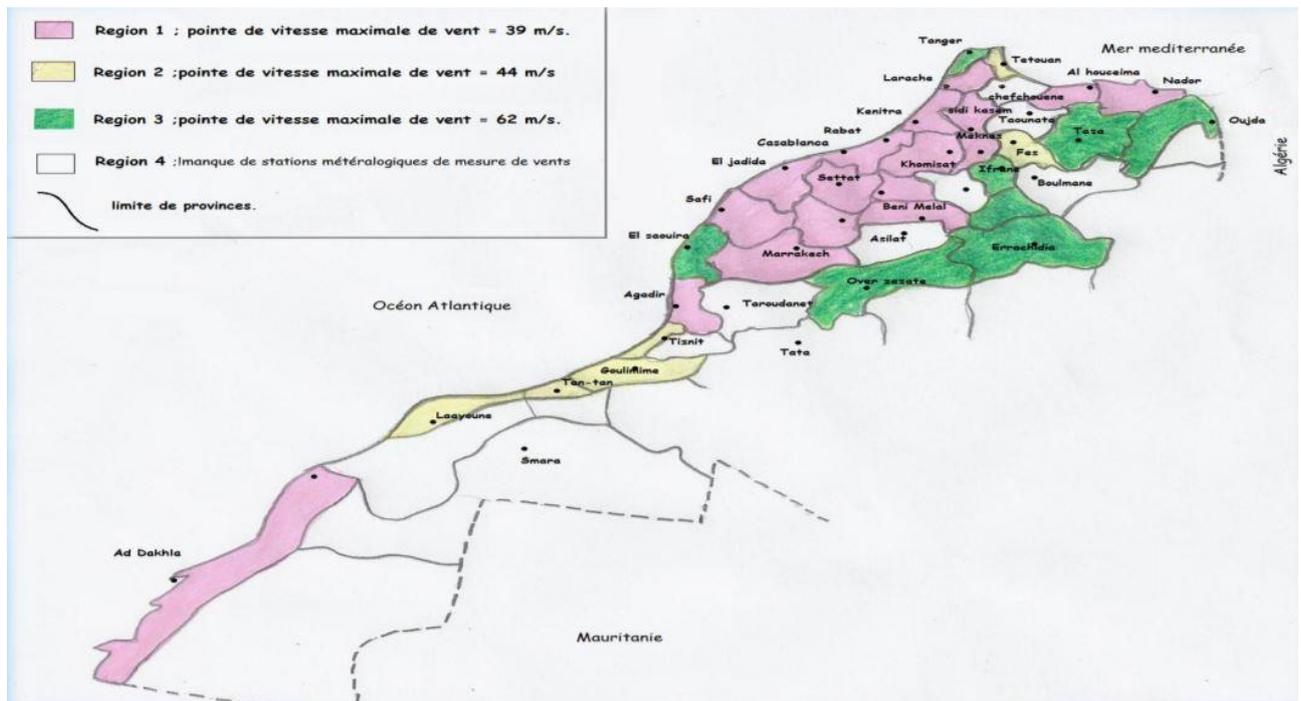
- La hauteur du bâtiment : $H= 6$ m
- La dimension du hangar selon le long pan : $a= 40$ m
- La dimension selon le pignon : $b= 20$ m
- La flèche de la toiture : $f= 2$ m
- L'angle entre le plan de la toiture et le plan horizontal : $\alpha= 11.3^\circ$

➤ **Pression dynamique du vent :**

L'action du vent sur les constructions métalliques peut engendrer des efforts importants et non négligeables. Ces actions du vent sont calculées à partir de valeurs de référence de vitesse ou de la pression dynamique.

Elles dépendent de :

- La vitesse du vent .
 - La catégorie de la construction et ses proportions d'ensemble.
 - L'emplacement de l'élément considéré dans la construction et son orientation par rapport au vent.
 - Les dimensions de l'élément.
 - La forme de la paroi à laquelle appartient l'élément considéré.
- **La région, la vitesse du vent et la pression dynamique de base :**



La zone des différentes villes de Maroc

Région Maroc

La vitesse du vent extrême est par rapport à la région où se trouve notre construction :

Région	Vitesses extrêmes	
	m/s	km/h
I	39	140
II	44	158
III	62	223

Différentes vitesses extrêmes selon la région

La ville est **Meknès**, elle est située à la première **REGION 1**, et la vitesse extrême du vent dans cette région est 39 m/s.

La pression dynamique de base dépend de la région tel que : $q = \frac{v^2}{1,63}$

On peut simplement la trouver sur le tableau :

Région	Pressions dynamiques de base	
	Normale (daN/m ²)	Extreme (daN/m ²)
I	53.5	93.3
II	68	119
III	135	236

Différentes pressions dynamiques selon la région

Pour notre cas en main, on a :

Pression dynamique normale : $q_{10} = 53.5 \text{ daN/m}^2$

Pression dynamique normale : 93.3 daN/m^2

- **Effet du site :**

L'effet de site est le terme utilisé pour décrire la modification du mouvement sismique induite par les couches géologiques superficielles.

Il y a 3 sites :

Site protégée : celle-ci se trouve à l'abri des plus forts vents, car elles sont entourées par des collines ou montagnes.

Site normale : là où ils existent des petites variations d'altitudes sur les plaines ou plateaux

Situations exposées : elles se situent sur les hautes altitudes (exemple : les montagnes) et aussi aux alentours de 5km de la côte et sur les îles.

Pour tenir compte du site d'implantation de la construction, on multiplie la pression dynamique de base par un coefficient K_s , le tableau suivant indique les valeurs correspondantes pour chaque région et pour chaque site :

k_s	Région 1	Région 2	Région 3
Site protégé	0.8	0.8	0.8
Site normal	1	1	1
Site exposé	1.35	1.3	1.25

Dans notre cas, il s'agit d'un site normal, donc : $k_s=1$

○ **Pression dynamique du vent :**

La pression dynamique du vent est donnée par la formule suivante :

$$P = (46+0.7h).K_r.K_s \text{ [daN/m}^2 \text{]}$$

Telle que :

h : hauteur de la structure.

K_r : coefficient de région donné par le tableau suivante :

K_r	Pression normal	Pression extrême
Région 1	1.0	1.75
Région 2	1.4	2.45
Région 3	1.8	3.15

Pour la région 1 on a :

$$K_r = 1$$

$$K_s = 1$$

$$h = 6\text{m}$$

$$\text{Alors : } P = (46+(0.7 \times 6)) \times 1 \times 1 = 50.2 \text{ daN/m}^2$$

- **Pression statique**

$$P = q_H * k_s * \beta * k_m * \delta * C_r$$

Avec :

q_H : pression dynamique agissant à la hauteur H.

k_s : coefficient de site.

k_m : coefficient de masque.

β : Coefficient de majoration

δ : coefficient de réduction.

C_r : coefficient résultant

Etape de calcul

- **effet de masque K_m**

Il y a effet de masque lorsqu'une construction est masquée partiellement ou totalement par d'autres constructions ayant une grande probabilité de durée. Une réduction d'environ **25%** de la pression dynamique de base peut être appliquée dans le cas où on peut compter sur un effet d'abri résultant de la présence d'autres constructions. Mais pour des raisons de sécurité on prend généralement **$K_m = 1$** .

- **Effet de la hauteur :**

Pour les hauteurs comprises entre 0 et 500 m du sol, la pression dynamique de base est multipliée par un coefficient k_h qui est défini par la formule suivante :

$$k_h = \frac{q_H}{q_{10}} = 2.5 \times \frac{H+18}{H+60}$$

Pour H=6m, on trouve :

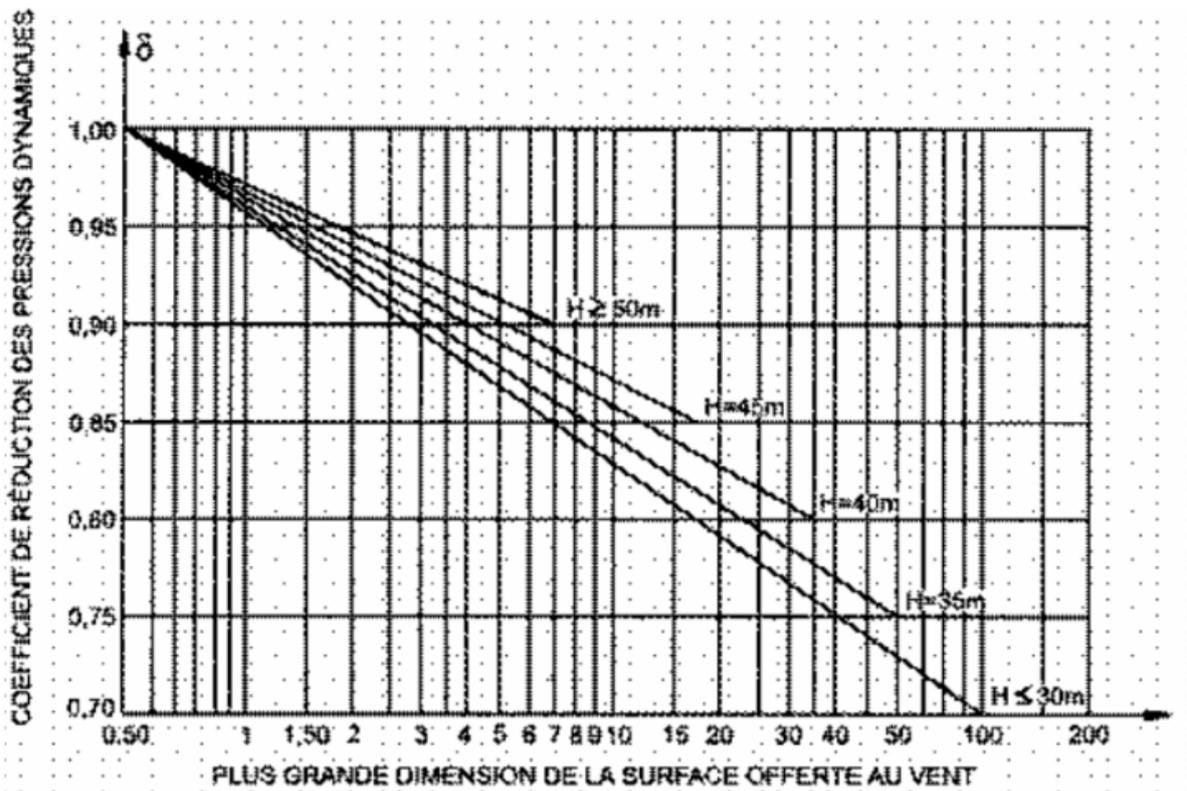
$$k_h = 0.90$$

$$q_H = q_{10} * k_h$$

$$q_H = 48.63 \text{ daN/m}^2$$

- **Effet de dimensions :**

Les pressions dynamiques s'exerçant sur les éléments constitutifs d'une construction doivent être affectées d'un coefficient de réduction δ en fonction de la plus grande dimension (horizontale ou verticale) de la surface offerte au vent (maître ou couple) intéressant l'élément considéré et de la cote H du point le plus haut de cette surface.



Coefficient de réduction en fonction de H

On a $H=6\text{ m} < 30\text{ m}$:

→ Pour les pannes, la plus grande dimension est 6 m : $\delta_{\text{panne}}=0,859$

→ Pour les poteaux la plus grande dimension est 6 m : $\delta_{\text{poteau}}=0,859$

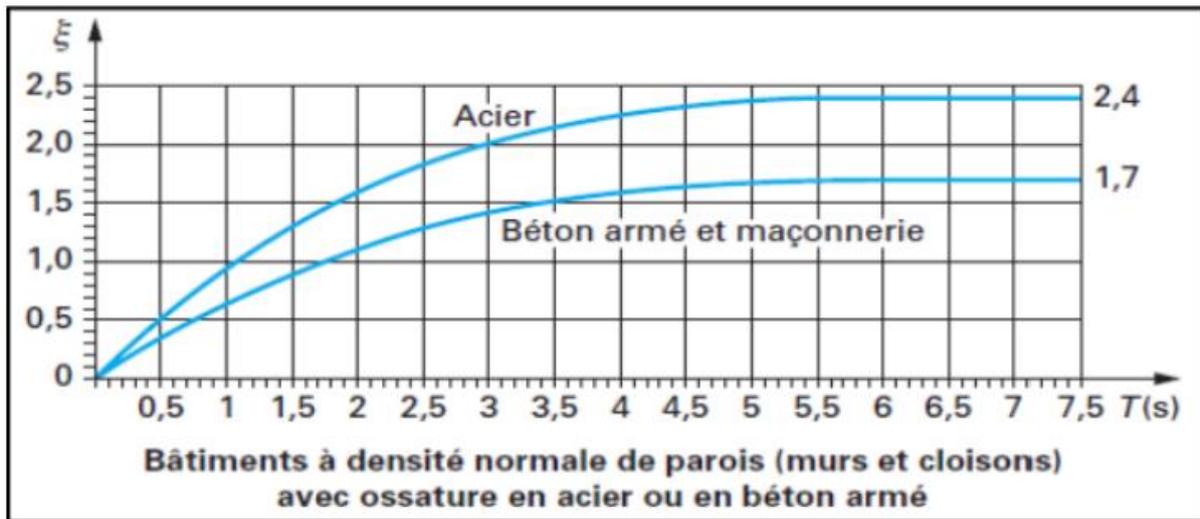
- **Majoration dynamique :**

Pour tenir compte de l'effet des actions parallèles à la direction du vent, les pressions dynamiques normales servant au calcul de l'action d'ensemble sont multipliées à chaque niveau par un coefficient de majoration, ce coefficient est donné par la formule :

$$\beta = \theta \times (1 + \tau\xi)$$

→ Coefficient de réponse ξ :

Donné en fonction de la période T :



Coefficient de réponse en fonction de T

-Vent perpendiculaire au pignon :

$$T = 0.1x \frac{H}{\sqrt{a}}$$

Avec H=6m m et a=40 m donc : $T = 0,094 \Rightarrow \xi = 0.1$

-Vent perpendiculaire au long pan:

$$T = 0.1x \frac{H}{\sqrt{b}}$$

Avec H=6m m et b=20 m donc : $T = 0,134 \Rightarrow \xi = 0.26$

→ Coefficient de pulsation τ :

Il dépend de la hauteur H au-dessous du sol de l'élément calculé : Pour H= 6m : $\tau = 0,36$

→ Coefficient θ :

Le coefficient θ dépend du type de la construction, dans notre cas il s'agit d'une construction prismatique à base polygonale régulière donc : $\theta = 1$

D'où :

-Vent perpendiculaire au pignon :

$$\beta = 1.036$$

-Vent perpendiculaire au long pan :

$$\beta = 1.093$$

- Rapport des dimensions λ et le coefficient γ_0 :

→ Rapport des dimensions λ :

Le coefficient λ est le rapport entre la hauteur du bâtiment et la dimension offerte au vent. Donc, suivant la direction du vent, on a :

$$\lambda_a = \frac{H}{a} \quad \text{et} \quad \lambda_b = \frac{H}{b}$$

-Vent perpendiculaire au pignon :

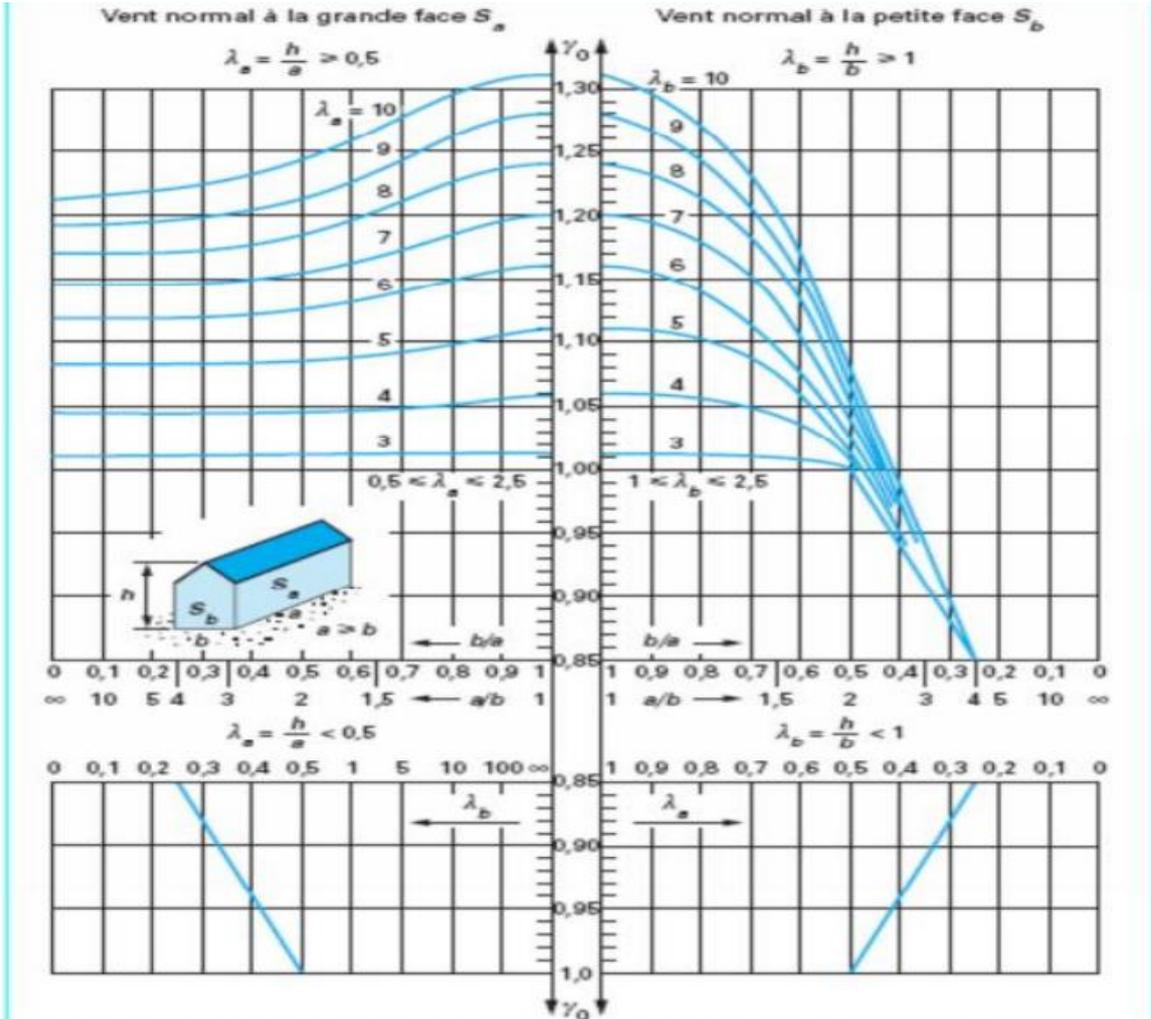
$$\lambda_b = \frac{H}{b} = \frac{6}{20} = 0.3$$

-Vent perpendiculaire au long pan :

$$\lambda_a = \frac{H}{a} = \frac{6}{40} = 0.15$$

→ Coefficient γ_0 :

La valeur du coefficient γ_0 est donnée par l'abaque suivant, Norme NV65 en fonction du rapport des dimensions :



Coefficient γ_0 en fonction de rapport des dimensions

-Vent perpendiculaire à la petite surface S_b :

$$\text{On a : } \lambda_b = 0.3 < 1$$

Donc γ_0 est donné par le quadrant inférieur droit en fonction de λ_a

$$\lambda_a = 0.15 \quad \text{alors} \quad \gamma_0 = 0.85$$

-Vent perpendiculaire à la grande surface S_a :

$$\text{On a : } \lambda_a = 0.15 < 1$$

Donc γ_0 est donné par le quadrant inférieur gauche en fonction de λ_b

$$\lambda_b = 0.3 \quad \text{alors} \quad \gamma_0 = 0.87$$

• **Actions extérieures :(article 2,131 NV65)**

– **Parois verticales : vent normal :**

- Face au vent : $c_e = +0.8$ (quel que soit γ_0)

- Face sous le vent : $c_e = -(1.3\gamma_0 - 0.8)$

– Vent perpendiculaire au pignon : $\gamma_0 = 0.85$

Donc :

$$c_e = -(1.3 \times 0.85 - 0.8) \quad c_e = -0.305$$

– Vent perpendiculaire au long pan : $\gamma_0 = 0.87$

Donc :

$$c_e = -(1.3 \times 0.87 - 0.8) \quad c_e = -0.331$$

– **Parois inclinées (versants de la toiture) vent normal :**

- Vent normal aux génératrices (ou normal au long pan) :

Dans notre cas $f \leq \frac{H}{2}$ donc la valeur de c_e est donnée par le diagramme ci-après (Norme NV65) en Fonction de l'angle α d'inclinaison des versants de la toiture par rapport à l'horizontale :

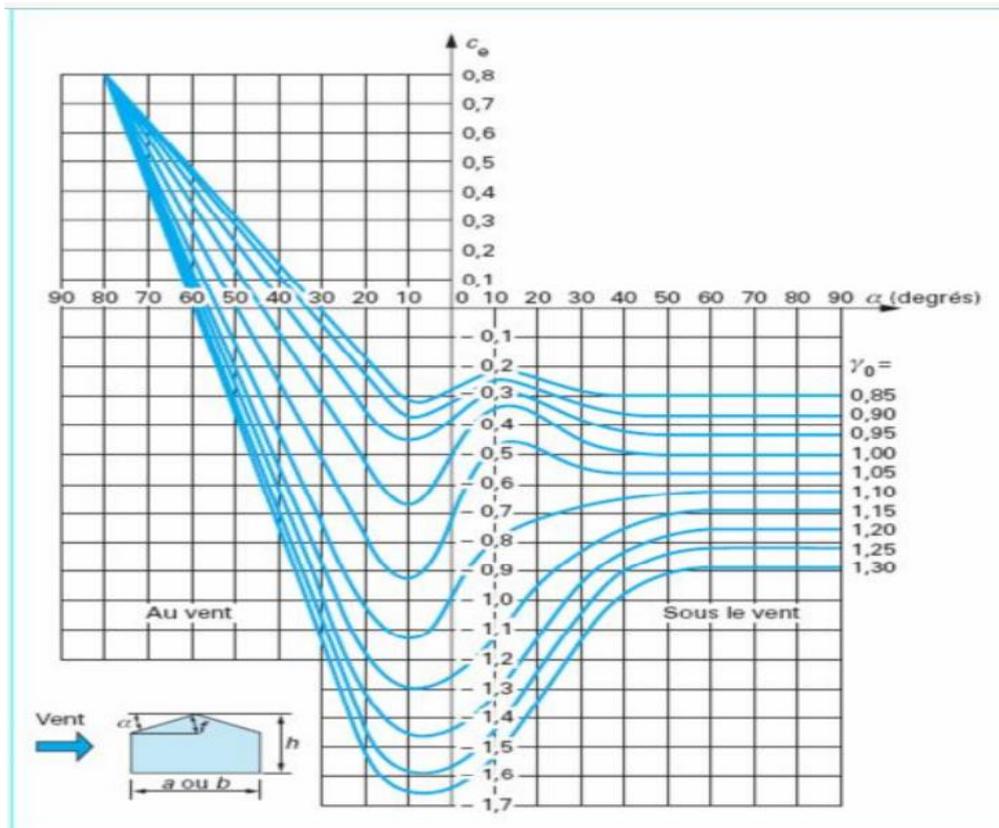
$$\text{On a} \quad \alpha = 11.3$$

-Versant face au vent :

$$c_e = -0.3$$

-Versant sous le vent :

$$c_e = -0.23$$



Les actions extérieures en fonction de α

- **Actions intérieures :(article 2.141 ; NV65)**

Les coefficients C_i s'exercent de façon homogène sur toutes les surfaces de l'intérieur du hangar, ils dépendent de la perméabilité μ de la construction.

Si les parois ont une perméabilité $\mu \leq 5\%$, on applique simultanément sur les faces intérieures de tous les compartiments :

– Soit une surpression avec :

$$C_i = 0.6 * (1.8 - 1.3 * \gamma_0)$$

– Soit une dépression avec :

$$C_i = -0.6 * (1.3 * \gamma_0 - 0.8)$$

Le hangar étant considéré fermé, donc :

– Vent perpendiculaire au pignon : $\gamma_0=0,85$

- Une surpression :

$$C_i = 0.6 * (1.8 - 1.3 * 0.85)$$

$$\text{d'où } C_i = 0.417$$

- Une dépression :

$$C_i = -0.6 * (1.3 * 0.85 - 0.8)$$

$$\text{d'où } C_i = -0.183$$

→ Vent perpendiculaire au long pan : $\gamma_0=0,87$

- Une surpression :

$$C_i = 0.6 * (1.8 - 1.3 * 0.87)$$

$$\text{d'où } C_i = 0.401$$

- Une dépression :

$$C_i = -0.6 * (1.3 * 0.87 - 0.8)$$

$$\text{d'où } C_i = -0.198$$

Remarque :

Lorsque la valeur de C_i est comprise entre -0,2 et 0, on prend -0,2, et lorsqu'elle est comprise entre 0 et +0,15 on prend +0,15.

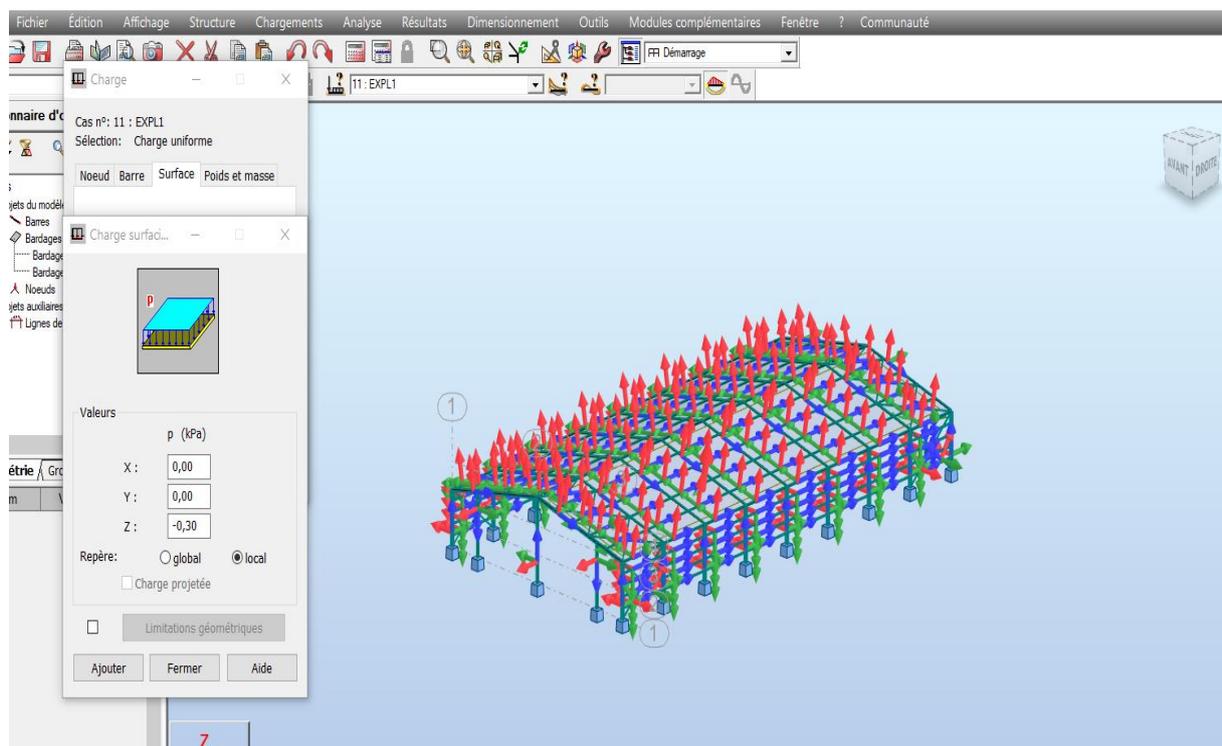
D'après la règle 2,153 de la norme NV 65, lorsque les actions résultantes sont comprises entre -0,30 et 0, on prend -0,30, et lorsqu'elles sont comprises entre 0 et +0,30, on prend +0,30.

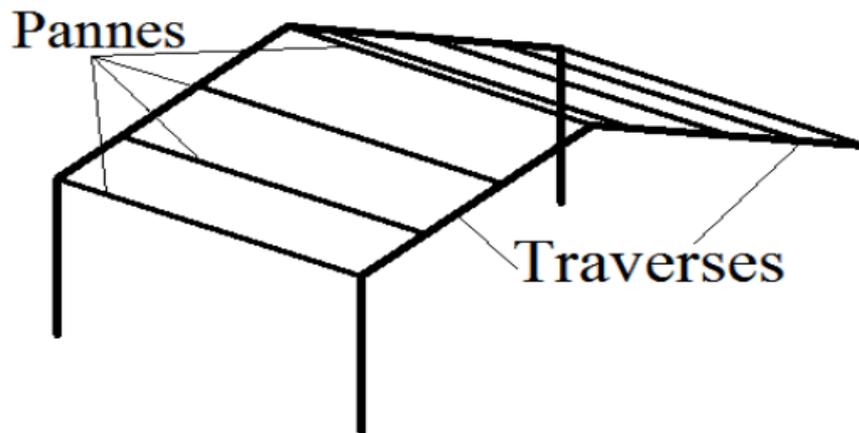
Chapitre 4 :

Calcul des pannes

Introduction :

Les pannes sont les éléments qui supportent les panneaux de couvertures. Ils sont disposés sur les traverses d'une façon perpendiculaire au plan des portiques. D'une façon générale, Elles sont réalisées soit en profilé IPE soit à treillis pour les portées supérieures à 6 m.



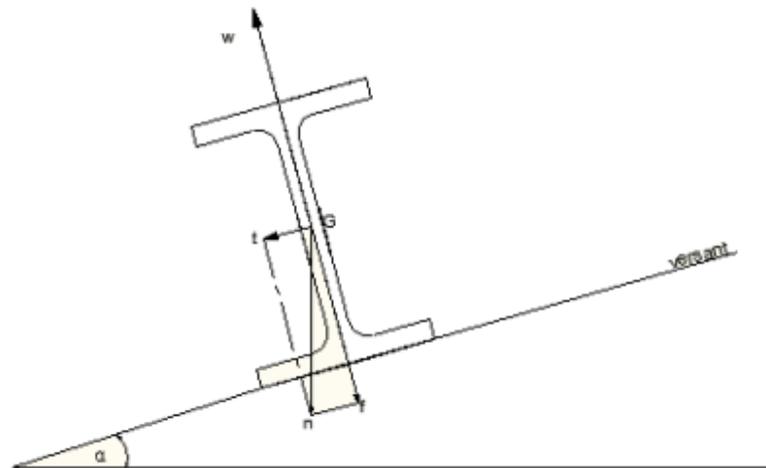


Détermination des sollicitations :

Compte tenu de la pente des versants, donnée par la pente des fermes ou traverses de portiques, les pannes sont posées inclinées d'un angle α , de ce fait, fonctionnent en flexion déviée.

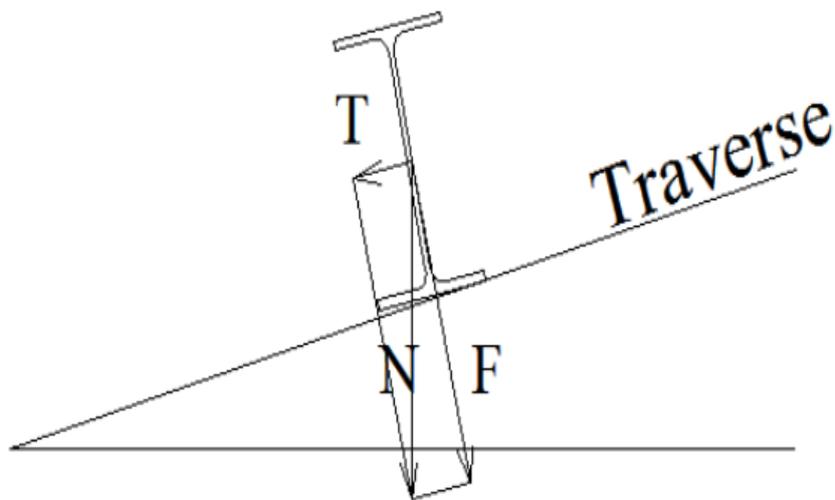
Les pannes sont en effet soumises :

- A des charges verticales (poids propre de la panne et du complexe de couverture, n , se décompose en une charge f parallèle à l'âme de la panne et une charge t perpendiculaire à l'âme.
- A une charge oblique w , due au vent (pression ou succion), appliquée perpendiculaire au versant



Principes de dimensionnements :

Les pannes sont sollicitées en flexion déviée. Le calcul est fait en élasticité (CM 66) et en plasticité (Additif 80).



Les pannes sont dimensionnées par le calcul pour satisfaire simultanément :

- Aux conditions de résistance.
- Aux conditions de flèche.

Condition de résistance :

- On cherche la combinaison la plus dangereuse (charges pondérées).
- On détermine l'effort N correspondant.
- On détermine les 2 résultantes F et T , correspondantes aux deux plans principaux d'inertie.
- On détermine les moments M_x et M_y qui correspondent à F et T , respectivement.
- Condition de résistance :

$$\sigma_{fz} + \sigma_{fy} < \sigma_e$$

Conditions de flèche :

Les pannes ne doivent pas, réglementairement, présenter de flèche supérieure au 1/200 de leur portée.

$$f \leq L/200$$

Charges agissantes sur les pannes :

Charges permanentes, G :

- Poids des couvertures et accessoires : **21 daN/m²**
- Poids propre des pannes estimé : **8 daN/m²**

D'où on trouve $G = 21 + 8 = 29 \text{ daN/m}^2$

Surcharges climatiques :

- Neige normal : $S_n = 45 \text{ daN/m}^2$
- Neige extrême : $S_e = 75 \text{ daN/m}^2$
- Vent normal : $W_n = 70 \text{ daN/m}^2$
- Vent extrême : $W_e = 122.5 \text{ daN/m}^2$

Combinaisons des charges :

Les combinaisons « enveloppes » selon les règles CM 66 sont :

- **1, 35G + 1, 5 S_n = 1,35 × 29 + 1.5 × 45 = 106,65 daN/m²**
- **G + S_e = 29 + 75 = 104 daN/m²**

$$- G - We = 29 - 122,5 = -93,5 \text{ daN/m}^2$$

On remarque que la première combinaison est la plus dangereuse.

Pour :

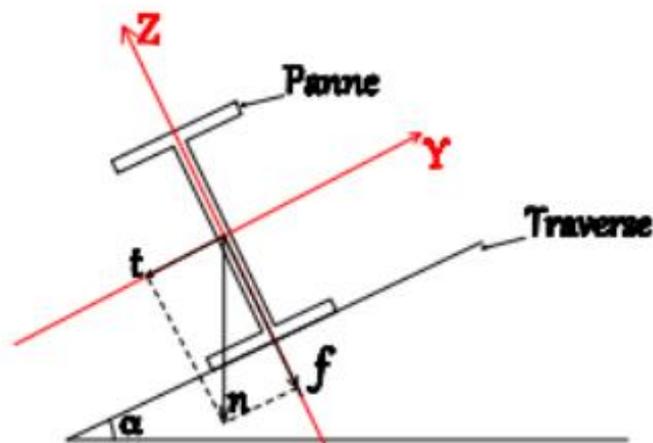
$$- \alpha = 11,3^\circ$$

- Nombre de pannes : 4 par versant.

On trouve les charges uniformes agissantes sur les pannes fig. (3.2) :

$$n = 1,25 \times 106,65 \times 2,04 = 271,95 \text{ daN/m}$$

La décomposition de n selon les deux axes yy' et zz' conduit à :



Avec $\alpha = 11,3^\circ$

$$f = n \times \cos \alpha = 271,95 \times \cos 11,3 = 266,67 \text{ daN/m}$$

$$t = n \times \sin \alpha = 271,95 \times \sin 11,3 = 53,28 \text{ daN/m}$$

Vérification de la résistance :

Calcul des moments :

Les pannes sont isostatiques et chargées uniformément, donc les moments maximaux sont donnés par les formules suivantes

$$\left\{ \begin{array}{l} M_y = \frac{f \cdot l^2}{8} \\ M_z = \frac{t \cdot l^2}{8} \end{array} \right.$$

D'où :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_y = \frac{266,67 \cdot 5^2}{8} = 833,34 \text{ daN.m} \\ M_z = \frac{53,28 \cdot 5^2}{8} = 166,5 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

Calcul des contraintes :

Après avoir calculé les moments de flexion, on obtient les contraintes de flexion y et z selon les formules

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_y = \frac{M_y}{\left(\frac{I}{y}\right)} \quad (y) \\ \sigma_z = \frac{M_z}{\left(\frac{I}{z}\right)} \quad (z) \end{array} \right.$$

Et on doit vérifier que :

$$\sigma = \sigma_{fz} + \sigma_{fy} < \sigma_e$$

On choisit d'abord un profilé IPE 160.

Le tableau suivant indique les caractéristiques des différents profilés :

EURONORM 19 -57 DIN 1025														
IPE	Poids (Kg/m)	Dimensions (mm)					V (m ² /m)	F (cm ²)	I _{x-x} (cm ⁴)	W _{x-x} (cm ³)	i _{x-x} (cm)	I _{y-y} (cm ⁴)	W _{y-y} (cm ³)	i _{y-y} (cm)
		h	b	a	e	r								
80	6,2	80	46	3,8	5,2	5	0,328	7,6	80,1	20,0	3,24	8,49	3,69	1,05
100	8,3	100	55	4,1	5,7	7	0,400	10,3	171,0	34,2	4,07	15,9	5,79	1,24
120	10,6	120	64	4,4	6,3	7	0,475	13,2	318,0	53,0	4,90	27,7	8,65	1,45
140	13,2	140	73	4,7	6,9	7	0,551	16,4	541,0	77,3	5,74	44,9	12,30	1,65
160	16,1	160	82	5,0	7,4	9	0,623	20,1	869,0	109,0	6,58	68,3	16,70	1,84
180	19,2	180	91	5,3	8,0	9	0,698	23,9	1317,0	146,0	7,42	101,0	22,20	2,05
200	22,9	200	100	5,6	8,5	12	0,768	28,5	1943,0	194,0	8,26	142,0	28,50	2,24
220 ^a	26,7	220	110	5,9	9,2	12	0,848	33,4	2772,0	252,0	9,11	205,0	37,30	2,48
240 ^a	31,3	240	120	6,2	9,8	15	0,922	39,1	3892,0	324,0	9,97	284,0	47,30	2,69
270 ^a	36,8	270	135	6,6	10,2	15	1,041	45,9	5790,0	429,0	11,20	420,0	62,20	3,02
300	43,1	300	150	7,1	10,7	15	1,160	53,8	8356,0	557,0	12,50	604,0	80,50	3,35
330	50,1	330	160	7,5	11,5	18	1,250	62,6	11770,0	713,0	13,70	788,0	98,50	3,55
360	58,2	360	170	8,0	12,7	18	1,350	72,7	16270,0	904,0	15,00	1043,0	123,00	3,79
400	67,6	400	180	8,6	13,5	21	1,470	84,5	23130,0	1160,0	16,50	1318,0	146,00	3,95
450	79,1	450	190	9,4	14,6	21	1,610	98,8	33740,0	1500,0	18,50	1676,0	176,00	4,12
500	92,5	500	200	10,2	16,0	21	1,740	116,0	48200,0	1930,0	20,40	2142,0	214,00	4,31
550	108,1	550	210	11,1	17,2	24	1,880	134,0	67120,0	2440,0	22,30	2668,0	254,00	4,45
600	124,4	600	220	12,0	19,0	24	2,010	156,0	92080,0	3070,0	24,30	3387,0	308,00	4,66

Pour le profilé IPE 160 exactement :

Profilé IPE 160	
(I/V)_y	109
(I/V)_z	16,7
I_y	869
I_z	68,3
pp (Kg/ml)	15,8
A (mm²)	20 100
i_y	6,58
i_z	1,84
J	3,53

Propriétés des sections

◀ IPE 140
▶ IPE 180

▲ Géométrie

Hauteur	h	160.0	mm
Largeur	b	82.0	mm
Épaisseur de l'âme	t_w	5.0	mm
Épaisseur de semelle	t_f	7.4	mm
Profondeur intérieure entre les semelles	h_i	145.2	mm
Rayon de la courbe	r_1	9.0	mm
Largeur de la partie droite de l'âme	d	127.2	mm
Longueur d'appui rigide	s_s	30.3	mm

▲ Aire de la section

Aire de la section	A	20.10	cm ²
--------------------	---	-------	-----------------

▲ Flexion

Area moment of inertia about y-axis	I_y	869.00	cm ⁴
Area moment of inertia about z-axis	I_z	68.31	cm ⁴
Polar area moment of inertia	I_p	937.31	cm ⁴
Rayon de giration autour de l'axe y	i_y	65.8	mm
Rayon de giration autour de l'axe z	i_z	18.4	mm
Rayon de giration polaire	i_p	68.3	mm
Moment statique de l'aire autour de l'axe y	S_y^{max}	62.00	cm ³

IPE 160

- Euronorme 19-57
- ArcelorMittal (2011)

[mm]

Propriétés des sections

◀ IPE 140
▶ IPE 180

Moment statique de l'aire autour de l'axe z	S_z^{max}	6.25	cm ³
Module de section élastique autour de l'axe y	W_y	109.00	cm ³
Module de section élastique autour de l'axe z	W_z	16.66	cm ³

▲ Cisaillement

Aire de cisaillement dans la direction y	A_y	9.91	cm ²
Aire de cisaillement dans la direction z	A_z	7.55	cm ²

▲ Torsion

Inertie de torsion	I_t	3.60	cm ⁴
Inertie de torsion secondaire	$I_{t,s}$	589.86	cm ⁴
Module de section en torsion	W_t	4.86	cm ³

▲ Gauchissement

Ordonnée de gauchissement par rapport au centre de cisaillement	$max \omega$	31.28	cm ²
Constante de gauchissement en fonction du centre de cisaillement	I_ω	3960.00	cm ⁶
Rayon de gauchissement de giration en fonction du centre de cisaillement	i_ω	20.6	mm
Module de section de gauchissement en fonction du centre de cisaillement	W_ω	126.59	cm ⁴
Moment statique de gauchissement en fonction du centre de cisaillement	S_ω^{max}	47.46	cm ⁴

▲ Plasticité			
Module plastique de section autour de l'axe y	$W_{pl,y}$	124.00	cm ³
Module plastique de section autour de l'axe z	$W_{pl,z}$	26.10	cm ³
Module de gauchissement plastique en fonction du centre de cisaillement	$W_{pl,\omega}$	189.83	cm ⁴
Facteur de la forme plastique autour de l'axe y	$\alpha_{pl,y}$	1.138	--
Facteur de la forme plastique autour de l'axe z	$\alpha_{pl,z}$	1.567	--
Facteur de la forme plastique en fonction du centre de cisaillement	$\alpha_{pl,\omega}$	1.500	--
Aire plastique de cisaillement dans la direction y	$A_{pl,y}$	12.14	cm ²
Aire plastique de cisaillement dans la direction z	$A_{pl,z}$	7.63	cm ²
Effort normal plastique limite	N_{pl}	472.242	kN
Effort tranchant plastique limite dans la direction y	$V_{pl,y}$	164.658	kN
Effort tranchant plastique limite dans la direction z	$V_{pl,z}$	103.522	kN
Moment fléchissant plastique limite autour de l'axe y	$M_{pl,y}$	29.11	kNm
Moment fléchissant plastique limite autour de l'axe z	$M_{pl,z}$	6.13	kNm

Pour ce profilé, on trouve :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_y = \frac{833,34}{109} = 7,64 \text{ daN/mm}^2 \\ \sigma_z = \frac{166,5}{16,7} = 9,97 \text{ daN/mm}^2 \end{array} \right.$$

$$\sigma = \sigma_z + \sigma_y = 7,64 + 9,97 = 17,61 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_e = 24 \text{ daN/mm}^2$$

✓ Le profilé IPE 160 vérifie le critère de la résistance.

Vérification de la flèche :

D'après les règles CM 66, les pannes doivent présenter une flèche inférieure à $\frac{1}{200}$ de leur portée, sous l'application des charges maximales non pondérées. Les charges non pondérées sont G+Sn avec la condition :

$$\frac{f}{l} < \frac{1}{200} = 5 \times 10^{-3} \quad \text{Où } f \text{ représente la flèche.}$$

Flèche suivant les axes de y et z :

$$F = 1,25 (G+Sn) \times d \times \cos \alpha$$

$$T = 1,25 (G+Sn) \times d \times \sin \alpha$$

Où

d : distance entre les pannes, d = 2,04

$$F = 1,25 (29+45) \times 2,04 \times \cos 11,3 = 185,04 \text{ daN/m}$$

$$T = 1,25 (29+45) \times 2,04 \times \sin 11,3 = 36,97 \text{ daN/m}$$

La flèche est donnée par la formule suivante :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{Fl^4}{EI} \Rightarrow \frac{f}{l} = \frac{5}{384} \times \frac{Fl^3}{EI}$$

Avec l=5m

Pour F= 185,04 daN/m

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \frac{185,04 \times 10^{-3} \times (5000)^3}{21000 \times 869 \times 10^4} = 1,65 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3}$$

⇒ Donc acceptable.

Pour T=36,97 daN/m

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \frac{36,97 \times 10^{-3} \times (5000)^3}{21000 \times 68,3 \times 10^4} = 4,19 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3}$$

⇒ Donc acceptable.

Donc la flèche est bien vérifiée.

- **Calcul en plasticité :**

Condition de résistance selon l'Additif 80 :

$$\left(\frac{M_y}{M_{py}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{pz}} \right)^\beta \leq 1$$

Avec :

$$M_p = Z \times \sigma_e$$

Où :

Z : Module plastique de la section.

M_p : Moment de plastification de la section.

Et

$$a = 2$$

$$\beta = 1$$

Pour le profil IPE 160 :

$$Z_y = 123\,868 \text{ mm}^3$$

$$Z_z = 26\,100 \text{ mm}^3$$

$$\Rightarrow M_{py} = 123868 \times 24 = 29,72 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{pz} = 26100 \times 24 = 6,26 \text{ KN.m}$$

$$\left(\frac{M_y}{M_{py}}\right)^a + \left(\frac{M_z}{M_{pz}}\right)^\beta = \left(\frac{8,334}{29,72}\right)^2 + \left(\frac{1,665}{6,26}\right)^1 = 0,34 < 1 \quad ; \text{ Acceptable.}$$

Vérification au déversement :

La semelle inférieure peut présenter un risque de déversement en cas de soulèvement de la panne sous la surpression du vent ce qui correspond à la combinaison : G+1,75V Les vérifications réglementaires du déversement des pièces à section constante en I et doublement symétriques passent, selon l'article 3.611 des règles CM 66, par le calcul de la contrainte de non déversement :

$$\sigma_d = 40000 \frac{I_z h^2}{I_y l^2} (\text{D-1})\text{BC}$$

1- Calcul des coefficients D, C et B :

— **Le coefficient D:**

Il est donné en fonction des dimensions de la pièce

Selon la règle 3,641 :

$$D = \sqrt{1 + (0,156 \times \frac{J_z h^2}{I_z l^2})}$$

Avec :

- J : le moment d'inertie de torsion, pour IPE 160 $J=3,53 \text{ cm}^4$
- L : la longueur de la panne, dans notre cas $l=500 \text{ cm}$
- h : la hauteur du profilé
- Iz : le moment d'inertie minimal pour IPE 160 $I_z=68,3 \text{ cm}^4$

Donc :

$$D = \sqrt{1 + 0,156 \times \frac{3,53 \times 5^2}{68,3 \times 0,16^2}} = 2,9$$

→ Le coefficient C :

Le coefficient C est donné par la règle 3,642 en fonction de la répartition des charges et des conditions d'appuis. Pour une pièce uniformément chargée et reposant sur deux appuis de même nature, on a :

$$C = 1,132$$

→ Le coefficient B :

Le coefficient B, donné par la règle 3,643 du règlement CM 66, dépend du niveau d'application des charges. Dans notre cas, les charges sont appliquées au niveau de la fibre w

$$B = \sqrt{1 + \left(0,405 \times \frac{\beta \cdot C}{D}\right)^2} - \left(0,405 \times \frac{\beta \cdot C}{D}\right)$$

Le coefficient β est donné en fonction du mode d'appui et de la répartition des charges.

Pour notre cas :

$$\beta = 1$$

Alors :

$$B = \sqrt{1 + \left(0,405 \times \frac{1 \times 1,132}{2,97}\right)^2} - \left(0,405 \times \frac{1 \times 1,132}{2,97}\right)$$

$$B = 0,85$$

2-La contrainte de non déversement :

$$\sigma_d = 40000 \frac{68,3 \times 0,16^2}{869 \times 5^2} (2,97 - 1) \times 0,85 \times 1,132$$

$$\sigma_d = 6,11 \text{ daN/mm}^2$$

On a : $\sigma_d < \sigma_e$

Il y a risque de déversement, alors on détermine le calcul :

3-L'élancement λ_0 :

$$\lambda_0 = \frac{l}{h} \sqrt{\frac{4}{BC} \frac{I_y}{I_z} + \left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_e}\right)^2}$$

$$\lambda_0 = \frac{5}{0,16} \sqrt{\frac{4}{0,85 \times 1,132} \times \frac{869}{68,3} + \left(1 - \frac{6,11}{24}\right)^2}$$

$$\lambda_0 = 228,46$$

4-La contrainte d'Euler σ_k :

$$\sigma_k = \frac{\pi^2 E}{\lambda_0^2}$$

$$\sigma_k = \frac{\pi^2 \times 21000}{52193,97} = 3,93 \text{ daN/mm}^2$$

5-Le coefficient de flambement K_0

$$K_0 = \left(0,5 + 0,65 \frac{\sigma_e}{\sigma_k}\right) + \sqrt{\left(0,5 + 0,65 \frac{\sigma_e}{\sigma_k}\right)^2 - \frac{\sigma_e}{\sigma_k}}$$

$$K_0 = 8,19$$

6-Le coefficient de déversement K_d :

$$K_d = \frac{K_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_e} (K_0 - 1)}$$

$$K_d = 2,89$$

7-Calcul de σ_{fz} et σ_{fy} :

On doit d'abord calculer les moments maximaux :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_y = \frac{q_z * l^2}{8} = \frac{228,86 * 5^2}{8} = 715,18 \text{ daN.m} \\ M_z = \frac{q_y * l^2}{8} = \frac{10,65 * 5^2}{8} = 33,28 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

Où :

$$\left\{ \begin{array}{l} q_z = 1,25 * 1,5 * (G \cos \alpha + 1,75V) \\ q_y = 1,25 * 1,5 * G \sin \alpha \end{array} \right.$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{fy} = \frac{M_y}{\left(\frac{I}{v}\right)} \quad (y) \\ \sigma_{fz} = \frac{M_z}{\left(\frac{I}{v}\right)} \quad (z) \end{array} \right.$$

Alors :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{fy} = \frac{715,18}{109} = 6,56 \text{ daN/mm}^2 \\ \sigma_{fz} = \frac{33,28}{16,7} = 1,99 \text{ daN/mm}^2 \end{array} \right.$$

Il faut vérifier :

$$K_d * \sigma_{fy} + \sigma_{fz} < \sigma_e$$

Soit :

$$K_d * \sigma_{fy} + \sigma_{fz} = 20,94 \text{ daN/mm}^2 < 24 \text{ daN/mm}^2$$

Ce qui est bien vérifié.

→ Cas du profil IPE 140 :

Vérification de la résistance :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_y = \frac{833,34}{77,3} = 10,78 \text{ daN/mm}^2 \\ \sigma_z = \frac{166,5}{12,3} = 13,53 \text{ daN/mm} \end{array} \right.$$

$$\sigma = \sigma_x + \sigma_y = 10,78 + 13,53 = 24,31 \text{ daN/mm}^2 > \sigma_e = 24 \text{ daN/mm}^2$$

✓ Le profilé IPE 140 ne vérifie pas le critère de la résistance.

Vérification de la flèche :

Pour $F= 185,04$ daN/m

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \frac{185,04 \times 10^{-3} \times (5000)^3}{21000 \times 541 \times 10^4} = 2,65 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3}$$

\Rightarrow Donc acceptable.

Pour $T=36,97$ daN/m

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \frac{36,97 \times 10^{-3} \times (5000)^3}{21000 \times 44,9 \times 10^4} = 6,38 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3}$$

\Rightarrow Donc Inacceptable

Donc le profil IPE 140 ne vérifie pas la condition de la flèche.

- Calcul en plasticité :

$$Z_Y = 88348 \text{ mm}^3$$

$$Z_z = 19246 \text{ mm}^3$$

$$\Rightarrow M_{py} = 88348 \times 24 = 20,2 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{pz} = 19246 \times 24 = 4,12 \text{ KN.m}$$

$$\left(\frac{M_y}{M_{py}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{pz}}\right)^\beta = \left(\frac{8,334}{20,2}\right)^2 + \left(\frac{1,665}{4,12}\right)^1 = 0,58 < 1 \quad ; \text{ Acceptable.}$$

Après les calculs de résistance et de flèche, l'utilisation du profil IPE 160 est convenable.

Et pour le calcul en plasticité, on choisit le profil IPE 140.

Chapitre 5 :

Calcul des assemblages

Introduction :

Un assemblage mécanique est la liaison de différentes pièces d'un ensemble ou produits. C'est aussi un ensemble de procédés et solutions techniques permettant d'obtenir ces liaisons.



Généralités sur les assemblages boulonnés par platine d'extrémité :

Les assemblages boulonnés par platine d'extrémité constituent les parties importantes dans les structures en acier. Les propriétés géométriques et mécaniques de ces assemblages ont une influence significative sur le comportement et la stabilité globale de la structure en acier.

Il existe plusieurs modes d'assemblages fondamentales utilisés dans la construction métallique, dont les principaux modes sont :

- Le rivetage
- Le boulonnage
- Le soudage
- Le collage

Il faut noter que parmi les plusieurs avantages de la construction métallique est que la majorité des éléments sont assemblés par boulonnage. Ainsi cet avantage permet d'usiner presque tous les éléments d'une structure dans l'atelier avant de les transporter sur site et de les assembler.

Types d'assemblages boulonnés par platine d'extrémité :

Les poutres et les poteaux dans une structure en acier peuvent être assemblés par différents types d'assemblages. Dans le cas des assemblages boulonnés par platine d'extrémité, on distingue, d'une manière commode, les types d'assemblages suivants :

- assemblages poutre-poteau ;
- assemblages poutre-poutre ;
- assemblages de raboutage (de continuité) ;
- assemblages de pied de poteau.

La figure 1.1 donne une illustration de ces types d'assemblages dans une structure en acier. Les poutres et les poteaux dans une structure en acier sont des sections en I ou H, obtenus par laminage ou reconstitués par soudage. Ces poutres et poteaux sont sollicités soit en flexion simple, soit en traction ou compression, soit en flexion composée. Ainsi, chaque type de ces assemblages doit être dimensionné pour transmettre les moments et/ou les efforts tranchants et/ou les efforts normaux.

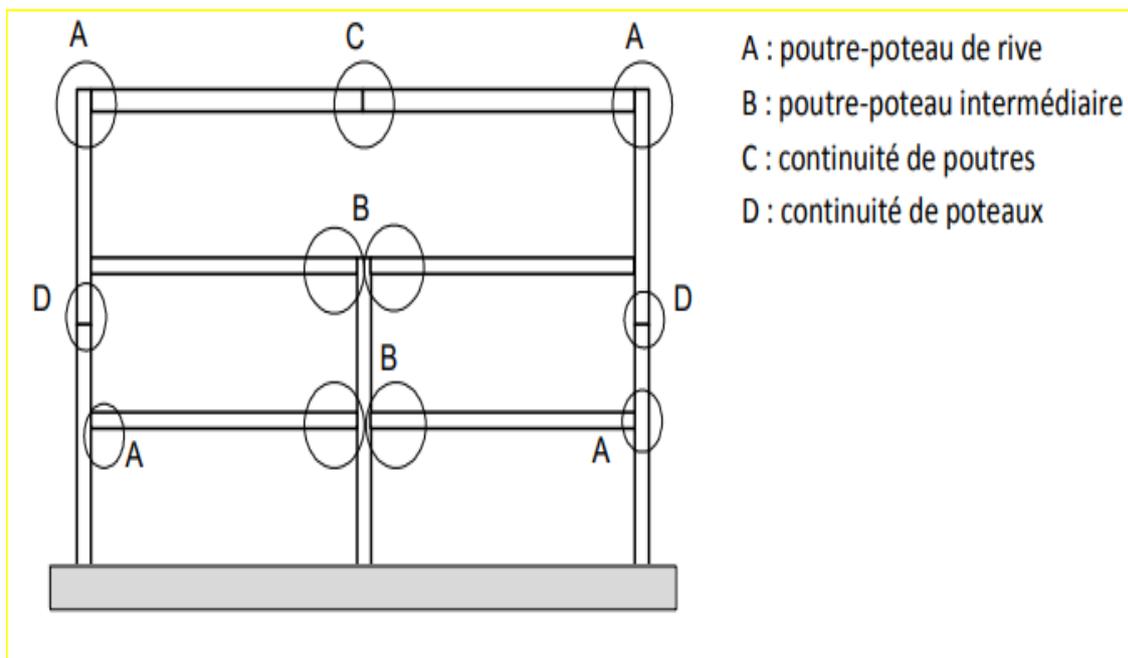


Figure 1.1 : les types d'assemblage

2_1 / Assemblage poutre-poteau :

Ce type d'assemblages est souvent utilisé dans le cas de changement de direction et/ou de sollicitations, voir figure 1.2. Les sollicitations sont transmises de la poutre au poteau à l'aide de la platine soudée à l'extrémité de la poutre et attachée au poteau par des boulons.

Les assemblages boulonnés par platine d'extrémité peuvent être réalisés par une platine courte, non débordante ou débordante.

La platine courte est soudée à l'âme de la poutre assemblée et boulonnée à l'aile du poteau ; la platine non débordante borde la poutre sur toute sa hauteur. Enfin, la platine débordante dépasse la hauteur de la poutre. La figure 1.2 donne une illustration de la topologie de ces trois types d'assemblages.

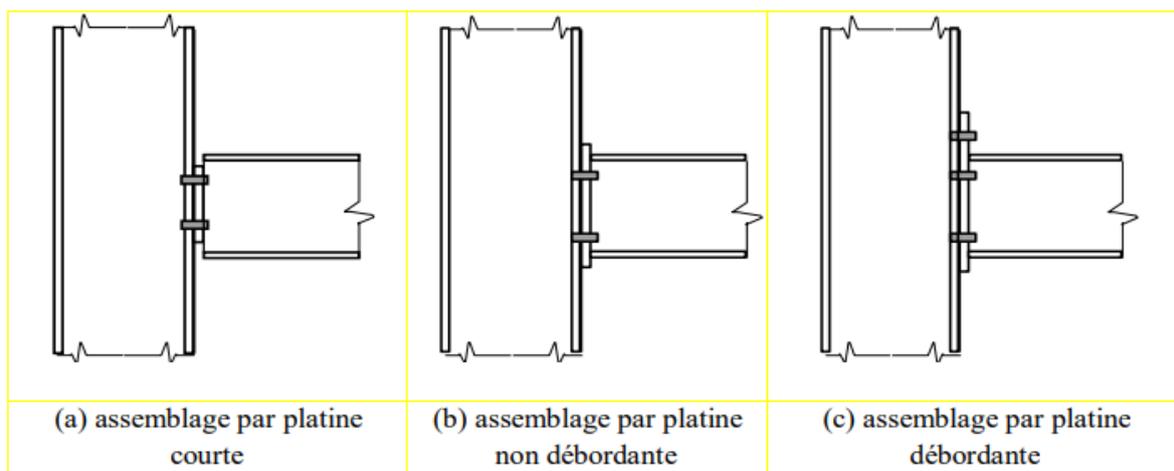


Figure 1.2 : assemblage poutre-poteau

Le terme assemblage signifie toute la zone d'interaction qui englobe une partie de la poutre assemblée, la platine d'extrémité y compris les boulons et soudures et la partie du poteau à hauteur de la platine, comme illustré dans la figure 1.3 pour le cas d'un assemblage poutre-poteau de rive et d'un assemblage poutre-poteau intermédiaire.

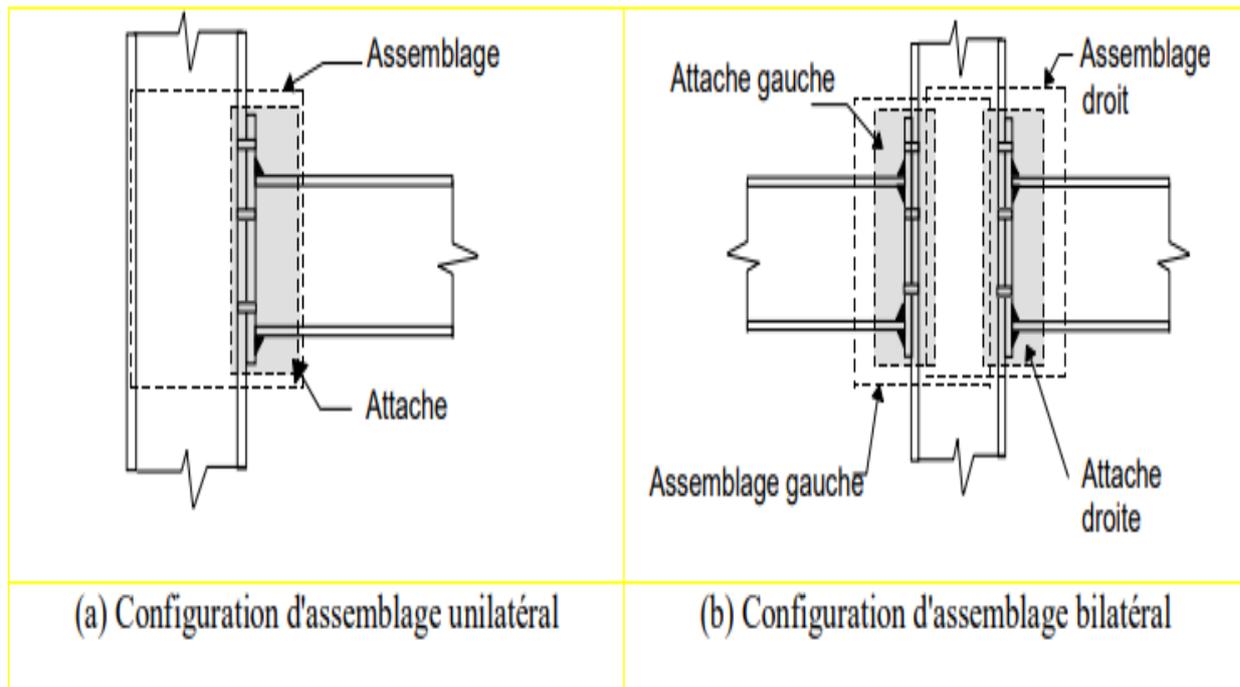


Figure 1.3 :différents configurations

2_2/ Assemblage poutre-poutre ou de raboutage :

Ce type d'assemblages est souvent utilisé pour des raisons de transport ou de montage et lorsque la longueur des poutres ou des poteaux est limitée, voir figure 1.4. La platine peut être non débordante ou débordante.

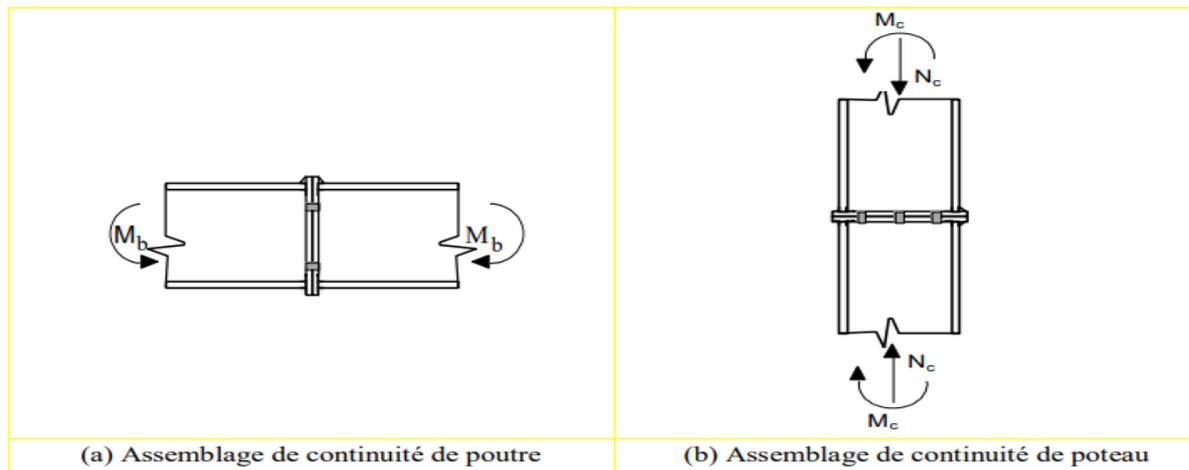


Figure 1.4 : assemblage poutre-poutre

2_3/ Assemblage de pied de poteau :

Ce type d'assemblages est utilisé lorsqu'il s'agit de relier une structure en acier à un noyau de béton, voir figure 1.5.

La base du poteau est soudée à une platine mince ou épaisse, boulonnée au noyau du béton à l'aide des tiges d'ancrage.

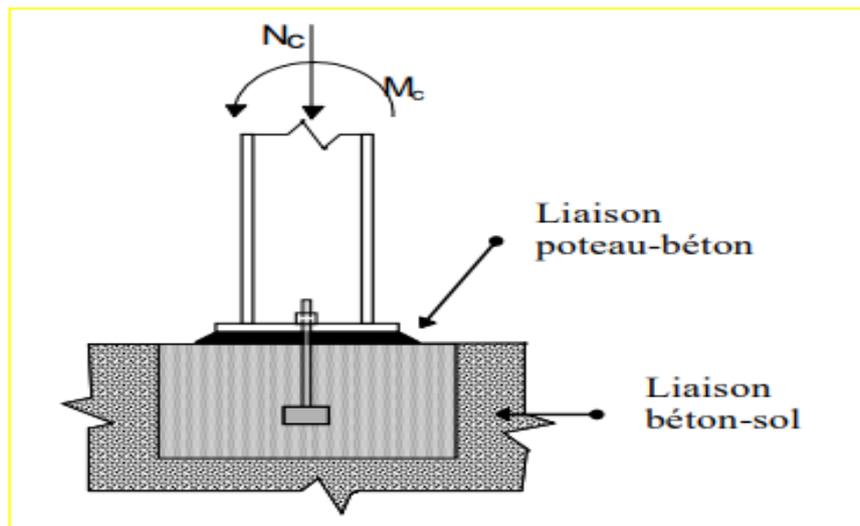


Figure 1.5 : assemblage de pied de poteau

Généralités sur le calcul des assemblages par boulons :

Il existe deux types de boulons pour ce but : les boulons ordinaires qui travaillent en cisaillement, et les boulons HR (haute résistance) précontraints qui transmettent les efforts par frottement mutuel entre les pièces. Les boulons HR sont les plus répandus. ces boulons sont fabriqués par des aciers de très haute résistance qui sont précontraints par un serrage jusqu'à la limite élastique lors de l'assemblage. Donc le coefficient de frottement (μ) entre les éléments d'une connection joue un rôle prépondérant. Ainsi on a :

- P_v : effort de précontrainte axial dans un boulon.
- Q_1 : effort de glissement admissible par boulon.
- Q : effort tranchant ou de glissement appliqué à l'assemblage.
- N : effort normal pondère appliqué à l'assemblage.
- N_1 : effort admissible dans l'axe de boulon
- A_c : aire de la section de la zone comprimée d'un profil.
- μ : coefficient de frottement entre les pièces.
- n : nombre de boulons dans un assemblage.
- σ_e : limite élastique de l'acier des pièces.
- σ_{eb} : limite élastique de l'acier des boulons.
- A_s : aire de la section filetée du tige du boulon

- Vérification de la condition de non glissement :

$$Q_1 = \frac{Q}{n} < 1.1 \times \mu \times P_v$$

- Vérification de la pression diamétrale admissible :

$$\frac{Q_1}{d_e} < 4\sigma_e$$

- Calcul de l'effort de serrage

$$P_v = 0.8 \times A_s \times \sigma_{eb}$$

Calcul de l'assemblage poutre/poteau :

Exemple de Calcul de l'assemblage poteau intermédiaire-traverse :

On se propose de déterminer la rigidité et la capacité de résistance de deux assemblages poutre-poteau en acier boulonnés par platine d'extrémité.

Il y a lieu de savoir que ces deux exemples n'ont pas la prétention de couvrir toutes les situations possibles. Ils sont considérés ici en vue de présenter toutes de la procédure retenue dans l'approche de l'Eurocode 3 (calcul des structures en acier). Le but essentiel de ces exemples est d'expliquer la méthode de calcul en vue de faciliter la pratique.

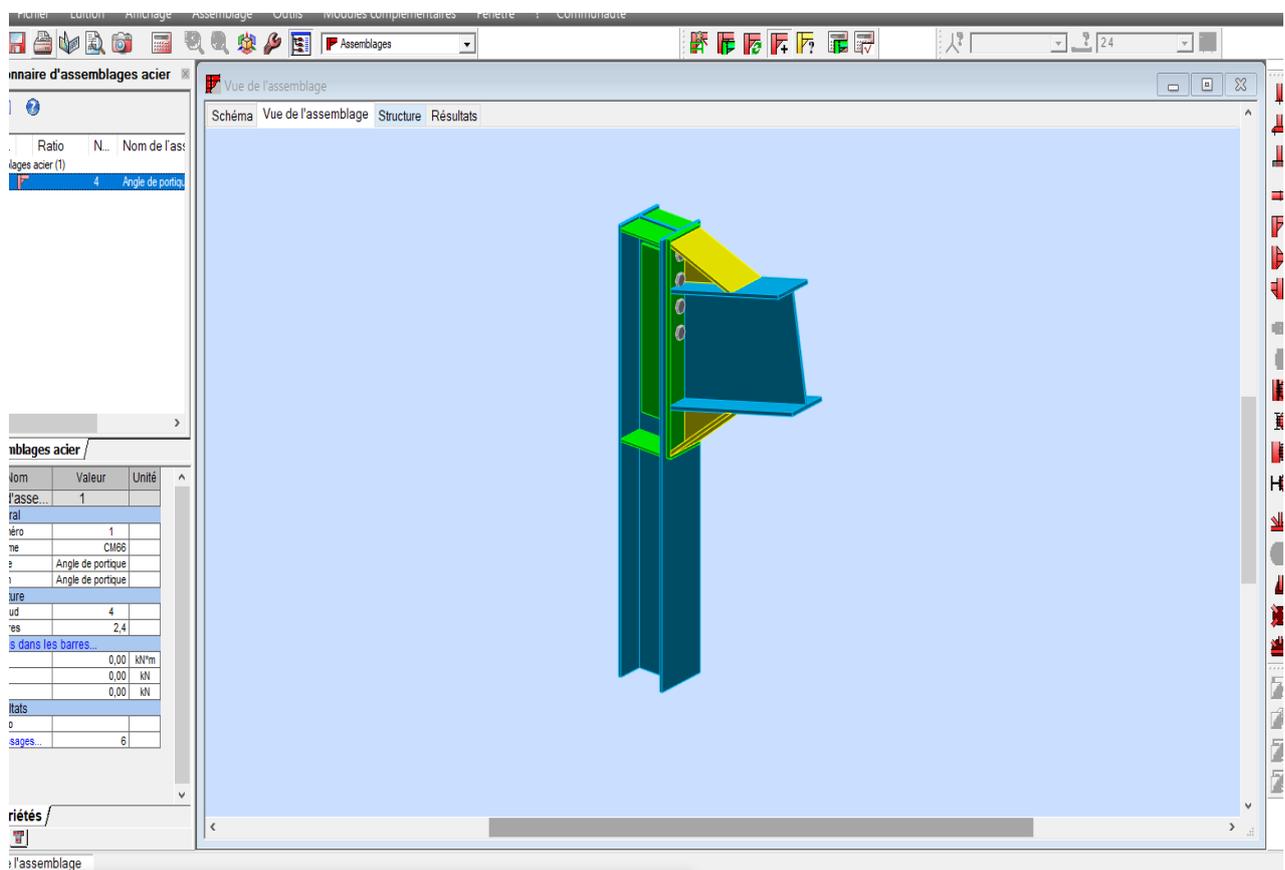


Fig 1.6 : Schéma d'un assemblage

L'assemblage à vérifier est présenté sur la Fig. 2.1. La poutre est un IPE420 attachée à un poteau HEA 120. Les dimensions du poteau ne sont pas réalistes mais ce sont celles choisies pour des essais de laboratoire.

$$\mathbf{M}_e = \mathbf{M} + (\mathbf{N} \times \mathbf{h}' \times \frac{b \times e_s}{A})$$

$$\mathbf{M}_e = 16169 \text{ dan.m}$$

La zone comprimée est définie par x , avec :

$$x = e_s \times \sqrt{\frac{b}{e_a}}$$

$$X = 58.5 \text{ mm}$$

La ligne inférieure des boulons est dans la zone comprimée et ainsi il reste 8 boulons dans la zone tendue. Leurs distances à la semelle inférieure sont respectivement :

$$- d_1 = 34.6 \text{ cm}$$

$$- d_2 = 27.2 \text{ cm}$$

$$- d_3 = 19.8 \text{ cm}$$

$$- d_4 = 12.4 \text{ cm}$$

$$\sum d_i = 93,6 \text{ cm}$$

$$\sum d_i^2 = 2464 \text{ cm}^2$$

Nombre de fils verticales de boulons = 2, d'où :

$$N_i = \frac{M_e \times d_i}{\sum d_i^2}$$

Ainsi on obtient :

$$2 N_1 = 22639 \text{ dan}$$

$$\Rightarrow N_1 = 11320 \text{ dan}$$

$$N_2 = 8891 \text{ dan}$$

$$N_3 = 6463 \text{ dan}$$

$$N_4 = 4035 \text{ dan}$$

$$\Rightarrow \sum N_i = 30709 \text{ dan}$$

Condition de résistance :

$$N_1 < P_v$$

$$\Rightarrow N_1 < 0,8 \times A_s \times \sigma_{eb}$$

$$\Rightarrow A_s > \frac{N_1}{0,8 \times \sigma_{eb}}$$

On va adopter des boulons HR Avec :

$$\sigma_{eb} = 90 \text{ dan/mm}^2$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{11320}{0,8 \times 90} = 157,2 \text{ mm}^2$$

Soit un boulon HR 10.9 de diamètre $d = 16 \text{ mm}$ et $A_s = 157 \text{ mm}^2$

- Résistance de l'assemblage à l'effort tranchant Q :

L'effort tranchant sollicitant l'assemblage est $Q = 56,7 \text{ KN}$

\Rightarrow Chaque boulon est sollicité par :

$$Q_1 = \frac{50,7}{10} = 5,67 \text{ KN}$$

Condition de résistance :

$$Q_1 < 1.1 \times \mu \times P_v$$

Or on a

$$P_v = 0,8 \times A_s \times \sigma_{eb} = 0,8 \times 157 \times 90 = 11304 \text{ dan}$$

$$\Rightarrow Q_1 = 567 \ll P_v = 11304$$

\Rightarrow L'assemblage conçu peut supporter l'effort tranchant appliqué.

Vérification de la pression diamétrale

Condition de résistance :

$$\frac{Q_1}{d e} < 4 \sigma_e$$

Avec

e : épaisseur de la platine ; $e = 20 \text{ mm}$.

$$\Rightarrow \frac{Q_1}{d e} = \frac{567}{16 \times 20} = 1,77 \ll 4 \sigma_e$$

\Rightarrow La pression diamétrale est vérifiée.

Chapitre 6 :

Calcul des ossatures secondaires

Introduction :

Les ossatures secondaires sont destinées à supporter les éléments de couverture et de bardage et transmettre aux portiques les surcharges du vent agissant sur ces éléments. Ces ossatures regroupent les lisses de bardages et les potelets de pignons. Les ossatures secondaires regroupent aussi les éléments de contreventement qui assurent la stabilité d'ensemble.



Calcul des lisses de bardage :

Les lisses de bardage sont assemblées horizontalement sur les portiques ; ces éléments sont sollicités en flexion dans le plan horizontal suite à l'action du vent sur le bardage, et en flexion dans le plan vertical sous l'action de leur poids propre et le poids du bardage associé. Ces éléments peuvent être des profils IPE, UPE, etc.

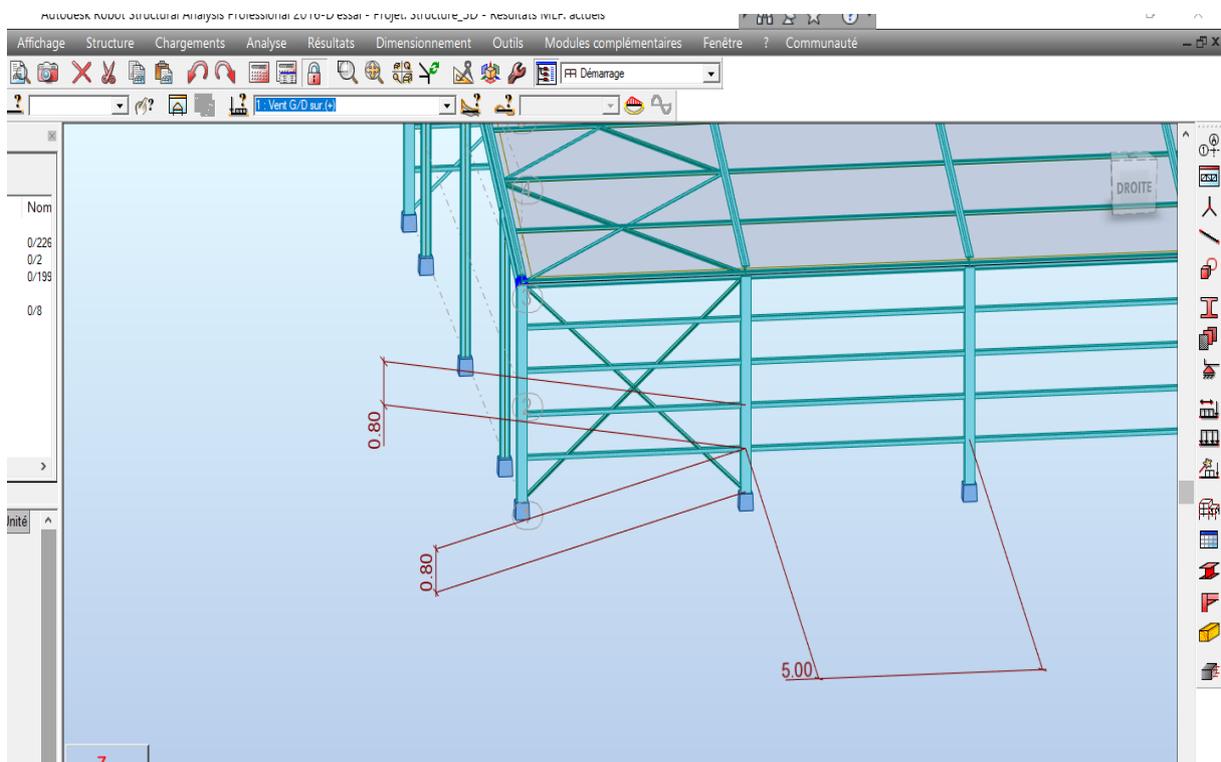
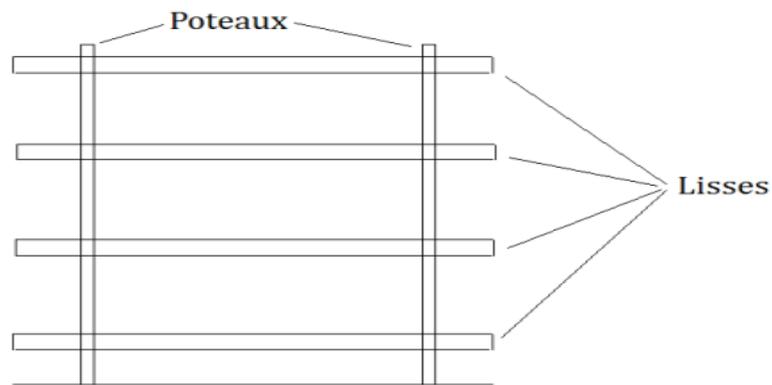


Fig1 : Schéma des dimensions utilisées

1-Calcul en flexion horizontale :

Afin de pouvoir résister à l'action du vent sur le bardage, ces éléments sont disposés de façon à présenter leur inertie maximale dans le plan de flexion horizontale.

- Longueur : 5 m
- Entraxe : 0.80 m

Calcul des charges :

D'après les calculs précédant, on a :

-Surcharge de vent extrême :

$$w_n = p \times \delta \times (c_e - c_i) \times e.$$

Avec

$$P = 50,2 \text{ dan/m}^2$$

$$\delta = 0,85$$

$$(c_e - c_i) = 1,05$$

$$e = 0,80 \text{ m}$$

Ainsi on trouve :

Vent normal : $w_n = 50,2 \times 0,85 \times 1,05 \times 0,80.$

$$w_n = 34,48 \text{ dan/m}$$

Vent extrême : $w_e = 1,75 w_n.$

$$w_e = 60,34 \text{ dan/m}$$

Condition de résistance :

Pour le calcul en résistance, on utilise l'action de vent extrême,

$$w_e = 60,34 \text{ dan/m.}$$

Ainsi on a :

$$M_x = \frac{w_e \times L^2}{8}$$

$$M_x = \frac{60,34 \times 5^2}{8} = 188,56 \text{ dan.m}$$

Condition de résistance :

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} < \sigma_e$$

$$\Rightarrow W_x > \frac{M_x}{\sigma_e} = \frac{188,56}{24}$$

$$\Rightarrow W_x > 7,86 \text{ cm}^3$$

Soit le profil IPE 140 avec les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 541 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 44,9 \text{ cm}^4$$

$$w_x = 77,3 \text{ cm}^3$$

$$w_y = 12,30 \text{ cm}^3$$

Condition de flèche :

La condition de flèche est vérifiée sous l'action de vent normal

$$w_n = 34,48 \text{ dan/m.}$$

Ainsi on a :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{w_n L^4}{EI_x}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{34,48 \times 10^{-3} \times 5000^4}{21000 \times 541 \times 10^4}$$

$$f = 2,46 \text{ mm}$$

$$\frac{f}{L} = \frac{2,46}{5000} = 4,92 \times 10^{-4} < \frac{1}{200}$$

⇒ La condition de flèche est vérifiée.

2-Calcul en flexion verticale :

Les lisses de bardage sont sollicitées en flexion verticale sous l'action de leur poids propre et le poids du bardage associé :

Poids propre IPE 140 : $g = 13,2 \text{ daN/m}$

Poids du bardage : 10 dan/mm^2

Entraxe, $e = 2 \text{ mm}$

⇒ on trouve la charge linéaire verticale totale, p :

$$P = 13,2 + 0,8 \times 10 = 21,2 \text{ dan/m}$$

Vérification de la condition de flèche :

L'expression de la flèche sera :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{p L^4}{EI_y}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{21,2 \times 10^{-3} \times 5000^4}{21000 \times 44,9 \times 10^4}$$

$$f = 18,30 \text{ mm}$$

$$\frac{f}{L} = \frac{18,30}{5000} = 3,66 \times 10^{-3} < \frac{1}{200}$$

⇒ La condition de flèche est vérifiée

Vérification de la condition de résistance :

Les lisses courantes sont sollicités en flexion composée sous l'action conjuguée des moments M_x et M_y ;

Ainsi on a :

$$M_x = 188,56 \text{ dan.m}$$

$$M_y = \frac{1,33p \times (\frac{L}{2})^2}{8} = 22,02 \text{ dan.m}$$

Condition de résistance :

$$\Rightarrow \sigma_f = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} < \sigma_e$$

$$\Rightarrow \sigma_f = \frac{188,56}{77,3} + \frac{22,02}{12,30}$$

$$\Rightarrow \sigma_f = 4,22 < 24$$

\Rightarrow La condition de résistance est vérifiée.

Conclusion :

On peut utiliser la section composée de profils IPE pour les lisses puisqu'elle vérifie simultanément les 2 conditions de flèche et de résistance.

Calcul des potelets de pignons.

Les potelets de pignons jouent le rôle de support vertical des lisses de bardage aux pignons du hangar, puisque la distance entre les poteaux du portique aux pignons est de 16 m. l'ossature des pignons est constituée de 2 potelets intermédiaires partageant cette dernière en 3 travées comme indiqué dans la figure (1.1). Pour la face où on doit disposer les portes du hangar, on laisse la travée au milieu ouverte sans lisses afin de pouvoir fixer le cadre de la porte du hangar.

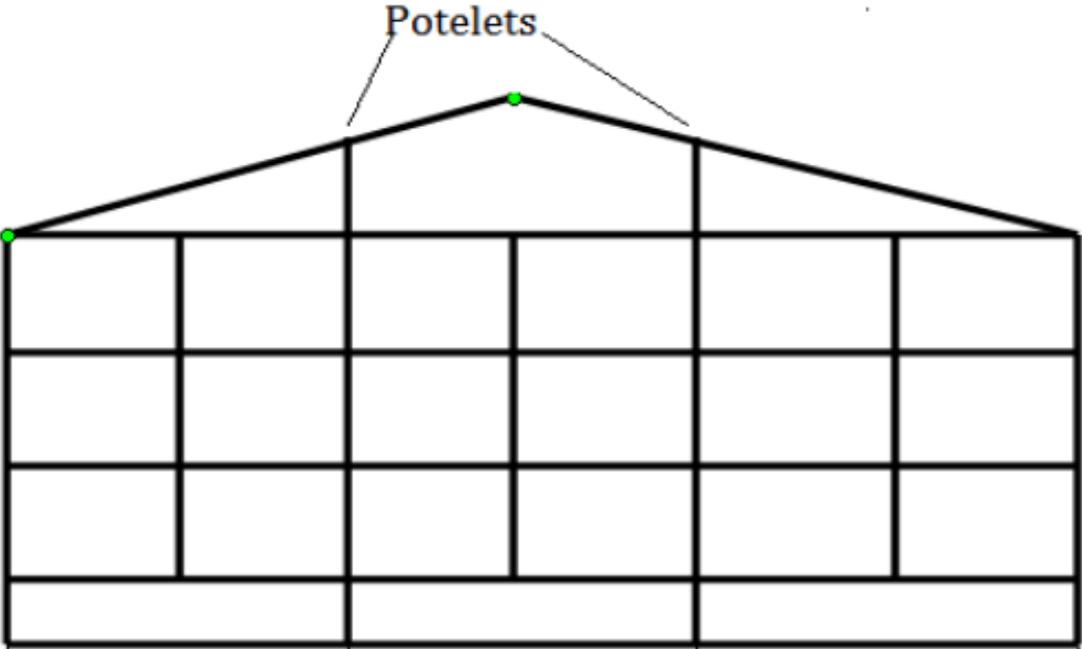


Figure 1.1 : schéma des potelets

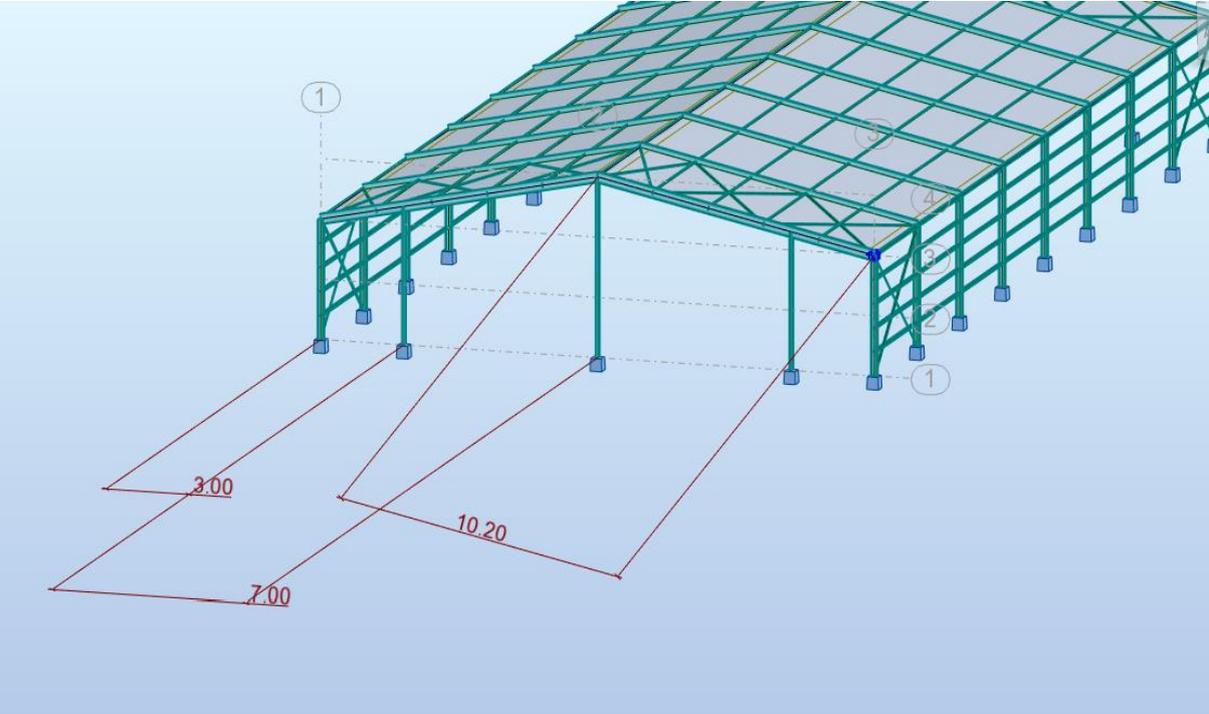


Fig1.2 : Schéma des dimensions

Ainsi les potelets sont sollicités en compression grâce au poids des lisses et des bardages associés et en flexion dans le plan horizontal grâce aux surcharges du vent.

Calcul des charges :

Effort de flexion dû au vent:

Surcharge de vent extrême w_e :

$$w_e = 1.75p \times \delta \times (c_e - c_i) \times L.$$

Avec

$$P = 50.2 \text{ dan/m}^2$$

$$\delta = 0.85$$

$$(c_e - c_i) = 1.05$$

$$L = 3 \text{ m}$$

$$L_p = 10.2 \text{ m (longueur du potelet)}$$

$$w_e = 1.75 \times 50.2 \times 0.85 \times 1.05 \times 3$$

$$w_e = 235.21 \text{ dan.m}$$

- Moment de flexion M_x :

$$M_x = \frac{w_e \times (L_p)^2}{8}$$

$$M_x = \frac{235.21 \times (10.2)^2}{8} = 3059 \text{ dan.m}$$

Pré dimensionnement du potelet :

On fait ce calcul en considérant la flèche maximale :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{p L_p^4}{EI_x} < \frac{L_p}{200}$$

$$I_x > \frac{1000}{384} \frac{w_n L_p^3}{E}$$

$$\text{Avec } W_n = \frac{w_e}{1.75} = 134.40 \text{ dan.m}$$

$$I_x > \frac{1000}{384} \frac{134.40 \times 10200^3}{21000}$$

$$I_x > 1768.68 \text{ cm}^4$$

Soit le profile IPE 220 avec les caractéristiques suivantes :

$$- I_x = 2770 \text{ cm}^4$$

$$- W_x = 252 \text{ cm}^3$$

$$- i_x = 9.11 \text{ cm}$$

$$- i_x = 2.48 \text{ cm}$$

$$- A = 33.4 \text{ cm}^2$$

Effort de compression :

$$\text{Poids de la lisse haute} = (2 \times 13.2) \times 5 = 132 \text{ dan}$$

$$\text{Poids des lisses courantes} = (4 \times 13.1) \times 5 = 264 \text{ dan}$$

$$\text{Poids des bardages} = 10 \times 10.2 \times 5 = 510 \text{ dan}$$

$$\text{Poids propre du potelet} = 10.2 \times 26.2 = 267,24 \text{ dan}$$

$$\Rightarrow \text{Effort de compression total, } G = 1173,24 \text{ dan}$$

Vérification du potelet au flambement :

Condition de résistance :

$$\frac{9}{8} (K\rho + \rho_f) < \sigma_e$$

Élancement du potelet (articulé aux 2 extrémités) :

$$\lambda_x = \frac{L_p}{i_x} = \frac{10,2}{9,11}$$

$$\lambda_x = 111,96$$

$$\Rightarrow K = 1.6$$

Contrainte de compression :

$$\rho = \frac{G}{A} = \frac{1173,24}{3340}$$

$$\rho = 0.35 \text{ dan/mm}^2$$

Contrainte de flexion :

$$\rho_f = \frac{M_x}{W_x} = \frac{3059 \times 10^2}{252 \times 10^2}$$

$$\rho_f = 12,13$$

$$\Rightarrow \frac{9}{8} (1,6 \times 0,35 + 12,13) = 14,27 < \sigma_e = 24$$

\(\Rightarrow\) le profil IPE 220 choisi vérifie la condition de résistance.

Conclusion :

On va adopter le profil IPE240 pour les potelets de pignons puisqu'il vérifie les 2 conditions de flèche et de résistance.

Calcul des contreventements :

Les éléments de contreventements sont destinés à empêcher le mouvement latéral d'une structure causé par le vent ou les séismes. Par suite ils sont conçus pour reprendre les surcharges du vent et de les diriger vers les fondations de la structure. Pour notre structure en main, les portiques sont rigides et dimensionnés pour pouvoir résister l'effort du vent transversal en long pan. Cependant, les portiques ne peuvent pas résister l'effort du vent longitudinal sur les pignons, puisque les pieds des poteaux sont articulés. À cet effet on doit incorporer un système de contreventement appelé «palée de stabilité » dans les portiques de rive.

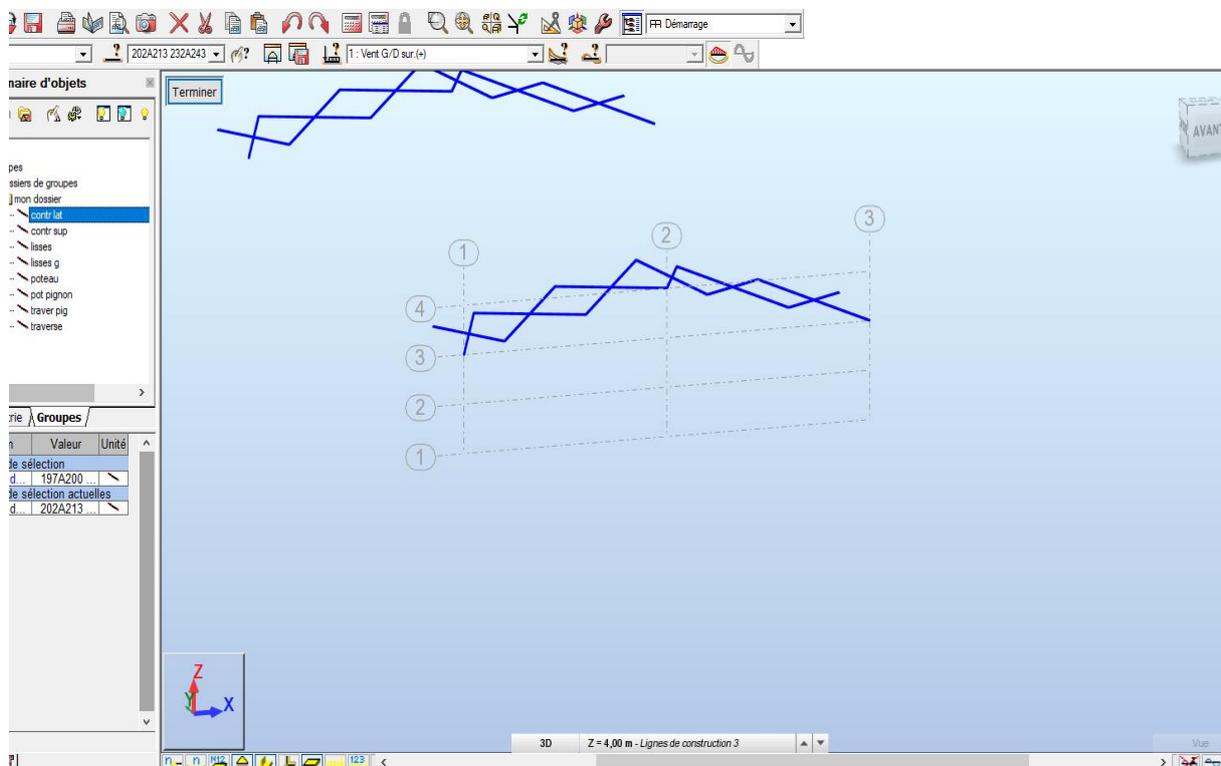


Fig1.3 : Modélisation des contreventements

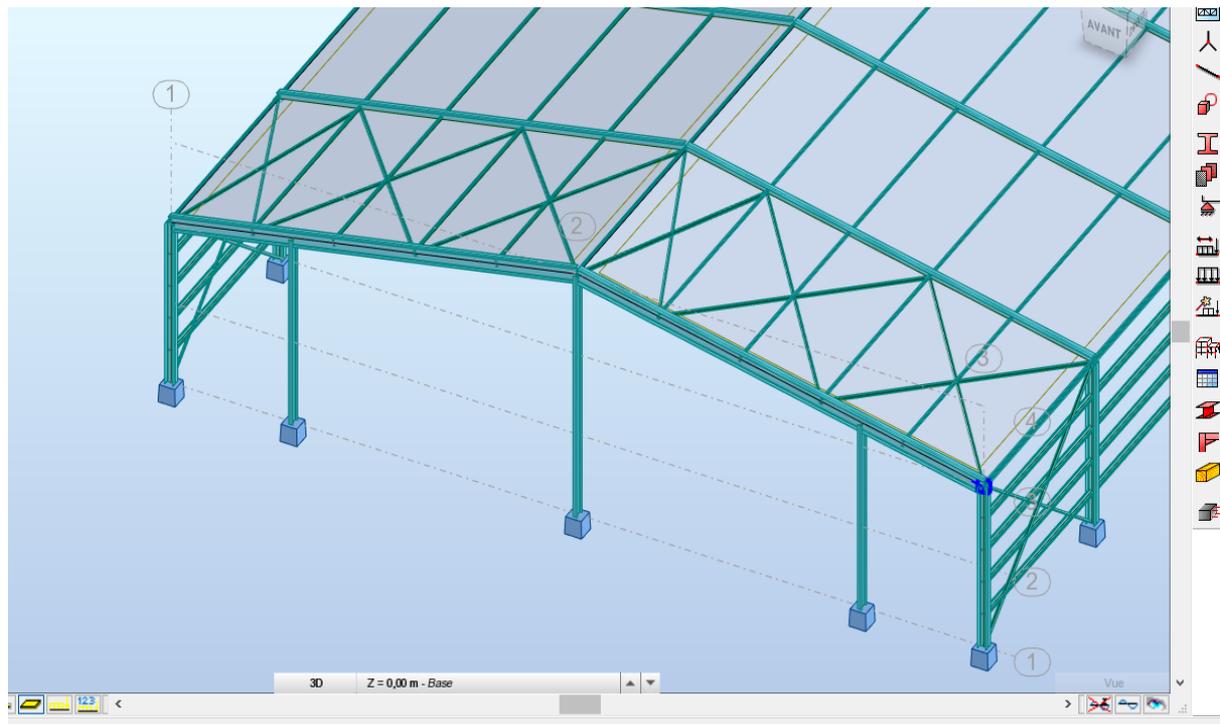


Fig1.4 :schéma des potelets

Calcul de la palée de stabilité :

Comme on a cité, la palée de stabilité est conçue pour transmettre l'effort du vent P vers les fondations à travers les diagonales.

- Calcul de l'effort P :

$$P = 1.75p \times (c_e - c_i) \times S$$

Avec

$$p = 50.2 \text{ dan/m}^2$$

$$(c_e - c_i) = 1.05$$

$$S = 10.2 \times 5 = 51 \text{ m}^2$$

$$P = 1.75 \times 50.2 \times 1.05 \times 51$$

$$P = 4704.36 \text{ dan}$$

- Calcul des composantes N et T :

La force P est divisée en deux composantes N et T ; la composante T est une force de compression dirigée vers la fondation à travers le poteau, tandis que la force N est une force de traction dirigée vers la fondation à travers la diagonale de la palée, fig. (1.2).

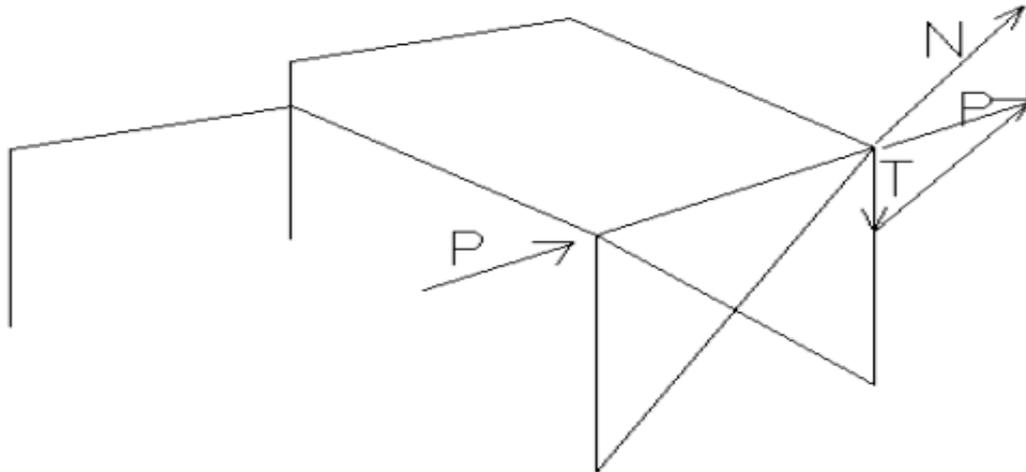


Figure 1.5 : les composantes N,P et T

D'après la géométrie de la figure on a :

$$\tan \alpha = 0,53$$

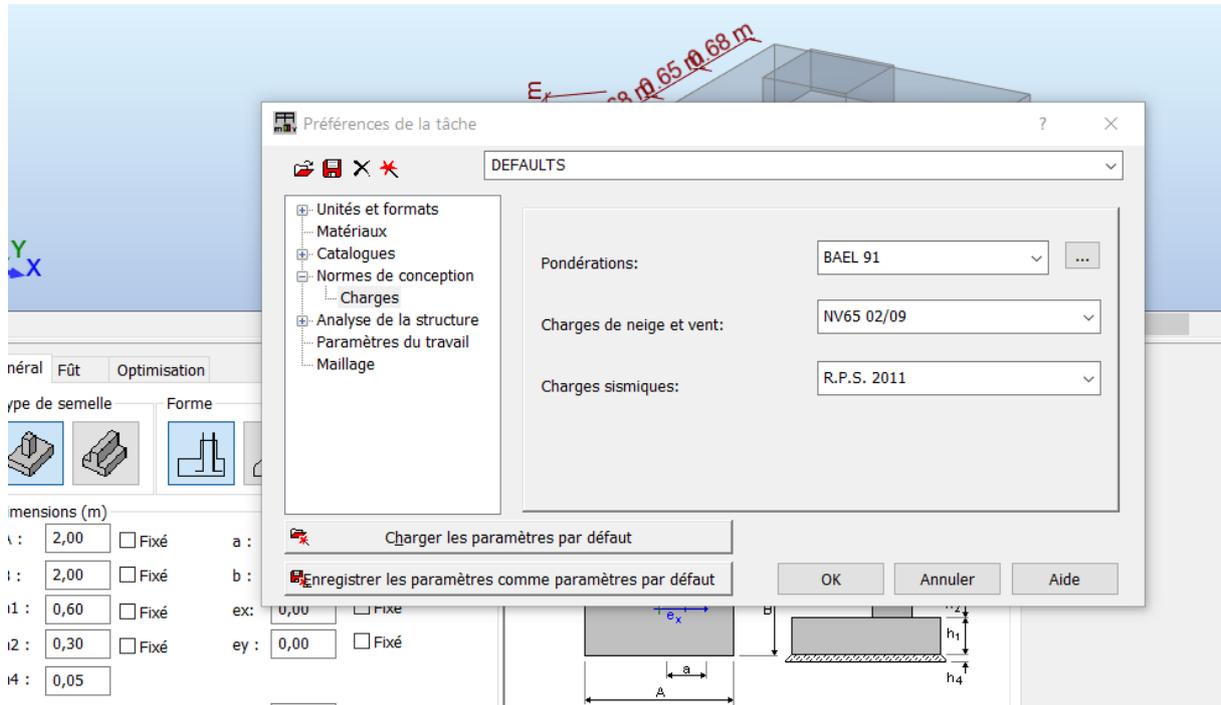
$$\Rightarrow \alpha = 28,1^\circ$$

$$\Rightarrow N = \frac{P}{\cos \alpha} = \frac{4704}{0,88}$$

$$\Rightarrow N = 5345 \text{ dan}$$

Calcul des fondations :

Un ouvrage quelle que soit sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol d'assise. Les éléments qui jouent le rôle d'interface entre l'ouvrage et le sol s'appelle fondations. Le dimensionnement de la fondation est conditionné par le site d'implantation. Les fondations d'une construction sont les parties de l'ouvrage qui sont en contact directe avec le sol. Elles transmettent les charges de la superstructure au sol, c'est pourquoi elles constituent une partie très importante puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble de la structure. Le dimensionnement des fondations est fait selon le règlement BAEL91.



➤ Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres : _ La nature et le poids de la superstructure.

_ La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.

_ La qualité du sol de fondation.

La contrainte admissible de notre sol site S2est : $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$

La profondeur d'ancrage : $D = 2 \text{ m}$

➤ Charge à prendre en considération :

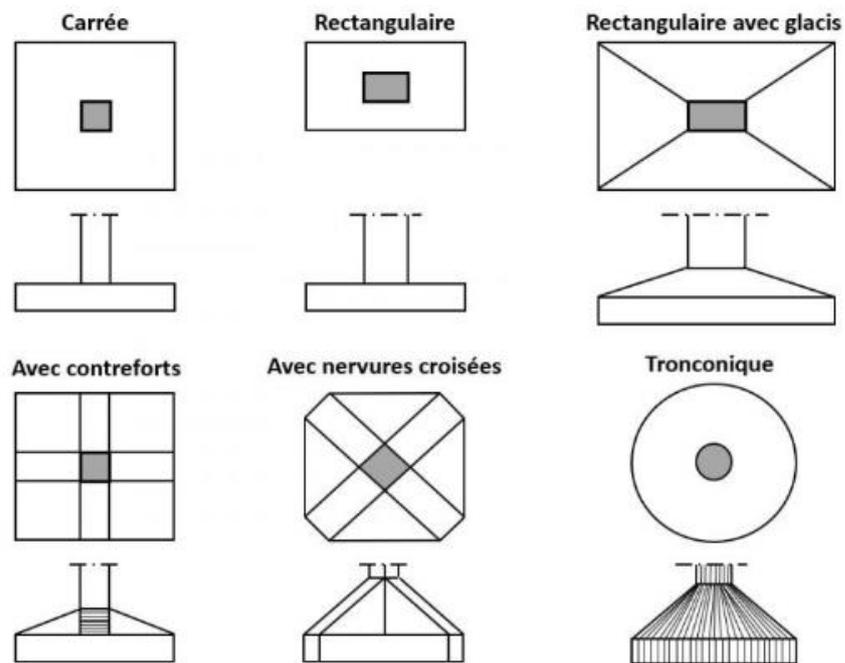
	Effort	ELU	ELS
Semelle	N (KN)	13.23	8.49
	M (KN.m)		0.1
Σ_{sol}	2 bars		

Récapitulatif des charges

- Pré dimensionnement de la semelle du poteau :

Les dimensions de la semelle sont choisies de manière qu'elles soient homothétiques avec celle du pied de poteau, les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base ($h*b$), donc les semelles sont rectangulaires ($H*B$).

Voici les différentes formes de semelles isolées :



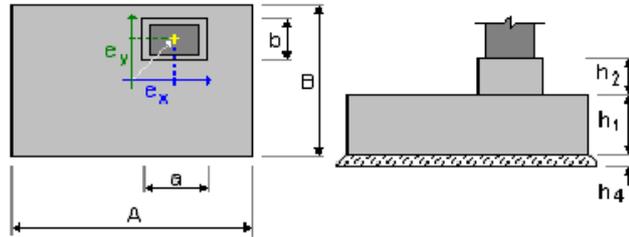
h et b : dimension de la platine du poteau considéré.

H et B : dimension de la semelle.

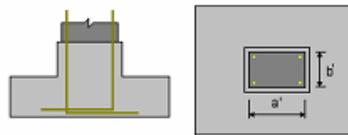
h_1 : $d + c$; avec $c = 5$ cm. (Béton de propreté)

d : hauteur utile de la semelle est donnée par :

1.1.2 Géométrie:



A	= 2,00 (m)	a	= 0,20 (m)
B	= 2,00 (m)	b	= 0,20 (m)
h1	= 0,60 (m)	ex	= 0,00 (m)
h2	= 0,30 (m)	ey	= 0,00 (m)
h4	= 0,05 (m)		



a'	= 20,0 (cm)
b'	= 20,0 (cm)
Cnom1	= 6,0 (cm)
Cnom2	= 6,0 (cm)
Écart de l'enrobage: Cdev = 1,0(cm), Cdur = 0,0(cm)	

a- Détermination de A et B :

$$h = d + 5 \text{ cm}$$

On a : a = 1m

$$b = 0.8\text{m}$$

$$\sigma_{sol} = \frac{N}{A*B} \longrightarrow A*B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$A*B \geq 0.69 \text{ m}^2$$

Donc on prend une semelle Rectangulaire de dimensions :

$$\left\{ \begin{array}{l} A=2\text{m} \\ B=2\text{m} \end{array} \right.$$

b-Détermination de d et h :

$$\frac{B-b}{4} \leq d \leq A - a \longrightarrow 0.45\text{m} \leq d \leq 1.8\text{m} \longrightarrow 45\text{cm} \leq d \leq 180\text{cm}$$

donc on prend $d = 90\text{ cm}$

Alors : $h = d + 5 = 85 + 5 = 90\text{ cm}$

➤ Vérification de la stabilité au renversement :

On doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaire et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base de fondation résistant au renversement.

$$\text{On a } e_0 = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$e_0 = 0.011\text{ m} \leq \frac{B}{4} = 0.5\text{m} \dots \dots \text{condition vérifier}$$

CONCLUSION GENERAL

Dans ce qui a précédé l'étude et la conception d'un hangar en charpente métallique qui ont été réalisées.

Ce travail nous a été bénéfique du point de vue assimilation et application des différents cours de conception et de résistance des matériaux que nous avons fait durant notre formation supérieure.

Ce projet m'apprendre l'importance de lire des références et des livres scientifiques spécifiques dans notre domaine de mécanique de structure.

Ce projet de fin d'études m'a permis d'approfondir mes connaissances en analyse et en calcul de structure à la fois pour les calculs nécessitant des logiciels mais surtout pour des vérifications et dimensionnements manuels.

Annexe :

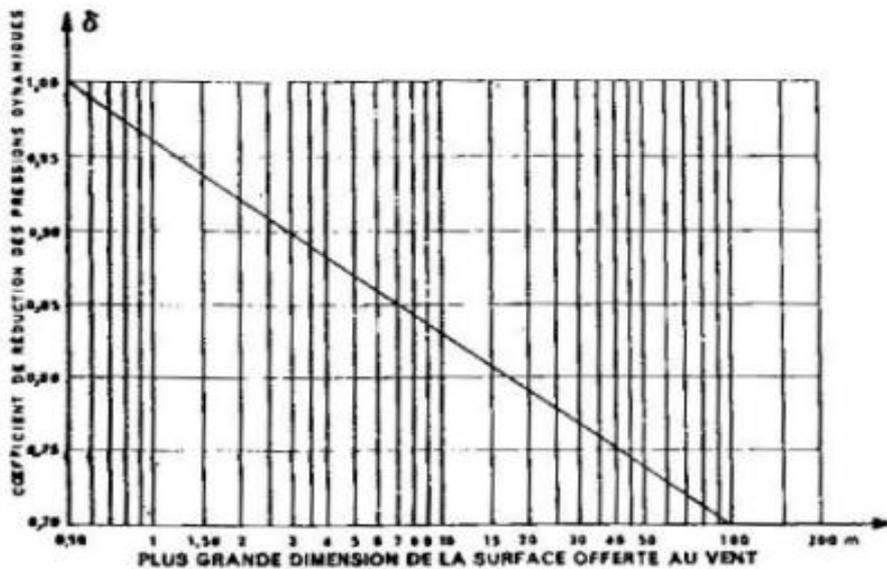
Pressions dynamiques. -- On admet que les pressions dynamiques sont constantes sur toute la hauteur h de la construction et sont données par la formule :

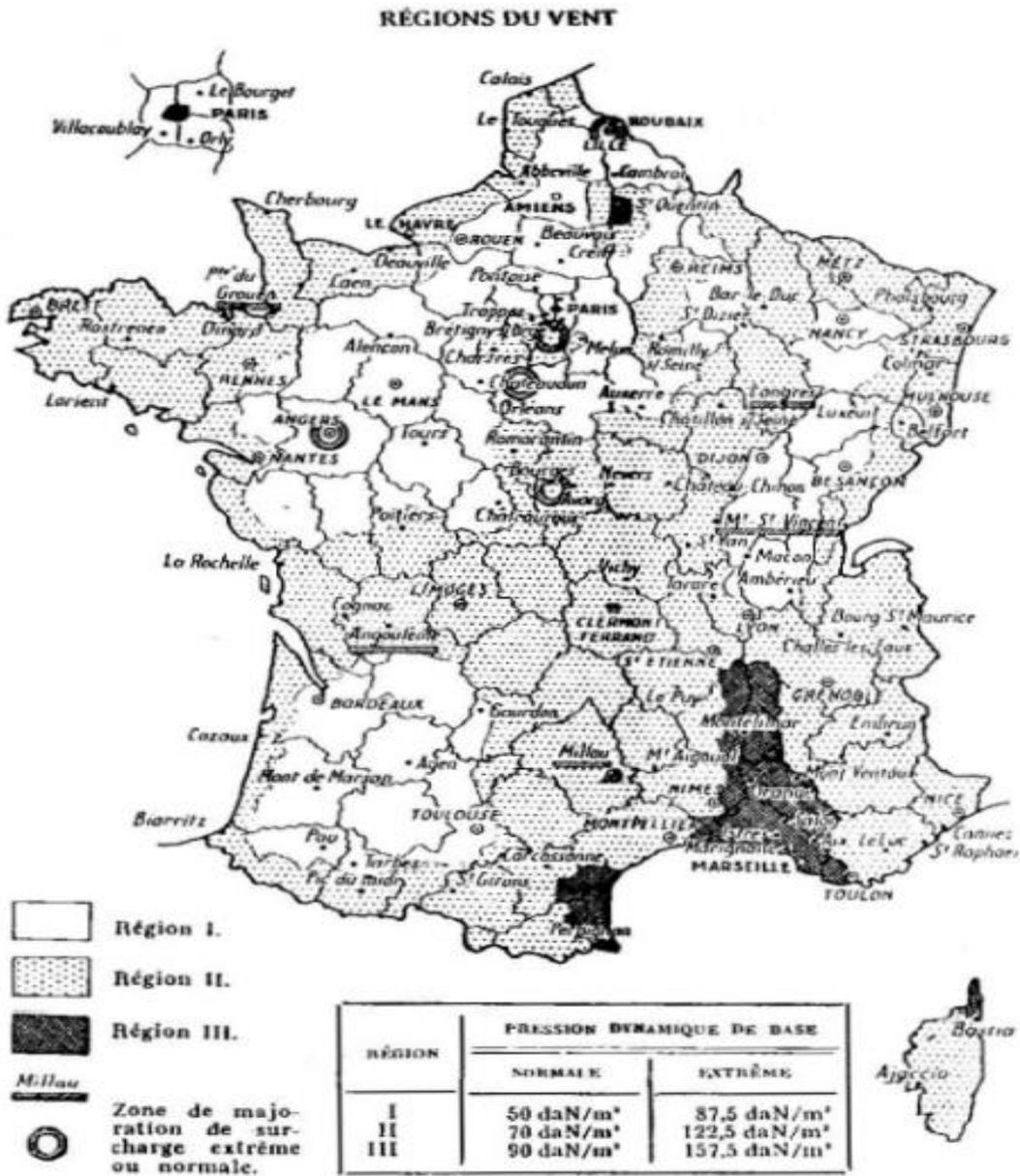
$$q = (46 + 0,7 h) k_r k_s \text{ daN/m}^2 \text{ (kg/m}^2\text{)}$$

les coefficients de région k_r et de site k_s étant définis par le tableau :

Région	k_r pour pression		protégé	k_s pour pression	
	normale	extrême		normal	exposé
I	1,00	1,75	0,80	1,00	1,35
II	1,40	2,45	0,80	1,00	1,30
III	1,80	3,15	0,80	1,00	1,25

Réductions :





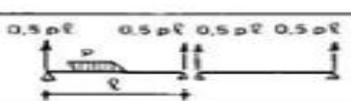
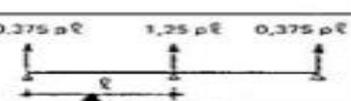
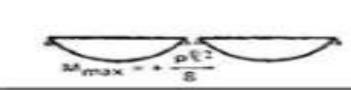
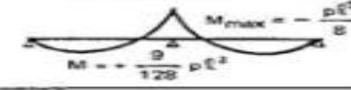
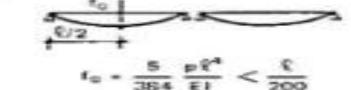
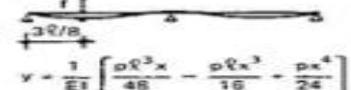
- Vérification des conditions de flèche :

Il s'agit de vérifier, dans tous les cas, que $\frac{f}{\ell} < \frac{1}{200}$ Soit :

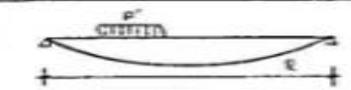
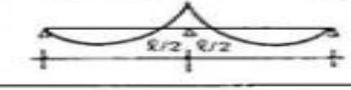
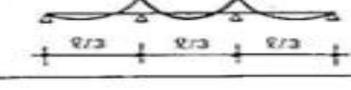
Cas	Flèche $\frac{f_x}{\ell}$ suivant yy'	Flèche $\frac{f_y}{\ell}$ suivant xx'	Profil retenu
1	$\frac{f_1}{\ell} = \frac{5}{384} \frac{p \ell^3}{E I_x} = \frac{1}{650}$	$\frac{f_2}{\ell} = \frac{5}{384} \frac{p \ell^3}{E I_y} = \frac{1}{285}$	IPE 200
2	$\frac{f_1}{\ell} \times 0,41 = \frac{1}{1.500}$	$\frac{f_2}{\ell} = \frac{1}{285}$	IPE 200
3	$\frac{f_1}{\ell} = \frac{1}{650}$	$\frac{f_2}{\ell} \times 0,41 = \frac{1}{690}$	IPE 160
4	$\frac{f_1}{\ell} \times 0,41 = \frac{1}{1.500}$	$\frac{f_2}{\ell} \times 0,41 = \frac{1}{690}$	IPE 160

Calcul des moments et des flèches :

① Sollicitations dans le plan d'inertie maximale

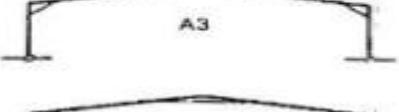
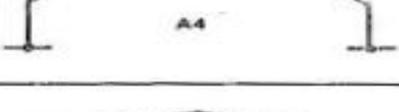
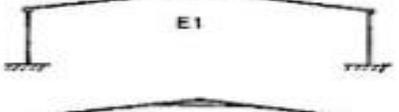
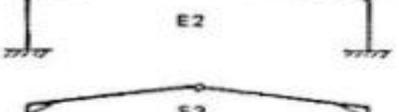
Réactions d'appuis		
Moment de flexion max.	 $M_{max} = + \frac{p \ell^2}{8}$	 $M_{max} = - \frac{p \ell^2}{8}$ $M_{min} = - \frac{p \ell^2}{128}$
Flèches max.	 $f_0 = \frac{5}{384} \frac{p \ell^4}{E I} < \frac{\ell}{200}$	 $y = \frac{1}{EI} \left[\frac{p \ell^3 x}{48} - \frac{p \ell x^3}{16} + \frac{p x^4}{24} \right]$ Ymax pour $x = \frac{3}{8} \ell$, soit $f = \frac{2,05}{384} \frac{p \ell^4}{E I} = 0,41 f_0 < \frac{\ell}{200}$

② Sollicitations dans le plan d'inertie minimale

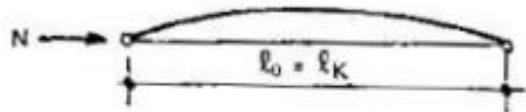
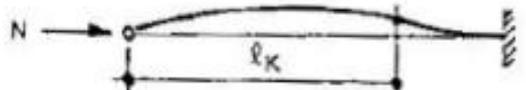
Panne sans lierne		$M_{max} = \frac{p' \ell^2}{8}$
Panne avec une lierne à mi-portée		$M_{max} = - \frac{p' \ell^2}{32}$
Panne avec 2 liernes aux tiers de la portée		$M_{max} = - \frac{p' \ell^2}{72}$

- Type de charpente:

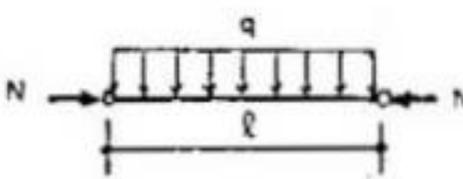
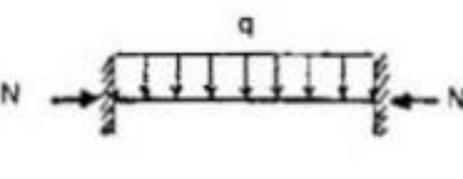
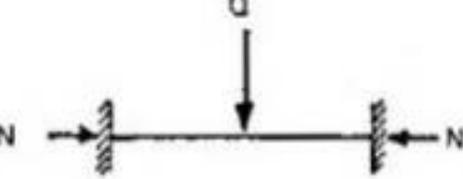
Schémas statiques des portiques

	Schémas	Degrés de stabilité (croissants des indices 1 à 4)
Pieds des portiques articulés	 <p>A1</p>	Hypostaticité de degré 2
	 <p>A2</p>	
	 <p>A3</p>	Isostaticité
	 <p>A4</p>	Hyperstaticité de degré 1
Pieds des portiques encastrés	 <p>E1</p>	Isostaticité
	 <p>E2</p>	Hyperstaticité de degré 1
	 <p>E3</p>	Hyperstaticité de degré 2
	 <p>E4</p>	Hyperstaticité de degré 3

- Condition d'appuis :

CONDITIONS D'APPUI	m	ℓ_K
<p>• Sans déplacements des extrémités</p>		
	1	ℓ_0
	2	$0,7 \ell_0$
	4	$0,5 \ell_0$
	$1 < m < 2$	$> 0,7 \ell_0$
<p>• Avec liberté de déplacements aux extrémités</p>		
	$\frac{1}{4}$	$2 \ell_0$
	1	ℓ_0
	$m < \frac{1}{4}$	$> 2 \ell_0$

- Cas de charges :

Cond. aux appuis	Cas de charges	M_0 max pour $Z = \frac{\ell}{2}$	M max. pour $Z = \frac{\ell}{2}$	Coefficient d'amplification des moments : $r = \frac{M \text{ max}}{M_0 \text{ max.}}$
Bi-articulé		$q \frac{\ell^2}{8}$	$q \frac{\ell^2}{8} r$	$\frac{2}{t^2} \left(\frac{1}{\cos t} - 1 \right)$
		$Q \frac{\ell}{4}$	$Q \frac{\ell}{4} r$	$\frac{1}{t} \cdot \text{tg } t$
Bi-encastré		$q \frac{\ell^2}{24}$	$q \frac{\ell^2}{24} r$	$\frac{3}{t \sin 2t} - \frac{3}{2t^2}$
		$Q \frac{\ell}{8}$	$Q \frac{\ell}{8} r$	$\frac{1}{t} \cdot \text{tg } t$

- Caractéristiques mécaniques des boulons :

Soit :

Repère	Appellation	σ_R (daN/mm ²)	σ_{eb} (daN/mm ²)	Allongement Tige (%)
HR 1	HR 10.9	100	90	≥ 8
HR 2	HR 8.8	80	64	≥ 12

- Efforts de précontrainte dans les boulons

L'effort de serrage appliqué à un boulon HR est conduit jusqu'à ce que la contrainte limite d'élasticité σ_{eb} de la tige soit atteinte.

Compte tenu des pertes de tension qui interviendront inévitablement et qui sont estimées forfaitairement à 20 % de la tension initiale, l'effort final de précontrainte P_v dans un boulon est donné par :

$$P_v = 0,8 \cdot A_s \cdot \sigma_{eb}$$

A_s étant la section résistante de la tige du boulon, en fond de filet.

Diamètre nominal du boulon d (mm)	14	16	18	20	22	24	27	30
Section résistante A_s (mm ²)	115	157	192	245	303	353	459	561

Contraintes caractéristiques des boulons σ_{red} .

Classe de qualité	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	6.9	8.8	10.9
σ_{red} (N/mm ²)	240	280	300	340	350	410	410	550	670

Les résultats obtenus sur le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016 :

CALCUL DES CHARGES DE NEIGE ET VENT selon NV65 Maroc

DIMENSIONS DU BATIMENT

Hauteur:	6,00 m
Largeur:	20,00 m
Profondeur:	40,00 m
Toitures isolées:	inactives
Flèche de la toiture:	2,00 m
Entraxe des portiques:	5,00 m
Position du sol:	0,00 m
Altitude de la construction:	6,00 m

DONNEES VENT

Région:	I
Type vent:	normal
Site:	normal ks= 1,000
Toiture multiple:	désactivé
Décrochements de façade:	désactivé
Ce-Ci Minimum	actif
Action dynamique du vent:	désactivée
Pression de base:	5350,00 kPa
QH :	4863,64 kPa
qr = qH * ks :	4863,64 kPa

Perméabilité avancée: **désactivée**

Perméabilité

droite:	0,0 %	Porte	droite:	0,0 %
gauche:	0,0 %		gauche:	0,0 %
avant:		0,0 %	avant:	0,0 %
arrière:		0,0 %	arrière:	0,0 %

RESULTATS VENT

Cas de charge: **Vent G/D sur.(+)**

Lambda :	0,150
Gamma :	0,880
Delta :	0,859

Coefficients de chargement

barre: 1	Ce : 0,800	CiS : 0,394	Ce-Ci = 0,406	de x = 0,000	à x = 1,000
barre: 3	Ce : -0,333	CiS : 0,394	Ce-Ci = -0,727	de x = 0,000	à x = 1,000
barre: 4	Ce : -0,231	CiS : 0,394	Ce-Ci = -0,624	de x = 0,000	à x = 1,000
barre: 2	Ce : -0,344	CiS : 0,394	Ce-Ci = -0,738	de x = 0,000	à x = 1,000
pignon: Av	Ce : -0,344	CiS : 0,394			
pignon: Ar	Ce : -0,344	CiS : 0,394			

Cas de charge: **Vent G/D dép.(-)**

Lambda : 0,150
Gamma : 0,880
Delta : 0,859

Coefficients de chargement

<i>barre: 1</i>	<i>Ce</i> : 0,800	<i>CiD</i> : -0,206	<i>Ce-Ci</i> = 1,006	<i>de x</i> = 0,000	<i>à x</i> = 1,000
<i>barre: 3</i>	<i>Ce</i> : -0,333	<i>CiD</i> : -0,206	<i>Ce-Ci</i> = -0,300	<i>de x</i> = 0,000	<i>à x</i> = 1,000
<i>barre: 4</i>	<i>Ce</i> : -0,231	<i>CiD</i> : -0,206	<i>Ce-Ci</i> = -0,300	<i>de x</i> = 0,000	<i>à x</i> = 1,000
<i>barre: 2</i>	<i>Ce</i> : -0,344	<i>CiD</i> : -0,206	<i>Ce-Ci</i> = -0,300	<i>de x</i> = 0,000	<i>à x</i> = 1,000
<i>pignon: Av</i>	<i>Ce</i> : -0,344	<i>CiD</i> : -0,206			
<i>pignon: Ar</i>	<i>Ce</i> : -0,344	<i>CiD</i> : -0,206			

Cas de charge: **Vent D/G sur.(+)**

Lambda : 0,150
Gamma : 0,880
Delta : 0,859

Coefficients de chargement

<i>barre: 1</i>	<i>Ce</i> : -0,344	<i>CiS</i> : 0,394	<i>Ce-Ci</i> = -0,738	<i>de x</i> = 0,000	<i>à x</i> = 1,000
<i>barre: 3</i>	<i>Ce</i> : -0,231	<i>CiS</i> : 0,394	<i>Ce-Ci</i> = -0,624	<i>de x</i> = 0,000	<i>à x</i> = 1,000
<i>barre: 4</i>	<i>Ce</i> : -0,333	<i>CiS</i> : 0,394	<i>Ce-Ci</i> = -0,727	<i>de x</i> = 0,000	<i>à x</i> = 1,000
<i>barre: 2</i>	<i>Ce</i> : 0,800	<i>CiS</i> : 0,394	<i>Ce-Ci</i> = 0,406	<i>de x</i> = 0,000	<i>à x</i> = 1,000
<i>pignon: Av</i>	<i>Ce</i> : -0,344	<i>CiS</i> : 0,394			
<i>pignon: Ar</i>	<i>Ce</i> : -0,344	<i>CiS</i> : 0,394			

Cas de charge: **Vent D/G dép.(-)**

Lambda : 0,150
Gamma : 0,880
Delta : 0,859

Coefficients de chargement

<i>barre: 1</i>	<i>Ce</i> : -0,344	<i>CiD</i> : -0,206	<i>Ce-Ci</i> = -0,300	<i>de x</i> = 0,000	<i>à x</i> = 1,000
<i>barre: 3</i>	<i>Ce</i> : -0,231	<i>CiD</i> : -0,206	<i>Ce-Ci</i> = -0,300	<i>de x</i> = 0,000	<i>à x</i> = 1,000
<i>barre: 4</i>	<i>Ce</i> : -0,333	<i>CiD</i> : -0,206	<i>Ce-Ci</i> = -0,300	<i>de x</i> = 0,000	<i>à x</i> = 1,000
<i>barre: 2</i>	<i>Ce</i> : 0,800	<i>CiD</i> : -0,206	<i>Ce-Ci</i> = 1,006	<i>de x</i> = 0,000	<i>à x</i> = 1,000
<i>vignon: Av</i>	<i>Ce</i> : -0,344	<i>CiD</i> : -0,206			
<i>vignon: Ar</i>	<i>Ce</i> : -0,344	<i>CiD</i> : -0,206			

Cas de charge: **Vent Av./Arr. sur.(+)**

Lambda : 0,300
Gamma : 0,850
Delta : 0,791

Coefficients de chargement

<i>barre: 1</i>	<i>Ce</i> : -0,305	<i>CiS</i> : 0,417	<i>Ce-Ci</i> = -0,722	<i>de x</i> = 0,000	<i>à x</i> = 1,000
<i>barre: 3</i>	<i>Ce</i> : -0,280	<i>CiS</i> : 0,417	<i>Ce-Ci</i> = -0,697	<i>de x</i> = 0,000	<i>à x</i> = 1,000
<i>barre: 4</i>	<i>Ce</i> : -0,280	<i>CiS</i> : 0,417	<i>Ce-Ci</i> = -0,697	<i>de x</i> = 0,000	<i>à x</i> = 1,000
<i>barre: 2</i>	<i>Ce</i> : -0,305	<i>CiS</i> : 0,417	<i>Ce-Ci</i> = -0,722	<i>de x</i> = 0,000	<i>à x</i> = 1,000
<i>vignon: Av</i>	<i>Ce</i> : 0,800	<i>CiS</i> : 0,417			
<i>vignon: Ar</i>	<i>Ce</i> : -0,305	<i>CiS</i> : 0,417			

Cas de charge: **Vent Av./Arr. dép.(-)**

Lambda : 0,300
Gamma : 0,850
Delta : 0,791

Coefficients de chargement

<i>barre: 1</i>	<i>Ce</i> : -0,305	<i>CiD</i> : -0,200	<i>Ce-Ci</i> = -0,300	<i>de x</i> = 0,000	<i>à x</i> = 1,000
<i>barre: 3</i>	<i>Ce</i> : -0,280	<i>CiD</i> : -0,200	<i>Ce-Ci</i> = -0,300	<i>de x</i> = 0,000	<i>à x</i> = 1,000
<i>barre: 4</i>	<i>Ce</i> : -0,280	<i>CiD</i> : -0,200	<i>Ce-Ci</i> = -0,300	<i>de x</i> = 0,000	<i>à x</i> = 1,000
<i>barre: 2</i>	<i>Ce</i> : -0,305	<i>CiD</i> : -0,200	<i>Ce-Ci</i> = -0,300	<i>de x</i> = 0,000	<i>à x</i> = 1,000
<i>vignon: Av</i>	<i>Ce</i> : 0,800	<i>CiD</i> : -0,200			
<i>vignon: Ar</i>	<i>Ce</i> : -0,305	<i>CiD</i> : -0,200			

CHARGE DE VENT**Cas de charge : Vent G/D sur.(+)**

barre : 1	<i>P</i> : -80,28 kN/m	sur toute de longueur de la barre
barre : 3	<i>P</i> : 151,83 kN/m	sur toute de longueur de la barre
barre : 4	<i>P</i> : 130,42 kN/m	sur toute de longueur de la barre
barre : 2	<i>P</i> : -145,70 kN/m	sur toute de longueur de la barre

Cas de charge : Vent G/D dép.(-)

barre : 1	<i>P</i> : -198,80 kN/m	sur toute de longueur de la barre
barre : 3	<i>P</i> : 62,69 kN/m	sur toute de longueur de la barre
barre : 4	<i>P</i> : 62,69 kN/m	sur toute de longueur de la barre
barre : 2	<i>P</i> : -59,26 kN/m	sur toute de longueur de la barre

Cas de charge : Vent D/G sur.(+)

barre : 1	<i>P</i> : 145,70 kN/m	sur toute de longueur de la barre
barre : 3	<i>P</i> : 130,42 kN/m	sur toute de longueur de la barre
barre : 4	<i>P</i> : 151,83 kN/m	sur toute de longueur de la barre
barre : 2	<i>P</i> : 80,28 kN/m	sur toute de longueur de la barre

Cas de charge : Vent D/G dép.(-)

barre : 1	<i>P</i> : 59,26 kN/m	sur toute de longueur de la barre
barre : 3	<i>P</i> : 62,69 kN/m	sur toute de longueur de la barre
barre : 4	<i>P</i> : 62,69 kN/m	sur toute de longueur de la barre
barre : 2	<i>P</i> : 198,80 kN/m	sur toute de longueur de la barre

Cas de charge : Vent Av./Arr. sur.(+)

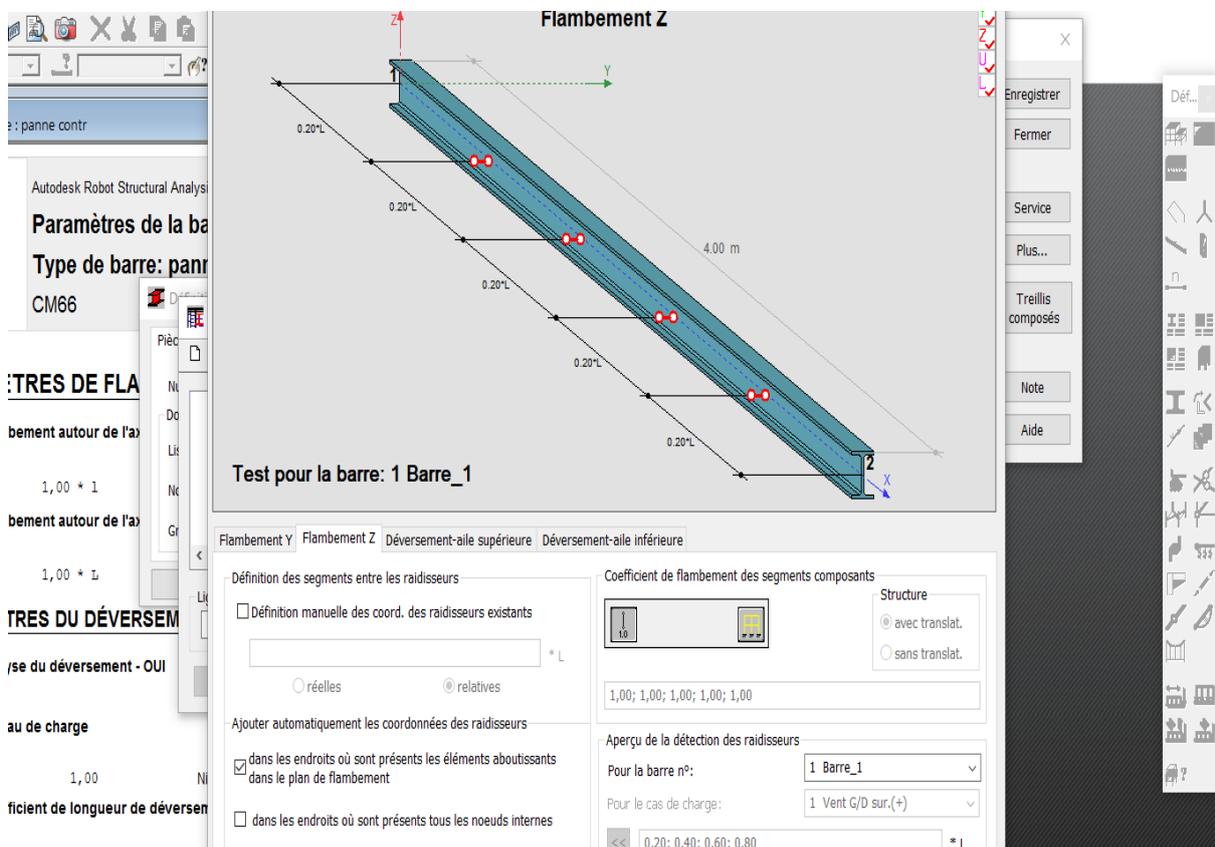
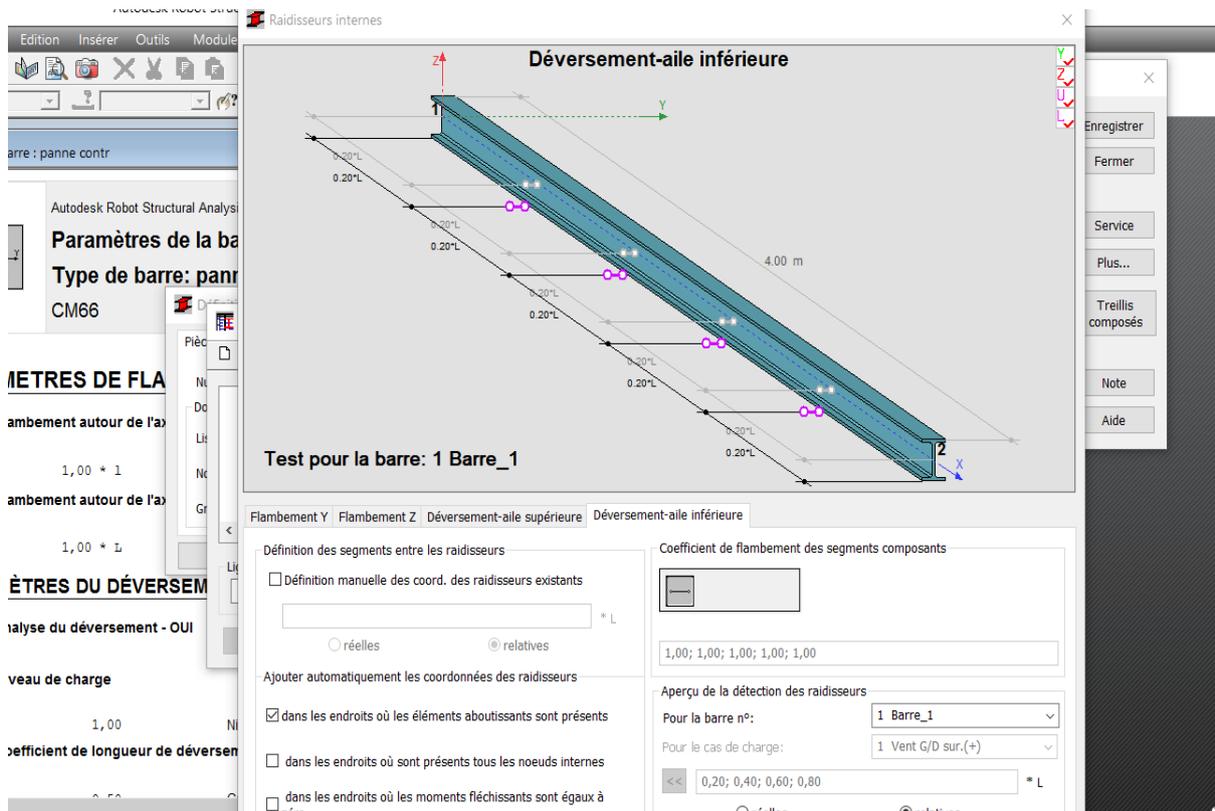
barre : 1	<i>P</i> : 131,31 kN/m	sur toute de longueur de la barre
barre : 3	<i>P</i> : 134,09 kN/m	sur toute de longueur de la barre
barre : 4	<i>P</i> : 134,09 kN/m	sur toute de longueur de la barre
barre : 2	<i>P</i> : -131,31 kN/m	sur toute de longueur de la barre

Cas de charge : Vent Av./Arr. dép.(-)

barre : 1	<i>P</i> : 54,56 kN/m	sur toute de longueur de la barre
barre : 3	<i>P</i> : 57,72 kN/m	sur toute de longueur de la barre
barre : 4	<i>P</i> : 57,72 kN/m	sur toute de longueur de la barre
barre : 2	<i>P</i> : -54,56 kN/m	sur toute de longueur de la barre

CHARGE DE NEIGE**Cas de charge : Neige cas I**

barre : 3	<i>P</i> : -0,00 kN/m	sur toute la longueur
barre : 4	<i>P</i> : -0,00 kN/m	sur toute la longueur





Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016
Paramètres de la barre acier:
 Type de barre: lisse
 CM66

PARAMETRES DE FLAMBEMENT

- Flambement autour de l'axe Y**
 $l_y = 1,00 \cdot l$ Longueur de la barre [3.711]
- Flambement autour de l'axe Z**
 $l_z = 1,00 \cdot l$ Longueur de la barre [3.711]

PARAMETRES DU DEVERSEMENT

- Analyse du déversement - OUI**
- Niveau de charge**
 $z = 1,00$ Niveau de charge [3.643]
- Coefficient de longueur de déversement - Semelle supérieure**
 $K_{ul} = 1,00$ Coefficient de longueur de déversement [3.611]
- Coefficient de longueur de déversement - Semelle inférieure**
 $K_{ul} = 1,00$ Coefficient de longueur de déversement [3.611]

PARAMETRES ADDITIONNELS

- Type de charge entraînant les moments My**
 $TypeY = 1$ Charge permanente [3.511]
- Type de charge entraînant les moments Mz**
 $TypeZ = 1$ Charge permanente [3.511]
- Coefficient de compression simple**
 Coefficient de compression simple K - OUI [3.411]
 Coefficient d'amplification K1 - NON [3.412]
- Paramètres de la section:**
 $A_{net}/A_{brute} = 1,00$ Rapport de l'aire de la section affaiblie (nette) à la section non affaiblie (brute) [0.2.3]
 Profils soumis au recuit - NON [3.411]
 Conditions suppl. pour les tubes ronds:
 Flexion simple des tubes - NON
- DEPLACEMENTS LIMITES**
Déplacements des noeuds (repère global):
 $u_x = 1/150,00$ Déplacements des extrémités de la barre [3.9]
 $u_y = 1/150,00$ Déplacements des extrémités de la barre [3.9]



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016
Paramètres de la barre acier:
 Type de barre: poteau milieu
 CM66

PARAMETRES DE FLAMBEMENT

- Flambement autour de l'axe Y**
 $l_y = 1,00 \cdot l$ Longueur de la barre [3.711]
 $K_y = 1,00$ Coefficient de longueur de flambement [13.401]
 Type = Structure avec translation [15.134]
- Flambement autour de l'axe Z**
 Définition manuelle des coord. des raidisseurs existants - NON
 Saisir les raidisseurs dans les endroits où les éléments aboutissants sont présents - OUI
 Saisir les raidisseurs dans les endroits où les moments fléchissants sont égaux à zéro - NON
 $l_z = 1,00 \cdot l$ Longueur de la barre [3.711]
 $K_z = AUTO$ Coefficient de longueur de flambement [13.401]
 Type = Structure avec translation [15.134]

PARAMETRES DU DEVERSEMENT

- Analyse du déversement - OUI**
- Niveau de charge**
 $z = 1,00$ Niveau de charge [3.643]
- Coefficient de longueur de déversement - Semelle supérieure**
 $K_{ul} = 0,50$ Coefficient de longueur de déversement [3.611]
- Coefficient de longueur de déversement - Semelle inférieure**
 $K_{ul} = AUTO$ Coefficient de longueur de déversement [3.611]
 Définition manuelle des coord. des raidisseurs existants - NON
 Saisir les raidisseurs dans les endroits où les éléments aboutissants sont présents - OUI
 Saisir les raidisseurs dans les endroits où les moments fléchissants sont égaux à zéro - NON



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016

Paramètres de la barre acier:

Type de barre: panne contr

CM66

PARAMETRES DE FLAMBEMENT

Flambement autour de l'axe Y

$l_y = 1,00 \cdot L$ Longueur de la barre [3.711]

Flambement autour de l'axe Z

$l_z = 1,00 \cdot L$ Longueur de la barre [3.711]

PARAMETRES DU DEVERSEMENT

Analyse du déversement - OUI

Niveau de charge

$z = 1,00$ Niveau de charge [3.643]

$K_{y1} = 0,50$ Coefficient de longueur de déversement [3.611]

$K_{y2} = 1,00$ Coefficient de longueur de déversement [3.611]

PARAMETRES ADDITIONNELS

Type de charge entraînant les moments My

TypeY = 1 Charge permanente [3.511]

Type de charge entraînant les moments Mz

TypeZ = 1 Charge permanente [3.511]

Coefficient de compression simple [3.411]

Coefficient de compression simple K - OUI [3.411]

Coefficient d'amplification K1 - NON [3.412]

Paramètres de la section:

$A_{net}/A_{brute} = 1,00$ Rapport de l'aire de la section affaiblie (nette) à la section non affaiblie (brute) [3.231]

Profils soumis au recuit - NON [3.411]

Conditions suppl. pour les tubes ronds:

Flexion simple des tubes - NON

DEPLACEMENTS LIMITES

Flèche finale de la barre (repère local):

$u_y = 1/250,00$ Flèche finale de la barre [3.9]

$u_z = 1/250,00$ Flèche finale de la barre [3.9]

Structure - Cas: 1 (Vent G/D sur,+)
×

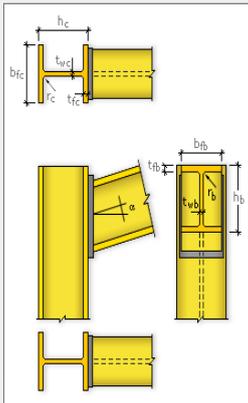
Définition de l'assemblage de type Poutre-Poteau (angle de portique) - CM66

Fichier Aide

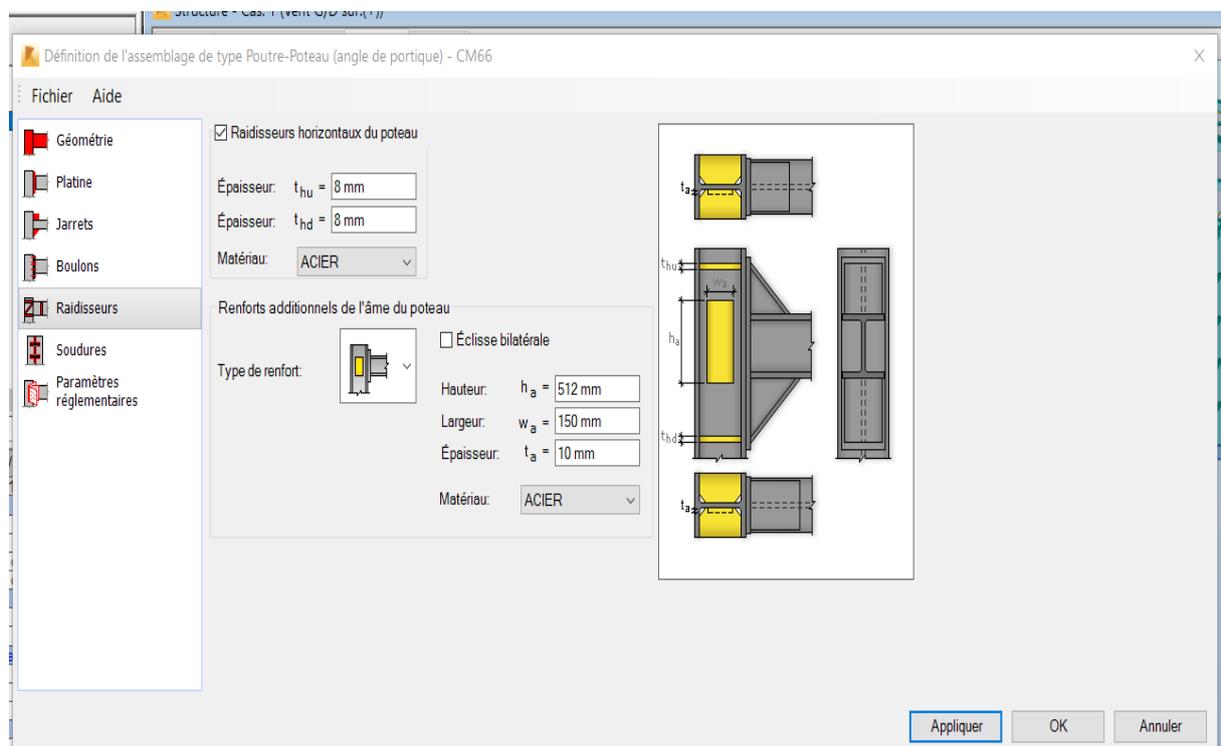
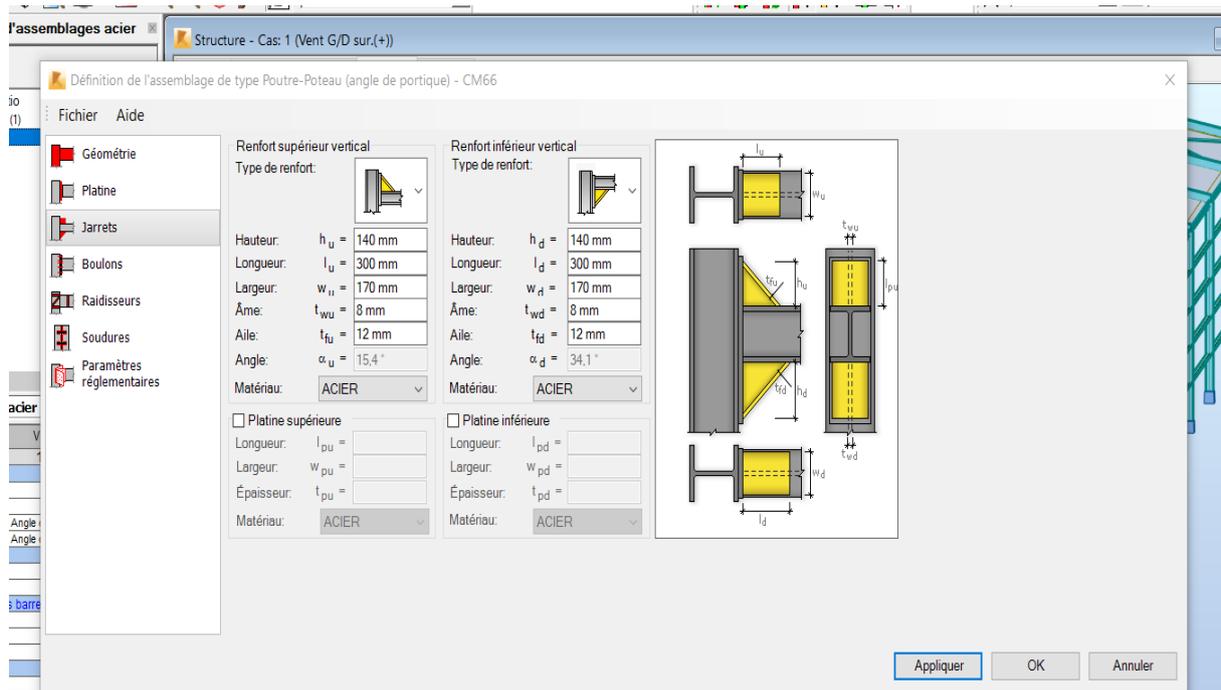
- Géométrie
- Platine
- Jarrets
- Boulons
- Raidisseurs
- Soudures
- Paramètres réglementaires

Numéro	1	Nom	Angle de portique
Type d'assemblage	<input checked="" type="radio"/> Boulonné <input type="radio"/> Soudé		
Poteau			
Barre n°:	2	Barre n°:	4
Section:	HEA 220	Section:	IPE 300
Matériau:	ACIER	Matériau:	ACIER
Hauteur:	$h_c = 210$ mm	Hauteur:	$h_b = 360$ mm
Largeur:	$b_{fc} = 220$ mm	Largeur:	$b_{fb} = 170$ mm
Âme:	$t_{wc} = 7$ mm	Âme:	$t_{wb} = 8$ mm
Aile:	$t_{fc} = 11$ mm	Aile:	$t_{fb} = 13$ mm
Rayon:	$r_c = 18$ mm	Rayon:	$r_b = 18$ mm
		Inclinaison:	$\alpha = 11,3^\circ$

Même matériau pour tous les éléments composants: ACIER



Appliquer OK Annuler



ges acier

Schéma Vue de l'assemblage Structure Résultats

BOULONS

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

d =	22	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	6.9		Classe du boulon
F _b =	99,38	[kN]	Résistance du boulon à la rupture
n _h =	2		Nombre de colonnes des boulons
n _v =	4		Nombre de rangées des boulons
h ₁ =	55	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement e₁ = 70 [mm]
Entraxe p₁ = 80;80;80 [mm]

PLATINE

h _p =	667	[mm]	Hauteur de la platine
b _p =	170	[mm]	Largeur de la platine
t _p =	20	[mm]	Epaisseur de la platine

Matériau: ACIER
σ_{ep} = 235,00 [MPa] Résistance

JARRET SUPÉRIEUR

w _u =	170	[mm]	Largeur de la platine
t _{fu} =	12	[mm]	Epaisseur de l'aile
h _u =	140	[mm]	Hauteur de la platine
t _{wu} =	8	[mm]	Epaisseur de l'âme
l _u =	300	[mm]	Longueur de la platine
α =	15,4	[Deg]	Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER
σ_{ebu} = 235,00 [MPa] Résistance

ionnaire d'assemblages acier

Schéma Vue de l'assemblage Structure Résultats

JARRET INFÉRIEUR

w _d =	170	[mm]	Largeur de la platine
t _{fd} =	12	[mm]	Epaisseur de l'aile
h _d =	140	[mm]	Hauteur de la platine
t _{wd} =	8	[mm]	Epaisseur de l'âme
l _d =	300	[mm]	Longueur de la platine
α =	34,1	[Deg]	Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER
σ_{ebu} = 235,00 [MPa] Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

h _{su} =	188	[mm]	Hauteur du raidisseur
b _{su} =	107	[mm]	Largeur du raidisseur
t _{hu} =	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER
σ_{esu} = 235,00 [MPa] Résistance

Inférieur

h _{sd} =	188	[mm]	Hauteur du raidisseur
b _{sd} =	107	[mm]	Largeur du raidisseur
t _{hd} =	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER
σ_{esu} = 235,00 [MPa] Résistance

PLATINE - RENFORT ÂME DU POTEAU

Typ: d'un côté

h _a =	512	[mm]	Longueur de la platine
w _a =	150	[mm]	Largeur de la platine

d'assemblages acier | Schéma | Vue de l'assemblage | Structure | Résultats

SOUDURES D'ANGLE

$a_w =$	6	[mm]	Soudure âme
$a_t =$	9	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	6	[mm]	Soudure du raidisseur
$a_{t0} =$	5	[mm]	Soudure horizontale
$a_{t1} =$	5	[mm]	Soudure horizontale
$a_{p1} =$	5	[mm]	Soudure horizontale
$a_{p2} =$	5	[mm]	Soudure verticale

EFFORTS

Cas: 13: EFP /183/ $3*1.75 + 9*0.83 + 10*1.00 + 11*1.00 + 12*1.00$

$M_y =$	-3,46	[KN*m]	Moment fléchissant
$F_z =$	-0,86	[KN]	Effort tranchant
$F_x =$	-0,59	[KN]	Effort axial

RÉSULTATS

DISTANCES DE CALCUL

Boulon N°	Type	a_1	a_2	a_3	a_4	a_5	a_6	a'_1	a'_2	a'_3	a'_4	a'_5	a'_6	s	s_1	s_2
1	Intérieurs							23	32						80	
2	Centraux	23	31					13	32							80
3	Centraux	23	31					13	32							80

$x =$ 55 [mm] Zone comprimée $x = e_s \cdot \sqrt{(b/e_s)}$

ier | Schéma | Vue de l'assemblage | Structure | Résultats

EFFORTS PAR BOULON - EFFORTS PAR BOULON - MÉTHODE PLASTIQUE

Boulon N°	d_i	F_t	F_a	F_s	F_p	F_b	F_i	P_i [%]
1	278	74,43	0,00	725,61	73,65	99,38	> 3,60	100,00
2	198	74,43	65,80	113,95	69,06	99,38	> 2,55	100,00
3	118	74,43	65,80	113,95	69,06	99,38	> 1,49	100,00

d_i – position du boulon
 F_t – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant
 F_a – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant
 F_s – effort transféré par la soudure
 F_p – effort transféré par l'aile du porteur
 F_b – effort transféré par le boulon
 F_i – effort sollicitant réel

$F_i \leq \min(F_b, F_{si}, F_{pi}, F_{bi})$ 3,60 < 73,65 vérié (0,05)

Traction des boulons
 $1.25 \cdot F_{imax} / A_s \leq \sigma_{red}$ 114,86 < 410,00 vérié (0,04)

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon
 $\sqrt{F_{imax}^2 + 2.36 \cdot T_1^2} / A \leq \sigma_{red}$ 19,49 < 410,00 vérié (0,02)

$T_1 =$	0,11	[KN]	Effort tranchant dans le boulon
$T_b =$	101,20	[KN]	Résistance du boulon au cisaillement

Effort tranchant [9.2.2.1]
 $T_1 \leq T_b$ 0,11 < 101,20 vérié (0,00)

ages acier | Schéma | Vue de l'assemblage | Structure | Résultats

Nom de l'as: []
 Angle de pont: []

VÉRIFICATION DE LA POUTRE

$F_{res} =$	16,46	[kN]	Effort de compression	$F_{res} = 2 \cdot \sum F_i - 2 \cdot N$
Compression réduite de la semelle [9.2.2.2.2]				
$N_{c adm} =$	583,19	[kN]	Résistance de la section de la poutre	$N_{c adm} = A_{bc} \cdot \sigma_e + N \cdot A_{bc} / A_b$
$F_{res} \leq N_{c adm}$	16,46	<	583,19	vérifié (0,03)

VÉRIFICATION DU POTEAU

Compression de l'âme du poteau [9.2.2.2.2]				
$F_{res} \leq F_{pot}$	16,46	<	1106,62	vérifié (0,01)
Cisaillement de l'âme du poteau - (recommandation C.T.I.C.M)				
$V_R =$	394,42	[kN]	Effort tranchant dans l'âme	$V_R = 0.47 \cdot A_e \cdot \sigma_e$
$ F_{res} \leq V_R$	116,461	<	394,42	vérifié (0,04)

REMARQUES

Pince du boulon à l'âme du profil trop faible.	31 [mm] < 36 [mm]
Boulon face à la semelle ou trop proche de la semelle.	32 [mm] < 33 [mm]
Présence de platine de renforts d'âme et de raidisseurs horizontaux	
Hauteur du renfort âme du poteau trop faible	512 [mm] < 634 [mm]
Épaisseur de la soudure du renfort âme du poteau insuffisante	5 [mm] < 7 [mm]
Épaisseur de l'aile de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'aile de la poutre	12 [mm] < 13 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,05

Unité: []
 1 []
 1066 []
 que []
 que []
 2,4 []
 3,46 [kN/m]
 2,86 [kN]
 2,59 [kN]
 2,05 []
 6 []

Résultats Messages

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	Ratio(y)	Cas (y)	Ratio(z)	Cas (z)	Ratio(vx)	Cas (vx)	Ratio(vy)	Cas (vy)
1 Barre 1	HEA 120	ACIER	40.89	26.50	0.81	4 ELU	-	-	-	-	0.57	5 ELS	0.00	5 ELS
2 PAUTO PIG 2	HEA 120	ACIER	40.89	26.50	0.84	4 ELU	-	-	-	-	0.61	5 ELS	0.00	5 ELS
3 TRAV 3	HEA 160	ACIER	201.82	51.20	0.42	4 ELU	-	-	-	-	0.23	5 ELS	0.00	5 ELS
4 TRAV 4	HEA 160	ACIER	201.82	51.20	0.43	4 ELU	-	-	-	-	0.23	5 ELS	0.00	5 ELS
6 PAUTO 6	HEA 120	ACIER	81.78	26.50	0.66	4 ELU	-	-	-	-	0.57	5 ELS	0.00	1 G
7 PAUTO 7	HEA 120	ACIER	81.78	26.50	0.66	4 ELU	-	-	-	-	0.62	5 ELS	0.00	1 G
10 TRAV MIL 10	IPE 160	ACIER	201.54	110.63	0.75	4 ELU	-	-	-	-	0.23	5 ELS	0.00	5 ELS
11 TRAV MIL 11	IPE 160	ACIER	201.54	110.63	0.76	4 ELU	-	-	-	-	0.23	5 ELS	0.00	5 ELS
12 PAUTO 12	HEA 120	ACIER	81.78	26.50	0.55	4 ELU	-	-	-	-	0.52	5 ELS	0.00	5 ELS
13 PAUTO 13	HEA 120	ACIER	81.78	26.50	0.57	4 ELU	-	-	-	-	0.59	5 ELS	0.00	5 ELS
14 TRAV MIL 14	IPE 160	ACIER	201.54	110.63	0.61	4 ELU	-	-	-	-	0.22	5 ELS	0.00	5 ELS
15 TRAV MIL 15	IPE 160	ACIER	201.54	110.63	0.63	4 ELU	-	-	-	-	0.22	5 ELS	0.00	5 ELS
16 PAUTO 16	HEA 120	ACIER	81.78	26.50	0.55	4 ELU	-	-	-	-	0.52	5 ELS	0.00	5 ELS
17 PAUTO 17	HEA 120	ACIER	81.78	26.50	0.57	4 ELU	-	-	-	-	0.59	5 ELS	0.00	5 ELS
18 TRAV MIL 18	IPE 160	ACIER	201.54	110.63	0.61	4 ELU	-	-	-	-	0.22	5 ELS	0.00	5 ELS
19 TRAV MIL 19	IPE 160	ACIER	201.54	110.63	0.62	4 ELU	-	-	-	-	0.22	5 ELS	0.00	5 ELS
20 PAUTO 20	HEA 120	ACIER	81.78	26.50	0.55	4 ELU	-	-	-	-	0.52	5 ELS	0.00	5 ELS
21 PAUTO 21	HEA 120	ACIER	81.78	26.50	0.57	4 ELU	-	-	-	-	0.59	5 ELS	0.00	5 ELS
22 TRAV MIL 22	IPE 160	ACIER	201.54	110.63	0.61	4 ELU	-	-	-	-	0.22	5 ELS	0.00	5 ELS
23 TRAV MIL 23	IPE 160	ACIER	201.54	110.63	0.62	4 ELU	-	-	-	-	0.22	5 ELS	0.00	5 ELS
24 PAUTO 24	HEA 120	ACIER	81.78	26.50	0.55	4 ELU	-	-	-	-	0.52	5 ELS	0.00	5 ELS
25 PAUTO 25	HEA 120	ACIER	81.78	26.50	0.57	4 ELU	-	-	-	-	0.59	5 ELS	0.00	5 ELS
26 TRAV MIL 26	IPE 160	ACIER	201.54	110.63	0.61	4 ELU	-	-	-	-	0.22	5 ELS	0.00	5 ELS
27 TRAV MIL 27	IPE 160	ACIER	201.54	110.63	0.62	4 ELU	-	-	-	-	0.22	5 ELS	0.00	5 ELS
28 PAUTO 28	HEA 120	ACIER	81.78	26.50	0.55	4 ELU	-	-	-	-	0.52	5 ELS	0.00	5 ELS
29 PAUTO 29	HEA 120	ACIER	81.78	26.50	0.57	4 ELU	-	-	-	-	0.59	5 ELS	0.00	5 ELS
30 TRAV MIL 30	IPE 160	ACIER	201.54	110.63	0.61	4 ELU	-	-	-	-	0.22	5 ELS	0.00	5 ELS
31 TRAV MIL 31	IPE 160	ACIER	201.54	110.63	0.63	4 ELU	-	-	-	-	0.22	5 ELS	0.00	5 ELS
32 PAUTO 32	HEA 120	ACIER	81.78	26.50	0.66	4 ELU	-	-	-	-	0.57	5 ELS	0.00	1 G
33 PAUTO 33	HEA 120	ACIER	81.78	26.50	0.66	4 ELU	-	-	-	-	0.62	5 ELS	0.00	1 G
34 TRAV MIL 34	IPE 160	ACIER	201.54	110.63	0.75	4 ELU	-	-	-	-	0.23	5 ELS	0.00	5 ELS
35 TRAV MIL 35	IPE 160	ACIER	201.54	110.63	0.76	4 ELU	-	-	-	-	0.23	5 ELS	0.00	5 ELS
36 PAUTO PIG	HEA 120	ACIER	40.89	26.50	0.81	4 ELU	-	-	-	-	0.57	5 ELS	0.00	5 ELS
37 PAUTO PIG	HEA 120	ACIER	40.89	26.50	0.84	4 ELU	-	-	-	-	0.61	5 ELS	0.00	5 ELS
38 TRAV 38	HEA 160	ACIER	201.82	51.20	0.42	4 ELU	-	-	-	-	0.23	5 ELS	0.00	5 ELS
39 TRAV 39	HEA 160	ACIER	201.82	51.20	0.43	4 ELU	-	-	-	-	0.23	5 ELS	0.00	5 ELS
43	IPE 160	ACIER	76.01	271.16	0.17	4 ELU	-	-	-	-	0.01	5 ELS	0.00	5 ELS
44	IPE 160	ACIER	76.01	271.16	0.17	4 ELU	-	-	-	-	0.02	5 ELS	0.01	5 ELS
45	IPE 160	ACIER	76.01	271.16	0.17	4 ELU	-	-	-	-	0.04	5 ELS	0.01	5 ELS
46	IPE 160	ACIER	76.01	271.16	0.17	4 ELU	-	-	-	-	0.03	5 ELS	0.01	5 ELS
47	IPE 160	ACIER	76.01	271.16	0.17	4 ELU	-	-	-	-	0.01	5 ELS	0.00	5 ELS
48	IPE 160	ACIER	76.01	271.16	0.17	4 ELU	-	-	-	-	0.02	5 ELS	0.01	5 ELS

Note de calcul

Taux de travail

Points de calcul
 division: n = 3
 extrêmes: aucun
 additionnels: aucun

ultats Messages

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	Ratio(y)	Cas (y)	Ratio(uz)	Cas (uz)	Ratio(vx)	Cas (vx)	Ratio(vy)	Cas (vy)
48	IPE 160	ACIER	76.01	271.16	0.17	4 ELU	-	-	-	-	0.02	5 ELS	0.01	5 ELS
49	IPE 160	ACIER	76.01	271.16	0.17	4 ELU	-	-	-	-	0.04	5 ELS	0.01	5 ELS
50	IPE 160	ACIER	76.01	271.16	0.17	4 ELU	-	-	-	-	0.03	5 ELS	0.01	5 ELS
51	IPE 100	ACIER	122.83	402.57	0.11	4 ELU	0.22	5 ELS	0.10	5 ELS	-	-	-	-
52	IPE 100	ACIER	122.83	402.57	0.10	4 ELU	0.22	5 ELS	0.10	5 ELS	-	-	-	-
53	IPE 100	ACIER	122.83	402.57	0.13	4 ELU	0.24	5 ELS	0.11	5 ELS	-	-	-	-
54	IPE 100	ACIER	122.83	402.57	0.10	4 ELU	0.22	5 ELS	0.10	5 ELS	-	-	-	-
55	IPE 100	ACIER	122.83	402.57	0.13	4 ELU	0.23	5 ELS	0.11	5 ELS	-	-	-	-
56	IPE 100	ACIER	122.83	402.57	0.12	4 ELU	0.22	5 ELS	0.10	5 ELS	-	-	-	-
57	IPE 100	ACIER	122.83	402.57	0.10	4 ELU	0.22	5 ELS	0.10	5 ELS	-	-	-	-
58	IPE 100	ACIER	122.83	402.57	0.13	4 ELU	0.24	5 ELS	0.11	5 ELS	-	-	-	-
59	IPE 100	ACIER	122.83	402.57	0.10	4 ELU	0.22	5 ELS	0.10	5 ELS	-	-	-	-
60	IPE 100	ACIER	122.83	402.57	0.13	4 ELU	0.23	5 ELS	0.11	5 ELS	-	-	-	-
61	IPE 160	ACIER	76.01	271.16	0.17	4 ELU	-	-	-	-	0.01	1 G	0.00	5 ELS
62	IPE 160	ACIER	76.01	271.16	0.17	4 ELU	-	-	-	-	0.03	1 G	0.00	5 ELS
63	IPE 160	ACIER	76.01	271.16	0.17	4 ELU	-	-	-	-	0.06	1 G	0.00	5 ELS
64	IPE 160	ACIER	76.01	271.16	0.17	4 ELU	-	-	-	-	0.08	1 G	0.00	5 ELS
65	IPE 160	ACIER	76.01	271.16	0.17	4 ELU	-	-	-	-	0.01	1 G	0.00	5 ELS
66	IPE 160	ACIER	76.01	271.16	0.17	4 ELU	-	-	-	-	0.03	1 G	0.00	5 ELS
67	IPE 160	ACIER	76.01	271.16	0.17	4 ELU	-	-	-	-	0.05	1 G	0.00	5 ELS
68	IPE 160	ACIER	76.01	271.16	0.17	4 ELU	-	-	-	-	0.06	1 G	0.00	5 ELS
69	IPE 100	ACIER	122.83	402.57	0.11	4 ELU	0.24	5 ELS	0.11	5 ELS	-	-	-	-
70	IPE 100	ACIER	122.83	402.57	0.13	4 ELU	0.28	5 ELS	0.13	5 ELS	-	-	-	-
71	IPE 100	ACIER	122.83	402.57	0.13	4 ELU	0.28	5 ELS	0.13	5 ELS	-	-	-	-
72	IPE 100	ACIER	122.83	402.57	0.13	4 ELU	0.28	5 ELS	0.13	5 ELS	-	-	-	-
73	IPE 100	ACIER	122.83	402.57	0.14	4 ELU	0.28	5 ELS	0.13	5 ELS	-	-	-	-
74	IPE 100	ACIER	122.83	402.57	0.14	4 ELU	0.28	5 ELS	0.13	5 ELS	-	-	-	-
75	IPE 100	ACIER	122.83	402.57	0.13	4 ELU	0.28	5 ELS	0.13	5 ELS	-	-	-	-
76	IPE 100	ACIER	122.83	402.57	0.13	4 ELU	0.28	5 ELS	0.13	5 ELS	-	-	-	-
77	IPE 100	ACIER	122.83	402.57	0.13	4 ELU	0.28	5 ELS	0.13	5 ELS	-	-	-	-
78	IPE 100	ACIER	122.83	402.57	0.14	4 ELU	0.28	5 ELS	0.13	5 ELS	-	-	-	-
79	IPE 160	ACIER	76.01	271.16	0.17	4 ELU	-	-	-	-	0.00	1 G	0.00	5 ELS
80	IPE 160	ACIER	76.01	271.16	0.17	4 ELU	-	-	-	-	0.00	1 G	0.00	5 ELS
81	IPE 160	ACIER	76.01	271.16	0.17	4 ELU	-	-	-	-	0.00	1 G	0.00	5 ELS
82	IPE 160	ACIER	76.01	271.16	0.17	4 ELU	-	-	-	-	0.00	1 G	0.00	5 ELS
83	IPE 160	ACIER	76.01	271.16	0.17	4 ELU	-	-	-	-	0.00	1 G	0.00	1 G
84	IPE 160	ACIER	76.01	271.16	0.17	4 ELU	-	-	-	-	0.00	1 G	0.00	1 G
85	IPE 160	ACIER	76.01	271.16	0.17	4 ELU	-	-	-	-	0.00	1 G	0.00	1 G
86	IPE 160	ACIER	76.01	271.16	0.17	4 ELU	-	-	-	-	0.00	1 G	0.00	5 ELS
87	IPE 100	ACIER	122.83	402.57	0.11	4 ELU	0.24	5 ELS	0.11	5 ELS	-	-	-	-
88	IPE 100	ACIER	122.83	402.57	0.13	4 ELU	0.28	5 ELS	0.13	5 ELS	-	-	-	-
89	IPE 100	ACIER	122.83	402.57	0.13	4 ELU	0.28	5 ELS	0.13	5 ELS	-	-	-	-

Note de calcul

Taux de travail

Points de calcul

division: n = 3

extrêmes: aucun

additionnels: aucun

résultats Messages

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	Ratio(yj)	Cas (yj)	Ratio(uz)	Cas (uz)	Ratio(vx)	Cas (vx)	Ratio(vy)	Cas (vy)
122	IPE 160	ACIER	76.01	271.16	0.17	4 ELU	-	-	-	-	0.00	1 G	0.00	5 ELS
123	IPE 100	ACIER	122.83	402.57	0.11	4 ELU	0.24	5 ELS	0.11	5 ELS	-	-	-	-
124	IPE 100	ACIER	122.83	402.57	0.13	4 ELU	0.28	5 ELS	0.13	5 ELS	-	-	-	-
125	IPE 100	ACIER	122.83	402.57	0.13	4 ELU	0.28	5 ELS	0.13	5 ELS	-	-	-	-
126	IPE 100	ACIER	122.83	402.57	0.13	4 ELU	0.28	5 ELS	0.13	5 ELS	-	-	-	-
127	IPE 100	ACIER	122.83	402.57	0.14	4 ELU	0.28	5 ELS	0.13	5 ELS	-	-	-	-
128	IPE 100	ACIER	122.83	402.57	0.14	4 ELU	0.28	5 ELS	0.13	5 ELS	-	-	-	-
129	IPE 100	ACIER	122.83	402.57	0.13	4 ELU	0.28	5 ELS	0.13	5 ELS	-	-	-	-
130	IPE 100	ACIER	122.83	402.57	0.13	4 ELU	0.28	5 ELS	0.13	5 ELS	-	-	-	-
131	IPE 100	ACIER	122.83	402.57	0.13	4 ELU	0.28	5 ELS	0.13	5 ELS	-	-	-	-
132	IPE 100	ACIER	122.83	402.57	0.14	4 ELU	0.28	5 ELS	0.13	5 ELS	-	-	-	-
133	IPE 160	ACIER	76.01	271.16	0.17	4 ELU	-	-	-	-	0.00	1 G	0.00	5 ELS
134	IPE 160	ACIER	76.01	271.16	0.17	4 ELU	-	-	-	-	0.00	1 G	0.00	5 ELS
135	IPE 160	ACIER	76.01	271.16	0.17	4 ELU	-	-	-	-	0.00	1 G	0.00	5 ELS
136	IPE 160	ACIER	76.01	271.16	0.17	4 ELU	-	-	-	-	0.00	1 G	0.00	5 ELS
137	IPE 160	ACIER	76.01	271.16	0.17	4 ELU	-	-	-	-	0.00	1 G	0.00	1 G
138	IPE 160	ACIER	76.01	271.16	0.17	4 ELU	-	-	-	-	0.00	1 G	0.00	1 G
139	IPE 160	ACIER	76.01	271.16	0.17	4 ELU	-	-	-	-	0.00	1 G	0.00	1 G
140	IPE 160	ACIER	76.01	271.16	0.17	4 ELU	-	-	-	-	0.00	1 G	0.00	5 ELS
141	IPE 100	ACIER	122.83	402.57	0.11	4 ELU	0.24	5 ELS	0.11	5 ELS	-	-	-	-
142	IPE 100	ACIER	122.83	402.57	0.13	4 ELU	0.28	5 ELS	0.13	5 ELS	-	-	-	-
143	IPE 100	ACIER	122.83	402.57	0.13	4 ELU	0.28	5 ELS	0.13	5 ELS	-	-	-	-
144	IPE 100	ACIER	122.83	402.57	0.13	4 ELU	0.28	5 ELS	0.13	5 ELS	-	-	-	-
145	IPE 100	ACIER	122.83	402.57	0.14	4 ELU	0.28	5 ELS	0.13	5 ELS	-	-	-	-
146	IPE 100	ACIER	122.83	402.57	0.14	4 ELU	0.28	5 ELS	0.13	5 ELS	-	-	-	-
147	IPE 100	ACIER	122.83	402.57	0.13	4 ELU	0.28	5 ELS	0.13	5 ELS	-	-	-	-
148	IPE 100	ACIER	122.83	402.57	0.13	4 ELU	0.28	5 ELS	0.13	5 ELS	-	-	-	-
149	IPE 100	ACIER	122.83	402.57	0.13	4 ELU	0.28	5 ELS	0.13	5 ELS	-	-	-	-
150	IPE 100	ACIER	122.83	402.57	0.14	4 ELU	0.28	5 ELS	0.13	5 ELS	-	-	-	-
151	IPE 160	ACIER	76.01	271.16	0.17	4 ELU	-	-	-	-	0.01	1 G	0.00	5 ELS
152	IPE 160	ACIER	76.01	271.16	0.17	4 ELU	-	-	-	-	0.03	1 G	0.00	5 ELS
153	IPE 160	ACIER	76.01	271.16	0.17	4 ELU	-	-	-	-	0.06	1 G	0.00	5 ELS
154	IPE 160	ACIER	76.01	271.16	0.17	4 ELU	-	-	-	-	0.08	1 G	0.00	5 ELS
155	IPE 160	ACIER	76.01	271.16	0.17	4 ELU	-	-	-	-	0.01	1 G	0.00	5 ELS
156	IPE 160	ACIER	76.01	271.16	0.17	4 ELU	-	-	-	-	0.03	1 G	0.00	5 ELS
157	IPE 160	ACIER	76.01	271.16	0.17	4 ELU	-	-	-	-	0.05	1 G	0.00	5 ELS
158	IPE 160	ACIER	76.01	271.16	0.17	4 ELU	-	-	-	-	0.06	1 G	0.00	5 ELS
159	IPE 100	ACIER	122.83	402.57	0.11	4 ELU	0.24	5 ELS	0.11	5 ELS	-	-	-	-
160	IPE 100	ACIER	122.83	402.57	0.13	4 ELU	0.28	5 ELS	0.13	5 ELS	-	-	-	-
161	IPE 100	ACIER	122.83	402.57	0.13	4 ELU	0.28	5 ELS	0.13	5 ELS	-	-	-	-
162	IPE 100	ACIER	122.83	402.57	0.13	4 ELU	0.28	5 ELS	0.13	5 ELS	-	-	-	-
163	IPE 100	ACIER	122.83	402.57	0.14	4 ELU	0.28	5 ELS	0.13	5 ELS	-	-	-	-

Note de calcul Fermer

Aide

Taux de travail

Analyse Cartographie

Points de calcul
division: n = 3
extrêmes: aucun
additionnels: aucun

Résultats Messages

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	Ratio(y)	Cas (y)	Ratio(uz)	Cas (uz)	Ratio(vx)	Cas (vx)	Ratio(vy)	Cas (vy)
167	IPE 100	ACIER	122.83	402.57	0.13	4 ELU	0.28	5 ELS	0.13	5 ELS	-	-	-	-
168	IPE 100	ACIER	122.83	402.57	0.14	4 ELU	0.28	5 ELS	0.13	5 ELS	-	-	-	-
169	IPE 160	ACIER	76.01	271.16	0.17	4 ELU	-	-	-	-	0.01	5 ELS	0.00	5 ELS
170	IPE 160	ACIER	76.01	271.16	0.17	4 ELU	-	-	-	-	0.02	5 ELS	0.01	5 ELS
171	IPE 160	ACIER	76.01	271.16	0.17	4 ELU	-	-	-	-	0.04	5 ELS	0.01	5 ELS
172	IPE 160	ACIER	76.01	271.16	0.17	4 ELU	-	-	-	-	0.03	5 ELS	0.01	5 ELS
173	IPE 160	ACIER	76.01	271.16	0.17	4 ELU	-	-	-	-	0.01	5 ELS	0.00	5 ELS
174	IPE 160	ACIER	76.01	271.16	0.17	4 ELU	-	-	-	-	0.02	5 ELS	0.01	5 ELS
175	IPE 160	ACIER	76.01	271.16	0.17	4 ELU	-	-	-	-	0.04	5 ELS	0.01	5 ELS
176	IPE 160	ACIER	76.01	271.16	0.17	4 ELU	-	-	-	-	0.03	5 ELS	0.01	5 ELS
177	IPE 100	ACIER	122.83	402.57	0.11	4 ELU	0.22	5 ELS	0.10	5 ELS	-	-	-	-
178	IPE 100	ACIER	122.83	402.57	0.10	4 ELU	0.22	5 ELS	0.10	5 ELS	-	-	-	-
179	IPE 100	ACIER	122.83	402.57	0.13	4 ELU	0.24	5 ELS	0.11	5 ELS	-	-	-	-
180	IPE 100	ACIER	122.83	402.57	0.10	4 ELU	0.22	5 ELS	0.10	5 ELS	-	-	-	-
181	IPE 100	ACIER	122.83	402.57	0.13	4 ELU	0.23	5 ELS	0.11	5 ELS	-	-	-	-
182	IPE 100	ACIER	122.83	402.57	0.12	4 ELU	0.22	5 ELS	0.10	5 ELS	-	-	-	-
183	IPE 100	ACIER	122.83	402.57	0.10	4 ELU	0.22	5 ELS	0.10	5 ELS	-	-	-	-
184	IPE 100	ACIER	122.83	402.57	0.13	4 ELU	0.24	5 ELS	0.11	5 ELS	-	-	-	-
185	IPE 100	ACIER	122.83	402.57	0.10	4 ELU	0.22	5 ELS	0.10	5 ELS	-	-	-	-
186	IPE 100	ACIER	122.83	402.57	0.13	4 ELU	0.23	5 ELS	0.11	5 ELS	-	-	-	-
188 contr lat 188	CAE 60x8	ACIER	356.38	356.38	0.21	4 ELU	0.16	5 ELS	0.10	5 ELS	-	-	-	-
189 contr lat 189	CAE 60x8	ACIER	356.38	356.38	0.24	4 ELU	0.16	5 ELS	0.17	5 ELS	-	-	-	-
190 contr lat 190	CAE 60x8	ACIER	356.38	356.38	0.21	4 ELU	0.10	5 ELS	0.16	5 ELS	-	-	-	-
191 contr lat 191	CAE 60x8	ACIER	356.38	356.38	0.24	4 ELU	0.17	5 ELS	0.16	5 ELS	-	-	-	-
192 CONT HOR	CAE 60x8	ACIER	359.18	359.18	0.40	4 ELU	-	-	-	-	0.24	5 ELS	0.00	5 ELS
193 CONT HOR	CAE 60x8	ACIER	359.18	359.18	0.33	4 ELU	-	-	-	-	0.24	5 ELS	0.01	5 ELS
194 CONT HOR	CAE 60x8	ACIER	359.18	359.18	0.24	4 ELU	-	-	-	-	0.22	5 ELS	0.00	5 ELS
195 CONT HOR	CAE 60x8	ACIER	359.18	359.18	0.24	4 ELU	-	-	-	-	0.22	5 ELS	0.01	5 ELS
196 CONT HOR	CAE 60x8	ACIER	300.52	300.52	0.17	4 ELU	-	-	-	-	0.04	5 ELS	0.01	5 ELS
197 CONT HOR	CAE 60x8	ACIER	300.52	300.52	0.18	4 ELU	-	-	-	-	0.03	5 ELS	0.00	5 ELS
198 CONT HOR	CAE 60x8	ACIER	300.52	300.52	0.18	4 ELU	-	-	-	-	0.03	5 ELS	0.00	5 ELS
199 CONT HOR	CAE 60x8	ACIER	300.52	300.52	0.17	4 ELU	-	-	-	-	0.03	5 ELS	0.01	5 ELS
200 CONT HOR	CAE 60x8	ACIER	359.18	359.18	0.24	4 ELU	-	-	-	-	0.22	5 ELS	0.00	1 G
201 CONT HOR	CAE 60x8	ACIER	359.18	359.18	0.24	4 ELU	-	-	-	-	0.22	5 ELS	0.01	5 ELS
202 CONT HOR	CAE 60x8	ACIER	359.18	359.18	0.39	4 ELU	-	-	-	-	0.25	5 ELS	0.00	5 ELS
203 CONT HOR	CAE 60x8	ACIER	359.18	359.18	0.33	4 ELU	-	-	-	-	0.24	5 ELS	0.01	5 ELS
204 contr lat 204	CAE 60x8	ACIER	356.38	356.38	0.22	4 ELU	0.15	5 ELS	0.16	5 ELS	-	-	-	-
205 contr lat 205	CAE 60x8	ACIER	356.38	356.38	0.20	4 ELU	0.16	5 ELS	0.09	1 G	-	-	-	-
206 contr lat 206	CAE 60x8	ACIER	356.38	356.38	0.25	4 ELU	0.09	1 G	0.16	5 ELS	-	-	-	-
207 contr lat 207	CAE 60x8	ACIER	356.38	356.38	0.30	4 ELU	0.16	5 ELS	0.15	5 ELS	-	-	-	-
208 CONT HOR	CAE 60x8	ACIER	359.18	359.18	0.33	4 ELU	-	-	-	-	0.24	5 ELS	0.01	5 ELS
209 CONT HOR	CAE 60x8	ACIER	359.18	359.18	0.39	4 ELU	-	-	-	-	0.25	5 ELS	0.00	5 ELS

Note de calcul Fermer

Aide

Taux de travail

Analyse Cartographie

Points de calcul

division: n = 3

extrêmes: aucun

additionnels: aucun

Résultats Messages

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	Ratio(uy)	Cas (uy)	Ratio(uz)	Cas (uz)	Ratio(vx)	Cas (vx)	Ratio(vy)	Cas (vy)
186	IPE 100	ACIER	122.83	402.57	0.13	4 ELU	0.23	5 ELS	0.11	5 ELS	-	-	-	-
188 contr lat 188	CAE 60x8	ACIER	356.38	356.38	0.21	4 ELU	0.16	5 ELS	0.10	5 ELS	-	-	-	-
189 contr lat 189	CAE 60x8	ACIER	356.38	356.38	0.24	4 ELU	0.16	5 ELS	0.17	5 ELS	-	-	-	-
190 contr lat 190	CAE 60x8	ACIER	356.38	356.38	0.21	4 ELU	0.10	5 ELS	0.16	5 ELS	-	-	-	-
191 contr lat 191	CAE 60x8	ACIER	356.38	356.38	0.24	4 ELU	0.17	5 ELS	0.16	5 ELS	-	-	-	-
192 CONT HOR	CAE 60x8	ACIER	359.18	359.18	0.40	4 ELU	-	-	-	-	0.24	5 ELS	0.00	5 ELS
193 CONT HOR	CAE 60x8	ACIER	359.18	359.18	0.33	4 ELU	-	-	-	-	0.24	5 ELS	0.01	5 ELS
194 CONT HOR	CAE 60x8	ACIER	359.18	359.18	0.24	4 ELU	-	-	-	-	0.22	5 ELS	0.00	5 ELS
195 CONT HOR	CAE 60x8	ACIER	359.18	359.18	0.24	4 ELU	-	-	-	-	0.22	5 ELS	0.01	5 ELS
196 CONT HOR	CAE 60x8	ACIER	300.52	300.52	0.17	4 ELU	-	-	-	-	0.04	5 ELS	0.01	5 ELS
197 CONT HOR	CAE 60x8	ACIER	300.52	300.52	0.18	4 ELU	-	-	-	-	0.03	5 ELS	0.00	5 ELS
198 CONT HOR	CAE 60x8	ACIER	300.52	300.52	0.18	4 ELU	-	-	-	-	0.03	5 ELS	0.00	5 ELS
199 CONT HOR	CAE 60x8	ACIER	300.52	300.52	0.17	4 ELU	-	-	-	-	0.03	5 ELS	0.01	5 ELS
200 CONT HOR	CAE 60x8	ACIER	359.18	359.18	0.24	4 ELU	-	-	-	-	0.22	5 ELS	0.00	1 G
201 CONT HOR	CAE 60x8	ACIER	359.18	359.18	0.24	4 ELU	-	-	-	-	0.22	5 ELS	0.01	5 ELS
202 CONT HOR	CAE 60x8	ACIER	359.18	359.18	0.39	4 ELU	-	-	-	-	0.25	5 ELS	0.00	5 ELS
203 CONT HOR	CAE 60x8	ACIER	359.18	359.18	0.33	4 ELU	-	-	-	-	0.24	5 ELS	0.01	5 ELS
204 contr lat 204	CAE 60x8	ACIER	356.38	356.38	0.22	4 ELU	0.15	5 ELS	0.16	5 ELS	-	-	-	-
205 contr lat 205	CAE 60x8	ACIER	356.38	356.38	0.20	4 ELU	0.16	5 ELS	0.09	1 G	-	-	-	-
206 contr lat 206	CAE 60x8	ACIER	356.38	356.38	0.25	4 ELU	0.09	1 G	0.16	5 ELS	-	-	-	-
207 contr lat 207	CAE 60x8	ACIER	356.38	356.38	0.30	4 ELU	0.16	5 ELS	0.15	5 ELS	-	-	-	-
208 CONT HOR	CAE 60x8	ACIER	359.18	359.18	0.33	4 ELU	-	-	-	-	0.24	5 ELS	0.01	5 ELS
209 CONT HOR	CAE 60x8	ACIER	359.18	359.18	0.39	4 ELU	-	-	-	-	0.25	5 ELS	0.00	5 ELS
210 CONT HOR	CAE 60x8	ACIER	359.18	359.18	0.24	4 ELU	-	-	-	-	0.22	5 ELS	0.01	5 ELS
211 CONT HOR	CAE 60x8	ACIER	359.18	359.18	0.24	4 ELU	-	-	-	-	0.22	5 ELS	0.00	1 G
212 CONT HOR	CAE 60x8	ACIER	300.52	300.52	0.17	4 ELU	-	-	-	-	0.03	5 ELS	0.01	5 ELS
213 CONT HOR	CAE 60x8	ACIER	300.52	300.52	0.18	4 ELU	-	-	-	-	0.03	5 ELS	0.00	5 ELS
214 CONT HOR	CAE 60x8	ACIER	300.52	300.52	0.17	4 ELU	-	-	-	-	0.04	5 ELS	0.01	5 ELS
215 CONT HOR	CAE 60x8	ACIER	300.52	300.52	0.18	4 ELU	-	-	-	-	0.03	5 ELS	0.00	5 ELS
216 CONT HOR	CAE 60x8	ACIER	359.18	359.18	0.24	4 ELU	-	-	-	-	0.22	5 ELS	0.01	5 ELS
217 CONT HOR	CAE 60x8	ACIER	359.18	359.18	0.24	4 ELU	-	-	-	-	0.22	5 ELS	0.00	1 G
218 CONT HOR	CAE 60x8	ACIER	359.18	359.18	0.33	4 ELU	-	-	-	-	0.24	5 ELS	0.01	5 ELS
219 CONT HOR	CAE 60x8	ACIER	359.18	359.18	0.40	4 ELU	-	-	-	-	0.24	5 ELS	0.00	5 ELS
220 PANNE MIL	IPE 100	ACIER	122.83	402.57	0.05	4 ELU	0.04	5 ELS	0.05	5 ELS	-	-	-	-
221 PANNE MIL	IPE 100	ACIER	122.83	402.57	0.08	4 ELU	0.03	1 G	0.01	5 ELS	-	-	-	-
222 PANNE MIL	IPE 100	ACIER	122.83	402.57	0.04	4 ELU	0.01	1 G	0.02	5 ELS	-	-	-	-
223 PANNE MIL	IPE 100	ACIER	122.83	402.57	0.04	4 ELU	0.00	1 G	0.02	5 ELS	-	-	-	-
224 PANNE MIL	IPE 100	ACIER	122.83	402.57	0.04	4 ELU	0.00	1 G	0.02	5 ELS	-	-	-	-
225 PANNE MIL	IPE 100	ACIER	122.83	402.57	0.04	4 ELU	0.01	1 G	0.02	5 ELS	-	-	-	-
226 PANNE MIL	IPE 100	ACIER	122.83	402.57	0.08	4 ELU	0.03	1 G	0.01	5 ELS	-	-	-	-
227 PANNE MIL	IPE 100	ACIER	122.83	402.57	0.05	4 ELU	0.04	5 ELS	0.05	5 ELS	-	-	-	-

Note de calcul Fermer

Aide

Taux de travail

Analyse Cartographie

Points de calcul

division: n = 3

extrêmes: aucun

additionnels: aucun

Bibliographie

- Règle de calcul des constructions en acier. CM66 et Additif 80.
- Jean MOREL. 1995. Conception et calcul des structures métalliques. Eyrolle presse.
- INITIATION AU CALCUL D'UN BATIMENT A STRUCTURE EN ACIER
- Le guide de l'acier.pdf
- notech.franceserv.com/assemblagesboulonsHR.pdf
- BTP-cour.com
- Logiciel, robot2.1 Auto desk Robot Structural Analysis Professional, 2016