République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

UNIVERSITE Dr. YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté Des Sciences et De La Technologie



Département de Génie de la Matière

Filière Génie civil

Projet de Fin d'Etude

Pour l'obtention du diplôme de Master en génie civil

Option : construction et matériaux

THEME

CONCEPTION ET CALCUL D'UNE STRUCTURE INDUSTRIELLE

Présenté par :

- ✓ MESLEK Mohamed
- ✓ BENYAHIA Abdelaziz

Encadré par :

Dr : BENZERGA Larbi

Sommaire ……

Dédicace …….…….……

Remerciement……..

Résumé ……..……

Liste des figures ……..

Liste des tableaux …….…….

Introduction …….…….

Chapitre I :

Moyens informatiques utilisés pour les calculs .....…...1

Chapitre II :

Règles élémentaires pour la conception des structures de type « Halle des machines » ...2

Chapitre III :

IV- Analyse critique de la conception atypique proposée pour la halle des machines …..…6

Chapitre IV :

Proposition d'une conception conforme aux règles de l'art .....…. 11

Chapitre V :

Description de la halle des machines et extraits du cahier des charges…….... 12

Chapitre VI :

Etude des charges climatiques ……....14

Chapitre VII :

Rappel de notions liées au code de calcul et définitions .....…. 36

Chapitre VIII :

Principe des calculs de pré dimensionnement 43

- Calculs des pannes ……44
- Calculs des liernes …….52

- Calculs des lisses 53
- Calculs des potelets ……..……..…….56
- contreventements ……...…..……60
- les assemblages …….……..69

Chapitre IX :

Etude des portiques .....…80

Chapitre X :

Etude de l'ancrage .....……..88

Chapitre XI :

Données générales de la structure .....…...95

Conclusion ……..……..

Annexe :

Annexe I : …….……..……..

- Bibliographie ……...…123
- Géométrie de la structure ……..…..
- Cas de charge ……

Annexe II : …….……151

- Résultats enveloppes

Annexe III : …….…..153

- Métré de la structure

Dédicace

C'est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde après ALLAH pour leurs sacrifices ;

A mes chères parents que ALLAH les gardes et préserve.

A mes chères frères Hamza, Abdelkader, Houssam et ma sœur Khaoula.

A mes oncles Atmane et Abdenour (Que ALLAH lui accorde sa miséricorde).

A toute la famille «BEN YAHIA » sans exception.

Je remercie mon ami et binôme « Mohamed» qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

A Mes amis intimes : Zoubir, Mohamed, Mohamed, Ramzi, Nadir, Khaled et Hamza.

A Tous mes collègues de promotion 2014/2015

Abdelaziz

Dédicace

C'est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde après mon ALLAH pour leurs sacrifices ;

A mes chères parents que ALLAH les gardes et préserve.

A mes chères frères : Fadhila, Imane, Bentorki, Karim, Lamia, Abdeljalil, Azzedine, Rabeh, Fatma

A toute la famille ***«MESLEK»*** *sans exception.*

Je remercie mon ami et binôme « Abdelaziz » qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

A Mes amis intimes : Billal, Lyes, yones, tofik, anoir.

A Tous mes collègues de promotion 2014/2015

Mohamed

Remerciements

*Nous tenons tout d'abord à remercier **ALLAH** pour nous avoir guidés vers le bon chemin de la lumière et du savoir et pour nous avoir donné du courage, de la volonté afin de pouvoir réaliser ce modeste travail.*

La réalisation de ce mémoire n'aurait pas été possible sans l'aide et la participation de plusieurs personnes avec lesquelles nous avons étroitement élaboré et qui nous ont fait part de leurs connaissances et leur savoir-faire.

***Notre promoteur Dr :** BENZERGA Larbi Pour son aide, son encouragement et son suivi pour réaliser ce travail.*

Nous tenons à remercier : le président et les membres de jury pour avoir accepté de juger notre travail.

Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du département de Génie civil de l'université de Médéa, et à tous les enseignants qui ont participé à notre formation.

Encore des remerciements à tous les ingénieures et aux architectes qui nous a donné l'aide sur tout Benaissa, sidAli, Zakaria et Azzedine

Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

الملخص

مشروعنا النهائي للتخرج الجامعي هو دراسة و تحقيق في بناء المعدني للاستحدام الصناعي في ولاية وهران.

تم تظوير هذا المشروع مرورا بعدة مراحل. اجرينا مسار الحمل لتصميم اولي العناصر الهيكلية، ثم دراسة زلزالية استعانا بقانون للمنشات99، ثم تحقيق المركبات للبناء استنادا على قوانين التصميم الحديدي و اخيرا، انشاء دراسة الاساس.

كلمات مفتاحية الاظار المعدني، قانون المنشات، قوانين التصميم الحديدي.

Résumé

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment en charpente métallique à usage d'industrie dans la wilaya d'Oran.

Le projet est élaboré par plusieurs étapes, on a effectué la descente de charge pour le pré dimensionnement des éléments porteurs, une étude sismique selon le RPA, la vérification des éléments, puis des assemblages de la structure selon l'EUROCODE III et en fin l'étude de fondation.

Mots clés : charpente métallique, RPA99(2003), EUROCODE III, RNV99

Abstract

The final project study is to investigate a metal frame building for a industry use in Oran.

This project is developed by many stapes; we performed the load path for the preliminary design of structural elements, a seismic survey using the RPA99 code, verification of the elements and assemblies of the structure according to the EUROCODE III code and finally the foundation design.

Key words: Metal frame, RPA99, EUROCODE III.

Introduction :

Dans cette étude, nous nous proposons de faire, dans un premier temps, une analyse critique d'une conception atypique d'un bâtiment industriel et de proposer une conception plus appropriée.

Il s'agit de la halle des machines de la centrale de Boutlélis à côté d'Oran.

Apres un rappel des conditions du cahier des charges, nous procédons au dimensionnement de cette structure et produisons la descente de charges correspondante. Celle-ci guidera notre choix pour le type, de fondations à adopter.

Ce rapport se compose de plusieurs des parties. D'abord nous ferons une rapide présentation du maitre d'ouvrage (il s'agit ici de l'entreprise SONELGAZ). Ensuite, nous ferons une présentation globale du projet. Nous parlerons plus en détail du bâtiment concerné par cette étude.

Après un bref rappel du cahier des charges, nous procèderons au pré dimensionnement des principaux éléments de la structure ; après quoi nous présenterons les deux (2) modèles de calcul pour lesquels nous présenterons les données et les résultats. Nous dimensionnerons ensuite les différents éléments de la structure. Et nous terminerons avec des études complémentaires liées à cette affaire.

I- Moyens informatiques utilisés pour les calculs :

Pour nous calculs informatiques nous utilisons le logiciel de calcul par éléments finis EFFEL qui est spécialement dédié aux structures en béton armé et charpente métallique.

Nous donnerons en annexe (Annexe 1).

Les principes généraux utilisés pour ce type de logiciels.

Dans ce cadre, nous abordons les différents aspects du projet (technique, administratif et financier).

II - Règles élémentaires pour la conception des structures de type « Halle des machines » :

(En forme de hangar)

La structure doit résister aux différentes sollicitations auxquelles elle est soumise.

Elle doit permettre un bon écoulement des efforts vers les fondations et en assurer une bonne distribution de façon à limiter leur valeur. En effet, c'est de cela que dépend, en grande partie, le coût du bâtiment.

La stabilité de la structure doit bénéficier d'une attention particulière, surtout, lorsque des sollicitations horizontales sont prévues (vent, séisme). Chaque plan de la structure (Long pan, pignon, toiture …) doit être stabilisé. Cette stabilisation doit être réalisée suivant les règles de l'art à l'aide de 'croix de saint André' suivant la méthodologie qui suit :

Les différentes dispositions verticales du système de contreventement pour le long pan sont :

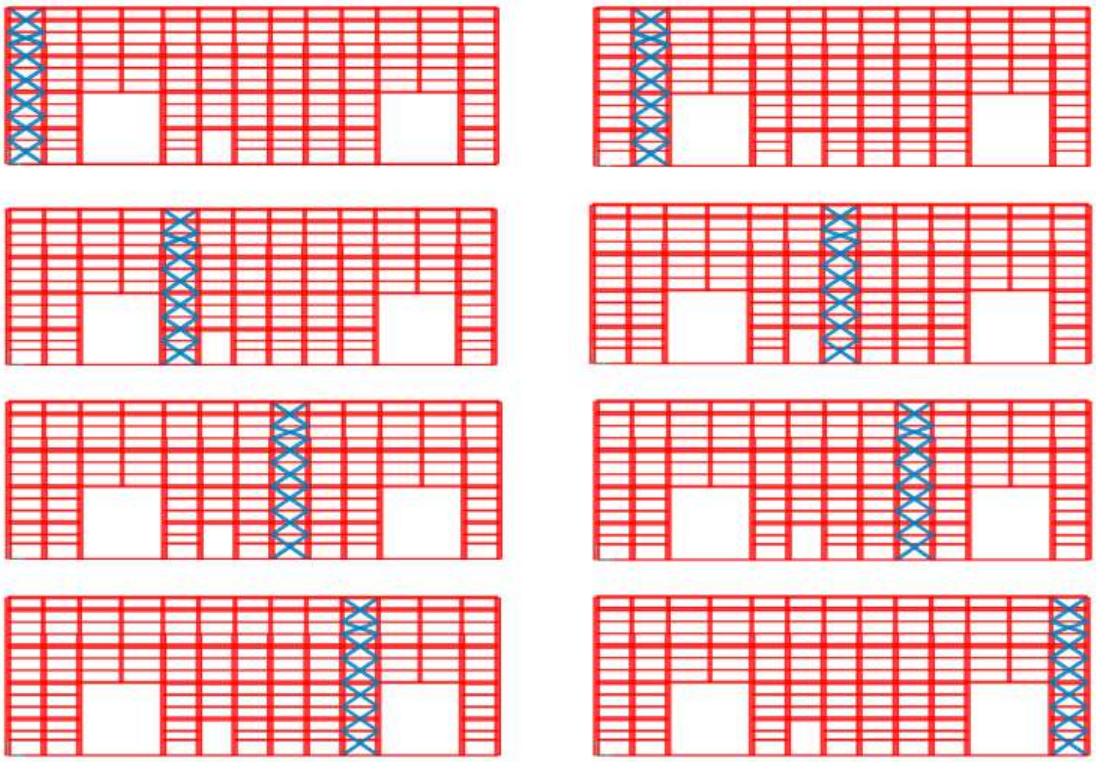


Figure 1

Les différentes dispositions horizontales du système de contreventement pour le long pan sont :

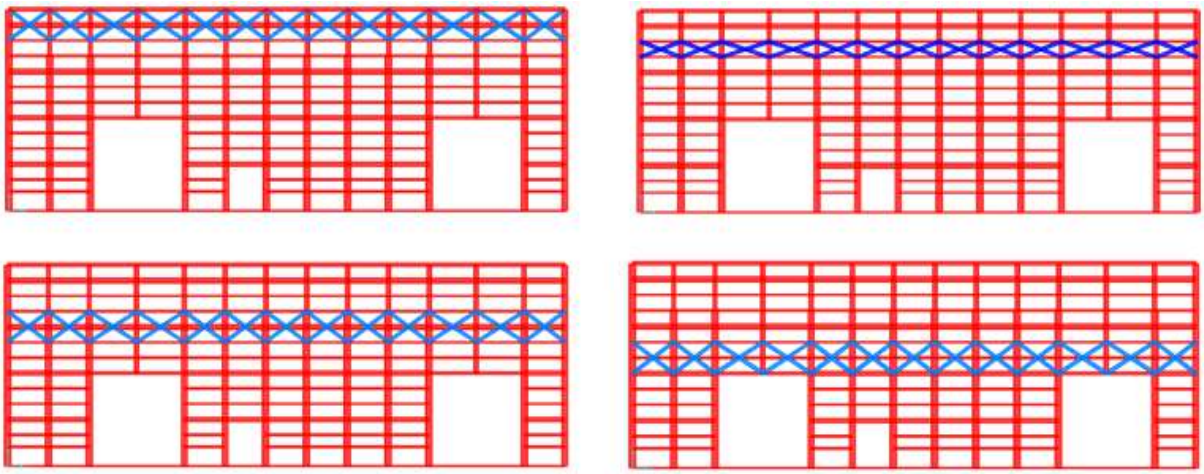


Figure 2

Les différentes dispositions verticales du système de contreventement pour le pignon sont :

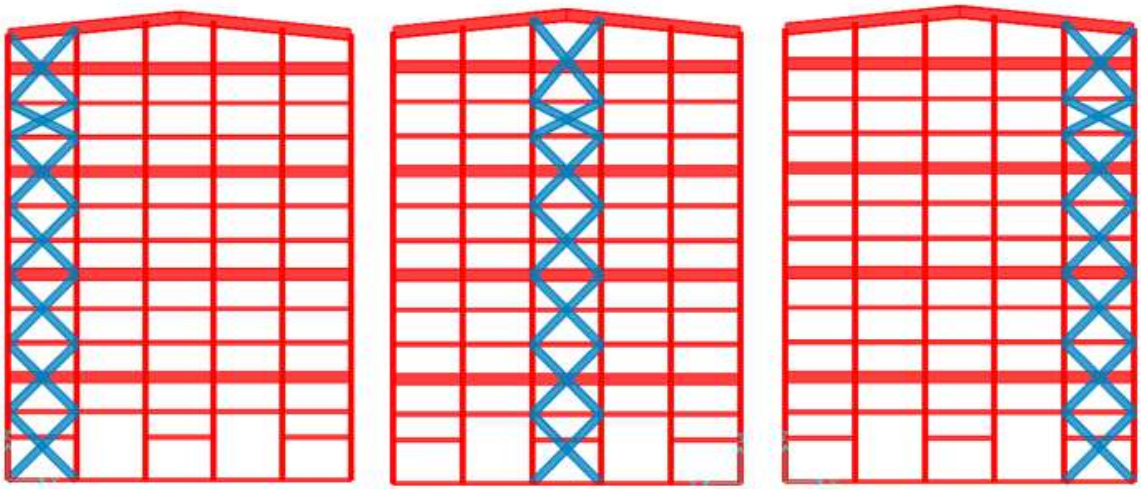


Figure 3

Les différentes dispositions horizontales du système de contreventement pour le pignon sont :

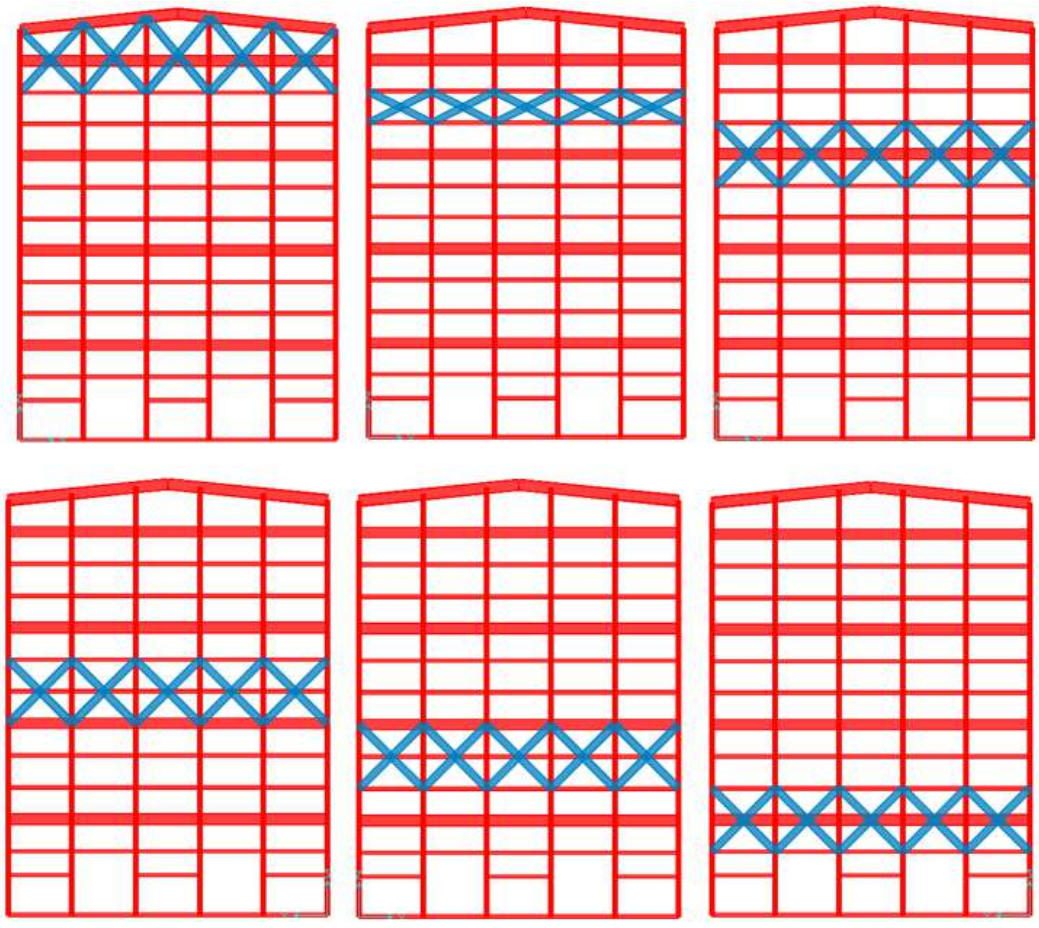


Figure 4

Nota : il faut éviter les endroits qui contiennent des ouvertures (portes, fenêtres …)

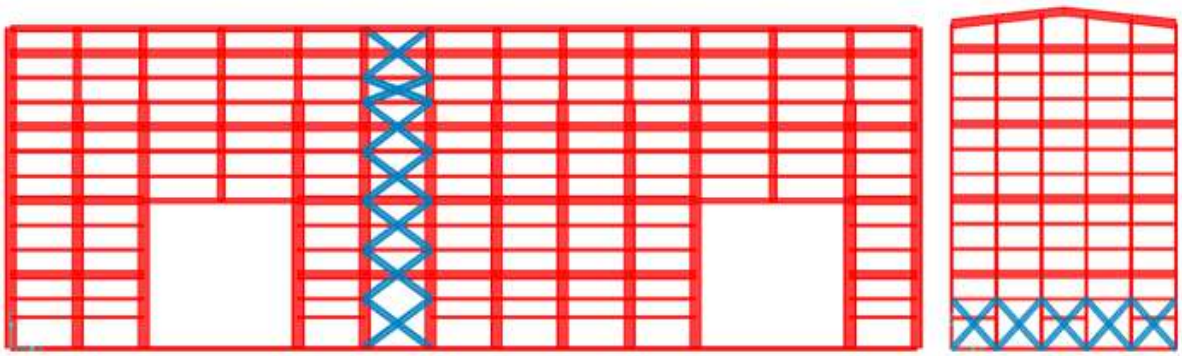
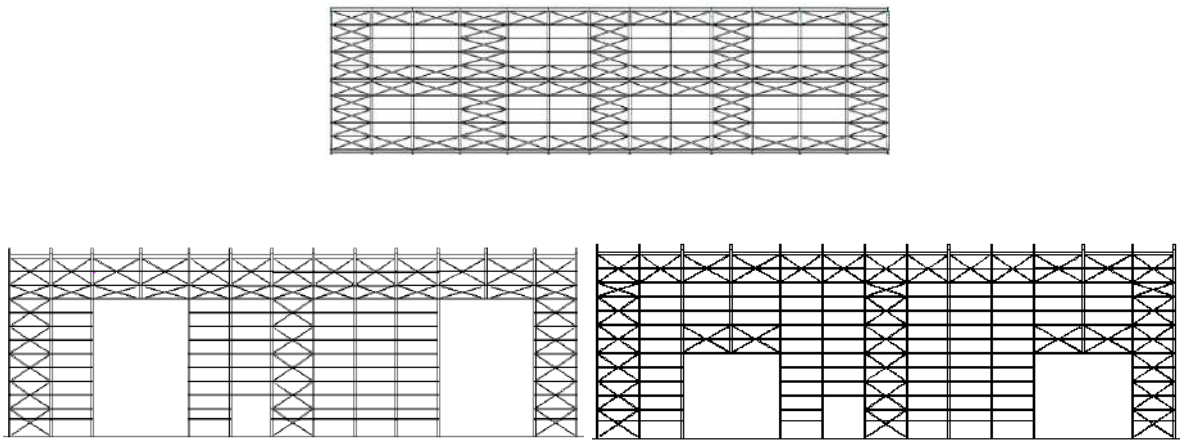


Figure 5

Le respect de ces recommandations et la prise en compte de la taille du bâtiment ont guidé notre choix pour aboutir à la conception qui suit :



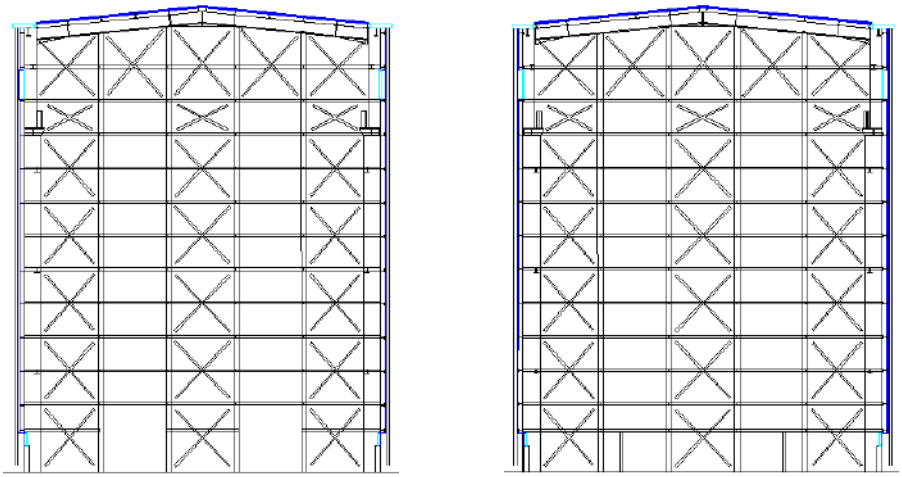


Figure 6

III- Analyse critique de la conception atypique proposée pour la halle des machines :

La règle d'or pour mener à bien une telle analyse, pour la structure décrite ci-dessus, doit être de favoriser un bon écoulement des efforts et une bonne répartition de ceux-ci entre les différents appuis de façon à optimiser la structure et ses fondations.

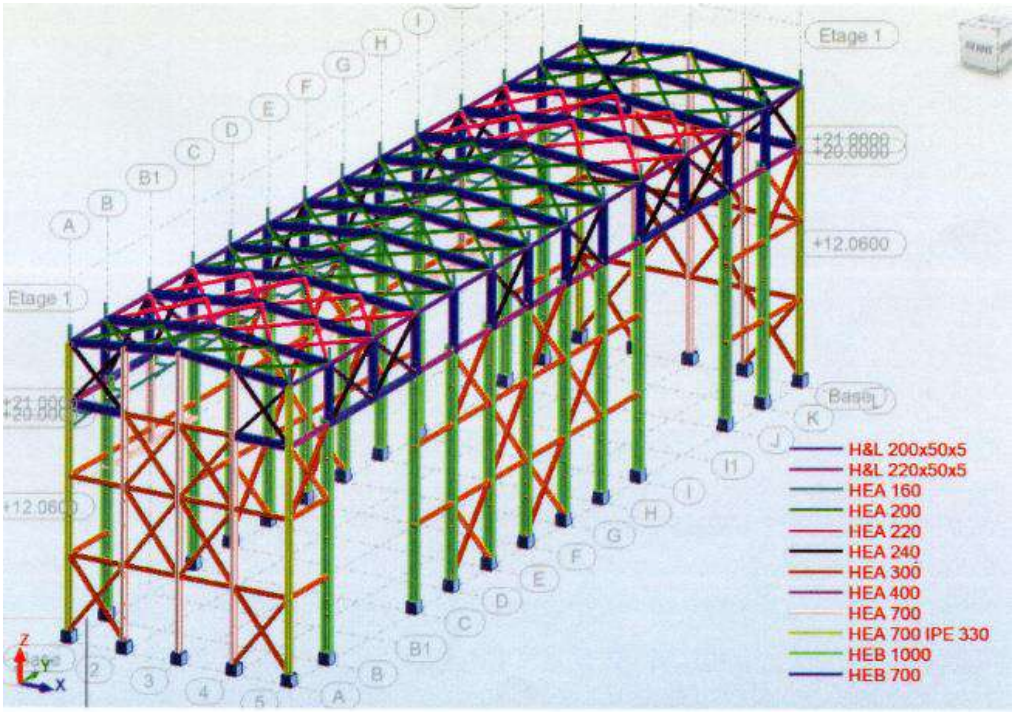


Figure 7 : Vue d'ensemble de la structure

1 - Toiture :

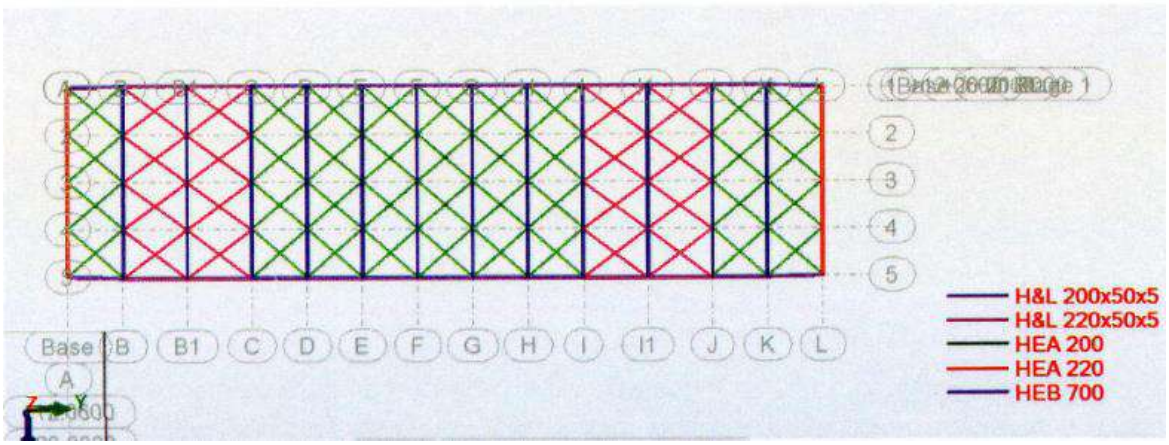


Figure 8

Pour assurer la stabilité de la toiture, il n'est point besoin de contreventer toutes les 'cellules' formées par le croisement des éléments longitudinaux et transversaux. En effet, en plus du poids et du coût que cela engendre, il y'a un risque réel lié à la dilatation thermique des éléments de la toiture. En effet, on ne peut pas se prémunir de la dilatation des éléments de toitures par l'aménagement de connexions avec des trous oblongs, les éléments de contreventement travaillant uniquement en traction-compression.

Les contreventements de toiture sont réalisés à base profilés HEA220 et HEA200. Ceci est très singulier en charpente métallique et doit provenir du mauvais choix de contreventement.

2 – Approche explicative du fonctionnement du contreventement :

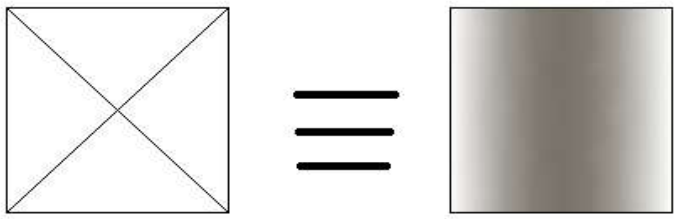


Figure 9

Le contreventement d'une cellule (2 montants + 2 traverses) lui confère stabilité et rigidité de telle sorte qu'on peut l'assimiler à une cellule pleine. Cette représentation approchée va nous permettre d'expliquer le comportement de la structure de manière plus palpable.

3 – Long Pan :

Le contreventement proposé pour le long pan de la salle des machines est le suivant :

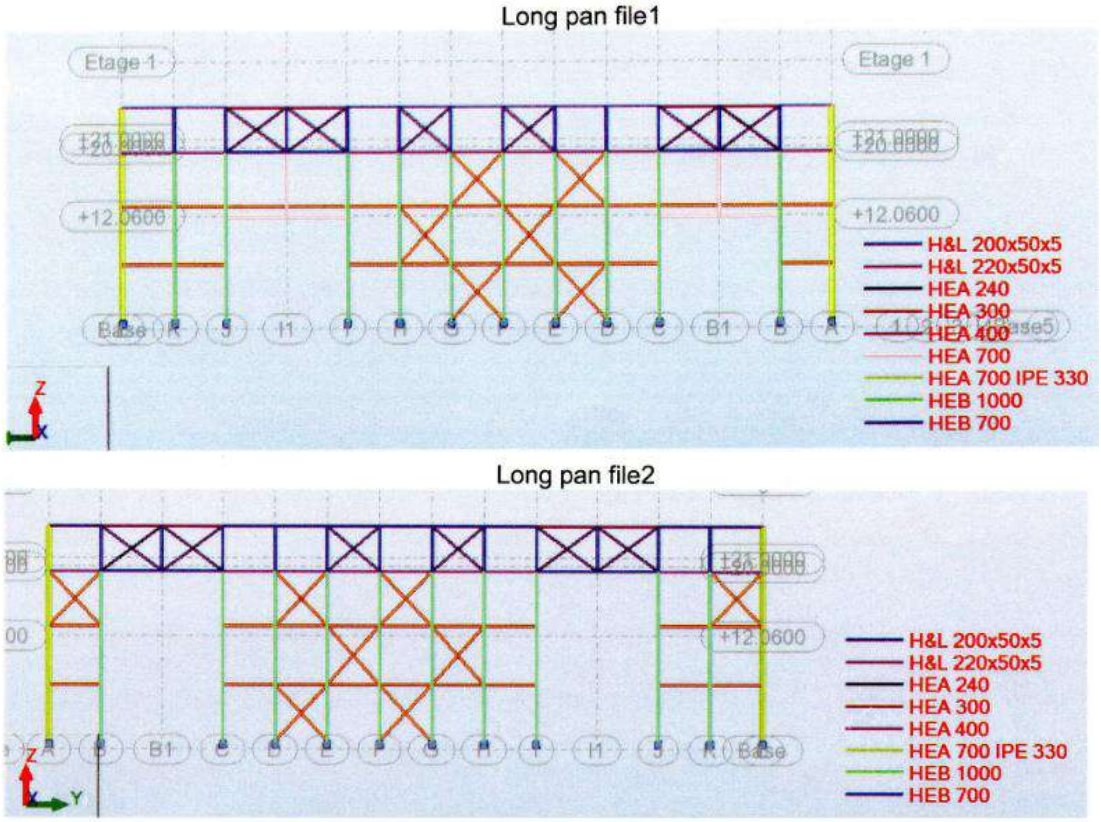


Figure 10

La première chose qui frappe à la vue de cette structure est la taille des profilés utilisés comme contreventements (HEA300 ?!).

En plus du fait qu'il soit atypique et ne corresponde à rien dans le parc existant de structures, ce contreventement est inapproprié et même dangereux en cas de sollicitations dynamiques. En effet, cette conception ne respecte pas les règles élémentaires de la construction parasismiques. En effet, et contrairement aux règles, cette structure présente de grandes disparités entre les inerties des différents niveaux. De plus, la ligne de contreventement longitudinal ne présente pas la continuité souhaitée. Aussi, compte tenu de la disposition des contreventements, la descente de charges qu'on peut obtenir par une telle structure ne peut, en aucun cas, être optimale.

Si on appliquait, ici, l'approche explicative du paragraphe IV.2, on obtiendrait le résultat suivant :

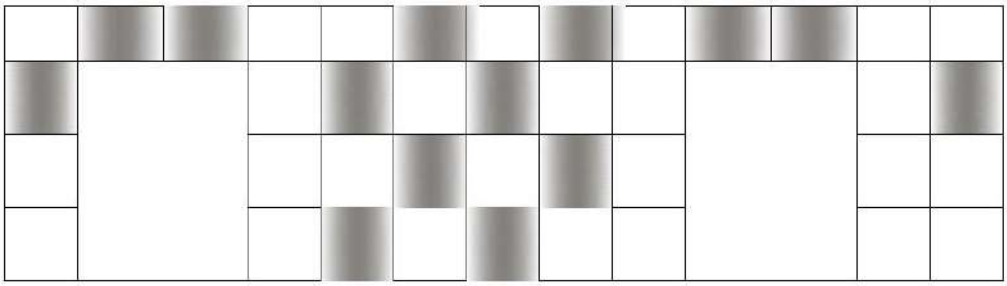


Figure 11

Les cellules contreventées associées en diagonale vont donner lieu à une situation très critique du point de vue de l'écoulement des efforts. En effet, on passe d'une zone très rigide (et par conséquent siège à d'importants efforts) à une autre à travers un passage très réduit qui risque fort de rompre sous l'effet de la surcharge de cette zone et des rotations des cellules dans leur plan donnant lieu à des semblants d'ouverture fermeture.

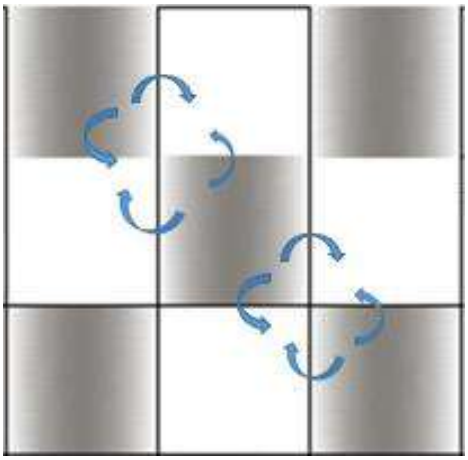


Figure 12

En plus de ces problèmes de tenue mécanique, l'écoulement des efforts vers les fondations va suivre le chemin privilégié représenté par les éléments de forte rigidité.

4 – Pignon :

La figure suivante représente la disposition des contreventements du pignon du bâtiment.

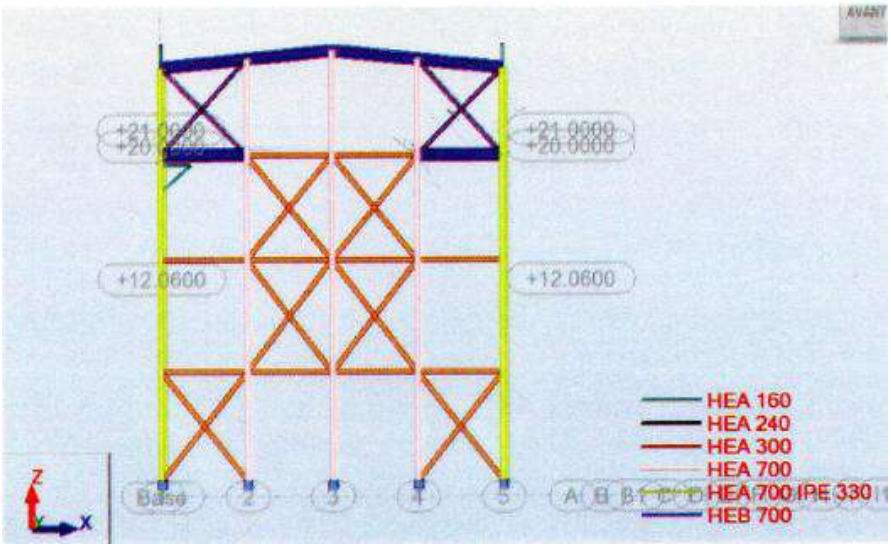


Figure 13

L'approche explicative du paragraphe IV.2, donne le résultat suivant :

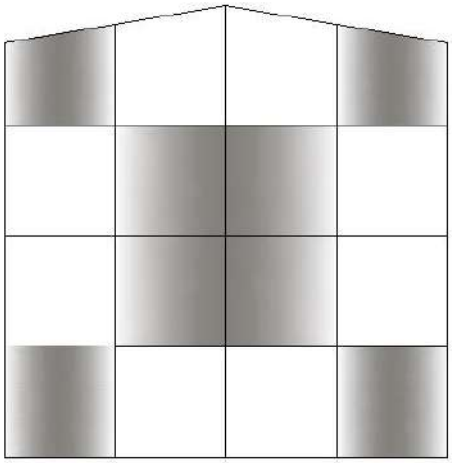


Figure 14

On obtient ici une zone centrale très étendue reliée aux quatre (4) coins du pignon par les mêmes zones réduites vues précédemment. Les disparités entre les rigidités présentes sont plus prononcées que dans le cas du pignon. Par conséquent, les risques de surcharge au niveau des connexions, en diagonale, de ces zones rigides, et de rupture, sont réels et méritent l'attention.

IV - Proposition d’une conception conforme aux règles de l’art :

Une analyse préalable du fonctionnement de notre structure, nous oriente vers une conception du type suivant :

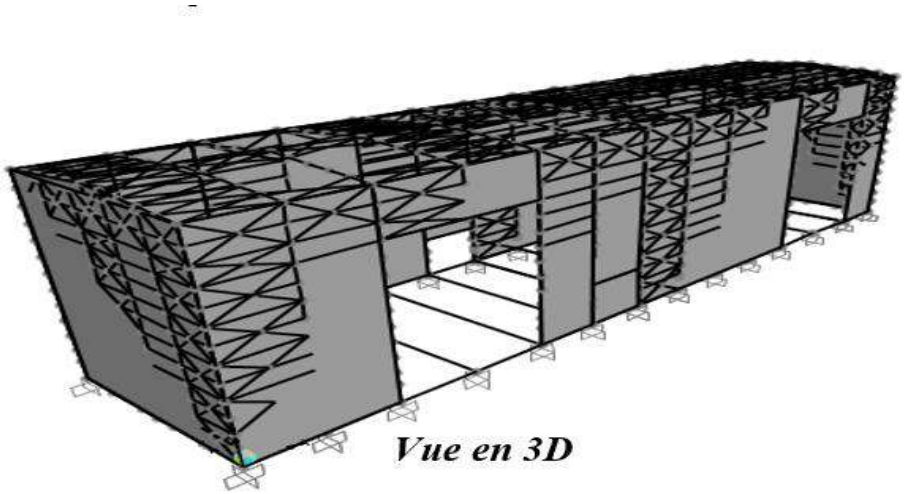


Figure 15

Architecture et principe général de l’ensemble du bâtiment

V - Description de la halle des machines et extraits du cahier des charges:

1 - Description

- La structure métallique est encastrée sur les fondations au niveau 0.00 ;
- Ce bâtiment a des dimensions de l'ordre de quatre-vingts mètres (82 m) de longueur, une largeur de vingt et un mètres (21 m), et une hauteur de vingt-sept (27 m) ;
- Cette structure support l'enveloppe du bâtiment (couverture et bardage) ainsi qu'un pont roulant d'une capacité de levage de 100 t au niveau de vingt mètres (20 m);
- La et le bardage sont réalisés à partir de panneaux sandwichs ;
- Sur la toiture un réseau de passerelles permet l'accès aux équipements ;
- Une passerelle située sous le pont permet d'accéder au pont roulant ;
- Des échelles à crinoline situées dans un angle du bâtiment, permettent d'accéder à l'ensemble de ces passerelles ;
- La structure est composée :
    - de portiques transversaux supportant, entre autres, les voies de roulement ;
    - des contreventements en toiture et sur les façades permettent d'assurer la stabilité de l'ensemble de la structure.
    - Des pannes et des lisses permettant de supporter la couverture et le bardage ;
    - Un ceinturage longitudinal sur les longs pans et transversal sur les pignons permet d'introduire des rigidités intermédiaires au niveau des poteaux (création de 'points durs') réduisant ainsi la leur longueur de flambement. Ce dispositif, mis en place tous les six (6) mètres, permet une meilleure rigidité d'ensemble, une bonne distribution des efforts et une bonne tenue aux instabilités (flambage et déversement).
    - Les contreventements sont réalisés au moyen de 'croix de Saint-André'.

2 – Extraits du cahier des charges

- Les calculs de dimensionnement sont réalisés à partir des règlements algériens et/ou européens. Ainsi, nous utiliserons, pour les différents dimensionnements, les Eurocodes, le BAEL, le RPA et le RNV.
- Ce bâtiment est soumis à l'ensemble des charges normales (poids propre, neige, vent, charge de pont, température, poids des équipements et charges d'exploitation) et aux charges accidentelles (séisme).

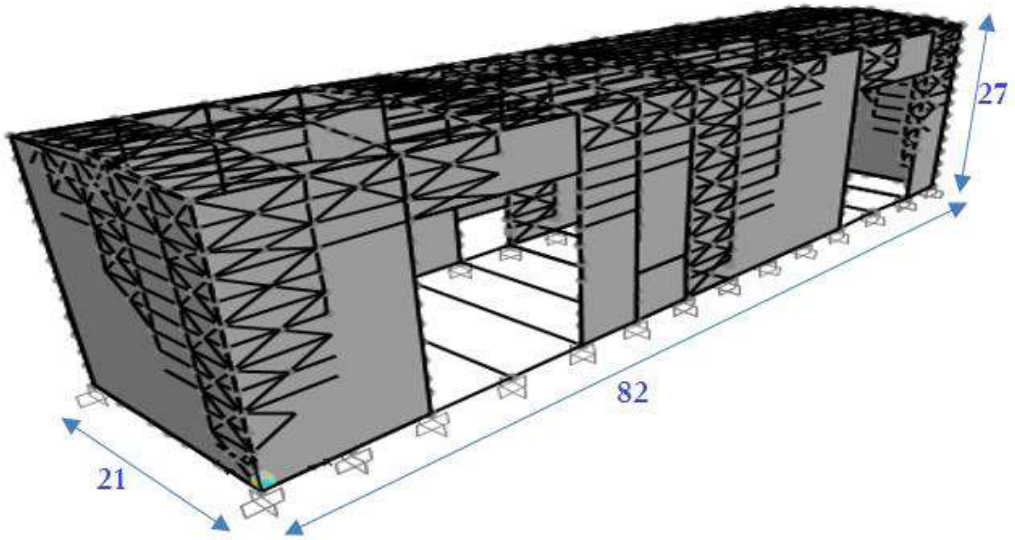


Figure 16

- Façade (long pan et pignon) :

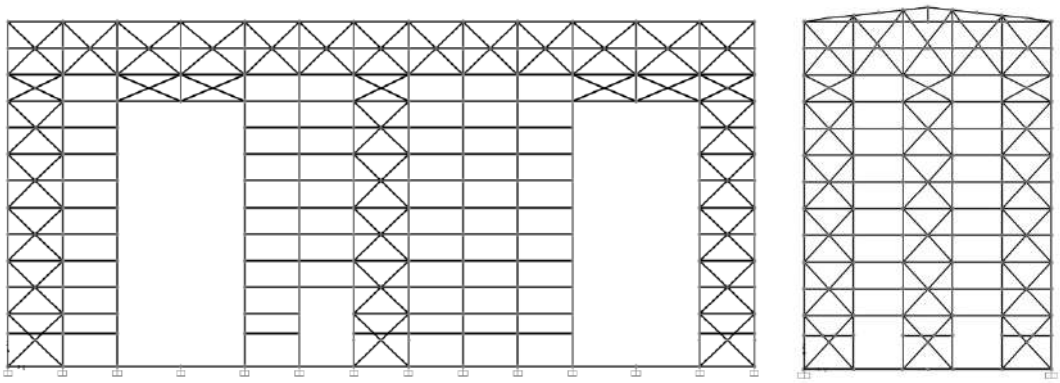


Figure 17

VI – Etude des charges climatiques

Suivant le Document Technique Réglementaire RNV99 (Neige et Vent) :

1 Calcul des charges de neige :

L'accumulation de la neige sur la toiture produit une surcharge qu'il faut prendre en compte la vérification des éléments de la salle des machines.

2 Bases de calcul

❖ La charge de la neige

La valeur de la charge de neige S sur la toiture est donnée par la formule (1) :

$S = \mu * S_k$ …… (1)

Ou :

S_k : La charge de neige sur le sol kN/m^2 ;

μ: Coefficient de forme de la toiture ;

❖ Calcul de S_k :

Le coefficient S_k dépend de la zone géographique et l'altitude de site.

Notre site est classé enzone B, selon la classification de la RNV99.

S_k : est donné par la formule (2) :

$S_k = \frac{0.04*H+10}{100}$ …….. (2)

H : Altitude du site par rapport au niveau de la mer :

$H = 140$ m ;

Donc :

$S_k = 0.156\ kN/m^2$ 0;

❖ Coefficients de forme des toitures

Le coefficient de forme de toiture selon les différentes pentes est résumé au tableau suivant :

Pente	μ	S_k kg/m^2	$S = \mu * S_k$ (kg/m^2)
5.44°	0.8	15.6	12.48

La figure suivante montre la distribution de la neige au surface du la toiture

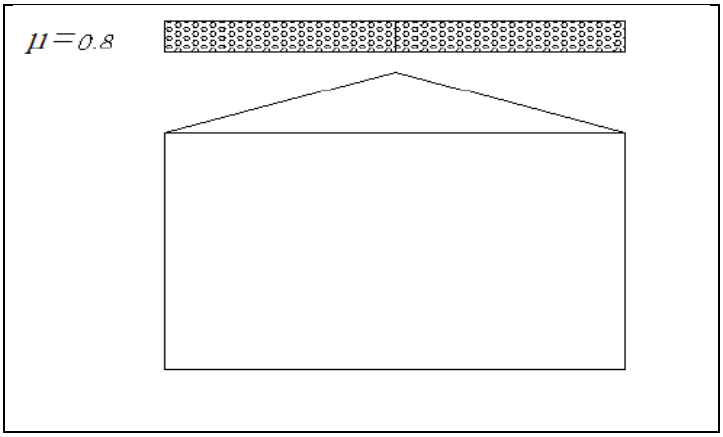


Figure 18: distribution de la neige au niveau de la toiture

3 Effets de la température :

On doit tenir compte les effets de la dilatation thermique car les efforts et les contraintes qu'elle induit dans la structure peuvent des valeurs très grandes.

Pour cela, il est prévu un cas de charge thermique correspondant à la région d'Oran, lieu de construction de la centrale.

4 Actions du vent :

Scientifiquement le vent est un phénomène naturel résulte du mouvement de l'air d'une zone de pression élevée à une zone de faible pression.

Il imprime sur les structures des actions extérieures (compression et traction) et intérieures (suppressions et dépressions) agissant normalement sur les parois considérées.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La direction,
- L'intensité,

- La région,

- Le site d'implantation de la structure et son environnement,

- la forme géométrique et les ouvertures de la structure …

Selon le règlement ' **neige et vent algérien (RNV99)',** le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de l'ouvrage ;

- Le sens V_1 du vent : le vent est perpendiculaire à la façade principale.

- Le sens V_2 du vent : le vent est parallèle à la façade principale.

Il faut aussi évaluer l'action de vent c'est-à-dire le calcul de la force résultante R qui se décompose en :

- force globale horizontale F_w qui correspond à la résultante des forces

  horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la

  composante horizontale des forces appliquées à la toiture.

- force de soulèvement F_u qui correspond à la résultante des forces appliquées

  à la toiture.

La force résultante est donnée par la formule :

$$R = \Sigma(q_j * S_j)$$

Où :

q_j: Pression de vent qui s'exerce sur un élément de structure j ;

S_j: L'aire de l'élément de surface j.

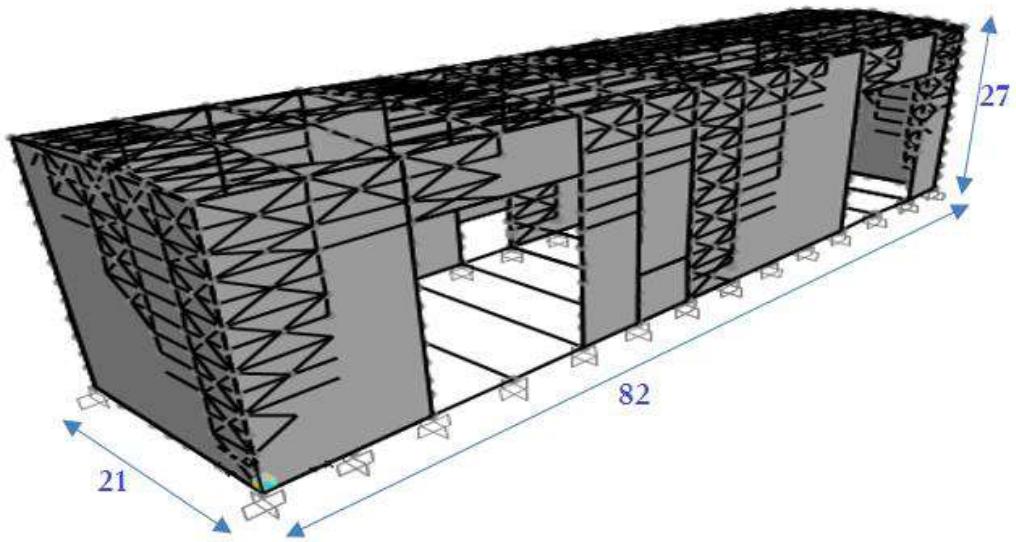


Figure 19 : direction du vent V1, V2

5.1 Les données relatives au site :

Le site est plat :

♦ Le coefficient topographique $C_T(z) = 1$;

♦ le vent est classé dans la zone I:

$V_{ref} = 25\ m/s$(RNV99 Annexe 2§ 1) ;

La pression de référence $q_{ref} = 375\ N/m^2$;

La pression temporaire $q_{temp} = 270\ N/m^2$

♦ Le terrain est de catégorie III :

Facteur de terrain $K_T = 0.19$;

Paramètre de rugosité $z_0 = 0.05\ m$

Hauteur minimale $z_{min} = 4m$;

Le coefficient $\varepsilon = 0.26$.

5.2 Détermination de coefficient dynamique C_d :

$$C_d = \frac{1 + 2 * I_v(z_{eq}) * \sqrt{{Q_0}^2 + {R_X}^2}}{1 + 2 * g * I_v(z_{eq})}$$

Le bâtiment étant structure métallique :

	B	h	C_d
V_1	82	27	0.8
V_2	20	27	0.95

On a bien vérifié la condition : $0.6 < C_d < 1.2$

On remarque que pour les deux directions le $C_d < 1.2$, donc le bâtiment est considéré comme peu sensible aux excitations dynamiques.

- Calcul de la pression

D'après le règlement, les pressions q_j sont calculées par la formule suivante :

$$q_j = C_d * W(z_j)$$

Avec : $W_j = q_{dyn}(z_j) * [C_{pe} - C_{pi}]$

5.3 Détermination de la pression dynamique q_{dyn} :

Pour la vérification à la stabilité d'ensemble et pour le dimensionnement des éléments de structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître couple en éléments de surface j horizontaux, selon la procédure (3.1.1) du **RNV99**, notre bâtiment est une construction sans planchers intermédiaires dont la hauteur est supérieur à 10 m doivent être considérée comme étant constituée de n éléments de surface, de hauteur égalesh_i, et comme elle indique la formule suivante :

$n = E[h/3]$; soit: $[h_i = {}^{h}/_{n}]$

h: La hauteur totale du bâtiment

E : La partie entière

Donc :

$n = E[27/3] = 9$;hi $= 27/9 = 3$ m ;

- la pression dynamique est donnée par la formule suivante :

$$q_{dyn} = q_{réf} * C_e(z_j)$$

Avec :

C_e: Le coefficient d'exposition au vent.

z_j : La distance verticale entre le niveau du sol et le centre de l'élémentj.

5.4 Coefficient de rugosité C_r :

-Il est donné par la relation (2.15-chapitre 5) :

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

$K_T = 0.19$; $z_0 = 0.05\text{m}$; $z_{min} = 4\text{m}$; $\varepsilon = 0.26$;

Les valeurs des Cr sont résumées dans le tableau suivant :

Niveau	h (m)	z (m)	C_r
1	3	1.5	0.832
2	3	4.5	0.854
3	3	7.5	0.952
4	3	10.5	1.015
5	3	13.5	1.063
6	3	16.5	1.101
7	3	19.5	1.133
8	3	22.5	1.160
9	3	25.5	1.184

5.5 Coefficient d'exposition C_e :

Il est donné ci-dessus par la formule (2.13-chapitre 2) :

$$C_e = C_T(z)^2 * C_r(z)^2[1 + 7K_T/(C_T(z) * C_r(z))]$$

Niveau	$C_T(z)$	$C_r(z)$	$C_T(z)^2$	$C_r(z)^2$	C_e
1	1	0.832	1	0.692	1.799
2	1	0.854	1	0.729	1.865
3	1	0.952	1	0.906	2.172
4	1	1.015	1	1.030	2.380
5	1	1.063	1	1.130	2.544
6	1	1.101	1	1.212	2.677
7	1	1.133	1	1.284	2.791
8	1	1.160	1	1.346	2.888
9	1	1.184	1	1.402	2.977

5.6 Valeur des pressions dynamiques q_{dyn} :

- Selon la relation :

$$q_{dyn(z_j)} = q_{ref} * C_e(z_j)$$

Les valeurs des pressions dynamiques sur le tableau suivant :

Niveau	h(m)	z(m)	q_{ref} (N/m^2)	$C_r(z)$	$C_T(z)$	$C_e(z_j)$	$q_{dyn(z_j)}$ (N/m^2)
1	3	1.5	375	0.832	1	1.799	674.625
2	3	4.5	375	0.854	1	1.865	699.375
3	3	7.5	375	0.952	1	2.172	814.5
4	3	10.5	375	1.015	1	2.380	892.5
5	3	13.5	375	1.063	1	2.544	954

6	3	16.5	375	1.101	1	2.677	1003.875
7	3	19.5	375	1.133	1	2.791	1046.625
8	3	22.5	375	1.160	1	2.888	1083
9	3	25.5	375	1.184	1	2.977	1116.375

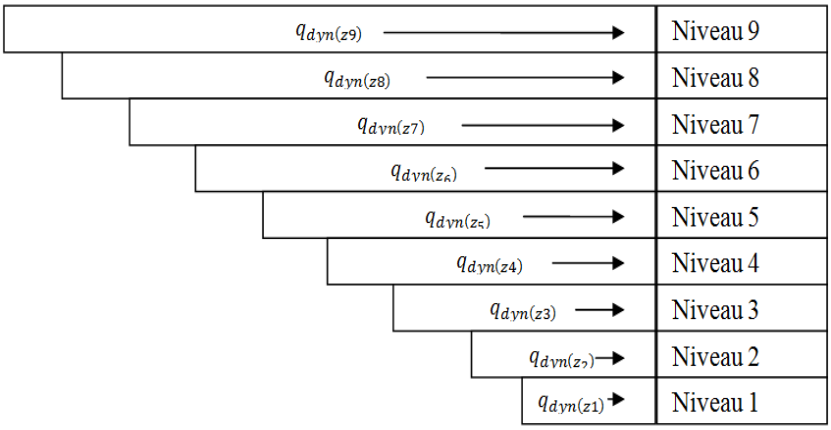


Figure 20

5.7 Direction de vent V_1 :

a. Le coefficient de pression externe C_{pe}

Le coefficient de pression externe C_{pe} de constructions à base rectangulaire et de leurs éléments constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée .Ils sont définis pour des surfaces chargées de 1 m² et 10 m², aux quelles correspondent les coefficients de pression notés respectivement $C_{pe,1}$ et $C_{pe,10}$ dans le cas existante, la surface chargée égale à $S = 2132\ m^2$ supérieur a $10m^2$ donc :

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

- **Les parois verticales :**

Il est recommandé de partager les parois comme l'indique la figure 5.1 de chapitre 5, et avant tout il faut déterminer e telle que :

$e = \min[b; 2h]$

h: Hauteur totale de paroi ;

d : La dimension parallèle à la direction V_1 ;

b : La dimension perpendiculaire à la direction V_1 ;

Avec : b, d, h et e en (m) ;

1^{eme}Paroi :

b	d	h	e	A'	B'	D	E
82	21	27	54	10.8	10.2	82	82

La paroi est divisé en 3 parties (A, B, C) selon le sens de b , plus E et D selon d pour chacune comme ils indiquent le schéma suivant :

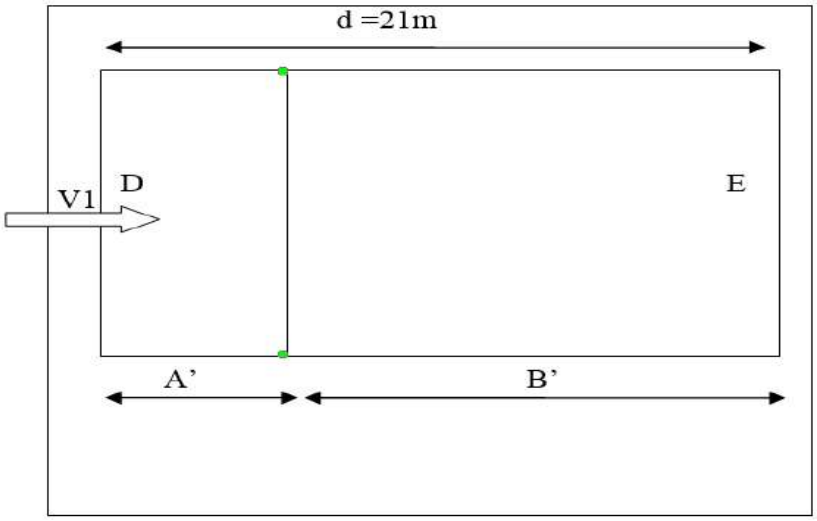


Figure 21: vue en plan des parois verticale direction V_1

Et selon le tableau (5.1), on trouve :

Aire(m)	A'	B'	D	E
C_{pe}	-1	-0.8	+0.8	-0.3

Figure suivante illustre les valeurs de C_{pe} pour les parois verticales :

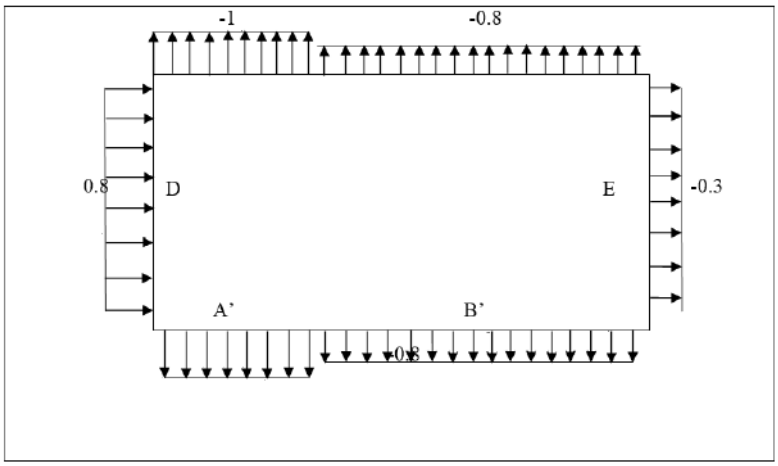


Figure 22 : valeur de C_{pe}pour les parois verticales-direction V_1

2erParoi :

b	d	h	e	A	B	C	D	E
21	82	27	21	4.2	16.8	61	21	21

La paroi est divisée en deux parties (A', B') selon le sens de b , plus E et D selon d pour chacune, comme ils indiquent le schéma suivant :

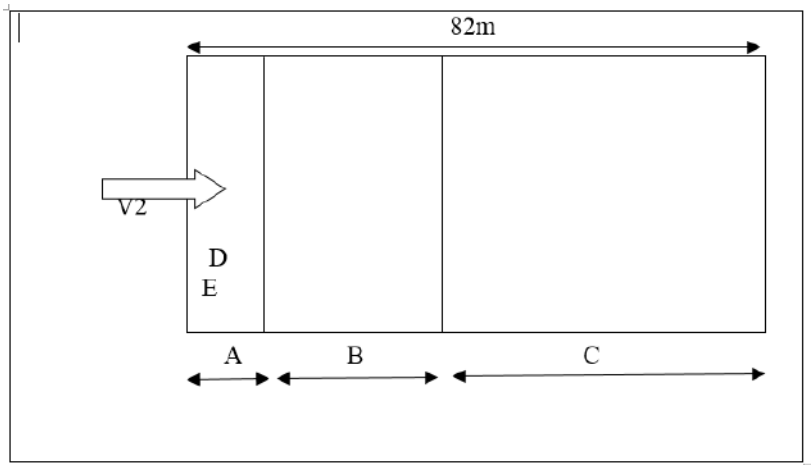


Figure 23 : vue en plan des parois verticale-direction V_2

Et selon le tableau (5.1), on trouve :

Aire(m)	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

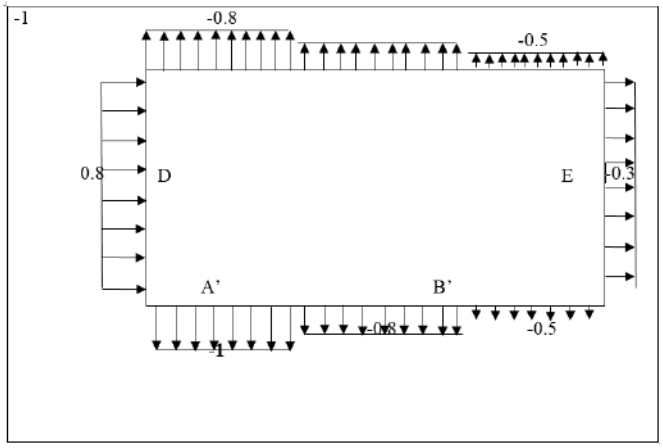


Figure 24 : valeur de C_{pe}pour les parois verticales-direction V_2

❖ **Toiture :**

Dans le cas des bâtiments industriel la toiture fait à partir des versants, dans notre bâtiment on a toiture a deux versants, dont la direction du vent est définie par un angle θ (voir figure 5.4 de RNV99) :

♦ $\theta = 0°$ pour un vent dont la direction est perpendiculaire aux génératrices.

Il convient de diviser la toiture comme indiqué sur la figure 5.4, les coefficients de pression $C_{pe,10}$, sont donnés dans le tableau 5.4, effectivement selon les différentes pentes α, les valeurs sont en fonction de $\alpha = 5.44°$ s'exprimées au tableau suivant :

La pente $\alpha = 5.44°$	C_{pe10}
Surface (m^2)	
F	-1.7
G	-1.2
H	-0.6

I	-0.3
J	-0.3

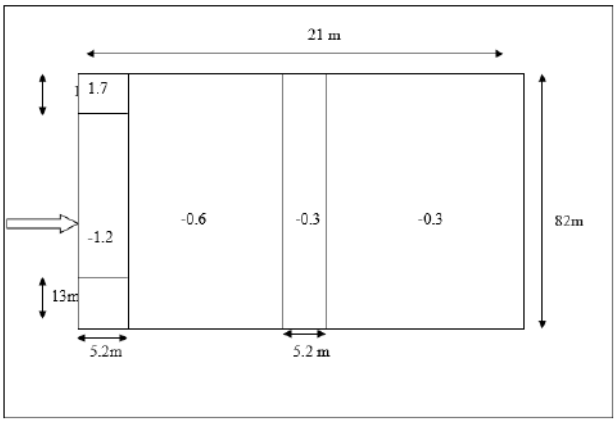


Figure 25 : valeur de C_{pe}pour la toiture direction V_1

♦ $\theta = 90°$ pour un vent dont la direction est parallèle aux génératrices.

La pente $\alpha = 5.44°$	C_{pe10}
Surface (m²)	
F	-1.6
G	-1.3
H	-0.7
I	-0.5

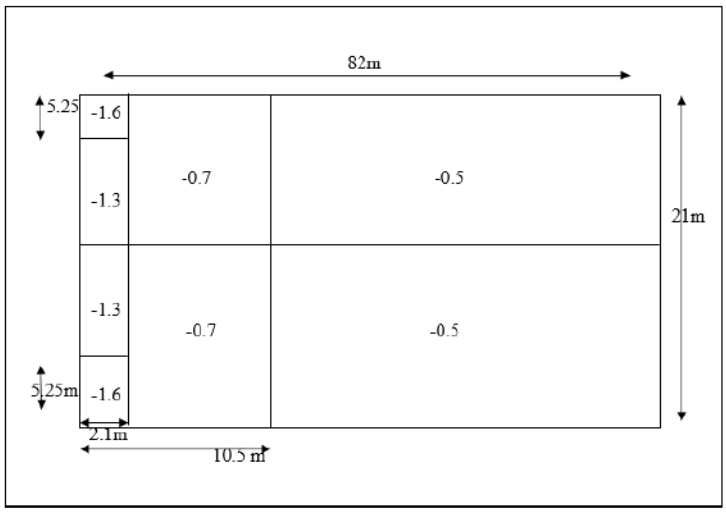


Figure 26 : valeur de C_{pe}pour la toiture, direction V_2

II-1-7-2 Le coefficient de pression intérieure C_{pi} :

D'après le paragraphe 2.2.1 de chapitre 5, dans le cas des structures sans cloisons intérieures (bâtiment industriel) pour lesquels les valeurs suivantes doivent être utilisées :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{Surface des ouvertures sous et parallèles au vent}}{\sum \text{surface de toutes les ouvertures}}$$

1^{er}cas: V_1

	Surface de l'ouverture (m²)	μ_p	C_{pi}
Façade de V_1	548	0.625	-0.11
Façade de $-V_1$	328.8	0.375	0.3

Les figures ci-après montrent la répartition de coefficient de pression intérieur Cpi Suivant la direction de vent V_1 et V_{-1}:

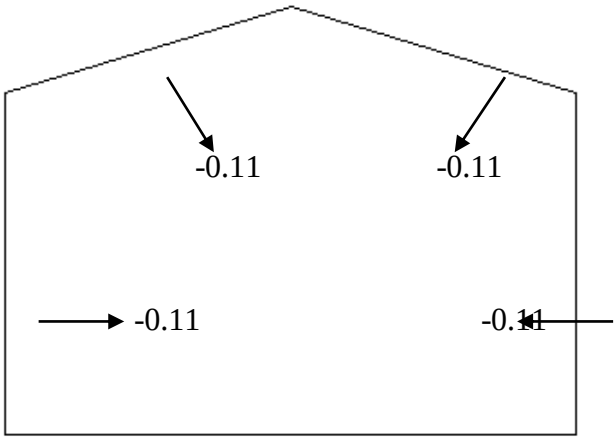


Figure 27: cas de dépression

Calcul des pressions :

Les pressions q_j sont calculées à l'aide de la formule :

$$q_j = C_d * q_{dyn}(z_j) * [C_{pe} - C_{pi}]$$

Pour les parois verticales :

Sens du vent V_1 et $-V_1$:

$$Z = 1.5\ m$$

Zone	C_d	$q_{dyn(z_j)}\ (N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$q_{jV1}(dan/m^2)$	$q_{j-V1}(N/m^2)$
A'	0.8	674.625	-1	-0.11	0.3	-480.333	-701.61
B'	0.8	674.625	-0.8	-0.11	0.3	-372.393	-593.67
D	0.8	674.625	0.8	-0.11	0.3	491.127	269.85
E	0.8	674.625	-0.3	-0.11	0.3	-102.543	-323.82

$$Z = 4.5\ m$$

Zone	C_{d1}	$q_{dyn(z_j)}\ (N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$q_{j1}(dan/m^2)$	$q_{j-1}(N/m^2$

A’	0.8	699.375	-1	-0.11	0.3	-497.955	-727.35
B’	/	699.375	-0.8	-0.11	0.3	-386.055	-615.45
D	0.8	699.375	0.8	-0.11	0.3	509.145	279.75
E	0.8	699.375	-0.3	-0.11	0.3	-106.305	-335.7

$Z = 7.5$ m

Zone	C_{d1}	$q_{dyn(z_j)}$ (N/m^2)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$q_{j1}(dan/m^2)$	$q_{j-1}(N/m^2$
A’	0.8	814.5	-1	/	0.3	-579.924	-847.08
B’	0.8	814.5	-0.8	-0.11	0.3	-449.604	-716.76
D	0.8	814.5	0.8	-0.11	0.3	592.956	325.8
E	0.8	814.5	-0.3	-0.11	0.3	-123.804	-390.96

$Z = 10.5$ m

Zone	C_{d1}	$q_{dyn(z_j)}$ (N/m^2)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$q_{j1}(dan/m^2)$	$q_{j-1}(N/m^2$
A’	0.8	892.5	-1	-0.11	0.3	-635.460	-928.2
B’	0.8	892.5	-0.8	-0.11	0.3	-492.660	-785.4
D	0.8	892.5	0.8	-0.11	0.3	649.740	357
E	0.8	892.5	-0.3	-0.11	0.3	-135.660	-428.4

$Z = 13.5$ m

Zone	C_{d1}	$q_{dyn(z_j)}$ (N/m^2)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$q_{j1}(dan/m^2)$	$q_{j-1}(N/m^2$
A’	0.8	954	-1	-0.11	0.3	-679.248	-992.16
B’	0.8	954	-0.8	-0.11	0.3	-526.608	-839.52
D	0.8	954	0.8	-0.11	0.3	694.512	381.6

E	0.8	954	-0.3	-0.11	0.3	-145.008	-457.92

Z = 16.5 m

Zone	C_{d1}	$q_{dyn(z_j)}$ (N/m^2)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$q_{j1}(dan/m^2)$	$q_{j-1}(N/m^2$
A’	0.8	1003.875	-1	-0.11	0.3	-714.759	-1044.03
B’	0.8	1003.875	-0.8	-0.11	0.3	-554.139	-883.41
D	0.8	1003.875	0.8	-0.11	0.3	730.821	401.55
E	0.8	1003.875	-0.3	-0.11	0.3	-152.589	-481.86

Z = 19.5 m

Zone	C_{d1}	$q_{dyn(z_j)}$ (N/m^2)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$q_{j1}(dan/m^2)$	$q_{j-1}(N/m^2$
A’	0.8	1046.625	-1	-0.11	0.3	-745.197	-1088.49
B’	0.8	1046.625	-0.8	-0.11	0.3	-577.737	-921.03
D	0.8	1046.625	0.8	-0.11	0.3	761.943	418.65
E	0.8	1046.625	-0.3	-0.11	0.3	-159.087	-502.38

Z = 22.5 m

Zone	C_{d1}	$q_{dyn(z_j)}$ (N/m^2)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$q_{j1}(dan/m^2)$	$q_{j-1}(N/m^2$
A’	0.8	1083	-1	-0.11	0.3	-771.096	-1126.32
B’	0.8	1083	-0.8	-0.11	0.3	-597.816	-953.04
D	0.8	1083	0.8	-0.11	0.3	788.424	433.2
E	0.8	1083	-0.3	-0.11	0.3	-164.616	-519.84

Z = 25.5 m

Zone	C_{d1}	$q_{dyn(z_j)}$ (N/m^2)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$q_{j1}(dan/m^2)$	$q_{j-1}(N/m^2$
A’	0.8	1116.375	-1	-0.11	0.3	-794.859	-1161.03
B’	0.8	1116.375	-0.8	-0.11	0.3	-616.239	-982.41
D	0.8	1116.375	0.8	-0.11	0.3	812.721	446.55
E	0.8	1116.375	-0.3	-0.11	0.3	-169.689	-535.86

2^{er}cas: V_2 :

	Surface de l’ouverture (m²)	μ_p	C_{pi}
Façade de V_2	876.8	1	-0.5

Les figures ci-après montrent la répartition de coefficient de pression intérieurC_{pi}

Suivant la direction de vent V_2 :

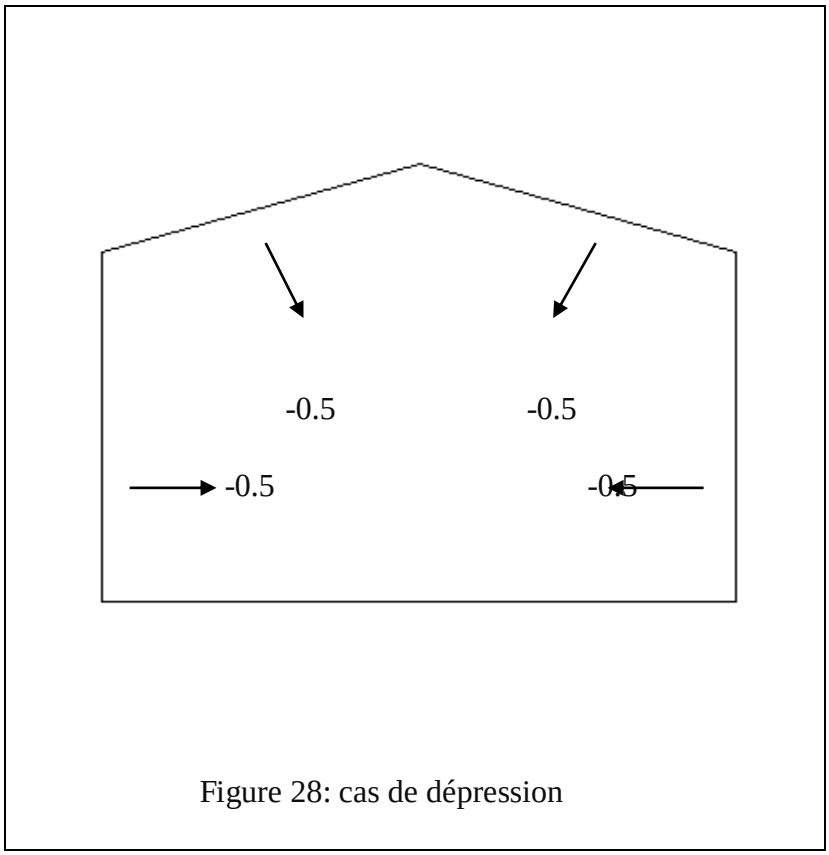


Figure 28: cas de dépression

$$Z = 1.5 \text{ m}$$

Zone	C_{d2}	$q_{dyn(z_j)}$ (N/n	C_{pe}	C_{pi}	$q_j(N/m^2)$
A	0.95	674.625	-1	-0.5	-320.447
B	0.95	674.625	-0.8	-0.5	-192.268
C	0.95	674.625	-0.5	-0.5	0.000
D	0.95	674.625	0.8	-0.5	833.162
E	0.95	674.625	-0.3	-0.5	128.179

$Z = 4.5$ m

Zone	C_{d2}	$q_{dyn(z_j)}$ (N/n	C_{pe}	C_{pi}	$q_j(N/m^2)$
A	0.95	699.375	-1	-0.5	-332.203
B	0.95	699.375	-0.8	-0.5	-199.322
C	0.95	699.375	-0.5	-0.5	0.000
D	0.95	699.375	0.8	-0.5	863.728
E	0.95	699.375	-0.3	-0.5	132.881

$Z = 7.5$ m

Zone	C_{d2}	$q_{dyn(z_j)}$ (N/n	C_{pe}	C_{pi}	$q_j(N/m^2)$
A	0.95	814.5	-1	-0.5	-386.888
B	0.95	814.5	-0.8	-0.5	-232.133
C	0.95	814.5	-0.5	-0.5	0.000

D	0.95	814.5	0.8	-0.5	1005.908
E	0.95	814.5	-0.3	-0.5	154.755

$Z = 10.5\ m$

Zone	C_{d2}	$q_{dyn(z_j)}$ (N/n	C_{pe}	C_{pi}	$q_j(N/m^2)$
A	0.95	892.5	-1	-0.5	-423.938
B	0.95	892.5	-0.8	-0.5	-254.363
C	0.95	892.5	-0.5	-0.5	0.000
D	0.95	892.5	0.8	-0.5	1102.238
E	0.95	892.5	-0.3	-0.5	169.575

$Z = 13.5\ m$

Zone	C_{d2}	$q_{dyn(z_j)}$ (N/n	C_{pe}	C_{pi}	$q_j(N/m^2)$
A	0.95	954	-1	-0.5	-453.150
B	0.95	954	-0.8	-0.5	-271.890
C	0.95	954	-0.5	-0.5	0.000
D	0.95	954	0.8	-0.5	1178.190
E	0.95	954	-0.3	-0.5	181.260

$Z = 16.5\ m$

Zone	C_{d2}	$q_{dyn(z_j)}$ (N/n	C_{pe}	C_{pi}	$q_j(N/m^2)$
A	0.95	1003.875	-1	-0.5	-476.841
B	0.95	1003.875	-0.8	-0.5	-286.104
C	0.95	1003.875	-0.5	-0.5	0.000

D	0.95	1003.875	0.8	-0.5	1239.786
E	0.95	1003.875	-0.3	-0.5	190.736

$Z = 19.5\ m$

Zone	C_{d2}	$q_{dyn(z_j)}$ (N/n	C_{pe}	C_{pi}	$q_j(N/m^2)$
A	0.95	1046.625	-1	-0.5	-497.147
B	0.95	1046.625	-0.8	-0.5	-298.288
C	0.95	1046.625	-0.5	-0.5	0.000
D	0.95	1046.625	0.8	-0.5	1292.582
E	0.95	1046.625	-0.3	-0.5	198.859

$Z = 22.5\ m$

Zone	C_{d2}	$q_{dyn(z_j)}$ (N/n	C_{pe}	C_{pi}	$q_j(N/m^2)$
A	0.95	1083	-1	-0.5	-514.425
B	0.95	1083	-0.8	-0.5	-308.655
C	0.95	1083	-0.5	-0.5	0.000
D	0.95	1083	0.8	-0.5	1337.505
E	0.95	1083	-0.3	-0.5	205.770

$Z = 25.5\ m$

Zone	C_{d2}	$q_{dyn(z_j)}$ (N/n	C_{pe}	C_{pi}	$q_j(N/m^2)$
A	0.95	1116.375	-1	-0.5	-530.278
B	0.95	1116.375	-0.8	-0.5	-318.167
C	0.95	1116.375	-0.5	-0.5	0.000

D	0.95	1116.375	0.8	-0.5	1378.723
E	0.95	1116.375	-0.3	-0.5	212.111

-Toiture :

Les résultats de pressions sont donnés sous forme du tableau suivant :

Zone	C_d	q_{dyn} (N/m^2)	C_{pe}	$C_{pi,1}$	q_{j1} (N/m^2)
F	0.8	1116.375	-1.7	-0.11	-1420.029
G	0.8	1116.375	-1.2	-0.11	-973.479
H	0.8	1116.375	-0.6	-0.11	-437.619
I	0.8	1116.375	-0.3	-0.11	-169.689
J	0.8	1116.375	-0.3	-0.11	-169.689

Pressions sur la toiture- direction V_1 du vent

Zone	C_d	q_{dyn} (N/m^2)	C_{pe}	$C_{pi,1}$	q_{j1} (N/m^2)
F	0.8	1116.375	-1.7	0.3	-1786.200
G	0.8	1116.375	-1.2	0.3	-1339.650
H	0.8	1116.375	-0.6	0.3	-803.790
I	0.8	1116.375	-0.3	0.3	-535.860
J	0.8	1116.375	-0.3	0.3	-535.860

Pressions sur la toiture- direction $-V_1$ du vent

Zone	C_d	q_{dyn} (N/m^2)	C_{pe}	$C_{pi,1}$	q_{j1} (N/m^2)
F	0.95	1116.375	-1.6	-0.5	-1071.720
G	0.95	1116.375	-1.3	-0.5	-625.170
H	0.95	1116.375	-0.7	-0.5	-89.310

I	0.95	1116.375	-0.5	-0.5	178.620

Pressions sur la toiture- direction V_2 du vent

VII – Rappel de notions liées au code de calcul et définitions

❖ **Objectifs des EUROCODES :**

Les EUROCODES structuraux regroupent un ensemble de normes pour le calcul structural et géotechnique des ouvrages, bâtiments et de génie civil.

Ils sont destinés à servir de document de référence pour les aspects suivant :

- Prouver la conformité des ouvrages des bâtiments et de génie civil aux exigences essentielles de la directive sur les produits de construction (DPC).

- Servir de cadre pour établir des spécifications techniques harmonisées des produits de construction.

Ils ne traitent de l'exécution et de l'inspection que dans la mesure où il est nécessaire de préciser la qualité des produits de construction et le niveau de réalisation à satisfaire pour être conforme aux hypothèses adoptées dans les règles de calcul.
Jusqu'à ce que l'ensemble des spécifications techniques harmonisées concernant les produits ainsi que les méthodes de contrôle de leurs performances soient disponibles, un certain nombre d'EUROCODES structuraux traitent certains de ces aspects dans des annexes informatives.

❖ **Historique du programme EUROCODES :**

La commission des communautés européennes (CCE) eut l'initiative de démarrer le travail d'établissement d'un ensemble des règles techniques harmonisées pour le calcul des structures, règles destinées à être utilisées, au début, comme alternative aux différents règlements en vigueur dans les divers états membres et à les remplacer ultérieurement, ces règles techniques reçurent alors le nom d'«EUROCODE structuraux».
En 1990, après consultation de ses états membres, la CCE transféra le travail de développement, de diffusion et de mise à jour des EUROCODES structuraux au CEN et le secrétariat de L'AEALE accepta de s'associer au travail du CEN.

❖ **Objet de l'EUROCODE III** :

L'EUROCODE 3 s'applique à la conception et au calcul des structures en acier, cet EUROCODE ne définit que les exigences de résistance, d'aptitude au service et de durabilité des structures, d'autres exigences, telles que l'isolation phonique ou thermique, par exemple, ne sont pas traitées dans ce code.

L'exécution n'est traitée que dans la mesure ou , pour satisfaire les hypothèses de calcul adoptées dans ces règles ,il est nécessaire de préciser la qualité des matériaux et produits de construction qu'il convient d'utiliser ,ainsi que les niveaux de qualité de réalisation sur site ,en générale, les règles concernant l'exécution et la qualification doivent être considérée comme étant des exigences minimales qui peuvent devoir être développées par la suite pour des natures de construction et procèdes d'exécution particuliers.

L'EUROCODE 3 ne traite pas les exigences spatiales relatives au calcul sismique, des règles concernant de telles exigences sont données dans l'EUROCODE 8 «calcul des structures : résistance aux séismes », qui complète ou adapte à cette fin les règles de l'EUROCODE III.

L'EUROCODE 3 ne fournit pas des valeurs numériques des actions à prendre en compte dans le calcul des ouvrages, celles-ci sont données dans l'EUROCODE I «Base de calcul et actions sur les structures »applicables aux différentiels modes de construction.

Pour toute ces raisons, on a choisi l'EUROCODE III comme étant un nouvel règlement de calcul et la vérification des éléments secondaires, d'autre par et pour l'aspect vérification automatique.

- **Classification des sections transversales**

- Base de calcul

-Lorsque l'on utilise une analyse globale plastique, les éléments doivent être capables de former des rotules plastiques ayant une capacité de rotation suffisante pour permettre la nécessaire redistribution des moments fléchissant.

- Lorsque l'on utilise une analyse globale plastique, les éléments peuvent avoir des sections transversales de n'importe quelle classe, à condition que le calcul de ces

éléments prenne en compte la limitation éventuelle de la résistance de la section par le voilement local.

Quatre classes de sections transversales sont définies :

a) Classe 1

Sections transversales pouvant former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour une analyse plastique.

b) Classe 2

Sections transversales pouvant développer leur moment de résistance plastique, mais avec une capacité de rotation limitée.

c) Classe 3

Sections transversales dont la contrainte calculée dans la fibre extrême comprimée de l'élément en acier peut atteindre la limite d'élasticité, mais dont le voilement local est susceptible d'empêcher le développement du moment de résistance plastique.

d) Classe 4

Sections transversales dont la résistance au moment fléchissant ou à la compression doit être déterminée avec prise en compte explicite des effets de voilement local.

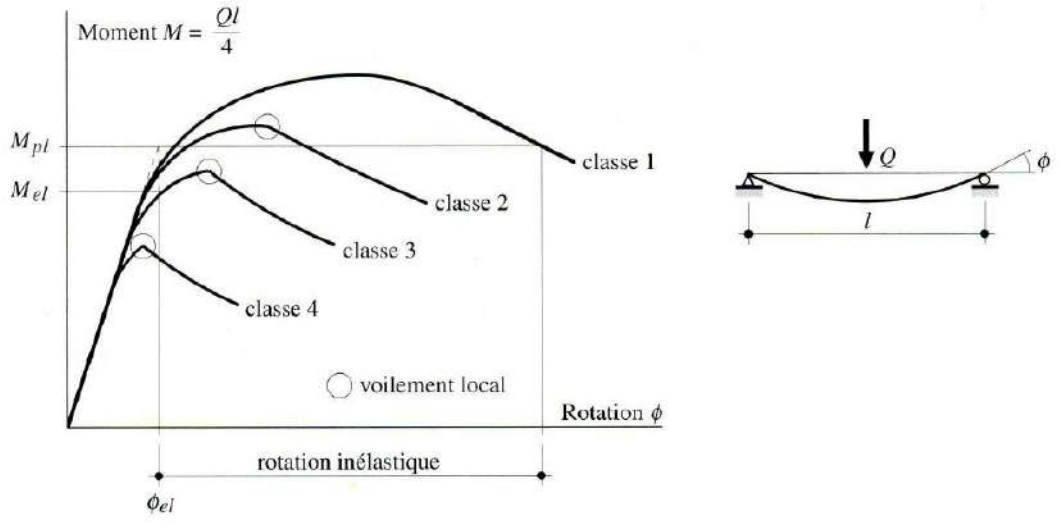


Figure 29 : comportement moment rotation correspondant à la classification.

M_{pl} : Moment à l'état plastique ;

M_{el} : Moment à l'état élastique réduit;

θ : Angle de rotation.

-Les réductions de la résistance dues aux effets de voilement local des sections transversales de classe 4 peuvent être prises en compte à l'aide de la méthode des largeurs efficaces ;

-Le classement d'une section transversale dépend des dimensions de chacun de ses parois comprimées, les parois comprimées à considérer dans une section transversale comprennent toute paroi totalement ou partiellement comprimée par l'effort axial et u le moment fléchissant présent dans la section sous le cas de charge considéré.

-Les différentes parois comprimées d'une section transversale (telle qu'une âme ou une semelle) peuvent en générale, être de classe différentes.

La classe d'une section transversale est normalement, la classe la plus haute, la plus défavorable) de ses parois comprimées.

-En alternative le classement d'une section transversale peut être défini en mentionnant à la fois la classe de la semelle et celle de l'âme.

Il convient de tirer les proportions limites de parois comprimées pour les classes I et II et 3 du tableau 5.3.1 de l'EUROCODE III par contre il a lieu de considérer de toute paroi dont les proportions sont au-delà de limite de laclasse III.

- **Conditions sur les sections transversales pour une analyse globale élastique**

-Lorsque l'on utilise une analyse globale élastique, le rôle de la classification des sections transversale est d'identifier à quel niveau la résistance d'une section transversale est limitée par sa résistance au voilement local.

-Si toutes les parois comprimées d'une section transversale sont declasse 2, cette section peut être considérée comme capable d'atteindre son moment de pleine résistance plastique.

-Si toutes les parois comprimée d'une section transversale sont declasse 3. La résistance de celle-ci peut être fondée sur une répartition élastique des contraintes dans la section ces contraintes étant plafonnées à la limite d'élastique dons les fibres extrêmes.

Dans le cas d'une section transversale de classe 3 pour laquelle la limite d'élasticité est d'abord atteinte dons la fibre extrême tendue, les réserves plastiques de la zone tendu de la section peuvent être utilisées, au moyen de la méthode présentée dons LENV 1993-1-3 EUROCODE III : partie 1.3, pour déterminer sa résistance dans le projet d'ENV1993-1-3 EUROCODE III : partie 1.3 de janvier 1991, la méthode présentée peut être rapportée de la manière suivante. Dans une section de classe 3, lorsque la limite d'élasticité f_y est d'abord atteinte dans la fibre tendue, les réserves plastiques de la zone tendue peuvent être utilisées jusqu'à ce que la contrainte dans la fibre comprimée atteigne à son tour f_y (résistance élasto-plastique de la section). ces réserves augmentent la résistance de calcul de la section qui demeure néanmoins en classe 3, notamment dans le cadre de l'analyse global.

Le calcul de la résistance de la section implique normalement un processus itératif pour déterminer la hauteur plastifiée de la zone tendue conduisant à f_y dans la fibre comprimée, dans le cas de la flexion composée, on pourra déterminer le moment résistant en présence de l'effort axial fixé à sa valeur de calcul N_{sd}.

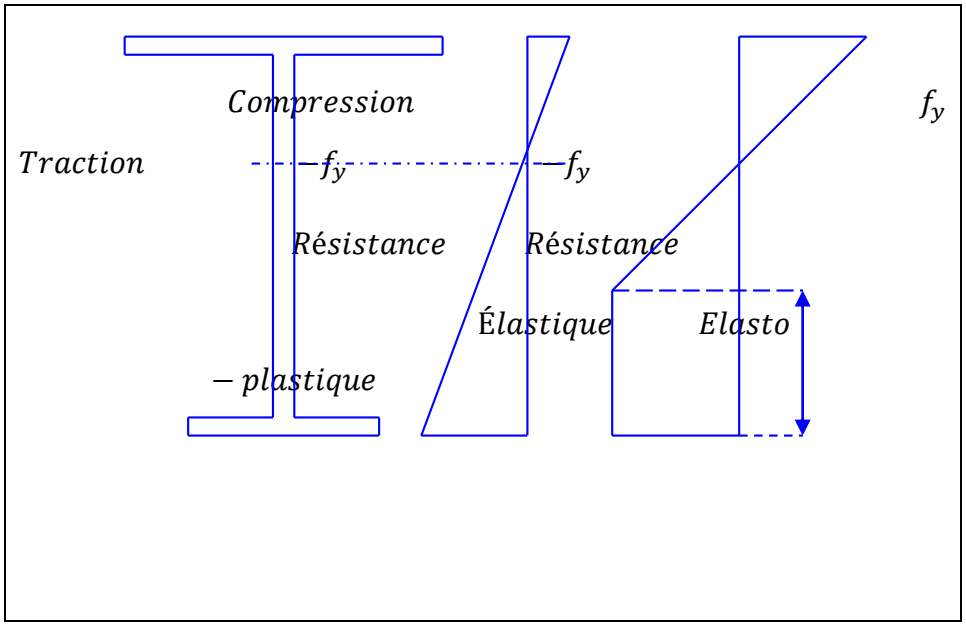


Figure 30 : Analyse d'une section transversale

La résistance d'une section transversale comportant une semelle comprimée de classe II mais une âme de classe III peut être déterminée en traitant l'âme comme une âme efficace de classe II, avec une aire efficace réduite, en utilisant la méthode présentée dans l'ENV 1994-1-1 EUROCODE III:

partie 1.1 lorsque l'une quelconque des parois comprimées d'une section transversale est de classe IV, cette section doit être calculée comme de classe IV.

VIII - Principe des calculs de pré dimensionnement :

Le calcul de la structure comporte une étude élémentaire qui concerne les composants élémentaires (lisse, panne, potelet….etc.) et une étude globale qui s'intéresse à la structure dans son ensemble. Pour le calcul de chacun des éléments constituants notre bâtiment, on procédera de la façon suivante:

- Evaluation des charges appliquées sur les éléments appliquées sur les

éléments puis la recherche de la combinaison la plus défavorable en appliquant le règlement en vigueur.

- Pré dimensionnement des éléments suivant la condition de rigidité.

- La vérification de la résistance, de la stabilité et de la rigidité se fera en se basant sur les règles de la résistance des matériaux (RDM).

La vérification consiste à s'assurer qu'en aucun point, la contrainte ne dépasse pas la limite élastique (σ_e) et que la flèche ne dépasse pas la limite de déformation (f_a). Finalement l'étude permet de réaliser une salle des machines avec des mesures respectées ainsi que la vérification des conditions suivantes:

- ✓ La stabilité;
- ✓ La résistance;
- ✓ Le confort ;
- ✓ L'économie.

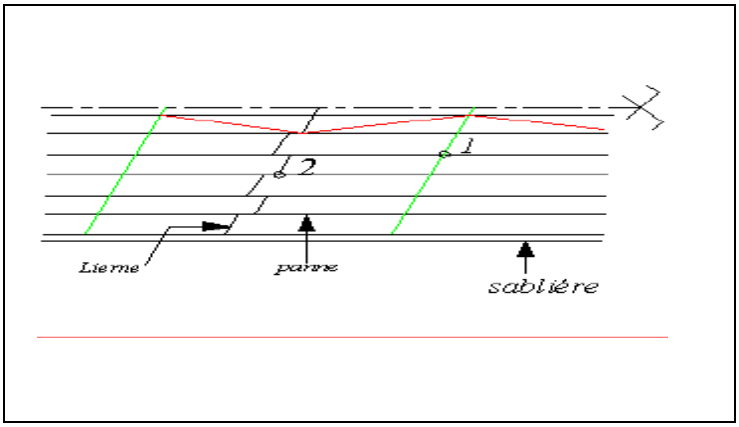


Figure 31: position de panne, sablière, lierne

Figure 32 : fixation des pannes avec Liernes

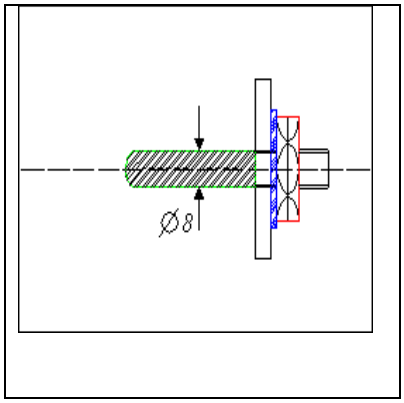
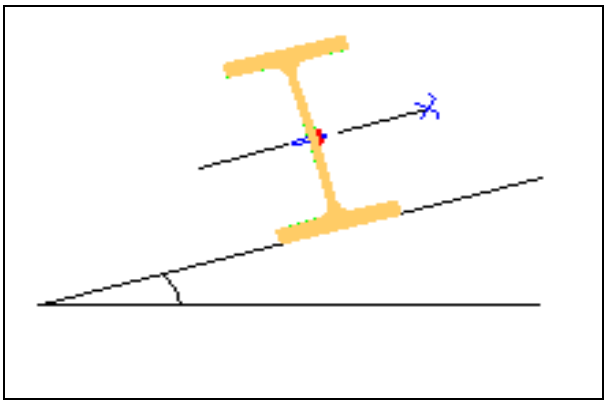


Figure 33 : tige de lierne



8.1 Calcul des pannes :

❖ **Définition et hypothèse de calcul**

-Les pannes sont des éléments qui ont pour rôle de supporter la couverture, elles peuvent être disposées parallèlement à la ligne de faîtage dans le plan des versants. Dans la plus des cas, elles sont constituent des poutrelles laminées (IPE) et peut être (HEA), compte tenu de la pente des versants donnée par la pente des fermes ou traverses de portiques, les pannes sont posées inclinées sur la membrure supérieure à un angle α et de ce fait, travaillent en flexion déviée.

-Elles sont calculées pour pouvoir résister aux poids propre de la couverture ainsi que leurs poids propre et aux surcharges variables (neige, vent).

❖ **Principe de calcul**

- Les charges permanentes et la charge de neige sont appliquées dans le sens de gravitation.
- Le vent agit perpendiculairement à la face des éléments (axe de grande inertie).
- On prend la combinaison la plus défavorable.

❖ **Vérification des pannes :**

- ✓ Portée entre axe des fermes $L = 6\,m$;
- ✓ Portée entre axe des pannes P $= 2\,m$;
- ✓ La surface de toiture $S_{toi} = 1728.56\,m^2$;

- Chargement

- ✓ Poids propre de la couverture $q_c = 0.50 \times 2 = 1\ kN/m$;
- ✓ Poids propre des pannes IPE240 $q_P = 0.307\ kN/m$;

- ✓ Poids propre de passerelle $q_{pass} = 4\ kN/m$;
- ✓ Poids propre de contreventement $q_{L15} = 0.338 kN/m$;
- ✓ Poids propre des CTA $q_{CTA} = [(5 * 20)\ /1728.56)] * 2 = 0.116 kN/m$

$$C_P = 5.761\ kN/m$$

- ✓ Portée entre axe des fermes $L\ =\ 6\ m$;
- ✓ Portée entre axe des pannes $P\ =\ 2$;

- Charges climatiques

- ✓ Neige :$q_n = 0.1248\ \ kN/m^2$
- ✓ Vent :

$Q = 1.116 * (-1.5) * 2$

$Q = -3.348\ kg/m$ (Dépression).

$$C_p = \begin{cases} q_y = C_p cos(5.44) = 5.761 * 0.995 \\ \quad = 5.735\ kN/m \\ q_z = C_p\ sin\ (5.44) = 0.546\ kN/m \end{cases} ;$$

$$V_n = \begin{cases} V_{ny} = -3.348\ kN/m \\ V_{nz} = 0 \end{cases} ;$$

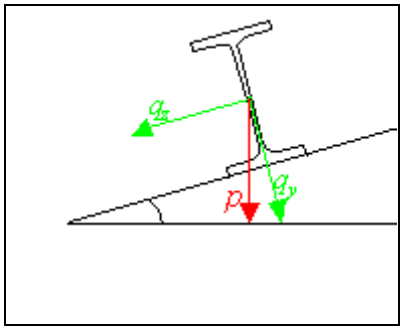


Figure34 : Disposition des charges climatiques

- Combinaison d'action

Combinaison		dépression	
		$q_y\ (kN/m)$	$q_z\ (kN/m)$
$G\ +\ 1.5\ V_n$		0.739	0.546
$1.35G\ +\ 1.5\ V_n$		2.755	0.737
$G\ +\ V_n$		2.413	0.546
Charge plus Favorable	P	2.755	0.737
	N_p	0.739	0.546

❖ **Caractéristiques géométriques des profilés utilisés :**

Profilé $IPE240$ (pour la toiture)

$IPE240$	$G = 30.7kg/m$		**h**	**B**	t_w	t_F	**r**	**A**	h_i	**d**	∅	P_{mi}	P_{max}	A_L	A_G
			(mm)					(mm²)	(mm)					m²/m	m²/t
		dimns	160	82	5	7.4	9	20.1	145.2	127.2				0.623	39.47
			I_y	W_{el}	W_{pl}	i_y	A_{vz}	I_z	W_{elz}	W_{plz}	i_z	s_s	I_t	I_w	s_{35}
			10^4mm^4			10.mm	10^2.	10^4mm^4	mm^4	10.mm	10^2mm^2	Mm^6	10^4mm^4	10^9mm^6	/
		crctrs	3892	324	367	9.97	19.1	284	47.3	73.9	2.69	43.4	12.9	37.4	1

Profilé $HEA280$:

$HEA280$	$G = 76.4kg/m$		**h**	**B**	t_w	t_F	**r**	**A**	h_i	**d**	∅	P_{mi}	P_{max}	A_L	A_G
			(mm)					(mm²)	(mm)					m²/m	m²/t
		dimns	270	280	8	13	24	97.3	244	196	M27	112	178	1.603	20.9
			I_y	W_{el}	W_{pl}	i_y	A_{vz}	I_z	W_{elz}	W_{plz}	i_z	s_s	I_t	I_w	s_{35}
			10^4mm^4			10.mm	10^2.	10^4mm^4	mm^4	10.mm	10^2mm^2	Mm^6	10^4mm^4	10^9mm^6	/
		crctrs	13670	1013	1112	11.86	31.74	4763	140.2	518.1	7	62.12	62.10	785.4	3

Profilé $IPE450$:

$HEA280$	G		**h**	**B**	t_w	t_F	**r**	**A**	h_i	**d**	∅	P_{mi}	P_{max}	A_L	A_G
		dimns	(mm)					(mm²)	(mm)					m²/m	m²/t

			450	190	9.4	14.6	21.0	98.8	420.8	378.8	M24	100	102	1.6	20.6
		crctrs	I_y	W_{el}	W_{pl}	i_y	A_{vz}	I_z	W_{elz}	W_{plz}	i_z	s_s	I_t	I_w	
			$10^4 m$	mm^4		$10.m$	$10^2.$	$10^4 m$	mm^4	$10.m$	$10^2 m$	Mm	$10^4 m$	$10^9 m$	
			33740	1500	1702	18.5	50.9	1676	176	276	4.12	63.2	66.9	791	/

Profilé HEB700 **:**

HEA700	G=241kg/m	**dimns**	**h**	**b**	t_w	t_F	**r**	**A**	h_i	**d**	∅	P_{mi}	P_{max}	A_L	A_G
			(mm)					(m m²)	(mm)					m²/m	m²/t
			700	300	17	32	27	306.4	636	582	M27	126	198	2.52	10.48
		crctrs	I_y	W_{el}	W_{pl}	i_y	A_{vz}	I_z	W_{el}	W_{plz}	i_z	s_s	I_t	I_w	s_{355}
			$10^4 m$	mm^4		$10.m$	$10^2.m$	$10^4 m$	mm	$10.m$	$10^2 m$	Mm	$10^4 m$	$10^9 m$	/
			256900	7340	8327	28.96	137.1	14440	962.7	1495	6.87	112.6	830.9	16060	1

Profilé HEB1000 **:**

HEA700	G=314kg/m	**dimns**	**h**	**b**	t_w	t_F	**r**	**A**	h_i	**d**	∅	P_{mi}	P_{max}	A_L	A_G
			(mm)					(m m²)	(mm)					m²/m	m²/t
			1000	300	19	36	30	391	928	868	M27	134	198	3.11	9.905
		crctrs	I_y	W_{el}	W_{pl}	i_y	A_{vz}	I_z	W_{el}	W_{plz}	i_z	s_s	I_t	I_w	s_{355}
			$10^4 m$	mm^4		$10.m$	$10^2.m$	$10^4 m$	mm	$10.m$	$10^2 m$	Mm	$10^4 m$	$10^9 m$	/
			644700	12890	14860	40.15	212.5	16280	1085	1716	6.38	126.1	1254	37640	1

Selon l'EUROCODE III, la panne est en classe 1 ces caractéristiques sont :

E_a = 2.1 ∗ 10^5 $K\,N/m^2$;

G = 8.1 ∗ 10^4 $K\,N/m^2$;

$f = 355\,Mpa$;

Schéma statique équivalent est le suivant :

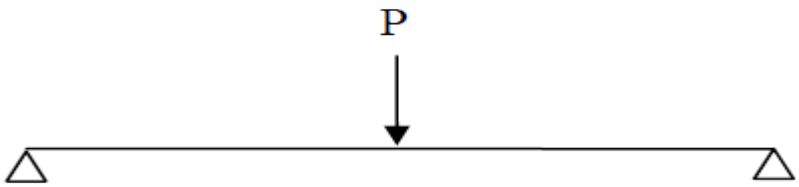


Figure 35 : schema statique d'un appui

Pression :

Pour les Profilés $IPE240$:

$$M_y = \frac{q_y\, l^2}{8}\ ;\ \rightarrow M_y = \frac{2.755*6^2}{8} = 12.397\ kN.m\ ;$$

$$M_{ply} = \frac{f_y * W_{ply}}{M_0} = \frac{0.355*367}{1} = 13.028\ kN.m\ ;$$

Vérifications de la Flexion composée : $N \neq 0$

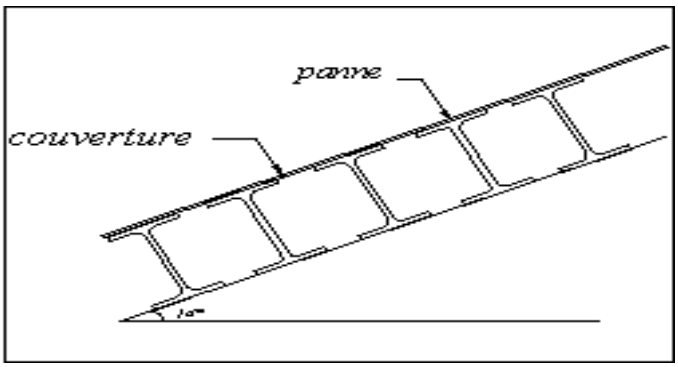


Figure 36 : Disposition des pannes

$$N_{pl} = A * f_{fy} = 39.1 * 35.5 * 10^2 = 138.5\ kN\ ;$$

$N = 1.5 * 5.761 * 6 = 51.849\ kN$;

$N_{pl} > N$ ..... condition vérifier 4.4.2 Euro3

Semelle intérieure comprimée :

Vérification par :

$$\frac{N}{\chi_z(N_{ply}/\gamma_{M1})} + \frac{k_{LT}*M_y}{\chi_{LT}(N_{pl}/\gamma_{M1})} \leq 1$$

$M_{cr} = \frac{1.28*\pi^2*E*I_z}{l^2}\sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{l^2*G*I_t}{\pi^2*E*I_z}}$; ..... 3.3.3 p144 Euro III

$M_{cr} = \frac{1.28*\pi^2*2.1*10^6*284}{(300)^2}\sqrt{\frac{37.4}{284} + \frac{(300)^2*8.1*12.9}{\pi^2*2.1*10\ \ *284}}$; $M_{cr} = 83.643\ kN.m$;

Vérification de la flexion simple:

$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{M_{ply}}{M_{cr}}}$; $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{ply}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{13.028}{83.643}} = 0.39 < 0.4$ ..... $(pas\ de\ risque\ de\ déversement)$

➔ $\overline{\lambda_{LT}} = 0.39 \leq 0.4$ . . . . . Donc aucun risque de diversement

Alors $\chi_{LT} = 1$ à partir § 4.5 fig 113 Eurocod III

Le profilé est de classe 2 donc : $\beta_w = 1$ et $\gamma_{M0} = 1$;

On a: $\frac{h}{b} = \frac{240}{120} = 2 > 1.2$; $t_f \leq 40mm$ $(courbe\ de\ flambement\ a)$

$\chi_{LT} = 0.2$ (Tableau 65 p111 Eur3)

$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{600}{9.97} = 60.18 < 300 \Rightarrow \bar{\lambda}_Y = \frac{60.18}{78.61} = 0.76 \Rightarrow Xy = 0.85$;

$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{300}{2.69} = 111.52 < 300 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{111.52}{78.61} = 1.41 \Rightarrow Xz = 0.5$;

$X_{min} = X_z = 0{,}5$ $\Rightarrow$ Pas risque de déversement ;

$X = X_y = 0{,}85$ $\Rightarrow$ Risque de déversement ;

$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT}*N}{X_z*A*f_y}$;

$k_{LT} = 0.15\left(\overline{\lambda_z} * \beta_{MLT} - l\right) < 0.9$;

$k_{LT} = 0.15(1.41 * 1.3 - 0.15) < 0.9$;

$k_{LT} = 1 - \frac{0.25*51.84}{0.5*355*39.1} = 0.99$;

Donc on a : $\frac{51.84*1.1}{0.85*138.5} + \frac{0.99*12.39*1.1}{13.028} = 0.69 < 1$ . . . . . (Vérifiée).

Vérification de la flèche :

$\frac{f_y}{L} = \frac{5}{384} * \frac{q_y * L^3}{E * I_y} = \frac{5*0.54*6^3}{384*210*3892} = 0.0018 < {}^{1}/_{200}$; . . . . . (Vérifiée).

8.2 Calcul des liernes :

Les pannes d'un même versant sont réunies entre elles par un câble traversant les pannes, au voisinage du milieu de leur portée, appelés les liernes, donc les liernes agissent comme des appuis dans le plan de versant, elles doivent s'opposer à la rotation de la panne.

Les efforts cumulés de traction des liernes doivent être attachés en haut de la pente,

pour ne pas solliciter les pannes faîtières par les efforts verticaux excessifs ou des

efforts horizontaux, les liernes sont suspendus de l'avant dernière panne par bretelles rattachées directement aux fermes.

On considère que le lierne constitue un appui au milieu de panne :$q = q_{z\,Max}$;

D'après le tableau de combinaison des charges $q_{zMax} = 1.116\ kN/m$;

Après le calcul par la formule des trois moments, on obtient :

-Effort de traction dans le tronçon de lierne L_1, provenant de la panne sablière

$T_1 = 1.5\frac{q*L}{4} = 0.25\ kN$;

-Efforts dans les tronçons L_2, L_3, L_4, L_5 :

$T_2 = 1.5 * \frac{q*L}{2} + T_1 = 0.75\ kN$;

$\sigma = \frac{T}{A} \leq \frac{2}{3}\sigma_e => A \geq \frac{3T}{2\sigma_E} = \frac{3}{2*24}$;

$A = 4.71\ mm^2$;

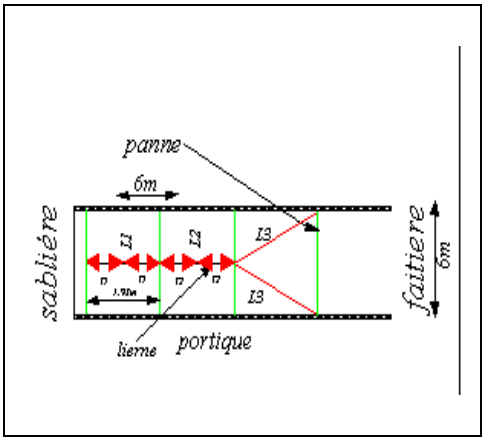


Figure37 : Position des liernes

$A = \frac{\pi*\emptyset^2}{4} => \emptyset^2 = 6$;

$\emptyset = 2.45\ mm$;

Donc on prend la tige$\emptyset 8$.

8.3 Calcul des lisses :

Les lisses ce sont des profilées en I ou en U disposes horizontalement sur le long

de pignon, sont distingués à la fixation du bardage et supporte la maçonnerie, plus la

transmission des efforts aux poteaux et potelets la liaison est considérée comme appui simple

❖ **Charges agissantes sur la lisse :**

-charge verticale due au poids propre de la lisse et du bardage

-charge horizontale due à la prissions du vent

❖ **Vérification des lisses :**

-poids propre de lisse $IPE240$ ($P_{\mathrm{p}} = 0.307\ kN/m$) ;

-Poids du bardage ($P_B = 0.5\ kN/m$) ;

- poids des accessoires d'attaches ($P_a = 0.01\ kN/m$) ;

$C_P = 0.817\ kN/m$.

❖ **La face A :**

- **La charge permanente**

$C_p = 0.817\ kN/m$;

- **Charge climatique**

Dépression ↑ $(C_{pe} - C_{pi}) = -1.7$;

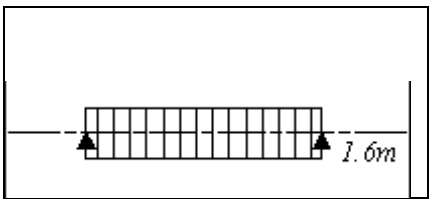


Figure 38: face Sa de lisse

$V_n = q = 0.11 * (-0.69) * 2 = -0.151\ kN/m$;

- **Combinaison de charge :**

Dépression :

Combinaison	$q_y\ (kN/m)$	$q_z\ (kN/m)$
$1.35G + 1.5\ V_n$	-0.226	0.203

Vérification de la résistance :

On a choisi la classe de profil $IPE240$:

$\frac{c}{t_f} = \frac{120}{9.8} = 12.24$; . . . . . (Section non fléchie)

$M \leq M_R$ ➔ $M_R = \frac{W_{ply} * f_y}{\gamma M_0}$ avec $\gamma M_0 = 1$; et $M_z = 0.203 * \frac{9}{8} = 0.288\ kN.m$;

$M_y = 0.226 * \frac{36}{8} = 1.017\ kN.m$;

$M_{ply} = \frac{f_y * W_{ply}}{M_0} = \frac{35.5*367}{1} = 13.028\ kN.m$;

$M_{plz} = \frac{f_y * W_{plz}}{M_0} = \frac{35.5*73.9}{1} = 2.62\ kN.m$;

La vérification se fait par la formule de calcul :

$(\frac{M_y}{M_{ply}})^{\alpha} + (\frac{M_z}{M_{plz}})^{\beta} < 1$ talque : $\alpha = 2, \beta = 1, \gamma M_0 = 1,$

$(\frac{1.017}{13.028})^2 + (\frac{0.288}{2.62})^1 = 0.11 < 1$ . . . . . (Vérifiée) ;

Vérification de la flèche :

a) Due au vent :

Dépression ↑ : $\frac{f_y}{L} = \frac{5*q_y*L^3}{384*E*I_y} = \frac{5*1.017*6^3}{384*21*38.92} = 0.003 < 1/200$ . . . . (Vérifiée) ;

b) Due à C_p : $\frac{f_z}{L} = \frac{5*q_z*L^3}{384*E*I_z} = \frac{5*0.288*3^3}{384*21*2.84} = 0.0016 < 1/200$; . . . . . (Vérifiée).

❖ **Lisses du bardage coté B :**

Portée de charge $L_c = 2m$; $P = 0.817\ kN/m$;

- **Surpression :** $(C_{pe} - C_{pi}) = 1.3$;

  $q = 0.111\ (1.3)_{\times}2 = 0.288\ kN/m$;

- **Dépression** $(C_{pe} - C_{pi}) = -1.1$;

  $q = 0.111\ (-1.1)_{\times}2 = -0.244\ kN/m$;

Combinaison des charges :

Surpression :

combinaison	$q_y\ (kN/m)$	$q_z\ (kN/m)$
1.35G+1.5Vn	0.432	0.388

Dépression :

Combinaison	$q_y(kN/m)$	$q_z\ (kN/m)$
1.35G+1.5Vn	-0.366	0.329

Condition de résistance :

Surpression :

$M \leq M_R$; Avec $M_R = \frac{w_{pl}*f_y}{\gamma M_0}$; $\gamma M_0 = 1$

$M_y = \frac{q_{y*}}{8} l^2 = \frac{0.432*49}{8} = 2.64\ kN.m$ ➔ $M_{ply} = 13.02\ kN.m$;

$M_z = q_z \frac{l^2}{8} = 0.38 * \frac{12.25}{8} = 0.59\ kN.m$ ➔ $M_{plz} = 2.62\ kN.m$

$(\frac{M_y}{M_{ply}})^{\alpha} + (\frac{M_z}{M_{plz}})^{\beta} < 1$ App Nu : $(\frac{2.64}{13.02})^2 + (\frac{0.59}{2.62})^1 = 0.26 < 1$ . . . (Vérifiée)

Dépression :

$M \leq M_R$ Avec : $M_R = \frac{W_{pl} * f_y}{\gamma M_0}$; $\gamma M_0 = 1$;

$M_y = \frac{q_y * l^2}{8} = \frac{0.36 * 49}{8} = 2.24\ kN.m$;

$M_z = \frac{q_z * l^2}{8} = \frac{0.32 * 12.25}{8} = 0.503\ kN.m$;

$(\frac{M_y}{M_{ply}})^{\alpha} + (\frac{M_z}{M_{plz}})^{\beta} < 1$ ➔ $(\frac{2.24}{13.02})^2 + (\frac{0.503}{2.62})^1 = 0.2 < 1$ . . . . (Vérifiée)

- Vérification de la flèche :

a) due au vent :

Surpression ↓ : $\frac{f_y}{L} = \frac{5 * q_y * L^3}{384 * E * I_y} = \frac{5 * 0.329 * 7^3}{384 * 21 * 38.92} = 0.002 < 1/200$ . . . . (Vérifiée)

Dépression ↑ : $\frac{f_y}{L} = \frac{5 * q_y * L^3}{384 * E * I_y} = \frac{5 * 0.366 * 7^3}{384 * 210 * 38.92} = 0.002 < 1/200$ . . . . (Vérifiée)

b) due à C_p :

$\frac{f_y}{L} = \frac{5 * q_z * L^3}{384 * E * I_z} = \frac{5 * 0.329 * 3.5^3}{384 * 210 * 2.84} = 0.003 < 1/200$ . . . . (Vérifiée)

❖ **Vérification de déversement de la lisse de bardage :**

❖

$M_{cr} = \frac{1.28 * \pi^2 * 2.1 * 10^6 * 284}{(350)^2} \sqrt{\frac{37.4}{284} + \frac{(350)^2 * 8.1 * 12.9}{\pi^2 * 2.1 * 10 * 284}}$; $M_{cr} = 61.44\ kN.m$;

$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{M_{ply}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{13.02}{61.44}} = 0.2 < 0.4$ Aucun risque de déversement➔ $X_{LT} = 1$;

8.4 Calcul des potelets :

❖ Définition :

Les potelets sont des profils disposés verticalement, sur le pignon et qui ont pour rôle de transmettre les différents efforts à la poutre au vent puis au sol, ils sont sollicités à la compression (poids propre de potelet, poids de paroi, poids des lisses et poutre compose), ils sont sollicités aussi à la flexion due au vent.

Les potelets sont conçus en IPE soumissent à la flexion composé dont les efforts sont :

-Efforts normal produit par le poids propre du potelet et lisse.

-Effort flexionnel produit par l'action du vent sur le pignon.

❖ **Calcul des potelets :**

Longueur des potelets :

$L_1 = 26 + 4 * tan\,5.44 = 26.38$;

$L_2 = 10 + 8 * tan\,5.44 = 26.76$;

Poids propre du bardage $P_{bard} = \ 0.5 * 2 = 1\ kN/m$;

Poids propre des lisses $P_{IPE240} = 0.817\ kN/m$;

Poids propre du potelé $P_{HEB700} = 3.52\ kN/m$;

$$Cp\ = 5.337 kN/m$$

❖ **Charge climatique au vent**

Dépression : $C_{pe} - C_{pi} = -1.1$

$Q\ = \ q_{dyn} * \ (C_{pe} - \ C_{pi}) * l_c$;

$Q\ = \ 0.111 * \ (-1.1) * 6 = -0.732\ kN/m$;

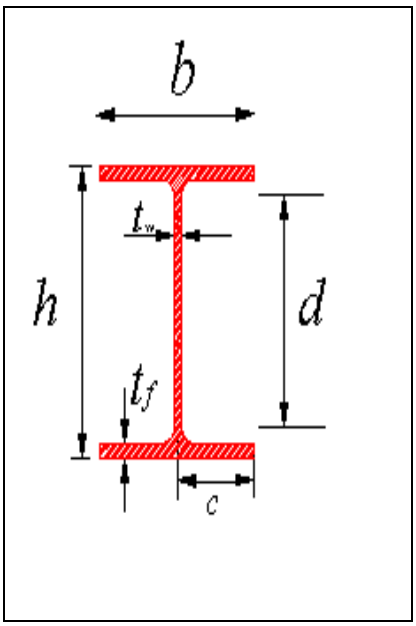


Figure 39 : Coupe transversale potelet

Combinaison de charge :

combinaison	$q_y(kN/m)$	$q_n\ (kN/m)$
$1.35G + 1.5V_n$	-1.098	7.258

$M_y = \frac{q_y * l^2}{8} = \frac{1.09 * 26.38^2}{8} = 95.91\ kN/m$;

$N = q_n = 7.25\ kN$;

- La vérification de la stabilité du profil $HEB700$:

Pour la vérification de la flèche on a :

$\frac{f_y}{L} = \frac{0.738 * 5 * (26.38)^3}{384 * 210 * 256900} = 0.0032 < 1/200$ . . . . . (Vérifiée).

- La vérification de la flexion composée : $N \neq 0$

$N_{pl} = A * f_y = 306.4 * 0.355 = 108.77\ kN$;

$M_{ply} = W_{ply} * f_y = 83.27 * 0.355 = 29.56\ kN.m$;

$W_{plz} = W_{plz} * f_y = 14.95 * 0.355 = 5.30\ kN/m$;

La semelle intérieure est comprimée, on va vérifier la stabilité du profil par la formule :

$\frac{N}{X_z(\frac{N_{pl}}{\gamma M_1})} + \frac{k_{LT} * M_y}{X_{LT}(\frac{N_{ply}}{\gamma M_1})} \leq 1$;

- Détermination de la classe :

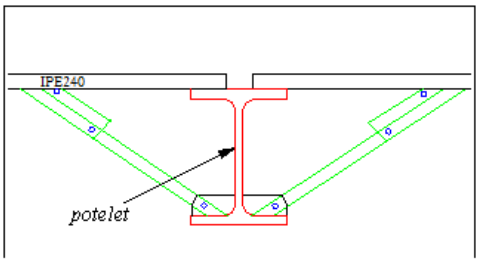


Figure 40 : positions potelet-lisse

a) Ame :

$\frac{d}{t_w} = \frac{582}{17} = 34.23\ \leq 72\zeta = 1\ (classe\ I)$;

b) Semelle :

$\frac{b}{t_f} = \frac{150}{32} = 4.68 < 10\zeta = 10$; Avec$\zeta = 1\ (classe\ I)$.

Calcul de X_{min} :

$\lambda_y = \frac{I_{fy}}{i_y} = \frac{263.8}{28.96} = 9.1$ **;**

$\Rightarrow\ \lambda_{max} = \lambda_y = 9.109$;

$\lambda_z = \frac{I_{fz}}{i_z} = \frac{150}{6.87} = 21.83$ **;**

$\lambda_1 = 93.9\,\zeta$; Avec : $\zeta = 1$.

$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda}{\lambda_1} * \sqrt{B} = \frac{9.109}{93.9}\sqrt{1} = 0.09 > 0.2$; $B = 1$;

Donc aucun risque de déversement :

On a :

$\frac{h}{b} = \frac{700}{300} = 2.33 > 1.2$ ➔ $t_f < 40\ mm$;

Donc courbe "a" $X_{min} = X_y = 0.83$;

On a $classe\ I$:$\frac{E}{G} = \frac{8100}{21000} = 0.386$;

$$M_{cr} = \frac{C*\pi^2*E*I_z}{l^2}\sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{l^2*G*I_t}{\pi^2*E*I_z}};$$

$$M_{cr} = \frac{1.28*\pi^2*21*10^5*14440}{486^2}\sqrt{1.11 + \frac{300^2*0.386*830.9}{\pi^2*14440}} = 606.78\ kN/m;$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{ply}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{29.56}{606.38}} = 0.22 < 0.4;$$

On a $\frac{h}{b} > 1.2$; $t_f \leq 40\ mm$ (courbe de flambement"a") ➔ $\bar{\lambda}_{LT} = 0.22$; $\alpha_{LT} = 0.21$;

$X_{LT} = 0.98$; (Tableau 5-5-2 page 172 Eurocode III)

$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT}*N}{X_z*A*f_y}$; $X_z = f(\bar{\lambda}_z)$;

$\mu_{LT} = 0.15(\bar{\lambda}_z * \beta_{MLT} - 1) < 0.9$;

$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1}\sqrt{B} = \frac{21.83}{93.9} * 1 = 0.23$ tel que $\begin{cases} \zeta = 1 \\ b = 1 \\ \beta_{MLT} = 1.3 \end{cases}$;

$\mu_{LT} = 0.15(0.23 * 1.3 - 1) = -0.16 < 0.9$;

Flambement selon $ZZ(\bar{\lambda}_z)$

$\begin{cases} \frac{h}{b} = 2.33 > 1.5 \\ \bar{\lambda}_z = 0.22 \end{cases}$; ➔ Courbe "b"==➔ $X_z = 0.87$;

Donc $k_{LT} = 1 + \frac{0.16*7.25}{0.87*108.77} = 1$

$\frac{N}{\chi_z(N_{pl}/\gamma_{M1})} + \frac{k_{LT}*M_y}{\chi_{LT}(N_{ply}/\gamma_{M1})} \leq 1$;

$\frac{7.25}{0.87(\frac{29.56}{1.1})} + \frac{1*5.99}{0.64(\frac{29.56}{1.1})} = 0.65 < 1$; . . . . . (Vérifiée).

8.5 Contreventements :

Les contreventements sont les éléments stabilisateurs principaux d'une structure.

Ils sont soumis à des forces situées essentiellement dans leur plan, ainsi que

d'empêcher de grandes déformations sous ces sollicitations horizontales. Les charges est actions qui provoquent ces forces sont :

- Le vent agissant sur les façades de la structure ;

-Les mouvements horizontaux imposés aux fondations de la structure par le séisme ;

-Les actions horizontales des ponts roulant agissent sur les voies de roulement ;

-Les actions verticales : dans certaines structures de toitures (à traverses incliné, en

shed …) ou les contreventements sont situés dans les pannes des toitures, les actions verticales dues au poids propre des éléments porteurs et au poids des

éléments non porteurs, ainsi que celles dues à la neige, créant également des forces agissent dans le plan des contreventements.

8.5.1 Contreventement longitudinal horizontal :

D'une manière générale, on ne compte pas sur la résistance propre des éléments de la couverture dans son plan (bardage) pour assurer le contreventement des versants, et on prévoit de ce fait un treillis disposé suivant les versants et qui constitue la poutre au vent.

Pour au vent sera calculée tel un treillis plan dons les membrues seront formées par les traverses des portiques, les montants par les pannes diagonales seront en double cornières, il est à noter que seules les diagonales tendues seront considérées dans les calculs.

8.5.2 Contreventement de la toiture :

*** Poutre au vent**

Les poutres au vent sont des contreventements disposées en toitures dans le plan des versants, elles sont disposées aux deux extrémités de la halle, elles sont formées de deux cornières en croix de Saint-André, attachées au point d'intersection des pannes et des fermes.

Elles constituent des poutres en treillis, les réactions des potelets qui sont entraîné transmises en sablières, puis à la stabilité verticales puis aux puis fondations

*** La force d'entraînement**

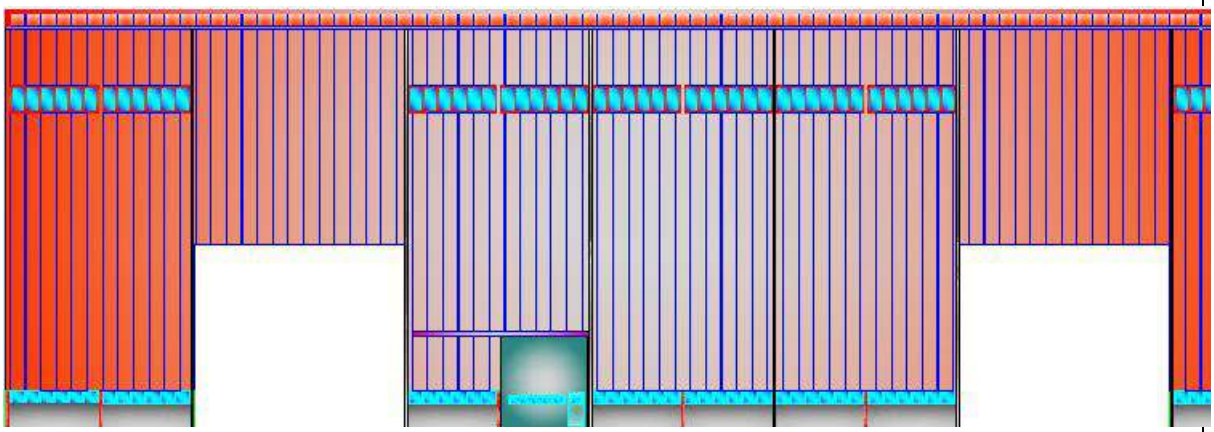
$F_e = \frac{1}{n} * 0.04 * q_{dyn} * L * H * (c_{pe} - c_{pi})$

$F_e = 0.04 * 1.11 * 82 * 26 * (0.8 + 0.11) = 86.63\ kN$;

$F_e = 86.63\ kN$ **;**

*** Les forces horizontales**

Figure 41 distributions des surfaces



$F_k = q_j * S_j$;

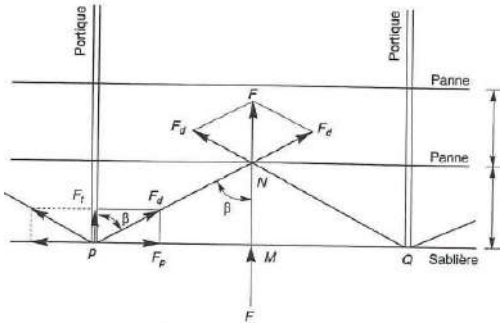


Figure 42

$F_k = 812.72 * 548$;

$F_k = 445370.5\ kg$;

$F_k = 4453.70\ kN$;

$S = 12\ m^2$;

$cos\,\beta = \frac{2}{\sqrt{3^2+2^2}} = 0.55$;➔ $\beta = 56.6°$;

$F_d = \frac{F_k}{2\,cos\,\beta} = 4048.81\ kN$;

$F_t = F_d.cos\,\beta = 2226.84\ kN$;

$F_p = F_d.sin\,\beta = 3381.42\ kN$;

*** vérification des diagonales**

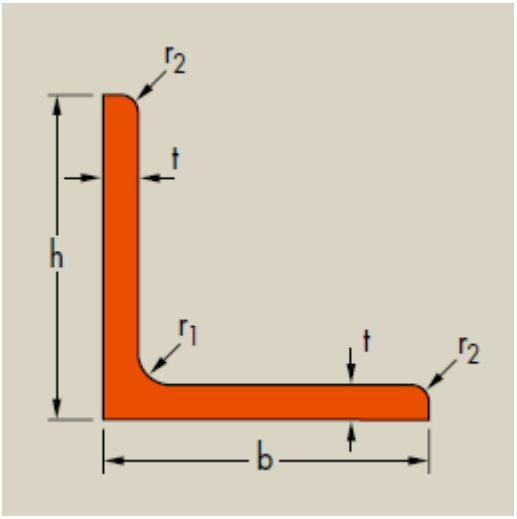


Figure 43 : Cornière L100*100*10

La diagonale la plus sollicitée :

$L_0 = \sqrt{10^2 + 10^2} = 14.14\ cm$;

$N = \frac{R-(F_1+F_2)}{cos\,\emptyset}$;

$cos\,\emptyset = \frac{10}{14.14} = 0.70$;

$\bar{F}_2 = 0.8 * 1.11 * (1.5).19.5 = 25.9\ kN$;

$\bar{F}_2 + F_e = 112.53\ kN$;

$N = 1.5.\frac{(1722*1.11)-(112.53)}{cos\,\emptyset} = 3854.7\ kN$;

On doit vérifier la diagonale la plus sollicitée en traction en choisie le profil L100*100*10 :

$N_{pl} = A.\frac{f}{\gamma M_0} = 19 * \frac{35.5}{1} * 10^2 = 67450\ kN$;

$N < N_{pl}$ ➔ (profilé vérifié).

* **Elancement :**

On limite l'élancement à 300.

Longueur de flambement :

$l_{fy} = 0.8 * l_0 = 0.8 * 720 = 576\ cm$

$i_y^2 = \frac{I}{A}$; $i_y = 3.03$;

$\lambda_y = \lambda_z = \frac{l_{fy}}{i_y} = 190.09$;

$\lambda_{max} = \lambda_y = 190.09 < 300$ (Vérifié).

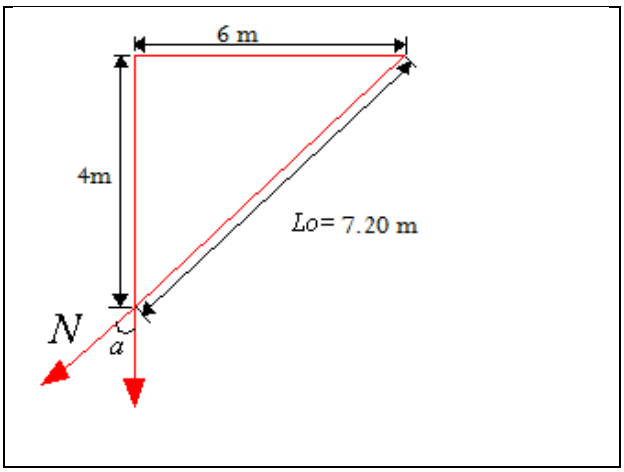


Figure 44 : Distribution des efforts à la diagonale

8.5.3 Contreventements des sablières :

***Vérification des sablières :**

Les sablières sont des éléments qui assurent la transmission des efforts longitudinaux agissent sur le pignon (vent normal) et sur la toiture (effort

d'entraînement) au contreventement longitudinal, elles sont fixes entre deux portiques successifs.

***Sablière de rive**

On choisit le profil $IPE450$:

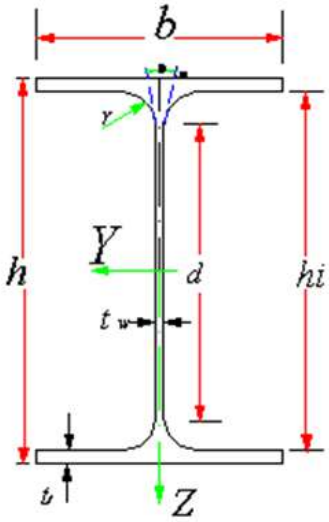


Figure 45 : Schéma représentative de IPE

❖ **vérification de la flèche :**

$\frac{f_x}{l} = \frac{5*q_y*l^3}{384*E*I_y} = \frac{5*5.76*6^3}{384*210*33740} = 0.0022 * 10^{-3} < 1/200$ Vérifié

❖ **Calcul des sollicitations de résistance :**

$N_{pl} = A * f_y = 98.8 * 35.5 = 3507.4\ kN$;

$M_{pl} = W_{ply} * f_y = 1702 * 35.5 = 60421\ kN$;

$M_y = \frac{1.35*5.76*6^2}{8} = 35.0\ kN$;

$N = 1.5 * F = 1.5 * 112.5 = 168.75\ kN$;

*** La vérification de la flexion composée**

La vérification par :

$\frac{N_{sd}*\gamma_{M1}}{\chi_z*N_{pl}} + \frac{k_{LT}*M_{sdy}*\gamma_{M1}}{\chi_{LT}*M_{ply}} \leq 1$

*** Détermination de la classe**

Ame : $\frac{d}{t_w} = \frac{378.8}{9.4} = 40.3 < 72\xi$ avec $\xi = 1$;

Semelle : $\frac{C}{t_f} = 9.63 < 10\xi$ avec $\xi = 1$;

Donc le profilé est de classe 1.

$M_{cr} = \frac{c*\pi^2*E*I_z}{l^2}\sqrt{\frac{I_z}{I_w} + \frac{l^2*G*I_t}{\pi^2*E*I_z}}$;

$M_{cr} = 159405.7\ kN.m$;

* **Vérification de la section :**

$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{ply}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{60421}{159405.7}} = 0.61 > 0.4$ ➔ (Risque de déversement)

$\chi_{LT} = 0.89$;

On a $\frac{h}{b} = \frac{450}{190} = 2.3 > 1.2$; $t_f \leq 100\ mm$; (Courbe de flambement b;

$\lambda_y = \frac{l}{i_y} = \frac{600}{18.5} = 32.43$;

$\lambda_z = \frac{l}{i_z} = \frac{600}{4.12} = 145.63$;

$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_r} = \frac{32.43}{93} = 0.34$➔ $\chi_y = 0.95$ Courbe b ;

$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_r} = \frac{145.63}{93} = 1.56$➔ $\chi_z = 1.56$ Courbe c ;

$\bar{\lambda}_{LT} = 0.61 > 0.4$➔ Risque de déversement ➔ $\chi_{LT} = 0.33$;

$\chi_{min}(\chi_y; \chi_z) = \chi_z = 0.3$;

$k_{LT} = 1 - \frac{u_{LT}-N}{\chi_z - N_{pl}} < 1$;

$u_{LT} = 0.15(\bar{\lambda}_y * \beta_{MLT} - 1) < 0.9$➔ $u_{LT} = -0.08 < 0.9$;

$k_{LT} = 1 - \frac{-0.08-168.75}{0.3-3507.4} = 0.95 < 1$; (Vérifiée)

$\frac{N_{sd}*\gamma M_1}{\chi_z*N_{pl}} + \frac{k_{LT}*M_{sdy}*\gamma M_1}{\chi_{LT}*M_{ply}} < 1$;

$\frac{168.75*1.1}{0.3*3507.4} + \frac{0.95*35*1.1}{0.33*60421} = 0.088 < 1$; (Vérifiée) .

Contreventement :

On travaille le système de contreventement par des profilés de double cornière $L100 * 100 * 10$pour la toiture, et $L120 * 120 * 12$.

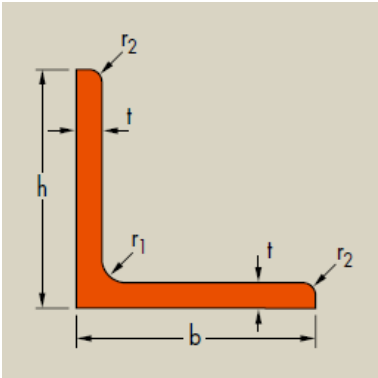


Figure 46: $L120 * 120 * 12$.

La diagonale la plus sollicitée :

$L_0 = \sqrt{10^2 + 10^2} = 14.14\ cm$;

$N = \frac{R-(F_1+F_2)}{cos\,\emptyset}$;

$cos\,\emptyset = \frac{10}{14.14} = 0.70$;

$\bar{F}_2 = 0.8 * 1.11 * (1.5).19.5 = 25.9\ kN$;

$\bar{F}_2 + F_e = 112.53\ kN$;

$N = 1.5.\frac{(1722*1.11)-(112.53)}{cos\,\emptyset} = 3854.7\ kN$;

On doit vérifier la diagonale la plus sollicitée en traction. on a choisi le profilé L100*100*10 :

$N_{pl} = A.\frac{f}{\gamma M_0} = 19 * \frac{35.5}{1} * 10^2 = 67450\ kN$;

$N < N_{pl}$ ➔ (Donc profil à vérifier).

* **Elancement :**

On limite l'élancement à 300.

Longueur de flambement :

$l_{fy} = 0.8 * l_0 = 0.8 * 720 = 576\ cm$

$i_y^2 = \frac{I}{A}$; $i_y = 3.03$;

$\lambda_y = \lambda_z = \frac{l_{fy}}{i_y} = 190.09$;

$\lambda_{max} = \lambda_y = 190.09 < 300$ (Verifier).

Cas de séisme :

$L_0 = \sqrt{10^2 + 10^2} = 14.14\ cm$;

$F_1 = 9462.7$ D'après l'étude sismique,

$F_d = \frac{F}{\cos \alpha}$; $\alpha = arctg\left(\frac{10}{10}\right) = 45°$;

$F_d = 13382.2$ kN ;

$N = 1.5 * F_d = 20073.4\ kN$;

$N_{pl} = A * \frac{f_y}{\gamma M_0} = 19.2 * \frac{35.5}{1} * 10^2 = 68160\ kN$;

$N < N_{pl}$ Vérifiée ;

Conclusion :

L'effet de séisme est négligé devant l'effet de vent**.**

8.6 Les assemblages :

1.Généralités sur les assemblages :

La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique, une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction, Les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc de point de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels, En cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est en cause .

- Les assemblages sont des ensembles constitués de plusieurs composants ;

- Les abouts des éléments structurels liaisonnés ;
- Les pièces accessoires de liaison ;
- Les organes de fixation proprement dits assurant la solidarisation effective entre les composants en présence.

2.Fonctionnement des assemblages

Les principaux modes d'assemblages sont :

a) Le boulonnage

Le boulonnage consiste le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site, pour notre cas on a utilisé le boulon de haute résistance (HR) il comprend une vis à tige .filetée , une tête hexagonale ou carrée et un écrou en acier à très haute résistance

b) Le soudage

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides , cela à pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs . Les soudages à la flamme oxyacéthylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever à la température de fusion brilles des pièce de métal à assembler.

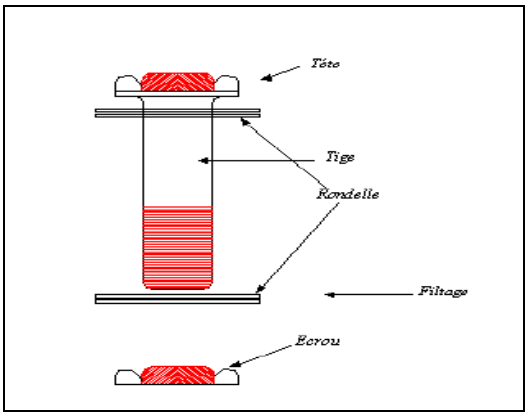


Figure 47 Boulon Haute résistance

3.Rôle des assemblages :

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la réparation des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion .

Pour réaliser une structure métallique, on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- Soit bout a bout (éclissage, rabotages).
- Soit concourantes (attaches poutre/poteau, treillis et systèmes réticulés)

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des Matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- Les assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts normaux les et tranchants.
- Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.

Cette dichotomie est en fait une simplification pour mener les calculs, car en réalité, les assemblages ont un comportement intermédiaire (semi articulés, semi encastrés, semi rigides).

Les articulations, réalisées par boulonnages, n'ont pas l'apparence d'articulations classiques. Le critère caractéristique réside en fait dans la flexibilité à proximité du nœud.

❖ **Fonctionnement par adhérence :**

Dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage, le collage, le boulonnage par boulonsHR.

❖ **Coefficients partiels de sécurité :**

- Résistance des boulons au cisaillement : $Y_{Mb} = 1.25$;
- Résistance des boulons à traction : $Y_{Mb} = 1.25$;

❖ **Précaution constructive :**

Un bon assemblage par boulons HR exige que des précautions élémentaires soient prises, notamment :

- Le coefficient de frottement μ doit correspondre à sa valeur de calcule. Cela nécessite une préparation des surfaces, par brossage ou grenaillage, pour éliminer toute trace de rouille ou de calamine, de graissage, etc.

$\mu = 0.50$ pour les surfaces de la classe A

$\mu = 0.40$ pour les surfaces de la classe B

$\mu = 0.30$ pour les surfaces de la classe C

$\mu = 0.20$ pour les surfaces de la classe D.

❖ **Classe A**

Surface décapée par grenaillages ou sablage, avec enlèvement de toutes les plaques de rouille non adhérentes et sans piqûres de corrosion.

Surfaces décapées par grenaillage ou sablage et métallisées par projection d'aluminium.

Surfaces décapées par grenaillage ou sablage et métallisées par projection d'un revêtement à base de zinc, garanti d'assurer un coefficient de glissement qui ne soit pas inférieur à 0,5.

4.Assemblage boulonné encastré poteau- poutre :

Poteau $HEB1000$ Poutre $HEB700$:

*** Poteau $HEB1000$:**

$t_w = 19\ mm$; $t_r = 10\ mm$; $t_F = 36\ mm$; $r = 30\ mm$; $k = 1$;

(Épaisseur de raidisseur ; conge = r= 15 mm) ;

***Poutre $HEB700$:**

$t_w = 17\ mm$; $t_r = 10\ mm$; $t_F = 32\ mm$; $r = 27\ mm$; $k = 1$;

***Soudures :**

$a_{fb} = 0.7 * 32 = 22.4\ mm$;

$a_w = 0.7 * 17 = 11.9\ mm$;

$a_{fb} = 0.7 * 20 = 14\ mm$;

***Platine**

$t_a = \frac{134-14}{2} = 60\ mm$; $c_a = 60 - 22.4 = 37.6\ mm$; $\frac{t_a}{c_a} = 1.59$;

$t_s = (65 - 17) = 48\ mm$; $c_s = 48 - 11 = 37\ mm$; $\frac{t_s}{c_s} = 1.29$;

$t_e = 33\ mm$; $c_e = 33 - 11 = 22\ mm$; $\frac{t_e}{c_e} = 10.5$;

- Poteau

$t_a = \frac{500-19}{2} = 240.5$; $c_a = 240.5 - 22.4 = 218.1\ mm$; $\frac{t_a}{c_a} = 0.09$;

$t_s = (65 - 19) = 46\ mm$; $c_s = 46 - 11 = 35\ mm$; $\frac{t_s}{c_s} = 1.31$;

Détermination des boulons :

$F_p = 0.7 f_{bu} * A_s =$;

$M_r = N_1 * d_1 + N_2 * d_2 + \cdots + N_n * d_n = \sum N_i * d_i = N_1 \sum \frac{{d_i}^2}{d_1}$;

$N_i = \frac{M_x * d_i}{\sum {d_i}^2}$;

$M = 1882.2\ kN.m$, on prend 7 boulons,

$\sum di^2 = (2*130^2) + 4*(136^2) = 107784 mm^2$

$$N1 = N6 = \frac{1882.2 \times 130 \times 10^3}{107784} = 2270.15KN \Rightarrow 2boulons$$

$$N2 = N3 = N4 = N5 = \frac{1882.2 \times 136 \times 10^3}{107784} = 2374.92KN \Rightarrow 2boulon$$

Boulons les plus charges sont les boulons de la ligne 1er niveau (N1)

$* N1 \le nFp$

$$* N1 \le n.0{,}7\ fbu \times As \Rightarrow As \ge \frac{N1}{n.0{,}7\ fbu}$$

n=2 deux files de boulons : $As \ge \frac{2270150}{2 \times 0{,}7 \times 1000} = 1621.53 mm^2$

soit des boulons HR 10.9 de diamètre Φ=24 mm (As = 353 mm²)

N1 = 2Fp = 2(0,7 ×As×fub) = 2×(0,7×353×100) = 49420 daN

***Moment résistant**

$$Mr = N1.\sum \frac{di^2}{d1} = \frac{494220 \times 213735}{330} = 32009.73 \times 10^3\ N.mm = 32009.73 daN.m \rangle M$$

***Vérification**

- entraxe des boulons : $S \le 15e\min \Rightarrow 90 \le 15 \times 17 = 255mm$

- pince : $1{,}5dtr \le a \le 6eMin \Rightarrow 22{,}5mm \le 30mm \le 102mm$

***Résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée**

$* Frd \ge Fsd$

$$* Frd = fy \times twc\left(1{,}25 - 0{,}5\gamma Mo \times \frac{\sigma n}{fy}\right) \times \frac{beff}{\gamma Mo}$$

$$* Avec...beff = tfb + 2tp + 5(tfc + rc)$$

$$* \sigma n = \frac{V}{A} + \frac{M}{Wxx}$$

$$* beff = 36 + 2 \times 15 + 5(19 + 15) = 236mm$$

$$\sigma n = 0 + \frac{677}{294} = 23.02 daN/mm^2$$

$$* Frd = 355 \times 6 \times (1{,}25 - 0{,}5(1) \times \frac{230.2}{355}) \times \frac{236}{1} = 2465.36 KN$$

$$* Fsd = \frac{M}{(h - tfb)} = \frac{677 \times 10^3}{(700 - 36)} = 1019.57 KN$$

$$* Frd \geq Fsd \Rightarrow vérifiée$$

Résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue

$$* Frd \geq Fsd$$

$$* Frd = fy \times twc \times \frac{beff}{\gamma M 0}$$

$$* Frd = 355 \times 17 \times \frac{230}{1} = 1388 KN$$

$$* Fsd = \frac{M}{(h - tfb)} = \frac{677 \times 10^3}{(300 - 17)} = 991.21 KN$$

Avec b_{eff}= distance entre colonnes

$* Frd \geq Fsd$ Condition non vérifiée **,** Raidisseur à rajouter dans la prolongement de la semelle de la poutre, pour ne pas vérifier prendre.tf=tfb=10mm

Assemblage Boulonné Articulé poutre- poutre

Poutre (HEB700) Poutre (HEB700)

***poutre HEB700 :**

$t_w = 17\ mm$; $t_r = 10\ mm$; $t_F = 32\ mm$; $r = 27\ mm$; $k = 1$;

***Soudures :**

af_b = 0,7×32 =22.4 mm =25 mm ; aw_b= 0,7×17=11.9mm=12mm ;

af_b = 0,7× 15 = 10,5mm =11mm

Détermination des boulons :

$$* Fp = 0{,}7\ fbu \times As$$

$$* Mr = N1.d1 + N2.d2 + ... + Ni.di + ...Nn.dn = \sum Ni.di = N1 \sum \frac{di^2}{d1}$$

$$* Nii = \frac{Mxdi}{\sum di^2}$$

M= 677KN .m , On prend 7 boulons

$$\sum di^2 = (2*130^2) + 4*(136^2) = 107784mm^2$$

$$N1 = N6 = \frac{677 \times 130 \times 10^3}{107784} = 816.54KN \Rightarrow 2boulons$$

$$N2 = N3 = N4 = N5 = \frac{677 \times 136 \times 10^3}{107784} = 854.22KN \Rightarrow 2boulons$$

Boulons les plus charges sont les boulons de la ligne 1er niveau (N1)

* $N1 \leq nFp$

* $N1 \leq n.0{,}7\, fbu \times As \Rightarrow As \geq \frac{N1}{n.0{,}7\, fbu}$

n=2 deux files de boulons : $As \geq \frac{816540}{2 \times 0{,}7 \times 1000} = 583.24mm^2$

Soit des boulons HR 10.9 de diamètre Φ=24 mm (As =353 mm²)

N1 = 2Fp = 2(0,7 ×As×fub) = 2×(0,7×353×100) = 49420 daN

***Moment résistant**

$$Mr = N1.\sum \frac{di^2}{d1} = \frac{816540 \times 107784}{130} = 676999 \times 10^3\, N.mm = 677KN.m \rangle M$$

***Vérification**

- entraxe des boulons : $S \leq 15e\min \Rightarrow 75 \leq 15 \times 17 = 255mm$

-pince: $1{,}5dtr \leq a \leq 6eMin \Rightarrow 24mm \leq 50mm \leq 102mm$ entre Figure 47

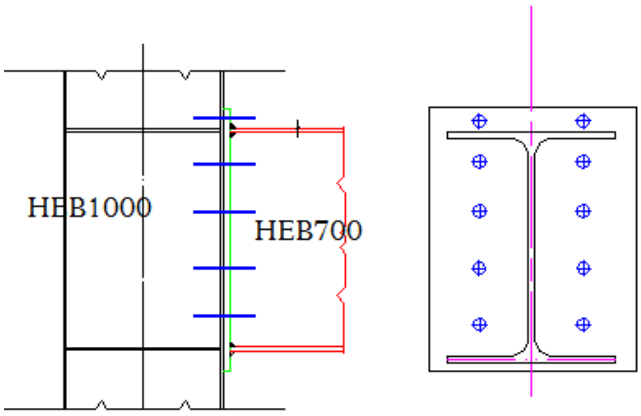


Figure 48 assemblage poteau-poutre

Résistance de l'âme du poutre dans la zone comprimée

$* Frd \geq Fsd$

$* Frd = fy \times twc\left(1{,}25 - 0{,}5\gamma Mo \times \frac{\sigma n}{fy}\right) \times \frac{beff}{\gamma Mo}$

$* Avec...beff = tfb + 2tp + 5(tfc + rc)$

$* \sigma n = \frac{V}{A} + \frac{M}{Wxx}$

$* beff = 17 + 2 \times 15 + 5(17 + 27) = 267mm$

$* \sigma n = 0 + \frac{16770}{2441} = 6{,}87daN / mm^2$

$* Frd = 355 \times 17 \times (1{,}25 - 0{,}5(1) \times \frac{68.7}{355}) \times \frac{267}{1} = 233.87KN$

$* Fsd = \frac{M}{(h - tfb)} = \frac{677 \times 10^3}{(700 - 32)} = 1013.47KN$

$* Frd \geq Fsd \Rightarrow vérifiée$

Résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue

$* Frd \geq Fsd$

$* Frd = fy \times twc \times \frac{beff}{\gamma M0}$

$* Frd = 355 \times 17 \times \frac{75}{1} = 1452.625KN$

$* Fsd = \frac{M}{(h - tfb)} = \frac{677 \times 10^3}{(700 - 32)} = 1013.47KN$

Avec beff = distance entre colonnes

$* Frd \geq Fsd$ Condition non vérifiée **,** un jarret (IPE 300) + Raidisseur à rajouter dans le prolongement de la semelle de la poutre, pour ne pas vérifier prendre.tf=tfb=15mm

<u>Assemblage Boulonné Attache DIAGONALE- GOUSSET</u>

*F=333KN ; Gousset : e= 10mm ; 2 cornières 100×100×10

***Cisaillement**

*$F_v = 0{,}6 \times f_{bu} \times A_b / \gamma_b$ boulons classe : 4.6 ; 5.6 ; 8.8

*$F_v = 0{,}5 \times f_{bu} \times A_b / \gamma_b$ boulons classe : 4.8 ; 5.8 ; 6.8 ; 10.9

-A_b est remplace par A_s ,si le cisaillement est sur la partie filetée.

***Pression diamétrale**

$F_B = 2{,}5\alpha \times f_u \times d \times t / \gamma_{Mb} \geq F1$

avec $\alpha = Min\ (l_1 / 3d_0 ; p_1 / 3d_0 - 0{,}25 ; f_{ub} / f_{u\,;\,1})$

***Nombre de boulons** boulons Φ 14 (As =115 mm²)

2 plan de cisaillement : m=2

*$F_v = 2 \times 0{,}6 \times 800 \times 10^{-3} \times 115 / 1{,}25 = 88{,}32KN$

Nombre de boulons : n =333 / 88,32= 3,77 ≅ 4 boulons

$\Rightarrow$ on prend 4 boulons Φ 14 $\Rightarrow d_{tr}$ = 15mm $\Rightarrow F_1$ =333 / 4=83,25KN

***Vérification de pression diamétrale**

*α=min (L1 /3d_0 = 50 /3×14 = 1,19 ; P_1 /3d_0 -0,25= 1,41 ; f_{ub} / f_b = 800 /235 = 3,4 ;1).

*α min = 1

F_B =2,5× 1× 360 × 15 ×8 / 1,25 = 86,4KN > F_1 =83,25 KN. Vérifiée.

Gousset avec flexion membrure ininterrompue

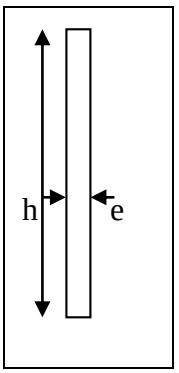
***Vérification de section B-B**

$$\begin{cases} * N = F_2 \cos\alpha + \dfrac{F - F_5}{2} = 36020\cos 45° + \dfrac{83250 - 53000}{2} = 40594{,}98N \\ * M = F_2.d_2 + \dfrac{F_1 - F_5}{2}.d_1 = 36020 \times 41 + \dfrac{83250 - 53000}{2} \times 60 = 2384320N.m \\ * T = F_2 \sin\alpha = 36020 \sin 45° = 25469{,}98N \end{cases}$$

On prend au niveau F_3 ,2 boulons Φ14, et 3 boulons Φ14 au niveau de F_2 et F_4

Comme il montre la figure suivante :

***Caractéristiques de gousset**



*A = h × e

*I = e h^3 / 12

$$\Longrightarrow \quad \frac{I}{v} = \frac{I}{h/2} = \frac{eh^2}{6}\frac{10 \times 160^2}{6} = 42666{,}66mm^3$$

* $\sum\sigma = \sigma_N \pm \sigma_b$

* $\sigma_{BB} = 1/h.e\ (N \pm 6\ M/h) \leq \sigma_e$

$\Longrightarrow$ 1/160×10(4059,498+6×238432/160)=8,125 kg/mm²< 24 kg/mm²

✓ Vérifiée

$\Longrightarrow$ 1/160×10(4059,498-6×238432/160)=3,05 kg/mm²< 24 kg/mm²

✓ Vérifiée

IX - Etude des portiques :

1. Introduction :

Le portique qui constitue l'ossature principale de la salle des machines, est composé de traverses (fermes) qui supportent les pannes, et des poteaux qui supportent les fermes.

L'étude du portique sert à estimer les éléments de réduction (M, N, T) concernant les poteaux et les traverses.

Pour traiter ce genre de problème, on a utilisé le logiciel EFFEL qui a pour but d'analyser les structures et les autres ouvrages. Avec le logiciel EFFEL on a gagné du temps et de la précision du calcul.

2. Modélisation des charges :

Numérotation des barres et des nœuds :

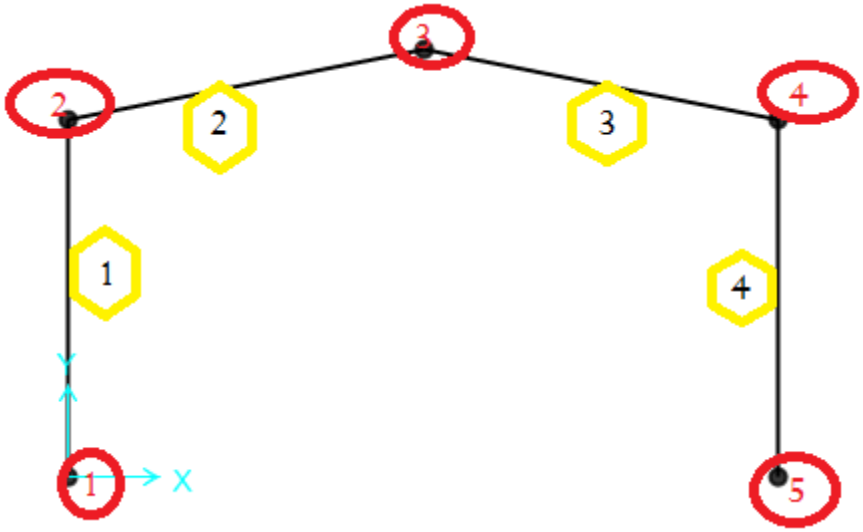


Figure 49 Numérotation des barres et des nœuds

3. Modélisation de la charge permanente G :

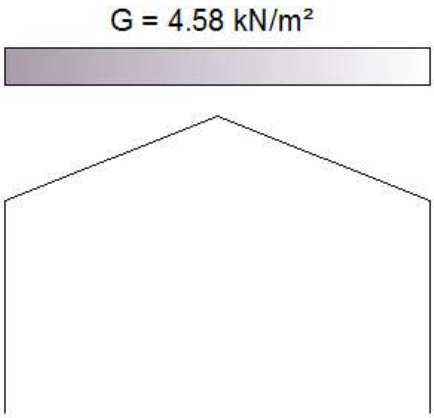


Figure 50 Modélisation de la charge d'exploitation Q

4. Description du chargement :

Les charges agissant sur le portique sont :

- ✓ Charges permanentes ;
- ✓ Charges de vent ;

- ✓ Surcharges d'exploitation ;
- ✓ Les forces sismiques.

A - poids propre :

Le logiciel EFFEL prend en compte le poids propre des éléments automatiquement à partir du poids spécifique du matériau et de leur géométrie.

B - charges permanentes :

Il s'agit de la charge de panne, couverture, poutre au vent, Donc :

$G = 4.058\ kN/m^2$;

C - surcharge d'exploitation :

$Q = 2\ kN/m^2$;

D - charge uniformément repartie de vent :

$q = q_{dyn} * (C_{pe} - C_{pi}) * l_c = 18.20\ kN$;

- Barre 1 (press ion):

$q = 0.111 * 1.3 * 6 = 0.865\ kN/m;\ (-X);$

- Barre 2 (depression):

$q = 0.111 * 1.1 * 6 = 0.732\ kN/m;\ (X);$

- Barre 3 (depression):

$q = 0.111 * 2 * 6 = 1.322\ kN/m;\ (Y);$

- barre 4 (dépression) :

$q = 0.111 * 2 * 6 = 1.322\ kN/m;\ (Y);$

E - force de séisme transversal :

Les forces sismiques à partir du logiciel EFFEL ;

Vérification des portiques :

Pour la vérification du portique, on va prendre en considération l'effet de la rigidité et le différent chargement qui sollicitent de manière variable à chaque portique, donc avec cette raison et d'autre.

5.Portique :

5.1 Poteau de rive 1 :

Caractéristiques de l'HEA 1000 :

			h	b	t_w	t_F	R	A	h_i	d	Ø	P_{min}	P_{max}	A_L	A_G
			(mm)					(mm^2)	(mm)					m^2/m	m^2/t
HEA1000	G=314kg/m	dimns	1000	300	19	36	30	391	928	868	M27	134	198	3.11	9.905
		crctrs	I_y	W_{ely}	W_{ply}	i_y	A_{vz}	I_z	W_{elz}	W_{plz}	i_z	s_s	I_t	I_w	s_{355}
			$10^4 mm$	mm^4		10. mm	10^2. mm	$10^4 mm$	mm^4	10. mm	$10^2 mm$	Mm	$10^4 mm$	$10^9 mm$	/
			644700	12890	14860	40.15	212.5	16280	1085	1716	6.38	12	125	376	1

$f_y = 355$ Mpa ;

$\frac{G}{E} = 0.386$;

$\frac{I_w}{I_z} = \left[\frac{(h-t_f)}{2}\right]^2 = \left[\frac{(1000-36)}{2}\right]^2 = 2323.24\ cm^2$;

- Vérification lorsque le déversement est à craindre (suivant I_{xx} faible inertie) :

$\frac{N_{sd}*\gamma M_1}{\chi_s * N_{pl}} + \frac{kl_t * M_{sdy}}{\chi_{lt} * M_{ply}} < 1$;

$\gamma M_1 = 1.1$;

❖ **Chargement ou sollicitations**

$G + 1.5V \rightarrow \begin{cases} N_{sd} = 158.97\ kN \\ M_{sd} = 757.8\ kN.m \end{cases}$;

$N_{pl} = A * f_y = 391 * 35.5 = 13880.5\ kN$;

$M_{ply} = W_{ply} * f_y = 35.5 * 14860.10^{-2} = 5275.3 kN.m$;

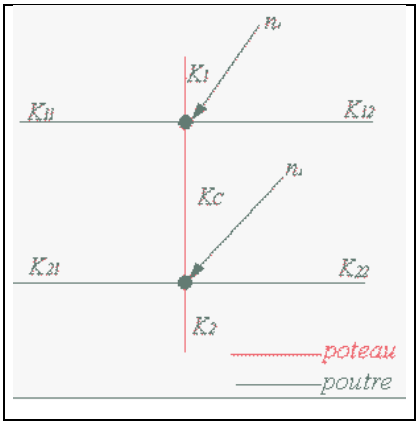


Figure 51 intersection poteau-poutre

Rigidité de poteau de rive

❖ **Flambement :**

Plan portique (grande inertie I_{yy}) :

On va prendre les formules de « METAU » :

$$\begin{cases} \begin{cases} K_1 = 0 \\ -K_{11} = 0 \\ -K_{12} = 1.5\frac{I}{L} = 1.5\frac{64470}{20} = 4835.25 \end{cases} \\ \begin{cases} -K_{21} = 0 \\ -K_{22} = 0 \\ -K_2 = 0 \end{cases} \\ -K_c = \frac{I}{L} = \frac{64470}{8.5} = 7584.70 \end{cases} ;$$

(Tableau E1 page 413 Eurocode III)

Encastrement à la base ➔ $\eta_2 = 1$;

$\eta_1 = \frac{K_c}{K_c + K_{12}} = 0.6$;

$\frac{L_{ky}}{L_0} = \left[\frac{1-0.2(\eta_1+\eta_2)-0.12\eta_1.\eta_2}{1-0.8(\eta_1+\eta_2)+0.6*1*0.66}\right]^{0.5} = 2.28$;

⇨ $L_{ky} = L_0 * 2.28 = 20 * 2.28 = 45.6$ m ;

- $\lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{4560}{40.15} = 113.57$;
- $\bar{\lambda}_y = \lambda_y * \frac{\beta A^{0.5}}{93.9\xi} = \frac{113.57}{93.9} = 1.2$;
- $\frac{h}{b} = \frac{1000}{300} = 3.33 > 1.2$;
- $t_f = 36\text{mm} < 100\text{mm}$;

Courbe (a) ➔ $\chi_y = 0.38$

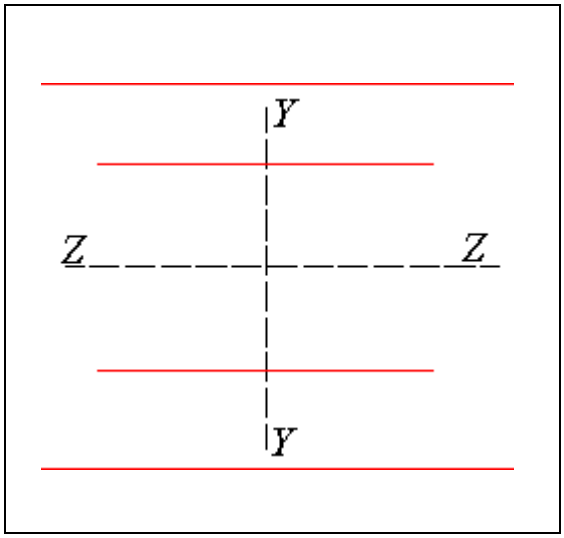


Figure 52 plan de portique

Plan portique (grand inertieI_{zz}) :

La distance entre lisse est 2 m=L_{Kz}

- $\lambda_z = \frac{l_{fz}}{iz} = \frac{200}{6.38} = 31.34$;.
- $\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93.9} = \frac{31.34}{93.9} = 0.33$;

Courbe (c) ➔ $\chi_z = 0.95$ ➔ (Eurocode III)

* si aucune risque de diversement $X_{min} = \min(X_y, X_z) = 0.33$;

* si il y a le risque de diversement $X = X_z = 0.95$; .

Calcul de M_{cr} :

$$M_{cr} = \frac{C_1 * \pi^2 * E * I_z}{L^2} * \left[\frac{I_w}{I_z} + L^2 * G * \frac{I_t}{E * I_z}\right]^{0.5} \ldots\ldots\ldots \text{(c) (Erocode III)}$$

$$M_{cr} = \frac{1.28 * \pi^2 * 210000 * 3764}{2000^2} * \left[2.312 + 600^2 * 0.386 * \frac{1254}{10 * 3764}\right]^{0.5}$$

$= 8197.4$ kN. m ;

Donc $\bar{\lambda}_{lt} = (\beta_w \frac{M_{ply}}{M_{cr}})^{0.5} = (1 * \frac{5257.3}{8197.41})^{0.5} = 0.64 > 0.4$;

Il y a risque de déversement :

$\bar{\lambda}_z = 0.25$ ➔ $\chi_z = 0.97$;

$U_{lt} = 0.15(\bar{\lambda}_z * \beta_{mlt} - 1) = -0.063 < 0.9$;

$K_{lt} = 1 - \frac{U_{lt} * N}{\chi_z * N_{pl}} = 1 + \frac{0.063 * 158.97}{0.97 * 13880} = 1.0007 \approx 1$;

Finalement :

$\frac{N_{sd} * \gamma M_1}{\chi_z * N_{pl}} + \frac{K_{lt} * M_{sdy}}{\chi_{lt} * M_{ply}} < 1$;

$\frac{158.97 * 1.1}{0.97 * 13880} + \frac{757.8 * 1.1}{0.92 * 5275.3} = 0.29 < 1$;

Profil HEB1000 admis donc réserve de résistance de 71 %.

Poutre de rive 1

Caractéristiques de HEB 700 :

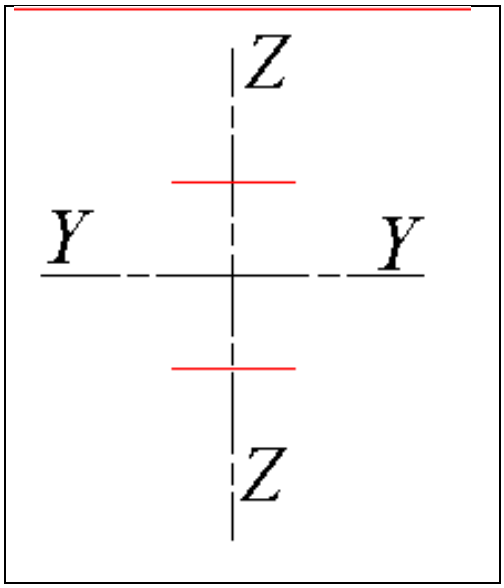
			h	**b**	**t_w**	**t_F**	**r**	**A**	**h_i**	**d**	**Ø**	**P_{min}**	**P_{max}**	**A_L**	**A_G**
			(mm)					(mm²)	(mm)					m²/m	m²/t
HEA700	G=241kg/m	Section transversale	700	300	17	32	27	306.4	636	582	M27	126	198	2.52	10.48
			I_y	**W_{ely}**	**W_{ply}**	**i_y**	**A_{vz}**	**I_z**	**W_{elz}**	**W_{plz}**	**i_z**	**s_s**	**I_t**	**I_w**	**s_{355}**
			10^4mm⁴			10. mm	10^2. mm²	10^4mm⁴	mm³	10. mm³	10^2mm	Mm	10^4mm⁴	10^9mm⁶	/

			25 69 00	7 3 4 0	8 3 2 7	28. 96	13 7.1	14 44 0	9 6 2. 7	14 95	6.8 7	1 1 2. 6	83 0.9	1606 0	1

$f_y = 355$ Mpa ;

$\frac{G}{E} = 0.386$;

$\frac{I_w}{I_z} = \left[\frac{(h-t_f)}{2}\right]^2 = \left[\frac{(700-32}{2}\right]^2 = 1115.56\ cm^2$;



- Chargement ou sollicitations :
  - $G + 1.5V \rightarrow \begin{cases} N_{sd} = 89.16\ kN \\ M_{sd} = 834.7\ kN.m \end{cases}$;
  - $N_{pl} = 306.4 * 35.5 = 10877.2\ kN$;
  - $M_{ply} = 2569 * 35.5 * 10^{-2} = 912\ kN.m$;

<u>Plan portique</u> :

Double courbure traverse : $0{,}5 \times 20 = 10m$, L_{ky} ==

$> \lambda_y = \frac{1000}{28.96} = 34.53$;

$$\bar{\lambda}_y = \lambda_y * \frac{\beta A^{0.5}}{93.9 * \xi} = \frac{34.53}{93.9} = 0.36 ;$$

<u>Plan perpendiculaire au portique :</u>

La distance entre panne est 2 m ;

$\lambda_z = \frac{L_{kz}}{iz} = \frac{200}{6.87} = 29.11$;

$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93.9} = \frac{29.11}{93.9} = 0.31$;

$\frac{h}{b} = \frac{700}{300} = 2.33 > 1.2$; $t_f = 32\ mm < 10\ mm$;

Avec la courbe (a) ,$\chi_z = 0.89$ . . . . . (Eurocode III).

$\chi = F(\lambda, courbes)$;

Si pas de déversement : $\chi = \chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0.88$;

Si déversement : $\chi = \chi_z = 0.89$;

$\bar{\lambda} > 0.4$;➔ Risque de diversement ;

La semelle extérieur comprimée (longueur de diversement $L_d = 2$ m distance entre panne).

$M_{cr} = \frac{c1*\pi^2*E*I_z}{L^2} * \left[\frac{I_w}{I_z} + L^2 * G * \frac{I_t}{E*I_z}\right]^{0.5}$;

$M_{cr} = 1.28 * 10 * 2.1 * 10^5 * \frac{1444}{193^2} * \left[111 + 200^2 * 0.386 * \frac{830.9}{10*1444}\right]^{0.5} * 10^{-4} =$

$3067.7\ kN.m$;

$\bar{\lambda}_{lt} = (\beta_w * \frac{M_{ply}}{M_{cr}})^{0.5} = 0.08 < 0.4$;

Donc pas risque de déversement, alors la formule à vérifier est :

*pas risque de déversement, donc la formule à vérifier est :

$\frac{N_{sd}*\gamma M_1}{\chi_{min}*N_{pl}} + \frac{K_{lt}*M_{sdy}}{\chi_{lt}*M_{ply}} < 1$;

$\chi_{min} = 0.88 = \chi_y \rightarrow \bar{\lambda}_y = 0.67$;

$K_y = 1 - U_y * \frac{N}{\chi_y*N_{pl}} < 1 \ldots\ldots K_y < 1.5$;

$U_y = \bar{\lambda}_y * (2 * \beta_{my} - 4) + \frac{W_{ply}-W_{ely}}{W_{ely}} < 0.9 \quad \ldots\ldots \beta_{my} = 1.3$

$U_y = 0.67(2 * 1.3 - 4) + \frac{8327-7340}{8327} = -1.2 < 0.9$;

$K_y = 1 + 1.2 * \frac{89.16}{0.88*13880} = 1.008 < 1.5$;

Vérification :

$89.16 * \frac{1.1}{0.88*13880} + 1.13 * 834.7 * \frac{1.1}{5275.3} = 0.19 < 1$;

Donc le profil HEB1000 est vérifié.

X - Etude de l’ancrage :

Introduction :

Les poteaux sont considères comme encastrées pour diminuer la flèche en tête de poteaux, le système doit résister à un effort normal et un effort tranchant mais aussi et essentiellement à un moment fléchissent.

Dans notre cas, on utilise le pied poteau est un encastrement.

1. Définitions :

- La platine d’extrémité

C’est un plat en acier rectangulaire soudé à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le pourtour de la section du profilé constituant le poteau. Des perçages y sont aménagés pour recevoir les extrémités filetées des tiges d’ancrages pré scellées dans les fondations. Sous l’action du serrage des écrous, la platine prend directement appui sur surface de béton de fondation, la platine peut être renforcée par de raidisseurs

- Les tiges s’ancrage

Elles sont droites ou recourbées à une extrémité, elles sont destinées à s’opposer à un effort très important. L’extrémité recourbée de certaines tiges s’accroche à une barre horizontale, appelée clé d’ancrage, encastrée dans le béton de fondation. L’autre extrémité, celle qui est filetée, traverse la platine sur laquelle elle est boulonnée.

- La bêche

La bêche est un tronçon de profile soudé sous la platine pour armer une butée contre le béton. Elle sert à reporter sur le béton de fondation l’effort horizontal qui peut affecter le poteau.

- La contre platine

La contre platine est une plaque en acier laminé scellée à la surface de béton de fondation la contre platine a deux fonctions : celle de répartir les efforts de compression transmis par poteau et celle permettre au pied de poteau des mouvements de rotation.

2. Hypothèse :

La liaison des poteaux à leur est considéré comme articulé dans les deux sens longitudinal et transversal.

-On réalise cette articulation par la disposition d’une platine soudée au poteau et lié au poteau support de béton armée.

Le béton des poteaux est dosé à 400 kg/m^3 ; $f_{c28} = 30\ Mpa$

-Pour avoir une articulation on doit respecter la rotation des poteaux

- prendre $h_p < 300\ mm$ si possible et $\delta < 200mm$
- si $300\ mm < h_p < 600mm$ on doit avoir :

$$\begin{cases} \bullet\ \vartheta_L . h_p \leq 3\ mm\ ; \\ \bullet\ N . h_c . \vartheta_L < 1500\ N.m\ ; \\ \bullet\ \vartheta_L = 1.5\vartheta_G\ ; \end{cases}$$

Avec : - ϑ_L : rotation de pied de poteau ;

- N : effort normal non pondéré.

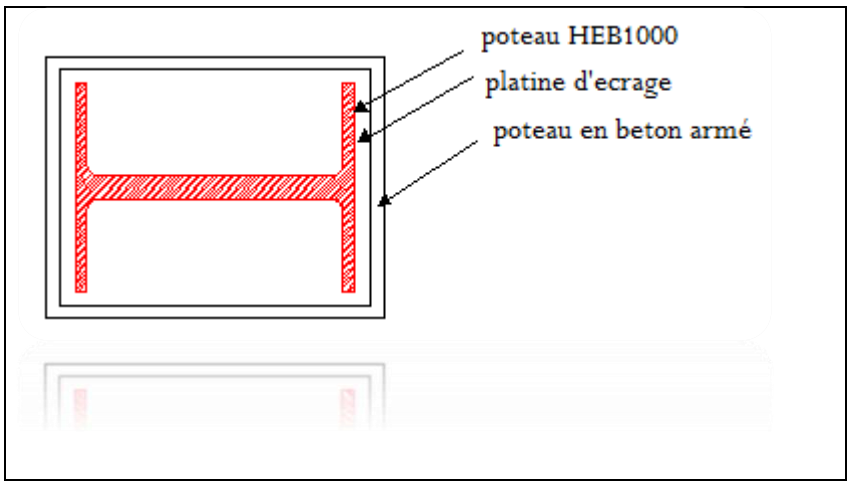


Figure 53 : vue en plan d'éléments d'ancrage

3. choix des cordons de soudures :

Poteau $HEB\ 1000$; $h_c = 1000\ mm$; $b_c = 300\ mm$; $t_f = 36\ mm$; $t_w = 19\ mm$)

***Cordon semelle:**

$a_s = 0.7t_f$ ➔ $0.7 \times 36 = 25.2mm$; On prend $a_s = 27\ mm$.

***Cordon de l'âme:**

$a_d = 0.7t_w$ ➔ $0.7 \times 19 = 13.3\ mm$; On prend $a_d = 15\ mm$.

***La largeur minimale de la platine** $h_{p\,min}$:

$h_{p\,min} = 2a_s + h_c$ ➔ $2 \times 27 + 1000 = 1054mm$

On prend $h_p = 1100\ mm$;

4. Calcul des platines en pieds des poteaux :

a. poteau de *HEB* 1000 :

On admet que les platines, soumises aux réactions des poteaux en béton armé, risquent de se plier suivant des lignes tangentes au contour des poteaux.

-les calculs vont consister à :

- Déterminer la surface de la platine, en fonction de contrainte admissible σ_{bc} de compression du béton de massif de poteau.
- Déterminer l'épaisseur de platine, en fonction de la contrainte de flexion calculée au droit de chaque ligne de pliage.
- Déterminer les boulons d'ancrage, en fonction des efforts de traction.

❖ **Choix de la platine**

$P_{adm} = \frac{1}{2} K . \sigma_{bc}$;

K : Coefficient de majoration ;

$\sigma_{bc} = \frac{0.85 * f_{c\,28}}{\gamma_b}$; $f_{c\,28} = 30\ Mpa$

$\sigma_{bc} = 17\ Mpa$;

$P_{adm} = \frac{1}{2} * 1.5 * 17 = 12.75\ Mpa;$

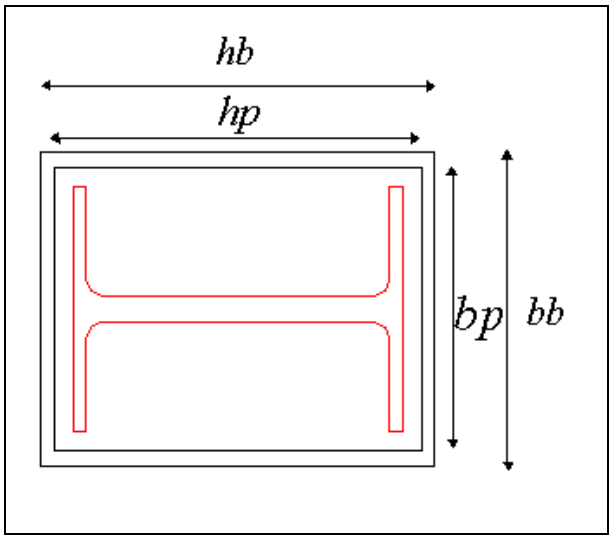


Figure 54 : dimensions du platine d'ancrage

Pour avoir des épaisseurs de platine moyenne ($\approx 1100mm$), on prend $P = 6.37\ Mpa;$

❖ **Épaisseur de la platine :**

$P = \frac{N}{h_p * b_p} = 6.37\ Mpa;$

$\frac{N * g}{1100 * b_p} = 6.37 \Longrightarrow\ b_p = 320\ mm;$

$b_p > b_c\ (300) ==> b_p = 320\ mm;$

$P = \frac{N}{h_p * b_p} = \frac{N*g}{1100*320}$;

$P = \frac{N}{h_p * b_p}$: prissions sur la platine d'acier ;

$P' = 1.5P$ (Pour tenir compte la rotation du poteau)

On pose :

$$\Delta_{11} = \frac{h_p - h_c}{2} = \frac{1100 - 1000}{2}$$

$\Delta_{11} = 50\ mm$;

$$\Delta_{22} = \frac{b_p - b_c}{2} = \frac{320 - 300}{2}$$

$\Delta_{22} = 10\ mm$;

- **Vérification des débords**

Section 1-1 : $M_{11} = \left(1.5 * P * b_p\right) * \frac{\Delta_{11}^2}{2}$; $\frac{I}{V} = \frac{b_p * t_p^2}{6}$; $M_{11}^e = \psi . \sigma_c . \frac{I}{V}$;

Section 2-2 : $M_{22} = \left(P * b_p\right) * \frac{\Delta_{22}^2}{2}$; $\frac{I}{V} = \frac{b_p * t_p^2}{6}$; $M_{22}^e = \psi . \sigma_c . \frac{I}{V}$;

Avec : $\psi = 1.185$: coefficient d'adaptation plastique ;

- $M_{11}^e \geq M_{11} =>\ t_p \geq \sqrt{\frac{3.797.P.\Delta_{11}^2}{\sigma_c}} = \sqrt{\frac{3.797.P.(50)^2}{335}} = 1.03$;

Donc on prend $t_p = \cdots mm$;

- $M_{22}^e \geq M_{22} =>\ t_p \geq \sqrt{\frac{2.53.P.\Delta_{22}^2}{\sigma_c}} = \sqrt{\frac{2.53.P.\Delta_{22}^2}{335}} = 0.86\ mm$;

Donc on prend $t_p = mm$;

5. Ancrage des tiges :

Les tiges d'ancrage doivent être mises en place, si cela s'avère nécessaire, afin de résister aux effets des actions de calcul, elles doivent être dimensionnées pour résister convenablement à la traction due aux forces de soulèvement et au moment de flexion.

- Les tiges d'ancrage doivent être ancrées dans la fondation par un crochet, par une plaque de type « rondelle »

L'effort admissible par scellement, dans le cas de tige droit, CM66 (article 5,123) vaut :

$$N_a = 0.1\left(1+\frac{7g_c}{1000}\right).\frac{\emptyset}{\left(1+\frac{\emptyset}{d_1}\right)^2}.(l_1 + 6.4r + 3.5l_2)\ ;$$

g_c : étant le dosage en ciment du béton = 400 kg/m^3 ;

$\emptyset$: Diamètre de la lige lisse ;

l_1 : Longueur de la lige lisse $= 335mm$;

l_2 : Longueur de la lige à partir de rayon $r = 85mm$;

r : Rayon de tige tel que $l_2 \leq r \leq l_1$; $l_2 = 90mm$;

N_a : L'effort de soulèvement au vent (Sous G+V) $=$ 8000 daN ;

d_1 : distance centre la lige et la paroi la plus proche ;

Effort admissible par lige :

$$N_a = 0.1\left(1+\frac{7g_c}{1000}\right).\frac{\emptyset.l}{\left(1+\frac{\emptyset}{d_1}\right)^2} \geq \frac{N}{2}\ ;$$

D'où l'on tire $0.33\emptyset^2 - 313\emptyset + 8000 \geq 0$;

Soit $\emptyset \geq 24mm$ ⟹ pour le cas simple.

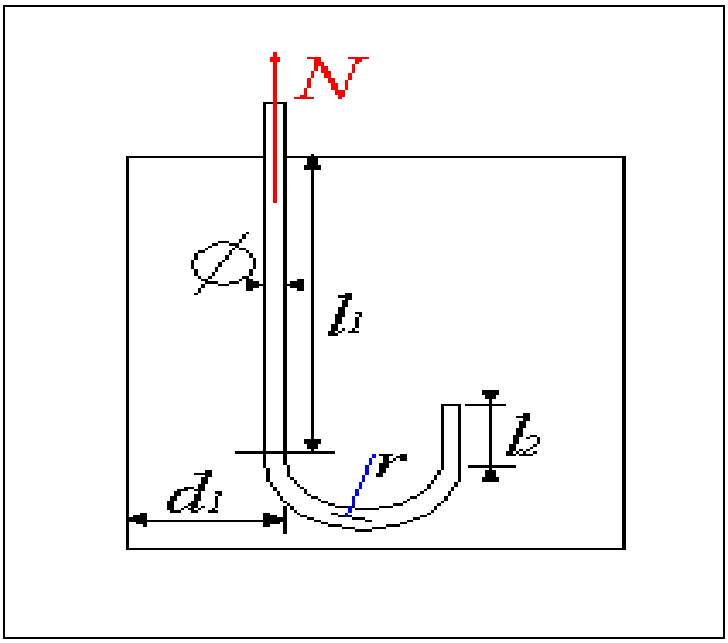


Figure56 : tige d'encrage en crochet

XI Données générales de la structure :

Nombre de nœuds : 616 ;

Nombre de filaires : 1457 ; Nombre de groupes de filaires : 13 ;

Nombre d'appuis ponctuels : 32 ; Nombre de groupe d'appuis ponctuels : 1 ;

Nombre de cas de charges total : 207 ;

Matériaux de la structure :

Matériau	E (kN/m^2)	N_u	P/V (kN/m^3)	Alpha	amortissement %

S355	$2.1\ 10^{8}$	0.3	78.008	$1.2\ 10^{-5}$	2

Enveloppe des déplacements aux nœuds :

ENV	Cas	$N°$	$D(mm)$	$D_x(mm)$	$D_y(mm)$	$D_z(mm$	$R_x(°)$	$R_y(°)$	$R_z(°)$
Max D	344	542	**42.43**	6.78	-41.86	-1.13	0.055	0.009	-0.014
Min D	1	3	**0.00**	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Max D_x	12	124	40.00	**40.00**	0.135	0.012	-0.001	-0.006	0.016
Min D_x	13	138	38.55	**-38.55**	0.125	0.056	-0.001	0.005	-0.017
Max D_y	12	556	35.48	30.49	**18.15**	-0.286	-0.002	0.028	0.003
Min D_y	344	542	42.43	6.788	**-41.86**	-1.138	0.055	0.009	-0.014
Max D_z	15	273	32.50	-0.28	0.059	**32.50**	-0.004	0.058	0.001
Min D_z	228	301	33.29	-0.09	-0.31	**-33.29**	-0.0003	-0.043	0.00005
Max R_x	14	306	3.46	-0.52	-0.72	-3.42	**0.244**	-0.027	0.00002
Min R_x	229	278	2.92	-0.42	-0.38	2.87	**-0.24**	0.038	0.00005
Max R_y	547	288	5.61	-5.23	-1.25	-1.57	-0.01	**0.291**	0.02

Min R_y	341	218	37.26	37.11	3.32	0.34	-0.006	**-0.340**	-0.048
MaxR_z	344	222	12.43	11.74	-4.07	-0.41	-0.021	0.003	**0.357**
Min R_z	548	208	13.03	-12.36	-4.11	-0.11	-0.015	0.002	**-0.342**

Enveloppe des efforts des appuis :

ENV	Cas	$N°$	$F_x(kN)$	$F_y(kN)$	$F_z(kN)$	$M_x(kN*m)$	$M_y(kN*m)$	$M_z(kN*m)$
$Max\ F_x$	17	2	**582.99**	-1021.4	-212.3	-48.9	-0.03-	-944.4
$Min\ F_x$	132	21	**-546.2**	-4090.7	-214.2	-32.6	-0.20	-1100.6
$Max\ F_y$	101	21	527.6	**3279.9**	269.1	35.4	0.31	1109.1
$Min\ F_y$	148	15	-153.3	**-4685.3**	-609.9	-78.5	-0.16	-641.8

$Max\ F_z$	141	21	211.3	2886.9	**649.3**	84.5	0.28	462.4
$Min\ F_z$	172	18	-128.2	-3239.9	**-618.0**	-78.9	-0.11	-677.4
$Max\ M$	198	20	5.63	-213.6	120.6	**739.3**	0.06	-0.07
$Min\ M$	193	22	6.42	-238.3	-117.8	**-740.8**	-0.03	0.19
$Max\ M$	101	15	175.3	705.2	-170.4	34.87	**0.39**	1882.2
$Min\ M$	140	16	-151	-2358.4	288.1	-33.9	**-0.37**	-1337.6
$Max\ M$	101	15	175.3	705.2	-9.59	34.8	0.39	**1882.2**
$Min\ M$	108	12	-152.6	-473.6		-34.4	-0.18	**-1780.5**

Somme des actions statiques appliquées au centre de poussée :

Cas	Centre de poussée			Fore résultantes			Moment résultants		
$N°$	$X_p(m$	$Y_p(m$	$Z_p(m$	$F_x(kN)$	$F_y(kN)$	$F_z(kN)$	$M_x(kN$	$M_x(kN.$	$M_x(kN.m$
1	9.81	0.00	34.71	0.00	-7920.8	0.00	$5.3\ 10^{-10}$	0.00	0.00
2	15.34	0.00	70.00	0.00	-1962	0.00	0.00	0.00	0.00
3	5.11	0.00	70.00	0.00	-1962	0.00	0.00	0.00	0.00

4	10.23	0.00	70.00	0.00	-1962	0.00	0.00	0.00	0.00
5	5.43	0.00	34.97	0.00	-148.82	0.00	0.00	0.00	0.00
6	10.22	0.000	35.00	0.00	-1206.5	0.00	0.00	0.00	0.00
7	10.22	0.00	35.00	0.00	-1447.34	0.00	0.00	0.00	0.00
12	0.00	11.14	34.47	2167.87	1231.51	0.00	-646.1	0.00	0.00
13	0.00	23.12	34.28	-2036.59	1181.31	0.00	-851.91	0.00	0.00
14	13.06	0.00	53.84	-101.65	559.7	-545.2	0.00	227.3	0.00
15	13.13	0.00	16.17	-105.98	557.72	545.22	0.00	-690.03	0.00
16	10.22	0.00	35.00	0.00	-198.13	0.00	0.00	0.00	0.00
22	19.74	0.00	70.00	392.4	-1962	0.00	0.00	0.00	0.00
23	9.51	0.00	70.00	392.4	-1962	0.00	0.00	0.00	0.00
24	14.63	0.00	70.00	392.4	-1962	0.00	0.00	0.00	0.00
32	15.34	0.00	74.40	0.00	-1962	392.4	0.00	0.00	0.00

33	5.11	0.00	74.40	0.00	-1962	392.4	0.00	0.00	0.00
34	10.23	0.00	74.40	0.00	-1962	392.4	0.00	0.00	0.00
42	10.94	0.00	70.00	-392.4	-1962	0.00	0.00	0.00	0.00
43	0.71	0.00	70.00	-392.4	-1962	0.00	0.00	0.00	0.00
44	5.83	0.00	70.00	-392.4	-1962	0.00	0.00	0.00	0.00
52	15.34	0.00	65.6	0.00	-1962	-392.4	0.00	0.00	0.00
53	5.11	0.00	65.6	0.00	-1962	-392.4	0.00	0.00	0.00
54	10.23	0.00	65.6	0.00	-1962	-392.4	0.00	0.00	0.00
17	2.86	25.92	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18	0.00	47.44	61.59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Si le centre de poussée n'existe pas, le torseur résultant est calculé en (0, 0, 0)

Somme des réactions statiques aux appuis appliqués au centre de poussée :

Cas	Centre de poussée			Fore résultantes			Moment résultants		
$N°$	$X_p(m$	$Y_p(m)$	$Z_p(m)$	$F_x(kN)$	$F_y(kN)$	$F_z(kN)$	$M_x(kN$	$M_x(kN$	$M_x(kN$
1	9.81	0.00	34.71	0.00	-7920.83	0.00	0.00	0.00	0.00

2	15.34	0.00	70.00	0.00	-1962	0.00	0.00	0.00	0.00
3	5.11	0.00	70.00	0.00	-1962	0.00	0.00	0.00	0.00
4	10.22	0.00	70.00	0.00	-1962	0.00	0.00	0.00	0.00
5	5.43	0.00	37.97	0.00	-184.82	0.00	0.00	0.00	0.00
6	10.22	0.00	35.00	0.00	-1206.58	0.00	0.00	0.00	0.00
7	10.22	0.00	35.00	0.00	-1447.34	0.00	0.00	0.00	0.00
12	0.00	11.14	34.47	2167.87	1231.51	0.00	-646.1	0.00	0.00
13	0.00	23.12	34.28	-2036.59	1181.31	0.00	-851.9	0.00	0.00
14	13.06	0.00	53.84	-101.65	559.7	-545.2	0.00	227.3	0.00
15	13.13	0.00	16.17	-105.98	557.72	545.22	0.00	-690.03	0.00
16	10.22	0.00	35.00	0.00	-198.13	0.00	0.00	0.00	0.00
181	10.79	0.00	41.10	0.00	-16365.1	0.00	0.00	0.00	0.00
182	8.95	0.00	41.1	0.00	-16365.1	0.00	0.00	0.00	0.00

183	9.87	0.00	41.1	0.00	-16365.1	0.00	0.00	0.00	0.00
191	14.5	0.00	41.97	3071.87	-14339.3	0.00	0.00	-23016	0.00
192	7.43	0.00	41.93	-2885.85	-14410.4	0.00	0.00	22091.9	0.00
193	10.69	0.00	40.56	-144.04	-15291.2	-772.5	0.00	238.55	0.00
194	10.68	0.00	42.51	-150.17	-15294	772.57	0.00	1083.5	0.00
195	12.41	0.00	41.97	3071.87	-14339.3	0.00	0.00	-23016.8	0.00
196	5.34	0.00	41.93	-2885.85	-144410	0.00	0.00	22091.9	0.00
197	8.72	0.00	40.56	-144.04	-15291.2	-772.5	0.00	1758.9	0.00
198	8.72	0.00	42.51	-150.17	-15294.	772.5	0.00	-436.56	0.00
199	13.45	0.00	41.97	3071.87	-14339.3	0.00	0.00	-23016	0.00
200	6.38	0.00	41.93	-2885.85	-14410.4	0.00	0.00	22091	0.00
201	9.73	0.00	40.59	-144.04	-15198.8	-772.5	0.00	983.55	0.00

202	9.73	0.00	42.55	-150.17	-15201.6	772.57	0.00	350.43	0.00
211	13.46	0.00	41.28	1669.26	-10566.7	0.00	0.00	-11362	0.00
212	8.24	0.00	41.26	-1568.18	-10605.3	0.00	0.00	10947	0.00
213	10.65	0.00	40.26	-78.27	-11084.0	-419.8	0.00	123.56	0.00
214	10.64	0.00	41.72	-81.60	-11085	419.8	0.00	507.4	0.00
215	10.73	0.00	40.69	0.00	-11667	0.00	0.00	0.00	0.00
216	11.56	0.00	41.28	1669.26	-10566	0.00	0.00	-11362.6	0.00
217	6.35	0.00	41.26	-1568.18	10605	0.00	0.00	10947.3	0.00
218	8.84	0.00	40.26	-78.27	-11084	-419.8	0.00	883.4	0.00
219	8.83	0.00	41.72	-81.60	-11085.5	419.8	0.00	-252.3	0.00
220	9.01	0.00	40.69	0.00	-11667.5	0.00	0.00	0.00	0.00
221	12.51	0.00	41.28	1669.29	-10566.7	0.00	0.00	-11362.6	0.00

222	7.29	0.00	41.26	-1568.18	-10605.3	0.00	0.00	10947	0.00
223	9.74	0.00	40.26	-78.27	-11084	-419.8	0.00	503.4	0.00
224	9.74	0.00	41.72	-81.6	-11085	419.8	0.00	127.5	0.00
225	9.87	0.00	40.69	0.00	-11667	0.00	0.00	0.00	0.00
226	14.32	0.00	40.14	2167.8	-9832.2	0.00	0.00	-12291	0.00
227	7.04	0.00	40.12	-2036.59	-9882.4	0.00	0.00	11895	0.00
228	10.41	0.00	38.81	-101.65	-10504	-545.2	0.00	139.6	0.00
229	10.41	0.00	40.81	-105.98	-10506	545.22	0.00	436.7	0.00
230	10.54	0.00	39.49	0.00	-11261.8	0.00	0.00	0.00	0.00

Grandeur cas sismique n° 9				
Mode 1	Masse modal st axe X		Facteur de participation	Accélération sismique
1	666.70	70.46	816.52	7.3441
2	0.00	0.00	1.70	8.5852

3	3.26	0.34	57.07	9.3591
4	0.01	0.00	2.61	9.8384
5	38.35	4.05	195.82	10.0555
6	0.02	0.00	4.72	10.0555
7	0.02	0.00	3.96	10.0555
8	0.83	0.09	28.85	10.0555
9	3.55	0.38	59.62	10.2390
10	0.46	0.05	21.43	10.9524
11	0.18	0.02	13.33	10.8625
12	0.12	0.01	11.10	10.7323
13	0.33	0.03	18.19	10.5291
14	6.35	0.67	79.66	10.3318
15	5.33	0.56	73.02	10.0866
16	10.90	1.15	104.40	10.2659
17	0.69	0.07	26.27	10.5252
18	0.28	0.03	16.65	10.2712
19	0.00	0.00	1.58	9.9398
20	0.82	0.09	28.65	9.9643
21	0.15	0.02	12.05	10.0152
22	4.58	0.48	67.70	9.9203
23	2.98	0.31	54.60	10.0584
24	3.43	0.36	58.54	10.5017
25	1.84	0.19	42.87	11.1047
26	0.01	0.00	3.00	11.2309
27	0.34	0.04	18.34	11.6915

28	0.85	0.09	29.14	11.8154
29	0.15	0.02	12.42	12.1289
30	0.49	0.05	22.09	12.9045
31	1.88	0.20	43.33	13.2300
32	50.92	5.38	225.65	13.8239
33	0.72	0.08	26.90	14.6098
34	0.53	0.06	23.09	15.2285
35	1.74	0.18	41.72	15.6767
36	0.93	0.10	30.46	14.9182
37	0.02	0.00	4.45	14.1400
38	0.00	0.00	0.79	14.5170
39	0.01	0.00	2.87	14.6213
40	0.07	0.00	8.63	15.3016
41	0.00	0.00	0.32	16.0653
42	0.01	0.00	2.61	16.1749
43	0.00	0.00	1.77	16.2503
44	0.13	0.01	11.25	16.8729
45	0.33	0.03	18.07	17.1095
46	0.42	0.04	20.50	17.1618
47	0.67	0.07	25.80	17.3730
48	2.60	0.27	50.97	17.4027
49	1.91	0.20	43.68	18.1283
50	1.95	0.21	44.18	18.1237
51	0.43	0.05	20.67	18.0722
52	1.75	0.18	41.81	18.0393

53	2.92	0.31	54.03	18.0337
54	0.02	0.00	4.97	16.9130
55	0.27	0.03	16.56	15.8711
56	3.81	0.40	61.70	15.5504
57	0.02	0.00	4.50	15.4485
58	1.01	0.11	31.79	15.3661
59	0.12	0.01	11.14	15.24
60	0.62	0.07	24.83	15.06
61	0.11	0.01	10.63	14.99
62	2.44	0.026	49.36	14.85
63	0.33	0.03	18.07	14.52
64	0.66	0.07	25.75	14.11
65	0.21	0.02	14.61	13.70
66	2.01	0.21	44.82	13.52
67	0.14	0.01	11.64	13.37
68	0.34	0.04	18.38	13.24
69	0.10	0.01	10.15	13.03
70	0.00	0.00	1.96	12.93
71	1.36	0.14	36.89	12.63
72	0.04	0.00	6.08	12.55
73	1.86	0.20	43.10	12.54
74	0.50	0.05	22.28	12.54
75	3.89	0.41	62.36	12.54
76	1.32	0.14	36.36	12.53
77	1.11	0.12	33.26	12.53

78	0.01	0.00	2.30	12.52
79	0.22	0.02	14.73	12.52
80	0.04	0.00	5.99	12.52
81	0.75	0.08	27.40	12.52
82	0.74	0.08	27.28	12.51
83	0.02	0.00	4.62	12.51
84	1.20	0.13	34.60	12.50
85	0.11	0.01	10.51	12.50
86	0.13	0.01	11.19	12.40
87	0.02	0.00	4.64	12.39
88	0.03	0.00	5.70	12.28
89	7.09	0.75	84.20	12.02
90	0.00	0.00	0.73	11.25
91	0.16	0.02	12.52	11.14
92	0.13	0.01	11.51	10.76
93	2.86	0.30	53.45	10.61
94	0.00	0.00	1.73	10.43
95	0.34	0.04	18.54	10.0004
96	0.00	0.00	1.29	9.88
97	0.20	0.02	14.28	9.86
98	0.12	0.01	11.08	9.84

Grandeur cas sismique n° 10				
Mode 1	Masse modal st axe Y		Facteur de participation	Accélération sismique
1	0.00	0.00	1.41	7.34
2	0.10	0.01	9.95	8.58
3	0.02	0.00	4.17	9.35
4	3.73	0.39	61.07	9.83
5	0.40	0.04	19.90	10.05
6	0.00	0.00	1.94	10.05
7	0.18	0.02	13.40	10.05
8	23.56	2.49	153.49	10.05
9	15.16	1.60	123.13	10.23
10	0.04	0.00	6.03	10.95
11	21.21	2.24	145.65	10.86
12	0.13	0.01	11.54	10.73
13	1.06	0.11	32.55	10.52
14	0.07	0.00	8.12	10.33
15	1.14	0.12	33.79	10.08
16	2.25	0.24	47.46	10.26
17	1.92	0.20	43.82	10.52

18	0.08	0.00	8.79	10.27
19	8.54	0.90	92.40	9.93
20	14.87	1.57	121.93	9.96
21	2.27	0.24	47.65	10.01
22	0.83	0.09	28.90	9.92
23	1.54	0.16	39.19	10.05
24	0.40	0.04	19.96	10.50
25	0.37	0.04	19.17	11.10
26	0.08	0.00	9.19	11.23
27	0.02	0.00	4.62	11.69
28	0.01	0.00	2.33	11.81
29	0.27	0.03	16.55	12.12
30	0.06	0.00	8.02	12.90
31	0.05	0.00	6.88	13.23
32	0.89	0.09	29.82	13.82
33	0.80	0.08	28.22	14.60
34	0.03	0.00	5.89	15.22
35	0.22	0.02	14.68	15.67
36	12.86	1.36	113.42	14.91
37	30.60	3.23	174.92	14.14
38	7.93	0.84	89.06	14.51
39	1.08	0.11	32.91	14.62
40	5.99	0.63	77.42	15.30
41	0.81	0.09	28.42	16.06
42	0.17	0.02	12.85	16.17

43	0.10	0.01	9.81	16.25
44	5.46	0.58	73.92	16.87
45	0.97	0.10	31.18	17.10
46	1.15	0.12	33.86	17.16
47	1.21	0.13	34.76	17.37
48	0.17	0.02	12.91	17.40
49	4.19	0.44	64.71	18.12
50	3.44	0.36	58.65	18.12
51	0.54	0.06	23.15	18.07
52	2.41	0.25	49.05	18.03
53	5.44	0.57	73.76	18.03
54	0.00	0.00	0.11	16.91
55	0.17	0.02	12.89	15.87
56	18.26	1.93	135.14	15.55
57	0.66	0.07	25.77	15.44
58	0.08	0.00	9.08	15.36
59	2.71	0.29	52.02	15.24
60	0.34	0.04	18.45	15.06
61	0.05	0.00	7.35	14.99
62	2.19	0.23	46.80	14.85
63	0.14	0.01	11.78	14.52
64	0.89	0.09	29.89	14.11
65	14.38	1.52	119.93	13.70
66	5.21	0.55	72.15	13.52
67	0.01	0.00	3.10	13.37

68	8.03	0.85	89.62	13.24
69	28.83	3.05	169.79	13.03
70	17.47	1.85	132.16	12.93
71	2.55	0.27	50.48	12.63
72	2.73	0.29	52.22	12.55
73	1.72	0.18	41.46	12.54
74	14.06	1.49	118.56	12.54
75	2.16	0.23	46.46	12.54
76	1.27	0.13	35.64	12.53
77	1.88	0.20	43.31	12.53
78	0.29	0.03	17.04	12.52
79	0.88	0.09	29.71	12.52
80	36.83	3.89	191.92	12.52
81	2.40	0.25	48.98	12.52
82	1.94	0.20	44.02	12.51
83	3.40	0.36	58.33	12.51
84	0.21	0.02	14.62	12.50
85	3.83	0.40	61.87	12.50
86	5.70	0.60	75.50	12.40
87	3.12	0.33	55.82	12.39
88	1.05	0.11	32.42	12.28
89	1.87	0.20	43.25	12.02
90	5.62	0.59	74.97	11.25
91	11.02	1.16	104.96	11.14
92	5.69	0.60	75.40	10.76

93	0.02	0.00	4.32	10.61
94	0.04	0.00	6.59	10.43
95	1.04	0.11	32.29	10.0004
96	2.32	0.25	48.21	9.88
97	0.40	0.04	20.02	9.86
98	027	0.03	16.37	9.84

Masse totale :

Centre de masse			Composantes		
$X_m(m)$	$Y_m(m)$	$Z_m(m)$	$M_X(T)$	$M_Y(T)$	$M_Z(T)$
9.78	17.91	39.19	946.27	946.27	946.27

Mode N°	Pulsation (Rad/s)	Période (s)	Fréquence (Hz)
1	9.80	0.641	1.56
2	12.39	0.507	1.97
3	14.10	10446	2.24
4	15.20	0.413	2.42
5	20.05	0.313	3.19
6	21.25	0.296	3.38
7	21.69	0.290	3.45
8	22.88	0.275	3.64
9	24.27	0.259	3.99

10	25.09	0.250	3.99
11	25.52	0.246	4.06
12	25.93	0.242	4.13
13	26.42	0.238	4.20
14	26.79	0.235	4.26
15	27.36	0.230	4.35
16	27.71	0.227	4.41
17	28.24	0.222	4.49
18	29.24	0.215	4.65
19	30.54	0.206	4.86
20	30.81	0.204	4.90
21	31.37	0.200	4.99
22	32.56	0.193	5.18
23	33.47	0.188	5.33
24	34.29	0.182	5.49
25	35.48	1.177	5.65
26	35.65	0.176	5.78
27	36.30	1.173	5.78
28	36.47	0.172	5.81
29	36.93	0.170	5.88
30	37.92	0.166	6.03
31	38.34	0.164	6.10
32	39.15	0.160	6.23
33	40.15	0.156	6.39
34	40.97	0.153	6.52

35	42.24	0.149	6.72
36	43.46	0.145	6.92
37	44.79	0.140	7.13
38	45.40	0.138	7.23
39	45.53	0.138	7.25
40	46.39	0.135	7.38
41	47.39	0.133	7.54
42	47.54	0.132	7.57
43	47.64	0.132	7.58
44	48.66	0.129	7.74
45	49.31	0.127	7.85
46	49.46	0.127	7.87
47	50.06	0.126	7.97
48	50.15	0.125	7.98
49	52.61	0.119	8.37
50	52.80	0.119	8.40
51	55.07	0.114	8.76
52	56.62	0.111	9.01
53	56.90	0.110	9.06
54	60.06	0.105	9.56
55	63.33	0.099	10.08
56	65.24	0.096	10.38
57	65.87	0.095	10.48
58	66.39	0.095	10.57
59	67.14	0.094	10.69

60	68.35	0.092	10.88
61	68.81	0.091	10.95
62	69.80	0.090	11.11
63	70.95	0.089	11.29
64	72.43	0.087	11.53
65	73.96	0.085	11.77
66	74.65	0.084	11.88
67	75.23	0.084	11.97
68	75.75	0.083	12.06
69	76.59	0.082	12.19
70	77.01	0.082	12.26
71	78.27	0.080	12.46
72	81.51	0.077	12.97
73	81.85	0.077	13.03
74	82.31	0.076	13.10
75	82.72	0.076	13.16
76	83.42	0.075	13.28
77	84.32	0.075	13.42
78	84.70	0.074	13.48
79	84.78	0.074	13.49
80	85.64	0.073	13.63
81	85.71	0.073	13.64
82	86.20	0.073	13.72
83	86.78	0.072	13.81
84	88.43	0.071	14.07

85	88.81	0.071	14.14
86	90.19	0.070	14.35
87	90.26	0.070	14.36
88	90.78	0.069	14.45
89	92.08	0.068	14.66
90	96.11	0.065	15.30
91	96.77	0.065	15.40
92	98.91	0.064	15.74
93	99.80	0.063	15.88
94	100.89	0.062	16.06
95	103.57	0.061	16.48
96	104.33	0.060	16.60
97	104.46	0.060	16.63
98	104.60	0.060	16.65

Conclusion :

Nous nous sommes proposés, au début de cette étude, de faire l'analyse critique d'une conception atypique de la structure d'une salle des machines d'une centrale électrique et de proposer une conception plus conforme aux règles de l'art.

Cette première partie a été très instructive, dans la mesure où on a appris quelles étaient les erreurs à ne pas commettre dans la phase conception de la construction métallique d'un bâtiment industriel.

Nous avons ensuite proposé une structure dont la conception est plus adéquate et convenant mieux à la demande du maître d'ouvrage.

La première conception conduit à une mauvaise distribution de la distribution des efforts dans la structure et dans les fondations. On arrive ainsi à des dimensions excessives des éléments de la structure due à la mauvaise distribution des efforts.

La mauvaise gestion de l'écoulement des efforts vers les fondations conduit à créer des chemins privilégiés pour l'écoulement des efforts vers les fondations. Leur distribution très inégale conduit à une obligation d'utiliser des fondations profondes avec le surcoût faramineux que cela entraîne.

Ce projet nous a permis de nous familiariser avec la construction métallique et à mettre le doigt sur les conséquences dangereuse et coûteuse d'une mauvaise conception. De plus, cela nous a donné l'occasion d'apprendre comment mettre à profit les connaissances acquises en résistance des matériaux moyennant une démarche intellectuelle très simple.

XI - A N N E X E S

ANNEXE 1 : Note de calculs de la halle des machines

ANNEXE 2 : Résultats enveloppes

ANNEXE 3 : Métré de la structure

SOMMAIRE

1. OBJET DE LA NOTE

2. DOCUMENTS DE REFERENCE

3. DESCRIPTION ET CONCEPTION DE LA CHARPENTE

4. HYPOTHESES DE CALCUL

4.1. MATERIAU

4.2. HYPOTHESES DE CHARGEMENT DE LA CHARPENTE

4.2.1 CHARGES PERMANENTES

4.2.2 CHARGES D'EXPLOITATION

4.2.3 CHARGES ACCIDENTELLES : SEISME

4.2.4 CHARGES CLIMATIQUES : NEIGE ET VENT

5. CUMUL DES ACTIONS SISMIQUES

6. MODELISATION ET CALCULS

6.1. GENERALITES

6.2. ETABLISSEMENT DU MODELE TRIDIMENSIONNEL DE CALCUL

6.3. CALCULS SISMIQUES

6.4. VERIFICATION DE LA RESISTANCE

6.5. LISTE DES CHARGEMENTS ELEMENTAIRES

7. RESULTATS ENVELOPPES DES CALCULS

7.1 DEFORMATIONS

7.2 CONTRAINTES

7.3 DEPLACEMENT MAXIMALE OBSERVE EN HAUT DES POTEAUX

8. CONCLUSION

9. ANNEXE : COMBINAISONS DE CHARGES

OBJET DE LA NOTE

Cette note s'inscrit dans le cadre des études du projet de la centrale électrique de BOUTLELIS. Elle a pour objet la conception et le pré dimensionnement de la structure en charpente métallique de la salle des machines.

Cette note ne concerne pas le dimensionnement des poutres de roulement. Par conséquent, seules les charges enveloppes engendrées par le pont seront prises en compte.

Documents de référence

[1] Cahier des charges et spécifications techniques

Contrat n° 2012/01/KDM

n° 21/2012/01/SPE

Cahier 10 Description des ouvrages de génie civil

Cahier 11 Prescriptions communes de charpentes métalliques

[2] Règles de conception et de calcul des structures en acier (CCM 97)

[3] Règlement algérien 'neige et vent' (RNV 99)

[4] Règles parasismiques algériennes (RPA 99)

[5] Règles de calcul et vérification des structures en béton armé (CBA 93)

[6] Règles de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL 91)

[7] Normes françaises AFNOR

[8] Normes Européennes (Euro codes)

[9] Règles de la fédération européenne de la manutention (FEM)

[10] Recommandations du CTICM

[11] Plan de masse 'BTS GG 102 101'

[12] Plan guide de charpente métallique 'Salle des machines'

BTS GC 221 801

[13] Plan guide de génie civil ‘Salle des machines’

BTS GC 221 802

[14] Volume 10

[15] Volume 11

DESCRIPTION et conception DE LA CHARPENTE

La structure est constituée de douze (12) portiques auto stables de portée vingt (20) mètres. Les poteaux sont de section HEB 1000. La partie haute des poteaux est en HEB700. Les fermes sont constituées par deux (2) arbalétriers de section HEB 700 renforcée en extrémités par des goussets de hauteur variable entre 0 et 300 mm sur une longueur de deux (2) mètres.

La structure est fixée au sol par des ancrages de type 'encastrement'. Le 'clos et couvert' est constitué d'un bardage de type panneaux 'sandwich'.
Elle supporte, en toiture, des équipements de traitement d'air (au nombre de 24 et d'un poids unitaire de 500 kg) ainsi que des passerelles d'accès.

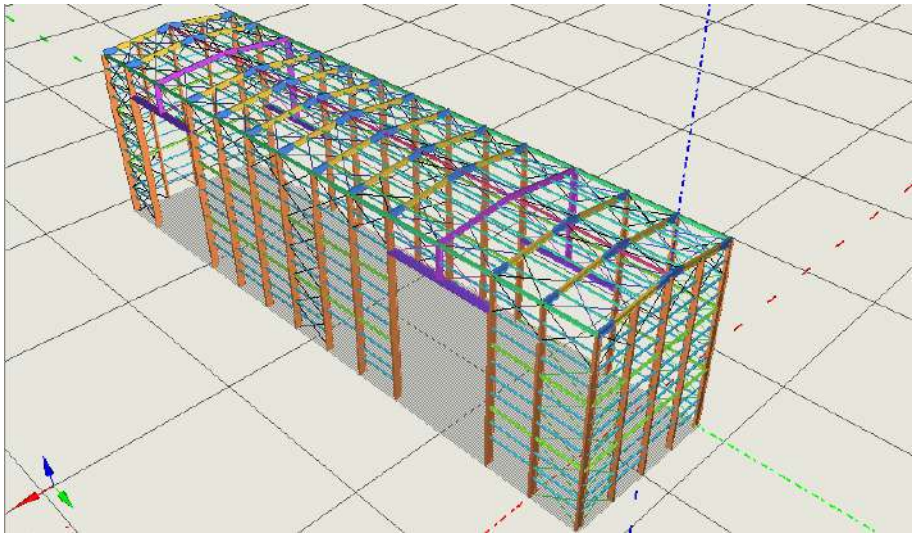
La structure est équipée d'un pont roulant de capacité cent (100) tonnes et dont le poids propre est estimé à cent (100) tonnes (le poids du pont choisi est bien inférieur à cette valeur mais nous avons conservé cette hypothèse qui vient renforcer la marge de sécurité. Les poutres de roulement sont disposées en haut des poteaux, à vingt (20) mètres du sol.

Les assemblages sont de type boulonné.

Les stabilités horizontale et verticale sont assurées par des croix de Saint-André constituées de barres en cornières sans liaison intermédiaire.

La géométrie de la structure est donnée sur la page suivante.

Géométrie de la structure



HYPOTHESES DE CALCUL

Matériau

La structure est en acier de construction de nuance S355 dont les caractéristiques sont les suivantes :

Limite d'élasticité (S355) :	σ_e = 355 MPa
Module d'élasticité	E = 210 000 MPa
Module d'élasticité	G = 81 000 MPa
Coefficient de Poisson :	ν = 0,30
Coefficient de dilatation thermique :	$\lambda = 11\ 10^{-6}$ / °C
Amortissement (*) :	ξ = 4 %

(*) Assemblages boulonnés

Hypothèses de chargement de la STRUCTURE

4.2.1. *Charges permanentes*

Les charges permanentes sont constituées par :

le poids propre des éléments de la structure métallique, des passerelles, des garde-corps et des échelles :

- le poids propre des éléments de la structure métallique,
- le poids des panneaux 'sandwich' de bardage (parois verticales et couverture) : 50 kg/m^2,
- le poids des passerelles fxées en toiture : 100 kg/ml,

- le poids des échelles à crinoline : 10 kg/ml.

4.2.2. *Charges d'exploitation*

Ces charges englobent :

- le poids du pont roulant : d'un poids estimé de 100 tonnes et d'une capacité de 100 tonnes

- une charge répartie de 500 kg/m^2 sur les passerelles d'accès et 100 kg/m² sur le reste de la surface
de la toiture.
- le poids des équipements de traitement d'air : 20 x 500 kg,

4.2.3. *Charges accidentelles : Séisme*

Les sollicitations sismiques sont prises en compte au moyen d'un chargement statique équivalent consistant à accélérer la totalité des masses propres de la structure ainsi qu'une partie des surcharges (20% des masses non solidaires de la structure).
L'accélération prise en compte ici est de 0,3 g.
La prise en compte de ce chargement est faite conformément aux règles parasismiques algériennes RPA99.
La zone sismique à considérer est : II b.
Lees données sismiques de calcul correspondent au spectre enveloppe decrit dans la note d'hypothèses.

4.2.4 *Charges Climatiques : Neige et Vent*

Les sollicitations climatiques sont prises en compte conformément aux règles RNV 99.
Le site est dans la région d'Oran à une altitude de 135 m

- Neige : Zone B
- Vent : Zone 1

CUMUL DES ACTIONS SISMIQUES

Si on note S_X, S_Y et S_Z les sollicitations sismiques dans les trois (3) directions X, Y et Z de l'espace dans lequel est modélisée la structure, le cumul de ces actions est réalisé par la méthode de Newmark qui se traduit par les vingt-quatre (24) combinaisons qui suivent :

$\pm S_X \pm 0{,}3\ S_Y \pm 0{,}3\ S_Z$

$\pm 0{,}3\ S_X \pm S_Y \pm 0{,}3\ S_Z$

$\pm 0{,}3\ S_X \pm 0.3\ S_Y \pm S_Z$

MODELISATION ET CALCULS

Généralités

L'étude de la charpente consiste en :

- l'établissement d'un modèle tridimensionnel, basé sur des hypothèses réalistes, destiné au calcul, par la méthode des éléments finis, pour les différentes sollicitations (sismiques et statiques),
- les calculs statiques et sismiques pour les chargements élémentaires,
- l'application des combinaisons réglementaires et la vérification des critères de validité du dimensionnement.

Etablissement du modèle tridimensionnel dé CALCUL

La structure métallique fait l'objet d'un modèle tridimensionnel détaillé aux éléments finis établi à l'aide du logiciel de calcul.
Le système d'axes utilisé est le suivant :

- axe X : Axe horizontal transversal,
- axe Y : Axe vertical ascendant,
- axe Z : Axe horizontal longitudinal.

Les poteaux et poutres et autres éléments de la structure métallique prévus pour travailler en traction compression et flexion sont modélisés par des éléments de type 'poutre'. Les éléments de contreventement, destinés à fonctionner en traction compression seulement, sont modélisés par des éléments de type 'barre'.

Calculs sismiques

La totalité de la masse de la structure est prise en compte dans les calculs dynamiques, ainsi que les masses des équipements qui y sont liés. Les surcharges d'exploitation ainsi que les équipements non fixés à la structure sont prises en compte pour 20% de leur valeur.

Vérification de la résistance

Les actions considérées sont celles décrites dans la présente note. L'analyse du comportement de la structure est menée dans le domaine élastique.
La vérification porte sur la résistance des éléments de la structure. Les calculs sont menés conformément aux règles citées en référence.

Les poutres de roulement ne sont pas modéliséeset feront donc l'objet d'un calcul de détail lors des études d'exécution.

Nous avons toutefois appliqué les charges maximales du pont sur la structure au niveau des poteaux. Toute la charge est concentrée en un point (au lieu de deux) sur chaque côté du pont, ce qui est très défavorable, mais permet de réduire le nombre de situations à étudier.

La résistance des éléments métalliques est complétée par la par la prise en compte du risque d'instabilité due au flambage des éléments comprimés. Les éléments présentant un risque de déversement ou voilement seront renforcés par un 'raidissage' approprié de leur âme.

Les assemblages et ancrages des éléments métalliques sont conçus et vérifiés dans la note d'études de détails conformément aux normes en vigueur.

La structure du présent modèle se distingue par :

- Un renforcement des linteaux des grandes ouvertures de 14 mètres qui se traduit par un

  HEB1000 tourné à 90°.

- Les parties supérieures des poteaux (au-dessus de 20 m) sont en HEB700.

- Un ancrage à +0,00 m.

- Les contreventements sont en 'croix de St André' sans liaison entre les deux barres.

- Renforcement de la stabilité en toiture ce qui confère plus de rigidité en flexion horizontale à la

  structure et réduit la flèche en haut des poteaux.

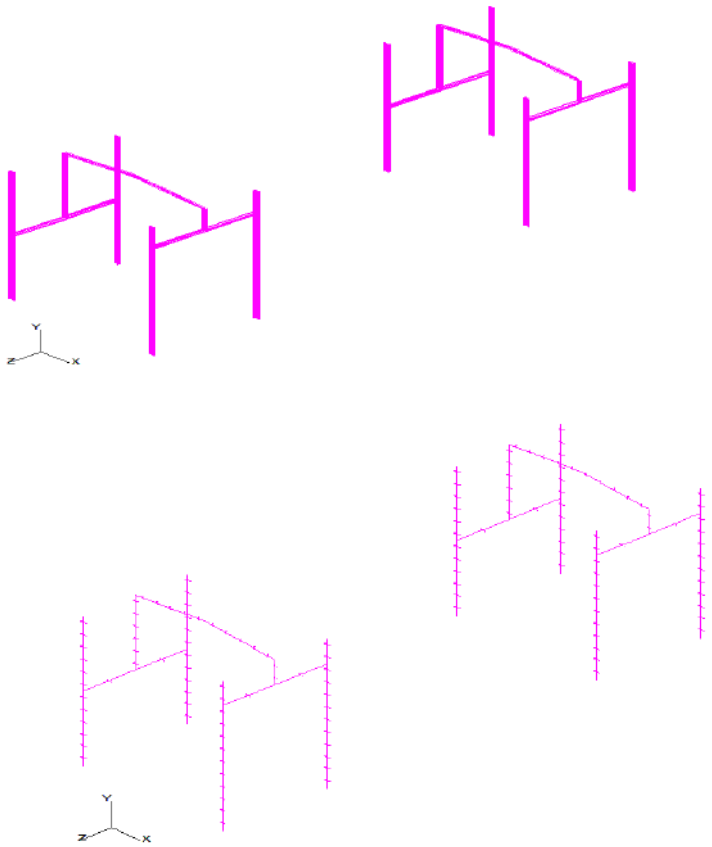


Figure 57 : portique au niveau du portique

Contreventement en toiture :

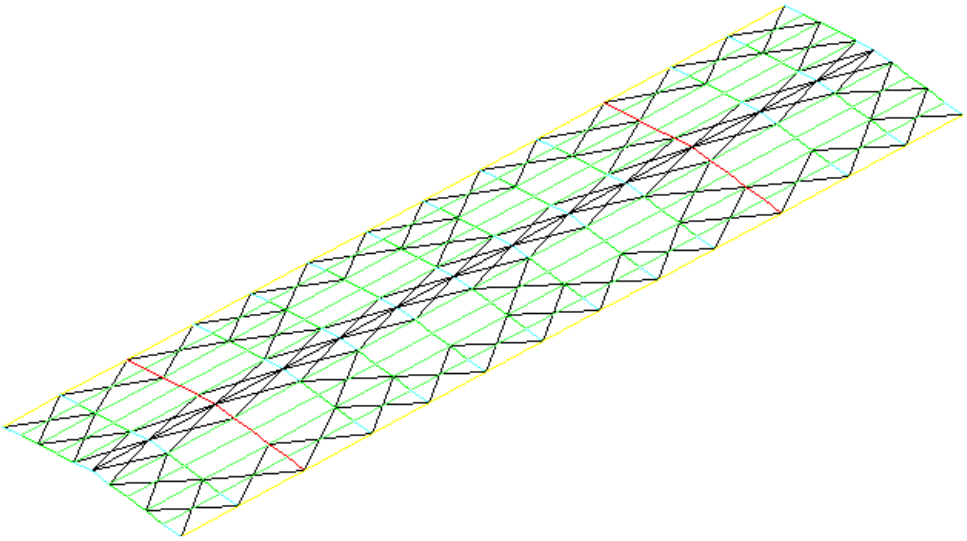


Figure 58 : Contreventement en toiture

Contreventement des longpans :

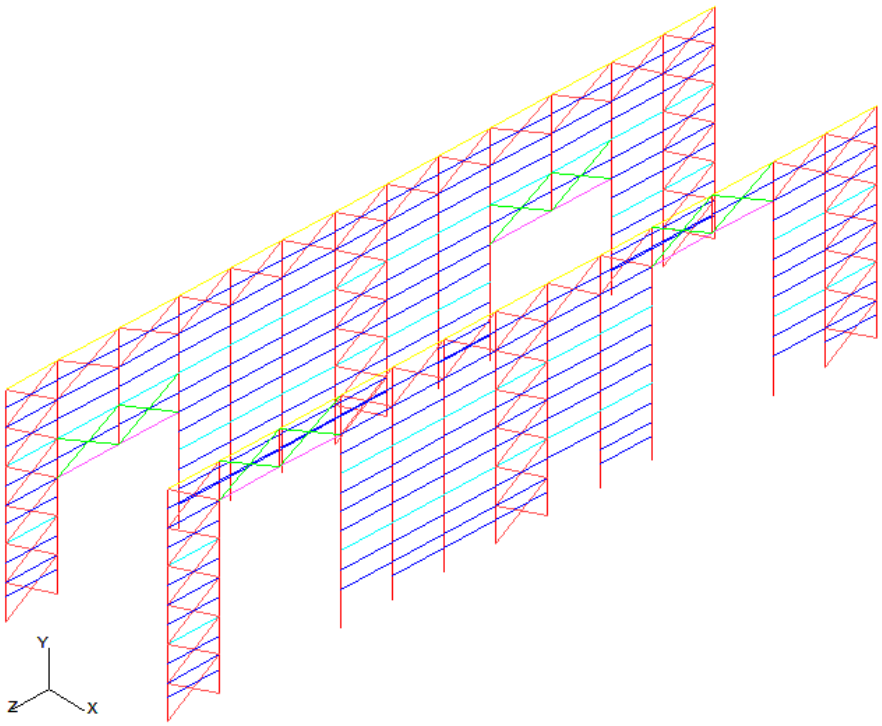


Figure 59 : Contreventement des long pans

LISTE DES CHARGEMENTS ELEMENTAIRES

Cas 1 Charges permanentes (Poids propre + panneaux sandwich)

Cas 2 Charges d'exploitation 'Pont roulant' : Charge en extrémité 1

Cas 3 Charges d'exploitation 'Pont roulant' : Charge en extrémité 2

Cas 4	Charges d’exploitation ‘Pont roulant’ : Charge au milieu du pont
Cas 5	Charges permanentes ‘Centrales de traitement d’air’
Cas 6	Charges permanentes ‘passerelles en toiture’
Cas 7	Charges d’exploitation toiture
Cas 9	Action sismique suivant X
Cas 10	Action sismique suivant Y
Cas 11	Action sismique suivant Z
Cas 12	Action du vent suivant X+
Cas 13	Action du vent suivant X-
Cas 14	Action du vent suivant Z+
Cas 15	Action du vent suivant Z-
Cas 16	Surcharges de Neige
Cas 17	Charge thermique 1 (dT = +40°)
Cas 18	Charge thermique 2 (dT = -18°)
Cas 22	Charges d’exploitation ‘Pont roulant’ : Charge en extrémité 1
Cas 23	Charges d’exploitation ‘Pont roulant’ : Charge en extrémité 2
Cas 24	Charges d’exploitation ‘Pont roulant’ : Charge au milieu du pont
Cas 32	Charges d’exploitation ‘Pont roulant’ : Charge en extrémité 1
Cas 33	Charges d’exploitation ‘Pont roulant’ : Charge en extrémité 2
Cas 34	Charges d’exploitation ‘Pont roulant’ : Charge au milieu du pont
Cas 52	Charges d’exploitation ‘Pont roulant’ : Charge en extrémité 1
Cas 53	Charges d’exploitation ‘Pont roulant’ : Charge en extrémité 2
Cas 54	Charges d’exploitation ‘Pont roulant’ : Charge au milieu du pont

RESULTATS ENVELOPPES DES CALCULS

DEFORMATIONS

Les déformations maximales de la structure toiture sont compatibles avec les exigences des règles citées en référence (charges 1 à 7, 12 à 54 et combinaisons 211 à 652):

- La déformation maximale des éléments de toiture correspond à une flèche inférieure au 1/250 ème de la portée.
- La déformation maximale observée en façade, au niveau des chemins de roulement situés à une altitude de 20 mètres, et correspond à une flèche inférieure au 1/400 ème de la hauteur, ce qui est conforme au cahier des charges et aux règles citées en référence.

  Cinq (5) positions du pont ont été considérées :

  Pont en fin de course 1

  Pont en fin de course 2

  Pont en position mi-course

  Pont en position quart de course

  Pont en position trois-quarts de course

  A chacune de ces cinq (5) positions du pont correspondent trois (3) cas de charge :

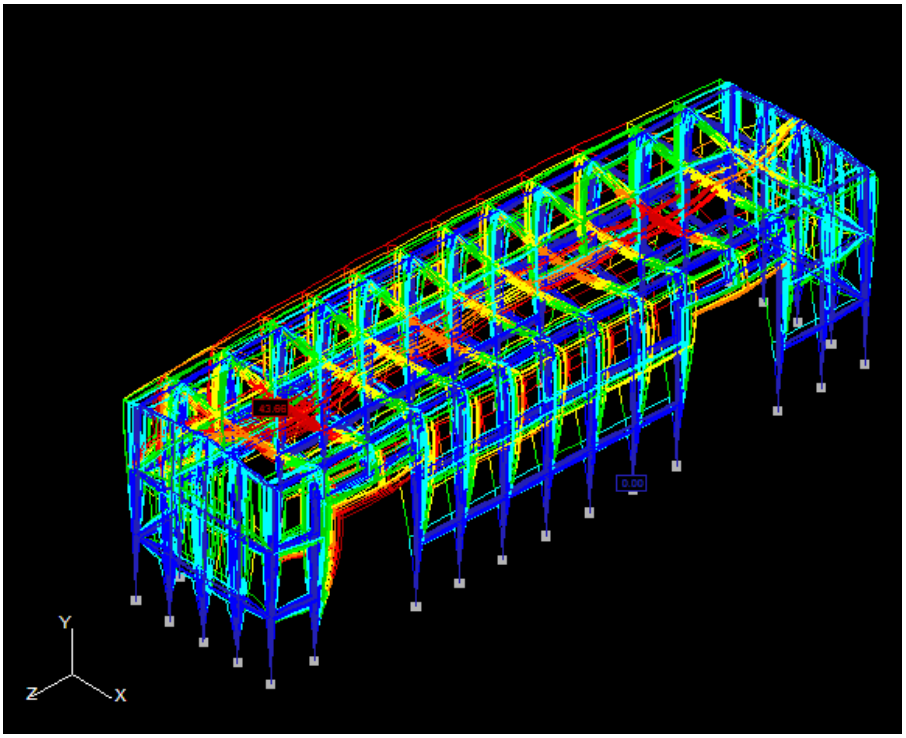
  Charge en extrémité 1

  Charge en extrémité 2

  Charge à mi-course

  Le comportement en déplacement est résumé par les cartographies suivantes :

7.1.1 Charge en extremite 1



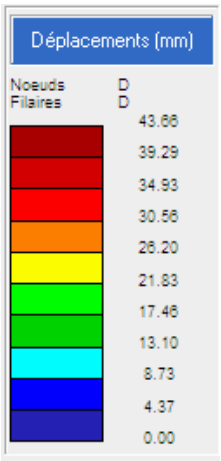
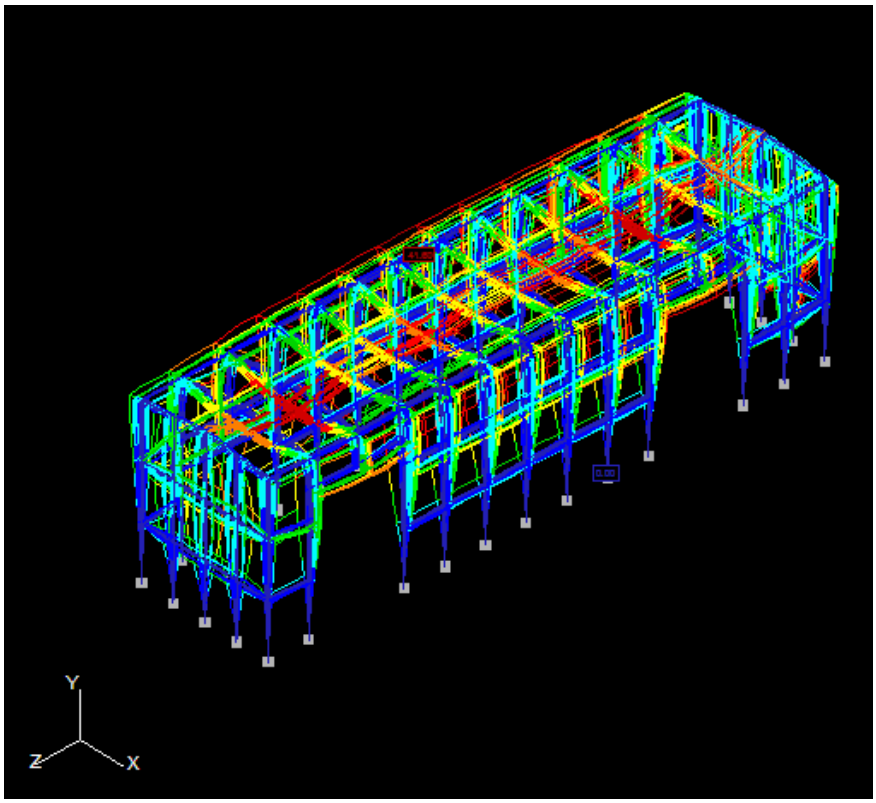


Figure 60 : Charge en extrémité 1

7.1.2 Charge en extremite 2



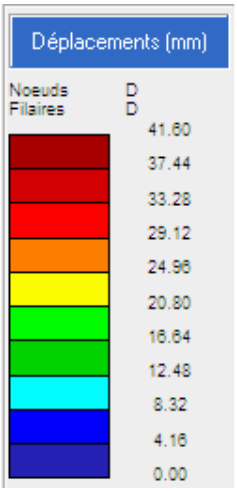
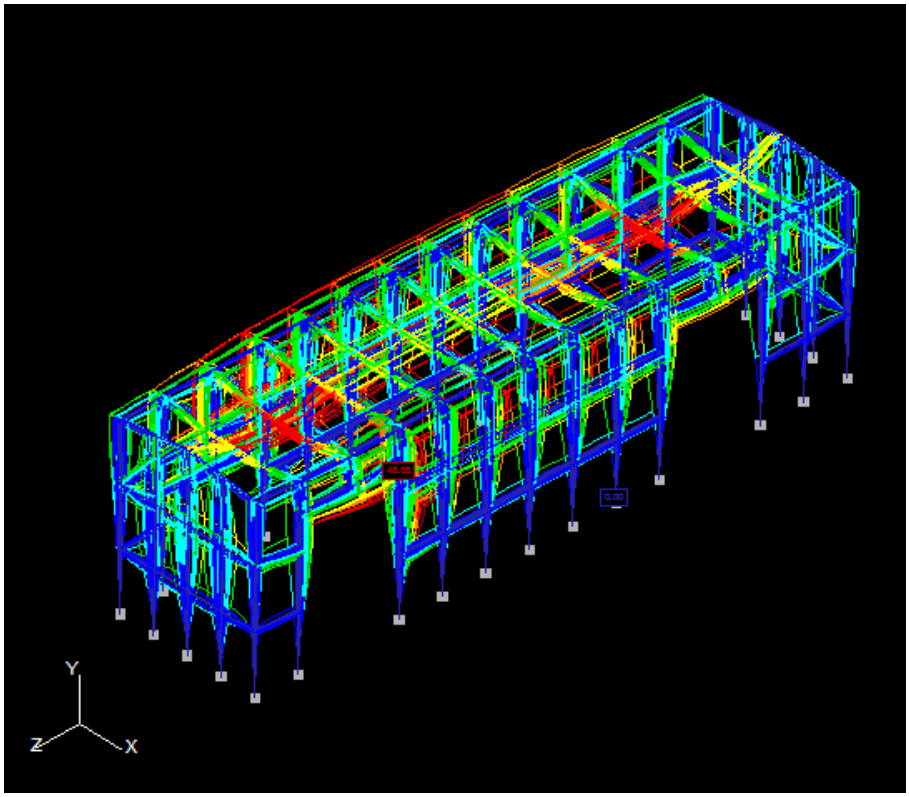


Figure 61 : Charge en extrémité 2

7.1.3 Charge en QUART DE COURSE



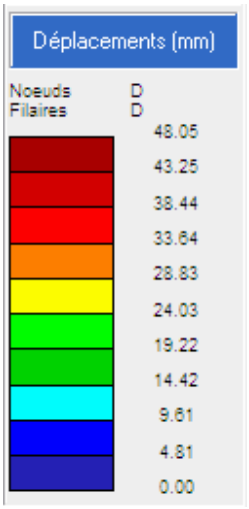


Figure 62 : Charge en quart de course

7.1.1 Charge A MI-COURSE

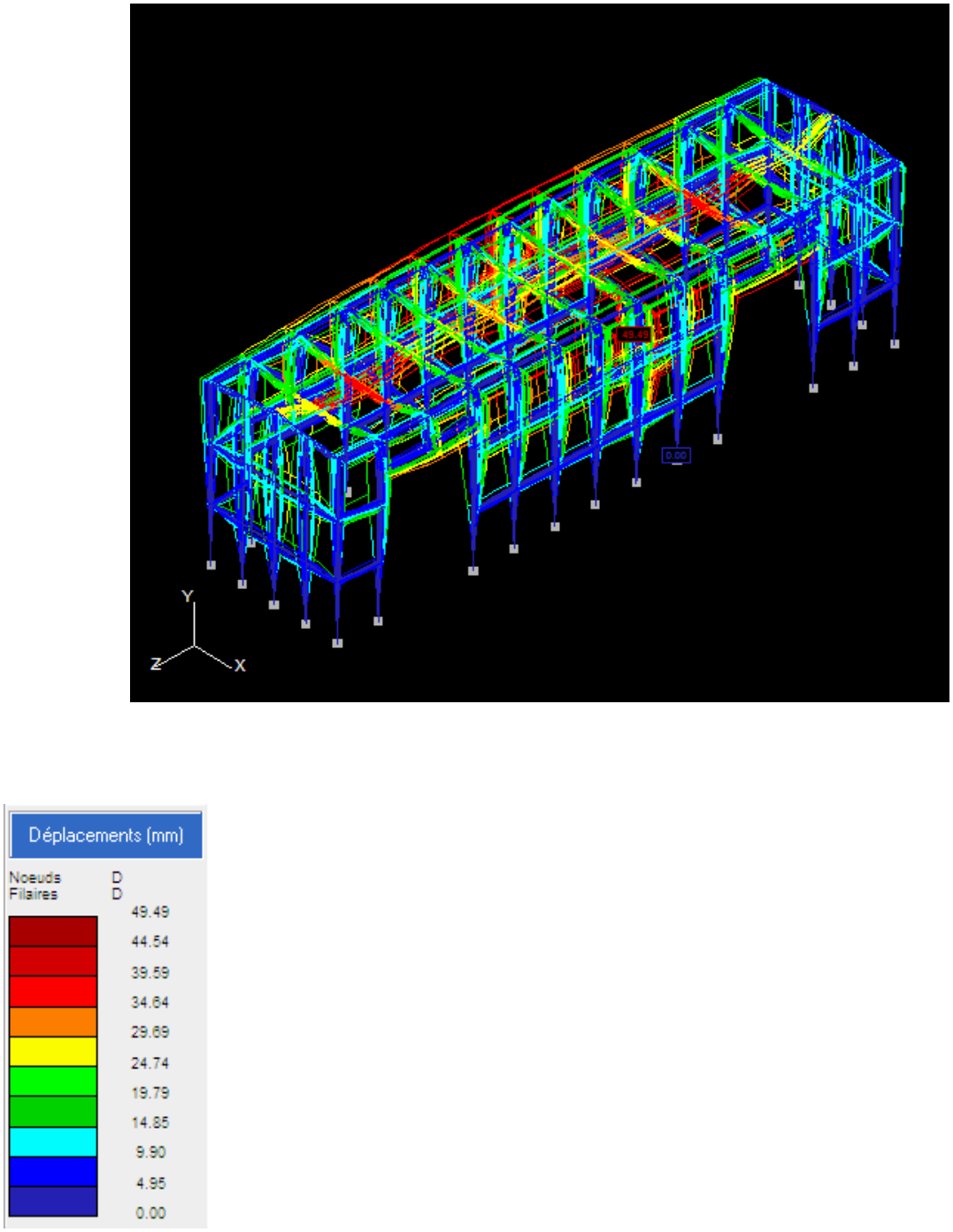


Figure 63 : Charge à mi-course

7.1.1 Charge AUX TROIS QUARTs DE COURSE

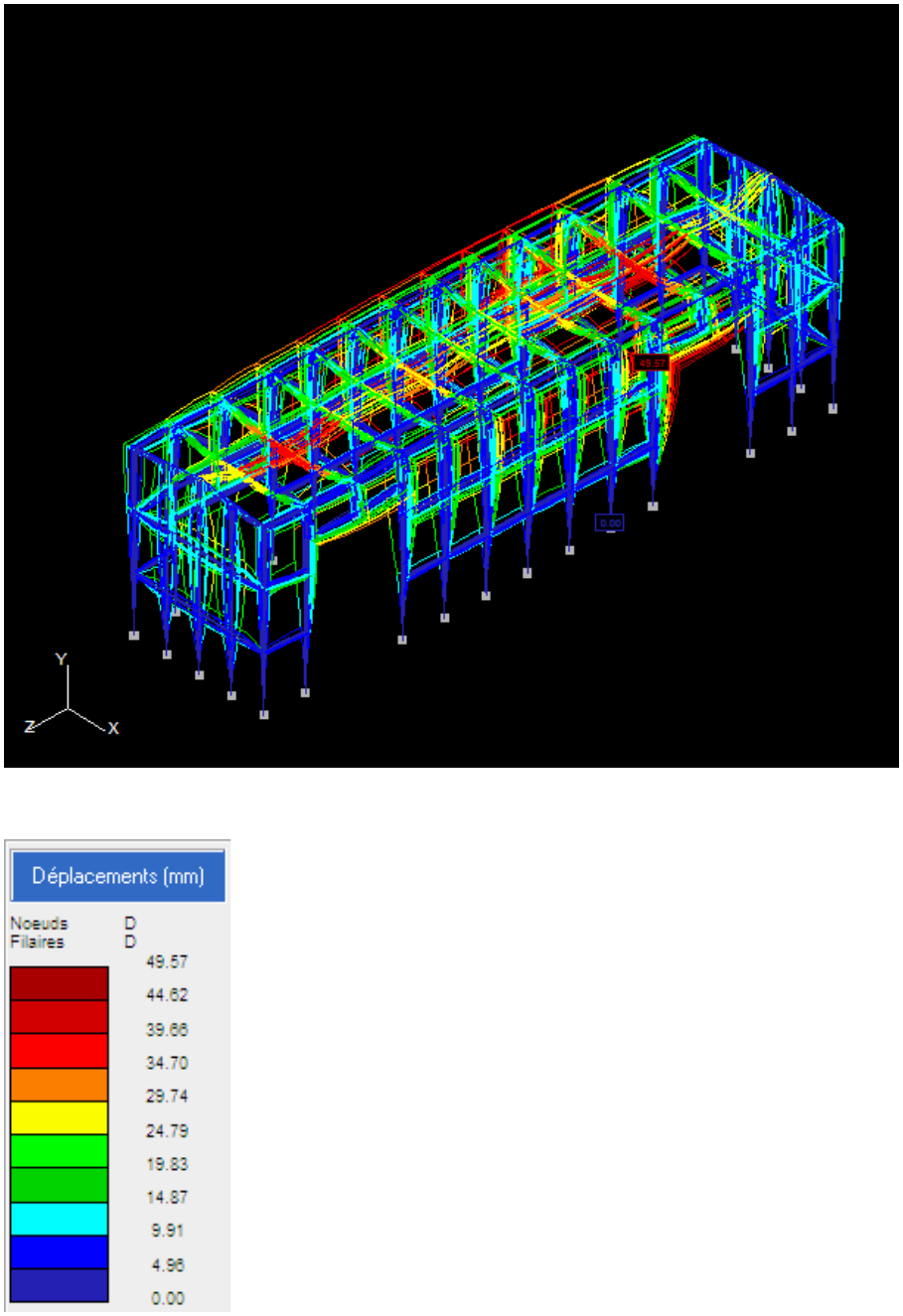


Figure 64 : Charge aux trois quarts de course

CONTRAINTES

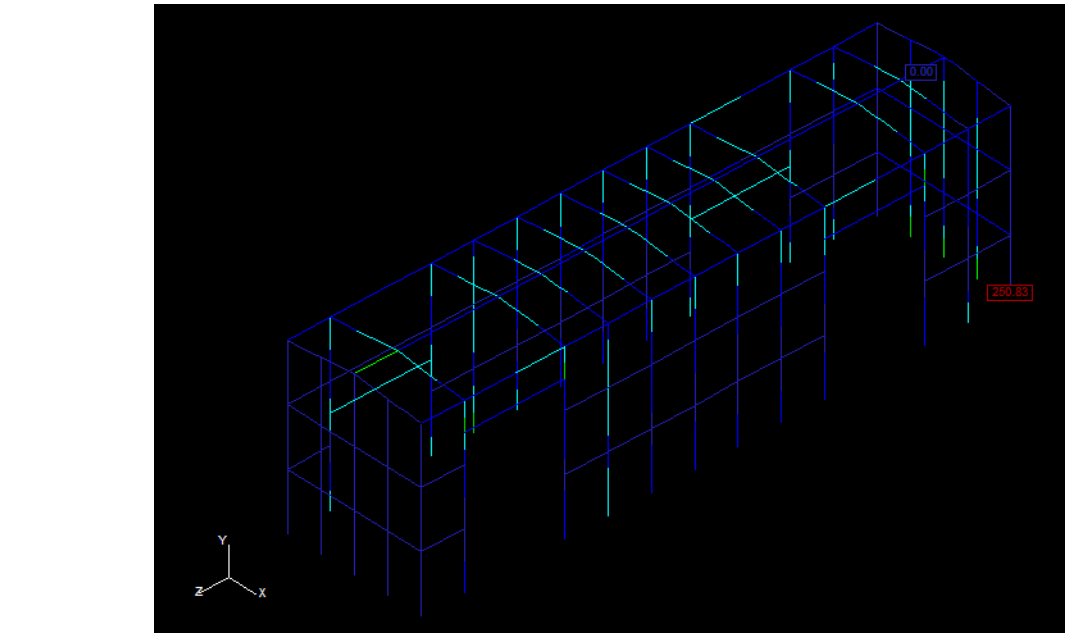
Les contraintes maximales observées dans les éléments de la structure sont consignées dans le tableau qui suit (toutes combinaisons) :

Position du pont roulant	Contrainte maximale	Limite élastique
Pont en fin de course 1	244,94	355
Pont en fin de course 2	241,76	355
Pont à mi-course	230,84	355
Pont en quart de course	250,83	355
Pont aux trois quarts de course	265,30	355

L'analyse de ce tableau récapitulatif des résultats montre un bon taux de travail moyen des éléments de la structure.

Les sorties graphiques qui suivent donnent un aperçu de la distribution des contraintes dans les éléments de base de la structure dans différentes positions du pont roulant :

Pont en position ¼ course



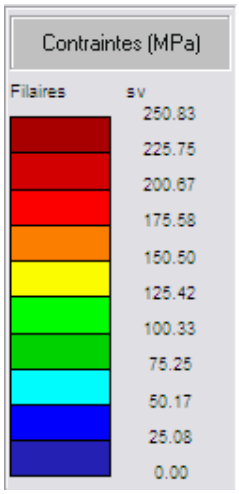


Figure 65 : Pont en position ¼ course

Pont en position mi-course

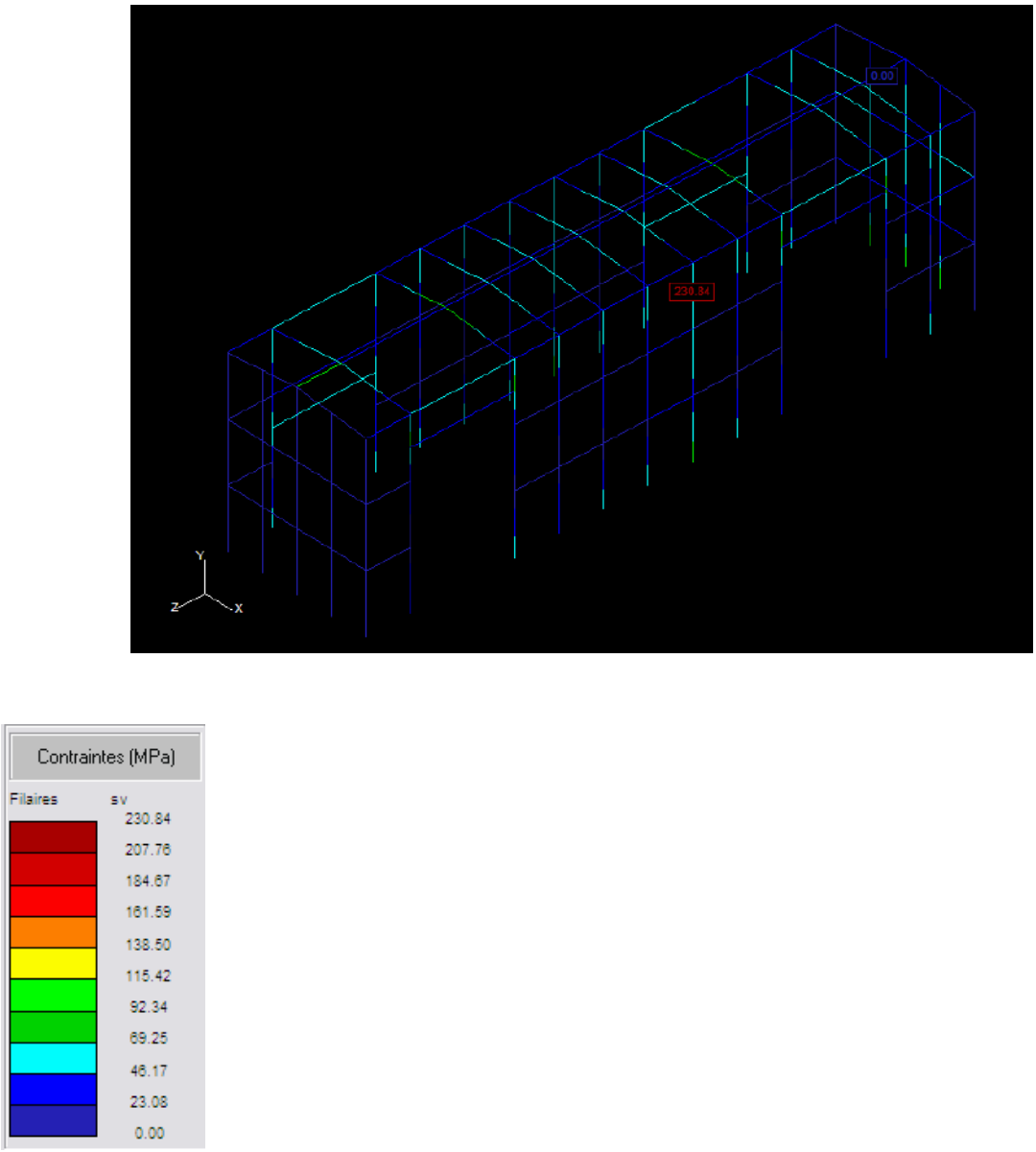


Figure 66 : Pont en position mi-course

Pont en position ¾ course

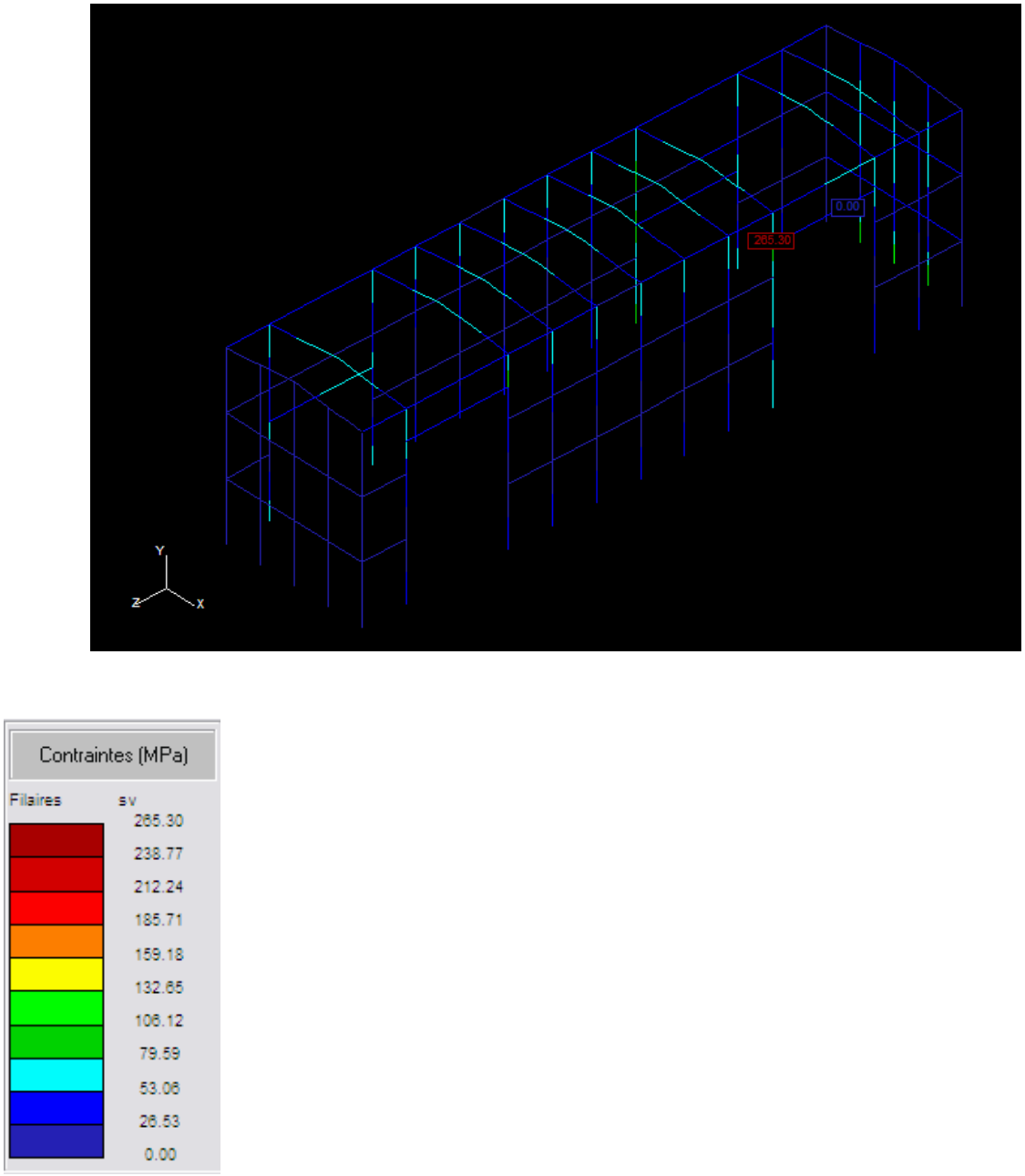


Figure 67 : Pont en position ¾ course

DEPLACEMENT MAXIMAL OBSERVE EN HAUT DES POTEAUX

Le déplacement maximal observé au niveau des chemins de roulement (20 m) est inférieur à la limite fixée par le critère du 1/400ème de la hauteur.

8. CONCLUSION

Ce document décrit les hypothèses de calcul, les données géométriques et mécaniques ainsi que les sollicitations pour lesquelles est pré-dimensionnée la structure du hall du bâtiment de la salle des machines de la centrale électrique, en projet, de Boutlélis.

Les résultats obtenus montrent que la structure décrite dans ce document et dans les plans cités en référence (plans guides) est conforme aux règles de l'art et aux réglementations en vigueur citées en référence.

9. ANNEXE : COMBINAISONS DE CHARGES

9.1 COMBinaisons pour la verification des efforts et coNTRAINTES

*Cas Type Cas ---Coef--- Cas ---Coef--- Cas ---Coef--- Cas ---Coef--- Cas ---Coef---

101	CML	1	1.000	2	1.000	5	1.000	6	1.000	9	1.000	10	0.300	11	0.300
102	CML	1	1.000	2	1.000	5	1.000	6	1.000	9	1.000	10	0.300	11	-0.300
103	CML	1	1.000	2	1.000	5	1.000	6	1.000	9	1.000	10	-0.300	11	0.300
104	CML	1	1.000	2	1.000	5	1.000	6	1.000	9	1.000	10	-0.300	11	-0.300
105	CML	1	1.000	2	1.000	5	1.000	6	1.000	9	-1.000	10	0.300	11	0.300
106	CML	1	1.000	2	1.000	5	1.000	6	1.000	9	-1.000	10	0.300	11	-0.300
107	CML	1	1.000	2	1.000	5	1.000	6	1.000	9	-1.000	10	-0.300	11	0.300
108	CML	1	1.000	2	1.000	5	1.000	6	1.000	9	-1.000	10	-0.300	11	-0.300
109	CML	1	1.000	2	1.000	5	1.000	6	1.000	9	0.300	10	1.000	11	0.300
110	CML	1	1.000	2	1.000	5	1.000	6	1.000	9	0.300	10	1.000	11	-0.300
111	CML	1	1.000	2	1.000	5	1.000	6	1.000	9	0.300	10	-1.000	11	0.300
112	CML	1	1.000	2	1.000	5	1.000	6	1.000	9	0.300	10	-1.000	11	-0.300
113	CML	1	1.000	2	1.000	5	1.000	6	1.000	9	0.300	10	1.000	11	0.300
114	CML	1	1.000	2	1.000	5	1.000	6	1.000	9	0.300	10	1.000	11	-0.300
115	CML	1	1.000	2	1.000	5	1.000	6	1.000	9	0.300	10	-1.000	11	0.300
116	CML	1	1.000	2	1.000	5	1.000	6	1.000	9	0.300	10	-1.000	11	-0.300
117	CML	1	1.000	2	1.000	5	1.000	6	1.000	9	0.300	10	0.300	11	1.000
118	CML	1	1.000	2	1.000	5	1.000	6	1.000	9	0.300	10	0.300	11	-1.000
119	CML	1	1.000	2	1.000	5	1.000	6	1.000	9	0.300	10	-0.300	11	1.000
120	CML	1	1.000	2	1.000	5	1.000	6	1.000	9	0.300	10	-0.300	11	-1.000
121	CML	1	1.000	2	1.000	5	1.000	6	1.000	9	0.300	10	0.300	11	1.000
122	CML	1	1.000	2	1.000	5	1.000	6	1.000	9	0.300	10	0.300	11	-1.000
123	CML	1	1.000	2	1.000	5	1.000	6	1.000	9	0.300	10	-0.300	11	1.000
124	CML	1	1.000	2	1.000	5	1.000	6	1.000	9	0.300	10	-0.300	11	-1.000
125	CML	1	1.000	3	1.000	5	1.000	6	1.000	9	1.000	10	0.300	11	0.300
126	CML	1	1.000	3	1.000	5	1.000	6	1.000	9	1.000	10	0.300	11	-0.300
127	CML	1	1.000	3	1.000	5	1.000	6	1.000	9	1.000	10	-0.300	11	0.300
128	CML	1	1.000	3	1.000	5	1.000	6	1.000	9	1.000	10	-0.300	11	-0.300
129	CML	1	1.000	3	1.000	5	1.000	6	1.000	9	-1.000	10	0.300	11	0.300
130	CML	1	1.000	3	1.000	5	1.000	6	1.000	9	-1.000	10	0.300	11	-0.300
131	CML	1	1.000	3	1.000	5	1.000	6	1.000	9	-1.000	10	-0.300	11	0.300
132	CML	1	1.000	3	1.000	5	1.000	6	1.000	9	-1.000	10	-0.300	11	-0.300
133	CML	1	1.000	3	1.000	5	1.000	6	1.000	9	0.300	10	1.000	11	0.300
134	CML	1	1.000	3	1.000	5	1.000	6	1.000	9	0.300	10	1.000	11	-0.300

135 CML 1 1.000 3 1.000 5 1.000 6 1.000 9 0.300 10 -1.000 11 0.300
136 CML 1 1.000 3 1.000 5 1.000 6 1.000 9 0.300 10 -1.000 11 -0.300
137 CML 1 1.000 3 1.000 5 1.000 6 1.000 9 -0.300 10 1.000 11 0.300
138 CML 1 1.000 3 1.000 5 1.000 6 1.000 9 -0.300 10 1.000 11 -0.300
139 CML 1 1.000 3 1.000 5 1.000 6 1.000 9 -0.300 10 -1.000 11 0.300
140 CML 1 1.000 3 1.000 5 1.000 6 1.000 9 -0.300 10 -1.000 11 -0.300
141 CML 1 1.000 3 1.000 5 1.000 6 1.000 9 0.300 10 0.300 11 1.000
142 CML 1 1.000 3 1.000 5 1.000 6 1.000 9 0.300 10 0.300 11 -1.000
143 CML 1 1.000 3 1.000 5 1.000 6 1.000 9 0.300 10 -0.300 11 1.000
144 CML 1 1.000 3 1.000 5 1.000 6 1.000 9 0.300 10 -0.300 11 -1.000
145 CML 1 1.000 3 1.000 5 1.000 6 1.000 9 -0.300 10 0.300 11 1.000
146 CML 1 1.000 3 1.000 5 1.000 6 1.000 9 -0.300 10 0.300 11 -1.000
147 CML 1 1.000 3 1.000 5 1.000 6 1.000 9 -0.300 10 -0.300 11 1.000
148 CML 1 1.000 3 1.000 5 1.000 6 1.000 9 -0.300 10 -0.300 11 -1.000
149 CML 1 1.000 4 1.000 5 1.000 6 1.000 9 1.000 10 0.300 11 0.300
150 CML 1 1.000 4 1.000 5 1.000 6 1.000 9 1.000 10 0.300 11 -0.300
151 CML 1 1.000 4 1.000 5 1.000 6 1.000 9 1.000 10 -0.300 11 0.300
152 CML 1 1.000 4 1.000 5 1.000 6 1.000 9 1.000 10 -0.300 11 -0.300
153 CML 1 1.000 4 1.000 5 1.000 6 1.000 9 -1.000 10 0.300 11 0.300
154 CML 1 1.000 4 1.000 5 1.000 6 1.000 9 -1.000 10 0.300 11 -0.300
155 CML 1 1.000 4 1.000 5 1.000 6 1.000 9 -1.000 10 -0.300 11 0.300
156 CML 1 1.000 4 1.000 5 1.000 6 1.000 9 -1.000 10 -0.300 11 -0.300
157 CML 1 1.000 4 1.000 5 1.000 6 1.000 9 0.300 10 1.000 11 0.300
158 CML 1 1.000 4 1.000 5 1.000 6 1.000 9 0.300 10 1.000 11 -0.300
159 CML 1 1.000 4 1.000 5 1.000 6 1.000 9 0.300 10 -1.000 11 0.300
160 CML 1 1.000 4 1.000 5 1.000 6 1.000 9 0.300 10 -1.000 11 -0.300
161 CML 1 1.000 4 1.000 5 1.000 6 1.000 9 -0.300 10 1.000 11 0.300
162 CML 1 1.000 4 1.000 5 1.000 6 1.000 9 -0.300 10 1.000 11 -0.300
163 CML 1 1.000 4 1.000 5 1.000 6 1.000 9 -0.300 10 -1.000 11 0.300
164 CML 1 1.000 4 1.000 5 1.000 6 1.000 9 -0.300 10 -1.000 11 -0.300
165 CML 1 1.000 4 1.000 5 1.000 6 1.000 9 0.300 10 0.300 11 1.000
166 CML 1 1.000 4 1.000 5 1.000 6 1.000 9 0.300 10 0.300 11 -1.000
167 CML 1 1.000 4 1.000 5 1.000 6 1.000 9 0.300 10 -0.300 11 1.000
168 CML 1 1.000 4 1.000 5 1.000 6 1.000 9 0.300 10 -0.300 11 -1.000
169 CML 1 1.000 4 1.000 5 1.000 6 1.000 9 -0.300 10 0.300 11 1.000
170 CML 1 1.000 4 1.000 5 1.000 6 1.000 9 -0.300 10 0.300 11 -1.000
171 CML 1 1.000 4 1.000 5 1.000 6 1.000 9 -0.300 10 -0.300 11 1.000
172 CML 1 1.000 4 1.000 5 1.000 6 1.000 9 -0.300 10 -0.300 11 -1.000
181 CML 1 1.350 2 1.500 16 1.417 5 1.500 7 1.500
182 CML 1 1.350 3 1.500 16 1.417 5 1.500 7 1.500
183 CML 1 1.350 4 1.500 16 1.417 5 1.500 7 1.500
191 CML 1 1.350 2 1.500 12 1.417 5 1.500 7 1.500

192	CML	1	1.350	2	1.500	13	1.417	5	1.500	7	1.500
193	CML	1	1.350	2	1.500	14	1.417	5	1.500	7	1.500
194	CML	1	1.350	2	1.500	15	1.417	5	1.500	7	1.500
195	CML	1	1.350	3	1.500	12	1.417	5	1.500	7	1.500
196	CML	1	1.350	3	1.500	13	1.417	5	1.500	7	1.500
197	CML	1	1.350	3	1.500	14	1.417	5	1.500	7	1.500
198	CML	1	1.350	3	1.500	15	1.417	5	1.500	7	1.500
199	CML	1	1.350	4	1.500	12	1.417	5	1.500	7	1.500
200	CML	1	1.350	4	1.500	13	1.417	5	1.500	7	1.500
201	CML	1	1.350	4	1.500	14	1.417	5	1.000	7	1.500
202	CML	1	1.350	4	1.500	15	1.417	5	1.000	7	1.500
211	CML	1	1.000	2	1.000	12	0.770	5	1.000	7	1.000
212	CML	1	1.000	2	1.000	13	0.770	5	1.000	7	1.000
213	CML	1	1.000	2	1.000	14	0.770	5	1.000	7	1.000
214	CML	1	1.000	2	1.000	15	0.770	5	1.000	7	1.000
215	CML	1	1.000	2	1.000	16	0.770	5	1.000	7	1.000
216	CML	1	1.000	3	1.000	12	0.770	5	1.000	7	1.000
217	CML	1	1.000	3	1.000	13	0.770	5	1.000	7	1.000
218	CML	1	1.000	3	1.000	14	0.770	5	1.000	7	1.000
219	CML	1	1.000	3	1.000	15	0.770	5	1.000	7	1.000
220	CML	1	1.000	3	1.000	16	0.770	5	1.000	7	1.000
221	CML	1	1.000	4	1.000	12	0.770	5	1.000	7	1.000
222	CML	1	1.000	4	1.000	13	0.770	5	1.000	7	1.000
223	CML	1	1.000	4	1.000	14	0.770	5	1.000	7	1.000
224	CML	1	1.000	4	1.000	15	0.770	5	1.000	7	1.000
225	CML	1	1.000	4	1.000	16	0.770	5	1.000	7	1.000
226	CML	1	1.000	2	0.770	12	1.000	5	1.000	7	1.000
227	CML	1	1.000	2	0.770	13	1.000	5	1.000	7	1.000
228	CML	1	1.000	2	0.770	14	1.000	5	1.000	7	1.000
229	CML	1	1.000	2	0.770	15	1.000	5	1.000	7	1.000
230	CML	1	1.000	2	0.770	16	1.000	5	1.000	7	1.000
231	CML	1	1.000	3	0.770	12	1.000	5	1.000	7	1.000
232	CML	1	1.000	3	0.770	13	1.000	5	1.000	7	1.000
233	CML	1	1.000	3	0.770	14	1.000	5	1.000	7	1.000
234	CML	1	1.000	3	0.770	15	1.000	5	1.000	7	1.000
235	CML	1	1.000	3	0.770	16	1.000	5	1.000	7	1.000
236	CML	1	1.000	4	0.770	12	1.000	5	1.000	7	1.000
237	CML	1	1.000	4	0.770	13	1.000	5	1.000	7	1.000
238	CML	1	1.000	4	0.770	14	1.000	5	1.000	7	1.000

239	CML	1	1.000	4	0.770	15	1.000	5	1.000	7	1.000	
240	CML	1	1.000	4	0.770	16	1.000	5	1.000	7	1.000	

9.2 COMBinaisons pour la verification des deplacemeNTS

*Cas Type Cas ---Coef--- Cas ---Coef--- Cas ---Coef--- Cas ---Coef--- Cas ---Coef---

241	CML	1	1.000	2	1.000	5	1.000	6	1.000	7	1.000	12	0.500
242	CML	1	1.000	2	1.000	5	1.000	6	1.000	7	1.000	13	0.500
243	CML	1	1.000	2	1.000	5	1.000	6	1.000	7	1.000	14	0.500
244	CML	1	1.000	2	1.000	5	1.000	6	1.000	7	1.000	15	0.500
245	CML	1	1.000	3	1.000	5	1.000	6	1.000	7	1.000	12	0.500
246	CML	1	1.000	3	1.000	5	1.000	6	1.000	7	1.000	13	0.500
247	CML	1	1.000	3	1.000	5	1.000	6	1.000	7	1.000	14	0.500
248	CML	1	1.000	3	1.000	5	1.000	6	1.000	7	1.000	15	0.500
249	CML	1	1.000	4	1.000	5	1.000	6	1.000	7	1.000	12	0.500
250	CML	1	1.000	4	1.000	5	1.000	6	1.000	7	1.000	13	0.500
251	CML	1	1.000	4	1.000	5	1.000	6	1.000	7	1.000	14	0.500
252	CML	1	1.000	4	1.000	5	1.000	6	1.000	7	1.000	15	0.500
341	CML	1	1.000	22	1.000	5	1.000	6	1.000	7	1.000	12	0.500
342	CML	1	1.000	22	1.000	5	1.000	6	1.000	7	1.000	13	0.500
343	CML	1	1.000	22	1.000	5	1.000	6	1.000	7	1.000	14	0.500
344	CML	1	1.000	22	1.000	5	1.000	6	1.000	7	1.000	15	0.500
345	CML	1	1.000	23	1.000	5	1.000	6	1.000	7	1.000	12	0.500
346	CML	1	1.000	23	1.000	5	1.000	6	1.000	7	1.000	13	0.500
347	CML	1	1.000	23	1.000	5	1.000	6	1.000	7	1.000	14	0.500
348	CML	1	1.000	23	1.000	5	1.000	6	1.000	7	1.000	15	0.500
349	CML	1	1.000	24	1.000	5	1.000	6	1.000	7	1.000	12	0.500
350	CML	1	1.000	24	1.000	5	1.000	6	1.000	7	1.000	13	0.500
351	CML	1	1.000	24	1.000	5	1.000	6	1.000	7	1.000	14	0.500
352	CML	1	1.000	24	1.000	5	1.000	6	1.000	7	1.000	15	0.500
441	CML	1	1.000	32	1.000	5	1.000	6	1.000	7	1.000	12	0.500
442	CML	1	1.000	32	1.000	5	1.000	6	1.000	7	1.000	13	0.500
443	CML	1	1.000	32	1.000	5	1.000	6	1.000	7	1.000	14	0.500
444	CML	1	1.000	32	1.000	5	1.000	6	1.000	7	1.000	15	0.500
445	CML	1	1.000	33	1.000	5	1.000	6	1.000	7	1.000	12	0.500

446	CML	1	1.000	33	1.000	5	1.000	6	1.000	7	1.000	13	0.500
447	CML	1	1.000	33	1.000	5	1.000	6	1.000	7	1.000	14	0.500
448	CML	1	1.000	33	1.000	5	1.000	6	1.000	7	1.000	15	0.500
449	CML	1	1.000	34	1.000	5	1.000	6	1.000	7	1.000	12	0.500
450	CML	1	1.000	34	1.000	5	1.000	6	1.000	7	1.000	13	0.500
451	CML	1	1.000	34	1.000	5	1.000	6	1.000	7	1.000	14	0.500
452	CML	1	1.000	34	1.000	5	1.000	6	1.000	7	1.000	15	0.500
541	CML	1	1.000	42	1.000	5	1.000	6	1.000	7	1.000	12	0.500
542	CML	1	1.000	42	1.000	5	1.000	6	1.000	7	1.000	13	0.500
543	CML	1	1.000	42	1.000	5	1.000	6	1.000	7	1.000	14	0.500
544	CML	1	1.000	42	1.000	5	1.000	6	1.000	7	1.000	15	0.500
545	CML	1	1.000	43	1.000	5	1.000	6	1.000	7	1.000	12	0.500
546	CML	1	1.000	43	1.000	5	1.000	6	1.000	7	1.000	13	0.500
547	CML	1	1.000	43	1.000	5	1.000	6	1.000	7	1.000	14	0.500
548	CML	1	1.000	43	1.000	5	1.000	6	1.000	7	1.000	15	0.500
549	CML	1	1.000	44	1.000	5	1.000	6	1.000	7	1.000	12	0.500
550	CML	1	1.000	44	1.000	5	1.000	6	1.000	7	1.000	13	0.500
551	CML	1	1.000	44	1.000	5	1.000	6	1.000	7	1.000	14	0.500
552	CML	1	1.000	44	1.000	5	1.000	6	1.000	7	1.000	15	0.500
641	CML	1	1.000	52	1.000	5	1.000	6	1.000	7	1.000	12	0.500
642	CML	1	1.000	52	1.000	5	1.000	6	1.000	7	1.000	13	0.500
643	CML	1	1.000	52	1.000	5	1.000	6	1.000	7	1.000	14	0.500
644	CML	1	1.000	52	1.000	5	1.000	6	1.000	7	1.000	15	0.500
645	CML	1	1.000	53	1.000	5	1.000	6	1.000	7	1.000	12	0.500
646	CML	1	1.000	53	1.000	5	1.000	6	1.000	7	1.000	13	0.500
647	CML	1	1.000	53	1.000	5	1.000	6	1.000	7	1.000	14	0.500
648	CML	1	1.000	53	1.000	5	1.000	6	1.000	7	1.000	15	0.500
649	CML	1	1.000	54	1.000	5	1.000	6	1.000	7	1.000	12	0.500
650	CML	1	1.000	54	1.000	5	1.000	6	1.000	7	1.000	13	0.500
651	CML	1	1.000	54	1.000	5	1.000	6	1.000	7	1.000	14	0.500
652	CML	1	1.000	54	1.000	5	1.000	6	1.000	7	1.000	15	0.500

ANNEXE 2 : RESULTATS ENVELOPPES

Enveloppe des efforts des appuis

Env.	Cas	N°	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
Max(FX)	17	2	561.041	-1006.483	-212.826	-47.814	0.12	-902.533
Min(FX)	132	21	-530.756	-4072.946	-212.764	-31.396	-0.423	-1097.319
Max(FY)	101	21	511.916	3275.848	268.633	34.183	0.448	1106.411
Min(FY)	148	15	-154.637	-4662.351	-606.594	-75.277	-0.196	-641.172
Max(FZ)	141	21	207.506	2878.06	646.789	81.267	0.528	466.319

Min(FZ)	172	18	-129.566	-3205.237	-618.064	-76.402	-0.027	-682.453
Max(MX)	198	20	5.4	-206.896	120.011	736.02	0.055	-0.101
Min(MX)	193	22	6.136	-229.314	-114.829	-726.43	-0.031	0.137
Max(MY)	197	21	-27.691	-596.142	12.022	-3.854	0.812	37.714
Min(MY)	198	1	-19.414	-252.309	21.419	4.492	-0.802	24.691
Max(MZ)	101	15	181.997	688.582	287.117	33.523	0.252	1968.494
Min(MZ)	108	10	-164.182	-1308.06	-270.892	-35.049	-0.021	-1778.288

Enveloppe des déplacements aux nœuds

Env.	Cas N°	D (mm)	DX (mm)	DY (mm)	DZ (mm)	RX (°)	RY (°)	RZ (°)
Max(D)	12	124	41.28	41.28	0.14	-0.035	-0.001	-0.005 0.012
Min(D)	1	3	0	0	0	0	0	0 0
Max(DX)	12	124	41.28	41.28	0.14	-0.035	-0.001	-0.005 0.012
Min(DX)	13	138	39.777	-39.776	0.13	0.009	-0.001	0.005 -0.014
Max(DY)	12	560	36.182	31.605	17.613	-0.268	-0.003	0.03 0.003
Min(DY)	344	557	40.613	7.009	-39.987	-1.152	0.056	0.009 -0.013
Max(DZ)	15	273	32.512	-0.293	0.059	3 2.51	-0.005	0.042 0.001
Min(DZ)	14	301	32.023	-0.335	0.062	-32.022	0.004	-0.03 0.002
Max(RX)	14	448	3.328	-0.531	0.046	-3.285	0.242	0.027 2.00E-04
Min(RX)	15	278	3.429	-0.48	0.068	3.395	-0.245	0.027 2.00E-04
Max(RY)	14	288	2.145	-0.407	0.083	-2.105	-0.007	0.401 0.001
Min(RY)	15	11	2.146	-0.359	0.082	2.114	0.007	-0.4 0.001
Max(RZ)	344	222	12.7	12.027	-4.052	-0.472	-0.021	0.004 0.357
Min(RZ)	548	208	13.344	-12.699	-4.095	-0.161	-0.016	1.00E-04 -0.349

ANNEXE 3 : Métré de la structure

Section	Longueur(m)	Volume (m^3)	Poids (T)
HEB1000	528.24	21.13	165.87
IPE300	82	0.44	3.46
IPE240	2406	9.41	73.85
L100X100X10	551.75	1.06	8.29
HEB700	413.16	12.66	99.37
IPE450	164	1.62	12.72
HEB500	152	3.63	28.47
2XL100X100X10	235.77	0.90	7.09
L120X120X2	648.20	1.79	14.01
TOTAL	**5181.12**	**52.64**	**413.13**

ANNEXE 4 : Plan

