




**Conception et dimensionnement d'un
bâtiment industriel mixte**

Mémoire de Travail de Fin d'Étude pour l'obtention
du diplôme d'Ingénieur d'État de l'EHTP



Présenté par :

EL AMRANI Mouaad

SAMI Noureddine

Encadré par :

Mr NIAZI (EHTP)

Mme KATRAR (BTP-CONCEPT)

Juin 2011

Dédicaces

À nos chers parents.

À nos chers frères et sœurs

À toutes nos familles

À nos meilleurs amis et collègues

À tout le personnel de l'EHTP

*À toutes les personnes qui ont contribué de près ou de
loin au bon déroulement de notre travail*

Et à tous les « Hommes Libres »

Nous dédions ce travail.

Noureddine SAMI

Mouaad EL AMRANI

Remerciements

*Au terme de ce travail, Nous tenons à exprimer notre immense gratitude, et à présenter nos remerciements les plus sincères à **Mr Abdelmajid NIAZI** docteur d'État en calcul de structure et professeur à l'EHTP qui nous a offert l'opportunité d'effectuer ce stage et qui a eu l'amabilité d'assurer notre encadrement durant la période de réalisation de notre travail.*

*Nos vifs remerciements s'adressent également à **Mme KATRAR**, responsable du bureau d'études BTP-Concept, qui nous a permis d'élaborer notre travail dans les meilleures conditions.*

*Nous tenons à exprimer nos signes de reconnaissance et de gratitude à **Mr TALEA**, professeur à l' EHTP, pour son aide inestimable et ses conseils précieux.*

*Nous adressons par la même occasion nos remerciements à **Mme. AZMI Malika** professeur à l' EHTP, et à **Mr ALAOUI MDAGHRI Otmane** ingénieur structures de BETEC, qui n'ont épargné ni temps ni effort pour nous aider et répondre à nos questions.*

Nous adressons par la même occasion, nos plus vifs remerciements aux responsables et au corps professoral de l'École Hassania des Travaux Publics pour les efforts qu'ils n'ont cessés de déployer pour assurer une meilleure formation.

Nous tenons à remercier aussi tous les membres du jury pour leur bienveillance à vouloir évaluer notre travail.

Enfin, nos remerciements vont à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce projet, et nous espérons qu'ils trouveront ici l'expression de notre profonde reconnaissance.

Résumé

Ce travail de fin d'études consiste à faire la conception et le dimensionnement d'un hangar en structure mixte. C'est un hangar en voute de stockage de soufre, à ossature mixte conçu et calculé suivant les normes BAEL91, RPS2000, CM66, NV65. La voute en béton armé a été modélisé par un arc en demi-cercle, recevant des charges qui lui sont transmises dans son plan par les pannes métalliques.

Le hangar a une longueur de 195 m, il est divisé en trois blocs séparés par des joints de dilatation de 10 cm d'épaisseur. Ces joints interdisent la transmission des efforts entre les blocs, ces derniers ont par conséquent un même comportement, ce qui nous permet d'étudier le bloc 2 isolément des autres.

Les éléments métalliques, à savoir les pannes, les lisses, les potelets, et les diagonales sont justifiés vis-à-vis tous les types d'instabilité conformément aux règles de CM66.

Les charges les plus importantes de dimensionnement sont le poids propre des portiques en béton, et les charges du vent pour les éléments métalliques. Le calcul a été fait de deux manières : manuellement et par le logiciel ROBOT, et les résultats trouvés sont relativement identiques, même si ROBOT génère des charges de vent différentes de celles stipulées par NV65.

A la fin, on étudie la stabilité de la structure au niveau des fondations et le dimensionnement de ces dernières.

Sommaire

Remerciements	3
Résumé	4
Sommaire	5
Liste des tableaux	8
Liste des figures	10
Introduction	12
I. Présentation du Projet et Conception des éléments de la Structure :	14
I.1 Présentation du projet :	14
I.2 Conception de la structure :	15
I.2.1 La couverture :	15
I.2.2 Les pannes et les lisses de bardage :	15
I.2.3 Les liernes :	17
I.2.4 Le système de contreventement :	17
I.2.5 Les potelets :	17
I.2.6 Les portiques :	18
II. Hypothèses d'étude :	20
II.1 Matériaux :	20
II.2 Le sol :	20
II.3 Les sollicitations :	20
II.3.1 Les charges permanentes :	20
II.3.2 Les charges d'exploitations	20
II.4 Le séisme (RPS2000)	20
II.5 Calcul au vent :	23
II.5.1 Détermination des actions extérieures :	27
II.5.1.1 Calcul des coefficients C_e	27
II.5.1.2 Résultat de la modélisation sur ROBOT MILLENNIUM :	29
II.5.2 Détermination des actions intérieures C_i	31
II.5.3 Pressions exercées par le vent :	32
II.5.3.1 Long pan :	33
II.5.3.2 Pignon :	37
II.5.3.3 Conclusion :	38

III. Calcul de la structure.....	40
III.1 Dimensionnement des pannes.....	40
III.1.1 Calcul des sollicitations :	41
III.1.2 Vérification de la résistance :	41
III.1.3 Condition de flèche :	42
III.1.4 Vérification au cisaillement :	42
III.1.5 Vérification du déversement :	43
III.2 Calcul des liernes :	44
III.3 Dimensionnement des lisses sur le pignon:	45
III.3.1 Calcul des sollicitations :	45
III.3.2 Vérification de la résistance :	45
III.3.3 Conditions de flèche :	46
III.3.4 Vérification au cisaillement :	47
III.3.5 Vérification du déversement :	47
III.4 Calcul des suspentes :	48
III.5 Dimensionnement des potelets :	49
III.5.1 Principe de calcul.....	49
III.5.2 Vérification du flambement :	50
III.5.3 Vérification du déversement :	51
III.5.4 Conditions de flèche :	52
III.6 Contreventement :	52
III.6.1 Dimensionnement d'une diagonale :	54
III.6.2 Dimensionnement de la poutre BA :	55
III.6.3 Principe de calcul :	55
III.6.4 Calcul des sollicitations :	55
III.6.5 Ferrailage de la poutre :	55
III.7 Conception et calcul des arcs :	56
III.7.1 Généralités :	56
III.7.2 Calcul des sollicitations :	57
III.7.2.1 Arc à deux articulations :	58
III.7.2.2 Arc à deux encastremets :	59
III.7.3 Dimensionnement de l'arc :	61
III.7.3.1 Les charges appliquées à l'arc :	61
III.7.3.2 Combinaisons de charges :	61

III.7.3.3	Calcul au flambement :	62
III.7.3.4	Les sollicitations dans l'arc :	63
III.7.3.5	Calcul du ferrailage du portique :	64
III.7.3.6	Contrôle des déplacements :	65
III.8	Assemblage du pied de poteau articulé:	68
III.8.1	Dimensionnement de la platine :	68
III.8.1.1	Surface de platine :	68
III.8.1.2	Calcul de l'épaisseur de la platine :	69
III.8.2	Les boulons d'assemblage :	69
IV.	Calcul des fondations :	71
IV.1	Semelle sous le potelet du pignon :	71
IV.1.1	Prédimensionnement de la semelle :	72
IV.1.2	Vérification de la portance :	72
IV.1.3	Condition de non renversement :	73
IV.1.4	Vérification au glissement :	73
IV.1.5	Ferrailage de la fondation :	74
IV.2	Semelle sous le portique :	75
IV.2.1	Prédimensionnement de la semelle :	76
IV.2.2	Vérification de la portance :	76
IV.2.3	Condition de non renversement :	77
IV.2.4	Vérification au glissement :	78
IV.2.5	Ferrailage de la fondation :	78
V.	Comparaison arc bi-articulé/arc bi-encasté :	80
	Conclusion:	82
	Bibliographie:	83
	Annexes:	84
	Annexe1 : Vue 3D du bloc 2 de la structure.....	85
	Annexe 2 : Calcul des sollicitations dans les arcs dues aux différentes combinaisons de charges.....	86
	Annexe 3 : Le ferrailage des arcs selon les différentes combinaisons de charges.....	93
	Annexe 4 : La vérification des éléments métalliques par le logiciel ROBOT MILLENNIUM.....	96

Liste des tableaux

Tableau 1 : caractéristiques du profilé des pannes et des lisses.....	16
Tableau 2 : caractéristiques des profilés.....	18
Tableau 3 : coefficient d'accélération (Probabilité 10% en 50ans)	21
Tableau 4 : ductilité et classes de bâtiments.....	23
Tableau 5 : le niveau de ductilité en fonction du système de contreventement.....	23
Tableau 6 : pression dynamique de base dans les différentes régions.....	24
Tableau 7 : les coefficients des sites.....	24
Tableau 8 : l'effet de hauteur des tronçons considérés de la structure.....	25
Tableau 9 : Valeurs des actions extérieures pour le long pan.....	28
Tableau 10 : Valeurs des actions extérieures pour long pan.....	30
Tableau 11 : les résultats des pressions sur le long pan donnés par ROBOT (vent normal)...	33
Tableau 13 : les résultats des pressions du vent sur le long pan (vent normal).....	36
Tableau 14 : les résultats des pressions du vent sur le long pan (vent parallèle).....	36
Tableau 15 : les résultats des pressions du vent sur le pignon (vent normal).....	37
Tableau 16 : les résultats des pressions du vent sur le pignon (vent parallèle).....	37
Tableau 17 : les pressions les plus défavorables sur le long pan donnés par ROBOT.....	38
Tableau 18 : résultats des pressions les plus défavorables du vent sur le long pan.....	38
Tableau 19 : résultats des pressions les plus défavorables du vent sur le pignon.....	38
Tableau 20 : les charges du vent sur la panne à calculer	41
Tableau 21 : les composantes des combinaisons de charges sur la panne métalliques suivant yy' et xx'	41

Tableau 22 : les charges de vent sur la lisse à calculer.....	45
Tableau 23 : combinaisons de calcul.....	61
Tableau 24 : les valeurs de m et k suivant le type d'arcs.....	62
Tableau 25 : Les sollicitations dans l'arc bi-encasté.....	63
Tableau 26 : éléments de préfabrication et leurs efforts internes.....	64
Tableau 27 : Armature longitudinale du portique.....	65
Tableau 28 : Armature transversale du portique.....	65
Tableau 29 : résultats de l'analyse modale.....	66
Tableau 30 : déplacements extrêmes.....	67
Tableau 31 : les caractéristiques utilisées dans les calculs.....	72
Tableau 32 : les caractéristiques utilisées dans les calculs.....	75
Tableau 33 : ferrailage de la fondation du portique.....	79
Tableau 34 : comparaison des sollicitations maximales dans l'arc articulé et de l'arc encastré.....	80
Tableau 35 : comparaison du ferrailage de l'arc articulé et de l'arc encastré.....	80
Tableau 36 : comparaison des sollicitations de la semelle de l'arc articulé et de l'arc encastré.....	80
Tableau 37 : comparaison des dimensions de la semelle de l'arc articulé et de l'arc encastré.....	81
Tableau 38 : comparaison du ferrailage de la semelle de l'arc articulé et de l'arc encastré.....	81

Liste des figures

Figure 1 : Dimensions du hangar.....	14
Figure 2 : vue en 3D de la structure (bloc 2)	14
Figure 3 : arc discrétisé en 10 tronçons.....	18
Figure 4 : Zonage sismique du Maroc.....	21
Figure 5 : facteur d'amplification dynamique.....	22
Figure 6 : Règle R-III-2 du règlement NV65, coefficient de réduction des pressions dynamiques.....	25
Figure 7 : Règle R.III-5 Art 2,12 NV65, détermination du coefficient γ_0	27
Figure 8 : R-III-11 prisme de plus de quatre cotés à génératrices horizontales et éloigné du sol d'une distance $e > d$	28
Figure 9 : C-III-43 prismes à base carrée. Courbes donnant le coefficient c_e en fonction de l'angle d'attaque du vent sur une face.	29
Figure 10 : R-III-6 bis toitures à un ou plusieurs versants plans . Coefficient c_e	30
Figure 11 : R-III-7 bis toitures à un ou plusieurs versants plans . Coefficient c_e	30
Figure 12 : règle R-III-4, coefficient de pulsation τ	31
Figure 13 : règle R-III-3, coefficient de réponse.....	32
Figure 14 : Action de dépression générée par ROBOT MILLENNIUM pour un vent normal au génératrices du long pan.....	33
Figure 15 : Action de surpression générée par ROBOT MILLENNIUM pour un vent normal au génératrices du long pan.....	34
Figure 16 : Action de surpression générée par ROBOT MILLENNIUM pour un vent appliqué parallèle au génératrices du long pan.....	35
Figure 17 : Action de dépression générée par ROBOT MILLENNIUM pour un vent appliqué parallèle au génératrices du long pan.....	35
Figure 18: schéma représentant une panne métallique inclinée.....	40
Figure 19 : système de fonctionnement des liernes.....	44

Figure 20 : système de fonctionnement des suspentes.....	48
Figure 21: système de contreventement.	53
Figure 22 : reprise des efforts par le système de contreventement.....	54
Figure 23 : ferrailage type de la poutre.....	56
Figure 24 : définition de l'arc.....	57
Figure 25 : Arc circulaire à deux articulations.	58
Figure 26 : Arc circulaire à deux encastremets.....	59
Figure 27 : diagramme du moment fléchissant dans l'arc bi-encasté.....	64
Figure 28 : la platine et ses lignes de pliage.	68
Figure 29 : système d'assemblage montant métallique - montant béton.....	69
Figure 30 : définition de la semelle.	71
Figure 31 : principe de renversement de la semelle.....	73
Figure 32 : principe de glissement de la semelle.....	73
Figure 33 : Diagramme des contraintes.....	74
Figure 34 : schéma de la semelle excentrée.....	77
Figure 35 : Diagramme des contraintes.....	78

Introduction :

Notre projet de fin d'études, effectué au sein du bureau d'études « BTP-Concept », a porté sur la conception, l'étude et le dimensionnement d'un Hangar à ossature mixte (béton armé et charpente métallique) qui se trouve à Jorf Lasfar.

Jorf Lasfar est une zone proche de la mer, donc un milieu corrosif. C'est une région où la pression du vent est prédominante, d'où résulte la nécessité d'un calcul rigoureux de l'action du vent.

Nous mènerons une série de vérifications manuelles de quelques éléments types, à savoir une panne, une lierne, une lisse, un potelet, le système de contreventement (une poutre BA+une croix métallique) et le portique béton armé, pour comparer avec les résultats obtenus par le logiciel ROBOT MILLENNIUM. Le but étant de pouvoir choisir les profilés convenables et décider du type du portique.

L'importance de l'ouvrage, ses grandes dimensions, sa structure porteuse en béton armé et sa situation géographique en zone 2 du règlement parasismique, nous imposent de mener une étude sismique de la structure.

On termine par la conception et le calcul des fondations (sous les potelets et sous les portiques), vu leurs importance dans le projet.

Chapitre I :

CONCEPTION DE LA STRUCTURE

I. Présentation du Projet et Conception des éléments de la Structure :

I.1 Présentation du projet :

Il s'agit de la construction d'un hangar de manutention et stockage de soufre solide (structure mixte : BA+charpente métallique) en faveur de l'entreprise MAROC PHOSPHORE, sur un terrain de $56 \text{ m} \times 195.05 \text{ m}$ avec une hauteur de 28 m, couvrant ainsi une surface de 10922.8 m^2 .

Le projet, en sa totalité, est constitué par trois blocs séparés par des joints de dilatation comme montré ci-dessous :

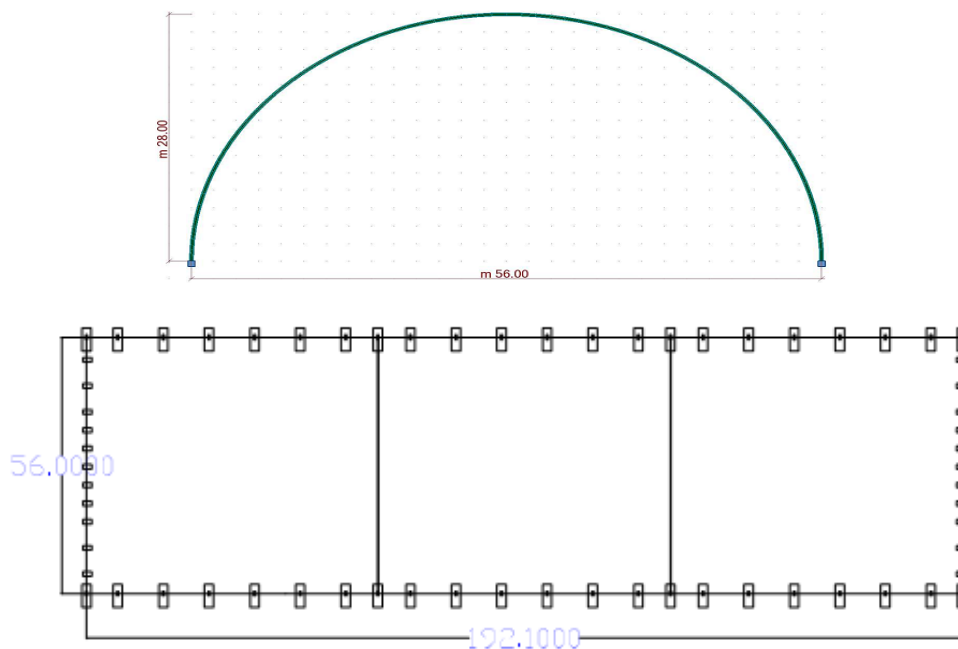


Figure 1 : Dimensions du hangar

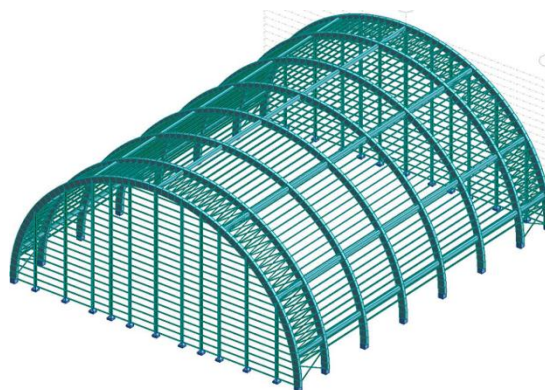


Figure 2 : vue en 3D de la structure (bloc 2)

1.2 Conception de la structure :

1.2.1 La couverture :

La couverture n'est pas un élément de la structure, mais il est d'usage d'admettre qu'elle intervient dans la stabilité des pannes et des éléments sur lesquels elle est fixée directement.

La couverture à adopter doit être conçue en matériaux répondant aux contraintes esthétiques (aspect de la construction), économiques (grande influence sur le prix total de la construction) et climatiques (performances qu'il faut offrir).

Aussi doit-elle présenter certaines qualités :

- ✓ Imperméabilité à la pluie et à la neige
- ✓ Être imperméable et pouvoir sécher rapidement (condition d'étanchéité).
- ✓ Résistance au vent.
- ✓ Résistance aux poids des ouvriers d'entretien.
- ✓ La ventilation en tête.
- ✓ Résistance aux vapeurs et gaz acide.
- ✓ Résistance au soleil (dilatation).

□ *Choix de la couverture :*

Même si l'amiante-ciment qui est un aggloméré de ciment et de fibre d'amiante, est pratiquement inaltérable, elle a par contre l'inconvénient d'être cassante et par conséquent de pose plus délicate.

La tôle métallique par contre, et en raison de son avantage économique, est préférée, mais vu que notre bâtiment se trouve dans une zone proche de la mer, la tôle est galvanisée pour résister à la corrosion, elle offre une grande possibilité de cintrage.

1.2.2 Les pannes et les lisses de bardage :

La fonction première des pannes de la couverture est d'assurer le transfert des actions appliquées sur la couverture à sa structure principale. Les lisses jouent le même rôle en façades. Pannes et lisses sont des constituants importants de la structure secondaire du bâtiment.

Il convient de noter que, dans bon nombre de bâtiments à structure en acier, à simple rez-de-chaussée, le poids des pannes et lisses constitue un élément non négligeable du poids global de la structure (15 à 20%); s'abstenir de l'optimiser peut faire perdre un marché dans un contexte très concurrentiel.

Un empannage comprend non seulement les pannes elles-mêmes mais également les éventuelles éclisses qui réalisent la continuité des pannes, les échantignolles qui assurent la liaison entre pannes et structure principale, les bretelles éventuelles qui sont chargées du maintien latéral des pannes.

Quel que soit le type de panne retenu, la nature de la couverture détermine un espacement maximal entre pannes. Les documents définissant les performances des produits de couverture fournissent généralement des tables qui permettent de déterminer leur portée maximale (donc l'espacement maximal des pannes) en fonction de la charge portée.

Étant donc donné la portée importante des travées et les caractéristiques du profilé IPE qui se traduisent par sa capacité de résister à la flexion dans le cas des charges ascendantes et descendantes, ainsi sa facilité de mise en œuvre, nous avons donc opté pour ce choix pour les pannes métalliques, ainsi que pour les lisses de bardage.

Pour avoir des profilés qui résistent à la flexion avec une portée de 10 m, on a adopté des pannes de profilés IPE 200, avec un espacement entre axe de 1.3 m.

Les lisses sont d'entraxe de 1.4 m, elles portent sur les potelets intermédiaires dont l'entraxe est de 5.7 m. On opte pour des profilés IPE 140.

Les pannes comme les lisses doivent vérifier les conditions de résistance, de flèche, de l'effort tranchant aussi bien que du déversement.

Tableau 1 : caractéristiques du profilé des pannes et des lisses

Profilé	H (mm)	b (mm)	Pp (kg/m)	I_x (cm ⁴)	I_x/V_x (cm ³)	I_y (cm ⁴)	I_y/V_y (cm ³)
IPE 200	200	100	22.4	1943	194	142	28.5
IPE 140	140	73	12.9	541	77.3	44.9	12.3

I.2.3 Les liernes :

Pour diminuer les contraintes de flexion transversale et surtout les flèches, on a l'habitude de recouper la portée des pannes et des lisses en créant des appuis intermédiaires au moyen de liernes ou suspentes.

Ces éléments travaillent en traction, ils sont constitués par des ronds. Pour ne pas trop solliciter la panne à la clé, on rattache les liernes directement aux portiques.

I.2.4 Le système de contreventement :

La structure est soumise à des efforts horizontaux ou réductibles à des efforts horizontaux provenant principalement du vent et du séisme.

La fonction de contreventement est assurée par :

- ✓ Les portiques : système hyperstatiques qui reçoit les charges appliquées sur le long pan.
- ✓ Les poutres BA et les diagonales sur les travées extrêmes : le principe est de conduire les charges appliquées au pignon vers les fondations.

Les poutres béton armé participent à la stabilité de la structure, et constituent avec les portiques, l'ossature principale du bâtiment, elles travaillent en compression sous l'action du vent et en flexion sous leurs poids propre.

Afin que les croix résistent à la traction sous l'effet du vent, on a adopté des cornières de profilé $CAE150 \times 10$.

I.2.5 Les potelets :

Ils sont chargés de reporter sur les fondations les charges verticales et horizontales qui sont appliquées sur le bardage.

Les poteaux les plus simples sont constitués par une poutrelle en IPN ou IPE ou bien encore en HEA ou HEB.

Les poteaux en IPN ou IPE conviennent généralement pour les faibles charges et de grandes hauteurs si le contreventement latéral est assuré, ce qui est le cas pour notre structure.

Les poteaux sont articulés en tête pour ne pas supporter la charge due au poids propre de l'arc béton, et à leur base.

Pour ces potelets on opte pour des profilés d'IPE 600, dont les caractéristiques sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau 2 : caractéristiques des profilés

Profilé	Pp(kg/m)	Ix(cm ⁴)	Ix/Vx(cm ³)	Iy(cm ⁴)	Iy/Vy(cm ³)
IPE 600	122	92 080	3 070	3 387	308

I.2.6 Les portiques :

La structure porteuse du bâtiment est constituée de 22 portiques en béton armé, encastrés à leurs naissances. Le choix du béton armé est justifié par la portée et la courbure importante qui fait travailler le matériau essentiellement en compression, et par le coût de réalisation du projet. Il sera réalisé en tronçons préfabriqués.

□ La démarche de calcul :

Le calcul du portique revient à déterminer les valeurs des sollicitations aux différents points d'un arc plein cintre de section constante, à cette fin on discrétise l'arc en 68 éléments de longueur 1.3 m (entraxe de pannes), et on calcul l'action du vent en chaque tronçon connu par son altitude et son inclinaison.

On définit les notions suivantes :

- On désigne par un arc une poutre courbe à plan moyen reposant sur deux appuis.
- Les sections origine et extrémité sont appelées les naissances de l'arc.
- Les ouvrages d'appuis sont appelés culées.
- La distance entre appuis est la portée de l'arc
- La clé désigne la section où l'ordonnée du centre de gravité est maximale.
- La flèche désigne l'ordonnée du centre de gravité de la clé, comptée à partir de l'horizontale passant par les appuis.
- La poussée de l'arc sur une culée désigne l'action horizontale qu'il exerce sur cette culée (désignée par Q).
- Si la ligne moyenne est confondue avec la courbe des moments, l'arc est dit funiculaire du système de charges appliquées : le moment est alors nul dans toute section.

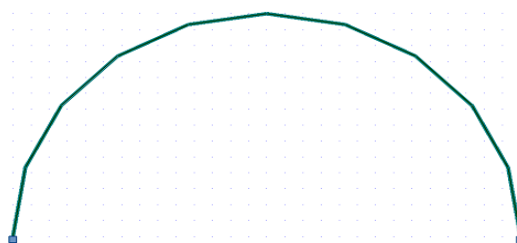


Figure 3 : arc discrétisé en 10 tronçons

Chapitre II :

LES HYPOTHESES DE CALCUL

II. Hypothèses d'étude :

Le hangar, objet de notre étude, est en structure mixte (béton + aciers ; charpente métallique).

II.1 Matériaux :

- ❑ Béton : une résistance caractéristique de 30 MPa à 28 jours
- ❑ Acier pour béton armé : haute adhérence fe500
- ❑ Acier pour charpente métallique : Fe E 24

II.2 Le sol :

D'après l'étude géotechnique, le sol travaille à 2.5 Bars.

II.3 Les sollicitations :

II.3.1 Les charges permanentes :

Les charges permanentes (notées G dans la réglementation) comprennent toutes les charges inamovibles qui, de par leur nature, sont appliquées de manière définitive sur la structure.

Pour notre cas, on a:

Couverture

- ❑ poids propre de la couverture 10 kg/m²

Éléments de la structure

- ❑ poids propre de chaque élément de la structure

II.3.2 Les charges d'exploitations

Les charges d'exploitation (notées Q dans la réglementation) sont celles qui résultent de l'usage des locaux par opposition au poids des ouvrages qui constituent ces locaux, ou à celui des équipements fixes:

- ❑ Poussière: 20 kg/m².

II.4 Le séisme (RPS2000)

La stabilité d'ensemble sous séisme est assurée par les éléments porteurs à savoir : arcs hyperstatiques et contreventement par poutre béton armé et des croix métalliques. Jorf Lasfar est une région qui se situe dans la zone 2 du règlement RPS2000.

La figure suivante représente la carte de zonage sismique marocaine.

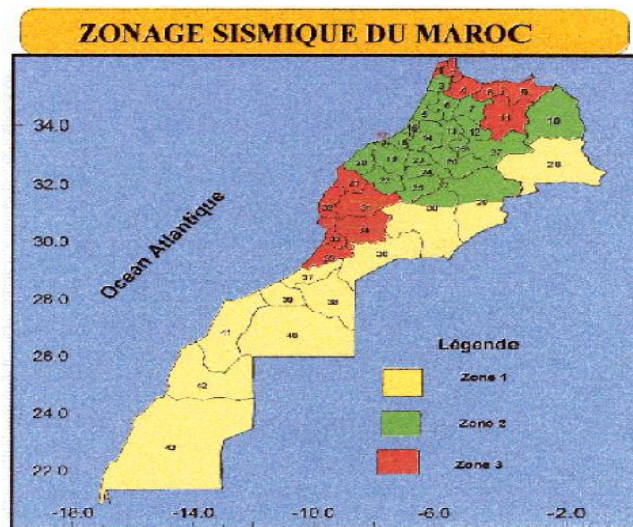


Figure 4: Zonage sismique du Maroc

La zone 2, qui nous concerne, est caractérisée par les facteurs suivants :

- ❑ **Coefficient d'accélération** $A = 0.08 \text{ g}$

Tableau 3: coefficient d'accélération (Probabilité 10% en 50ans)

Zones	$A = A_{\max} / g$
Zone 1	0.01
Zone 2	0.08
Zone 3	0.16

- ❑ **Coefficient de priorité :**

$I = 1$, la classe du bâtiment étant la classe 2.

- ❑ **Coefficient de site :**

Le coefficient du site est S2. $S = 1.2$.

- ❑ **Facteur d'amplification (D) :**

Le facteur d'amplification dynamique est donné par le spectre de dimensionnement déduit des spectres élastiques normalisés et calé à un palier horizontal pour les faibles périodes. Le facteur d'amplification dynamique est fonction de :

- L'amortissement pris égal à 5%.
- La catégorie du site : S1 ; S2 ou S3. Dans notre cas S2.
- La période fondamentale de la structure : T.

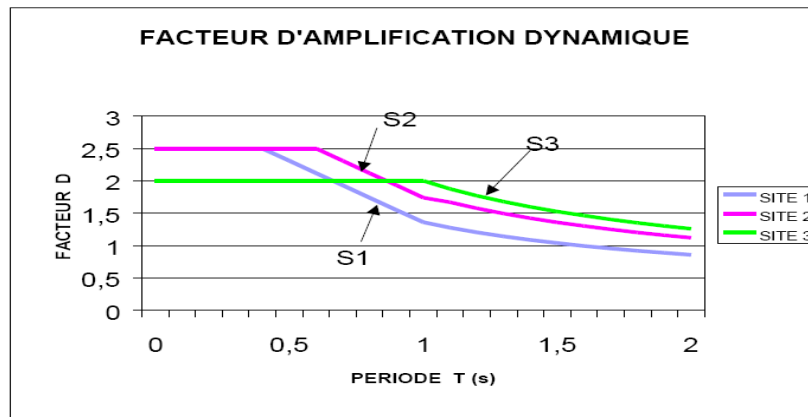


Figure 5: facteur d'amplification dynamique

□ Facteur de comportement : (k)

Le facteur de comportement est fonction de :

- ✓ Système de contreventement.
- ✓ Niveau de ductilité.

La ductilité d'un système structural traduit sa capacité de dissiper une grande partie de l'énergie sous des sollicitations sismiques, par des déformations inélastiques sans réduction substantielle de sa résistance. La ductilité dépend des caractéristiques des matériaux de la structure, des dimensions des éléments et des détails de construction.

A) STRUCTURES PEU DUCTILES (NIVEAU 1 DE DUCTILITE : ND1)

Ce niveau de ductilité correspond aux structures dont la réponse sismique doit évoluer essentiellement dans le domaine élastique et pour lesquelles le règlement n'exige pas de prescriptions spéciales.

B) STRUCTURES A DUCTILITE MOYENNE (NIVEAU 2 DE DUCTILITE: ND 2)

Ce niveau est relié aux structures pour lesquelles on adopte des dispositions spécifiques leur permettant de travailler dans le domaine inélastique au cours du mouvement sismique avec une protection raisonnable contre toute rupture prématurée.

C) STRUCTURES DE GRANDE DUCTILITE (NIVEAU 3 DE DUCTILITE : ND3)

Ces structures sont appelées à avoir une grande capacité de dissipation d'énergie, un certain nombre de prescriptions et dispositions techniques est exigé afin de minimiser la probabilité de rupture prématurée et de détérioration de résistance.

Ductilité et classes des structures :

Le tableau suivant illustre le niveau de ductilité requis pour les deux classes de structures en fonction de l'intensité du séisme.

Tableau 4: ductilité et classes de bâtiments

Classes de bâtiments	$A_{\max} \leq 0.1 \text{ g}$	$0.1 \text{ g} < A_{\max} \leq 0.2 \text{ g}$	$0.2 \text{ g} < A_{\max}$
Classe I	ND1	ND2	ND3
Classe II	ND1		ND2

Le facteur de comportement, ou coefficient de ductilité K , caractérise la capacité de dissipation de l'énergie vibratoire de la structure qui lui est transmise par les secousses sismiques.

Ce coefficient est donné en fonction du type du système de contreventement et du niveau de ductilité choisi.

Tableau 5: le niveau de ductilité en fonction du système de contreventement

Système de contreventement	ND1	ND2	ND3
Portiques	2	3.5	5
Murs et Refends	2	3	4
Refends	1.4	2.1	2.8

On a un contreventement par portiques (les arcs) et un ND1, donc le facteur de comportement $K=2$.

II.5 Calcul au vent :

Le calcul au vent est fait selon le règlement NV65.

L'action exercée par le vent sur l'une des faces d'un élément du bâtiment est considérée généralement comme normale à cet élément et exceptionnellement tangentielle à l'élément (effet d'entraînement). On admet que le vent a une direction d'ensemble moyenne horizontale, mais qu'il peut venir de n'importe quel côté.

On distingue deux sortes de surcharges :

- Les surcharges normales qui peuvent être atteintes plusieurs fois dans une année et que les constructions doivent pouvoir supporter sans dommage.
- Les surcharges extrêmes, exceptionnelles, qui peuvent entraîner des désordres mineurs dans la construction, sans entraîner sa ruine complète.

Pour déterminer l'action du vent sur une construction, on distingue d'une part, les caractéristiques du vent et, d'autre part, les dispositions de la construction.

L'action du vent (selon la norme NV65) est fonction :

- de la vitesse du vent ;
- de la catégorie de la construction et de ses proportions d'ensemble ;
- de l'emplacement de l'élément considéré dans la construction et de son orientation par rapport au vent ;
- des dimensions de l'élément considéré (coefficient de réduction suivant dimensions)
- de la forme de la paroi (plane ou courbe) à laquelle appartient l'élément considéré

Elle est donnée par la formule suivante :

$$q = q_{10} K_h K_s K_m \delta \beta (C_e - C_i)$$

□ **Pression dynamique de base q_{10} :**

C'est la pression dynamique de base normale (ou extrême) exercée à une hauteur de 10 m au-dessus du sol, pour un site normal, sans effet de masque sur un élément dont la plus grande dimension est égale à 0,50 m.

Le tableau suivant donne les valeurs des pressions dynamiques de base normales et extrêmes en fonction des différentes régions indiquées selon la répartition de la carte du Maroc.

Tableau 6: pression dynamique de base dans les différentes régions

Région	Pression dynamique de base (daN/m ²)	Pression dynamique de base extrême (daN/m ²)
Région 1	53.5	93.63
Région 2	68	119
Région 3	135	236.25

Jorf Lasfar appartient à la région 1 d'où : $q_{10} = 53.5 \text{ daN/m}^2$

□ **Effet de site K_s :**

Pour tenir en compte la nature du site d'implantation de la construction, on multiplie les valeurs de pression dynamique de base normale et extrême par un coefficient K_s .

Le tableau suivant donne les valeurs correspondantes à chaque région et pour chaque site (Art 1,242 NV65) :

Tableau 7: les coefficients des sites

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

Étant donné que Jorf Lasfar est considéré comme un site exposé, du fait qu'il est situé au voisinage de la mer, on prend le coefficient du site correspondant à la région 1, donc :

$$K_s = 1.35$$

❑ **Effet de masque K_m :**

Il y a effet de masque lorsqu'une construction est masquée partiellement ou totalement par d'autres constructions ayant une grande probabilité de durée.

Pour notre cas, le bâtiment est considéré comme isolé, ce qui donne : (Art 1,243 NV65)

$$K_m = 1$$

❑ **Effet de la hauteur K_h :**

A une hauteur H de la construction comprise entre 0 et 500 m, le rapport K_h , entre q_H et q_{10} , est défini par la formule (Art 1,241 NV65) :

$$K_h = 2.5 \frac{H+18}{H+60}$$

Du fait que notre structure est située au voisinage de la mer, la pression est prise constante de 0 m à 10 m de la hauteur de la construction.

Le tableau ci-dessous donne les différentes valeurs de k_h pour les différents tronçons utilisés pour le calcul (un tronçon est l'espace entre deux pannes successives) :

Tableau 8: l'effet de hauteur des tronçons considérés de la structure

Tronçon	1	2	3	4	5	6	7	8	9
k_H	1.00	1.00	1.00	1.00	1.05	1.10	1.13	1.17	1.20
Tronçon	10	11	12	13	14	15	16	17	
K_h	1.22	1.25	1.27	1.28	1.29	1.30	1.31	1.31	

❑ **Effet des dimensions δ :**

Le vent est irrégulier, surtout au voisinage du sol, et ne souffle pas avec la même vigueur simultanément en tous points d'une même surface ; la pression moyenne diminue ainsi quand la surface frappée augmente.

Les pressions dynamiques exercées sur les éléments de la construction sont réduites d'un coefficient δ fonction de la plus grande dimension (horizontale ou verticale) de la surface offerte au vent, et de la côte H du point le plus haut de la construction.

Le coefficient δ est donné par l'abaque suivant (règle R-III-2 du règlement NV65).

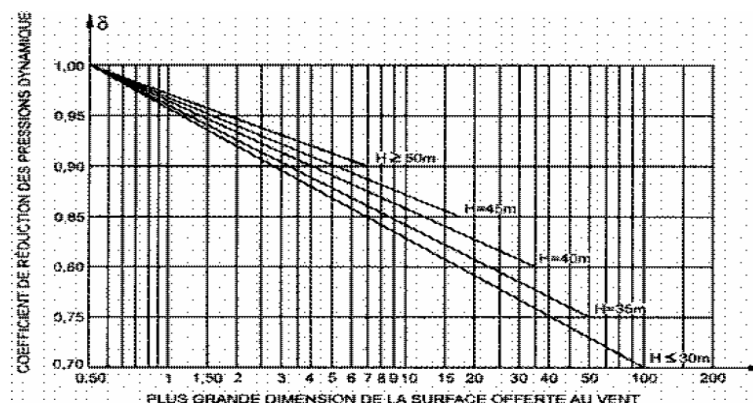


Figure 6:règle R-III-2 du règlement NV65, coefficient de réduction des pressions dynamiques.

Pour la surface pignon, la plus grande dimension est de 56 m, avec une hauteur totale de 28 m, le diagramme donne :

$$\delta = 0.733$$

Pour la surface long pan, la plus grande dimension est de 195.1 m, avec la même hauteur totale de 28 m, le diagramme donne :

$$\delta = 0.7$$

❑ **Réduction maximale des pressions dynamiques de base :**

La totalité des réductions dues à l'effet de masque K_m et à l'effet des dimensions δ ne doit, en aucun cas, dépasser 33 %.(Art 1,245 NV65)

On a : $K_m = 1$ ET $\delta = 0.7$

Ainsi on aura : $K_m \delta = 0.7 > 0.67$

Donc cette condition est vérifiée.

❑ **Valeurs limites des pressions corrigées :**

Quelle que soient la hauteur H , la nature du site, l'effet de masque et l'effet des dimensions, les valeurs de la pression dynamique corrigées sont limitées entre 30 daN/m² et 170 daN/m². (Art 1,246 NV65)

On a les données suivantes :

$$q_{10} = 53.5 \text{ daN/m}^2 ; K_h = 1.31 ; K_m = 1 ; K_s = 1.35 \text{ ET } \delta = 0.733$$

Ainsi la valeur de la pression dynamique corrigée est donnée par la formule :

$$q = q_{10} K_h K_s K_m \delta = 69.35 \text{ daN/m}^2$$

Donc la condition $30 \text{ daN/m}^2 < q < 170 \text{ daN/m}^2$ est vérifiée

❑ **Actions statiques exercées par le vent :**

• **Actions extérieures :**

Quelle que soit la construction, la face extérieure de ses parois est soumise à:

- ✓ des succions, si les parois sont sous le vent.
- ✓ des pressions ou des succions, si les parois sont au vent.

Ces actions sont dites des actions extérieures C_e .

• **Actions intérieures :**

Les parois intérieures peuvent être en état de surpression ou de dépression selon l'orientation des ouvertures par rapport au vent et leur importance relative.

Ceci représente les actions intérieures C_i .

Pour déterminer les actions extérieures et intérieures, nous aurons besoin de déterminer deux coefficients : rapport de dimensions et un coefficient γ_0 .

1. Rapport des dimensions :

Pour une direction de vent donnée, le rapport des dimensions λ est le rapport de la hauteur de la construction à la dimension horizontale de la face (pour un bloc du bâtiment)

$$H = 28 \text{ m} ; a = 195.1 \text{ m ET } b = 56 \text{ m}$$

Donc $\lambda_a = \frac{H}{a} = 0.144 \text{ ET } \lambda_b = \frac{H}{b} = 0.5$

2. Coefficient γ_0

A partir du diagramme (R.III-5 Art 2,12 NV65) suivant, et des valeurs précédentes on détermine la valeur de γ_0 selon la direction du vent :

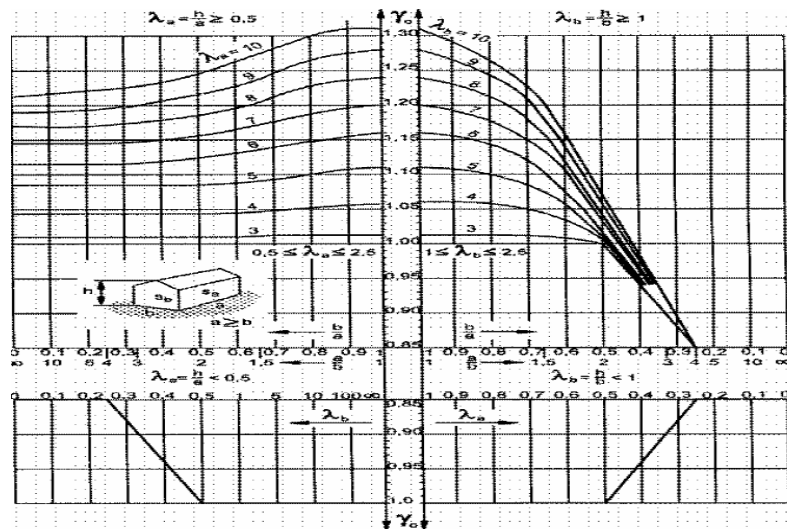


Figure 7: règle R.III-5 Art 2,12 NV65, détermination du coefficient γ_0 .

Ainsi, on a :

- Vent normal à la grande face: $\gamma_0 = 1$
- Vent normal à la petite face: $\gamma_0 = 0.85$

II.5.1 Détermination des actions extérieures :

Les coefficients de pression C_e applicables à la toiture seule sont déterminés comme suit :

Dans un premier temps, on calcule les coefficients donnés par le règlement NV65, pour les comparer aux résultats donnés par la modélisation sur ROBOT MILLENNIUM.

II.5.1.1 Calcul des coefficients C_e :

Soit l'arc dont la forme est une voûte de flèche relative (f/h) égale à 1.

On applique les actions extérieures suivantes (art 6,12 du NV65):

□ **Vent normal aux génératrices du long pan :**

Pour un vent normal aux génératrices du long pan, les actions sont déterminées par les coefficients C_e donnés en règle III-3,411 2 (diagramme de la figure R-III-11, catégorie V pour $\gamma = 1$) ;

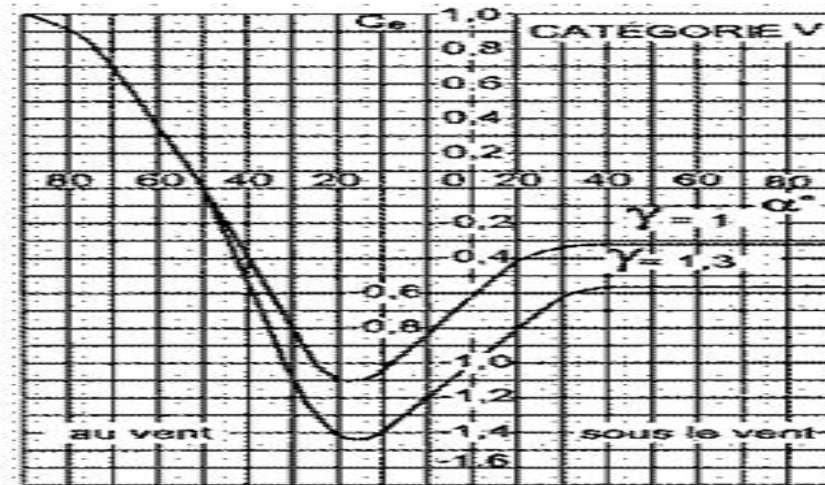


Figure 8 : R-III-11 prisme de plus de quatre cotés à génératrices horizontales et éloigné du sol d'une distance $e > d$

□ **Vent parallèle aux génératrices du long pan :**

Pour un vent parallèle aux génératrices, on aura une succion uniforme avec $C_e = -0.5$.

□ **Résultats pour le long pan :**

Les résultats de vent pour le long pan, sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 9 : Valeurs des actions extérieures pour le long pan

Tronçon	C_e			
	Vent normal au long pan		Vent parallèle au long pan	
	F A V	F S V	F A V	F S V
1	0.96	-0.33	-0.50	-0.50
2	0.92	-0.33	-0.50	-0.50
3	0.88	-0.33	-0.50	-0.50
4	0.72	-0.33	-0.50	-0.50
5	0.54	-0.33	-0.50	-0.50
6	0.42	-0.33	-0.50	-0.50
7	0.31	-0.33	-0.50	-0.50
8	0	-0.33	-0.50	-0.50
9	-0.2	-0.33	-0.50	-0.50
10	-0.35	-0.33	-0.50	-0.50
11	-0.5	-0.34	-0.50	-0.50
12	-0.8	-0.35	-0.50	-0.50
13	-1	-0.37	-0.50	-0.50
14	-1.1	-0.41	-0.50	-0.50
15	-1.07	-0.46	-0.50	-0.50
16	-1.02	-0.65	-0.50	-0.50
17	-0.9	-0.77	-0.50	-0.50

□ Vent normale au pignon

Le pignon est une paroi verticale. Pour le cas de vent normal au pignon, d'après l'article (art 2,131-11) du règlement NV65, Le coefficient C_e est donné par:

$$\text{Face au vent} \quad C_e = 0.8 \quad (\text{quel que soit } \gamma_0)$$

$$\text{Face sous le vent} \quad C_e = -(1.3\gamma_0 - 0.8) = -0.305$$

□ Vent parallèle au pignon

Pour le cas du vent parallèle au pignon et d'après l'article (art 2,131-12) du règlement, le coefficient C_e est déterminé par le diagramme de la Figure C-III-43.

$$\text{On a} \quad \alpha = 0 \quad ET \quad \gamma_0 = 1$$

Donc pour :

$$\text{Face au vent} \quad C_e = -0.5$$

$$\text{Face sous le vent :} \quad C_e = -0.5$$

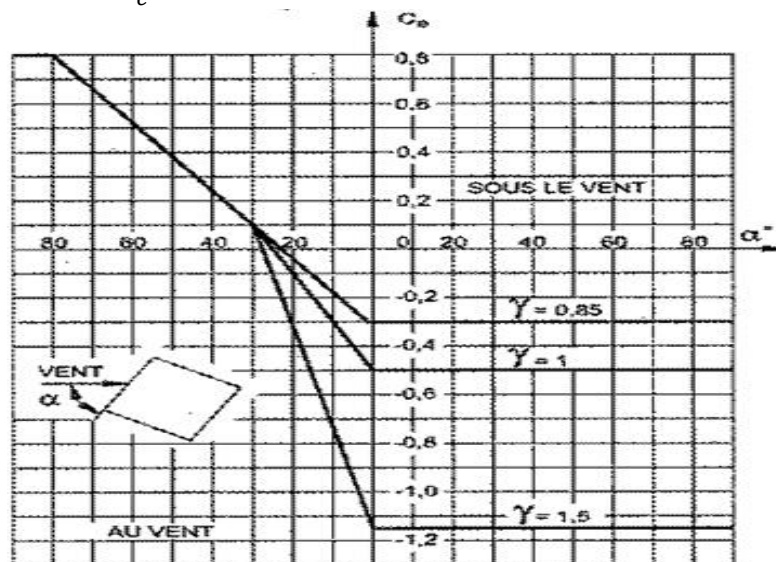


Figure 9 : C-III-43 prismes à base carrée. Courbes donnant le coefficient c_e en fonction de l'angle d'attaque du vent sur une face.

II.5.1.2 Résultat de la modélisation sur ROBOT MILLENNIUM :

□ Vent normal aux génératrices du long pan :

Pour trouver les résultats donnés par le logiciel on peut raisonner de la manière suivante :

La toiture étant sous forme de voûte discrétisée donc assimilable à une toiture à versants plans dont la flèche f est comprise entre la hauteur h de la construction et les $4/5$ de celle-ci, les coefficients de pression c_e sont considérés comme indépendants des coefficients γ_0 de la construction et sont déterminés par le diagramme de la figure R-III-6 bis, en fonction de l'angle d'inclinaison α (en degrés) du versant considéré sur la direction du vent.

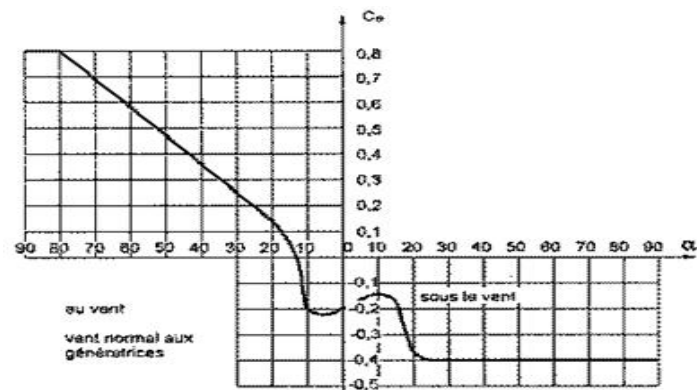


Figure 10 : R-III-6 bis toitures à un ou plusieurs versants plans. Coefficient c_e

□ **Vent parallèle aux génératrices du long pan :**

Étant donné que la flèche f de la toiture est égale à la hauteur h de la construction, les coefficients de pression c_e sont considérés comme indépendants des coefficients γ_0 de la construction et sont déterminés par le diagramme de la figure R-III-7 bis, en fonction de l'angle d'inclinaison α (en degrés) du versant considéré sur le plan horizontal. (Art 2,131-22 du NV65).

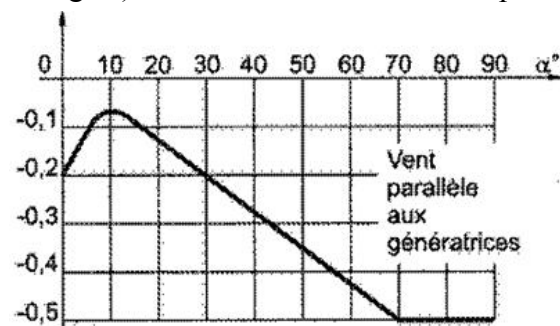


Figure 11 : R-III-7 bis toitures à un ou plusieurs versants plans. Coefficient c_e .

Les résultats donnés par le logiciel pour l'arc sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 10 : Valeurs des actions extérieures pour long pan

Tronçon	C_e			
	Vent normal au long pan		Vent parallèle au long pan	
	FAV	FSV	FAV	FSV
1	0.80	-0.40	-0.50	-0.50
2	0.80	-0.40	-0.50	-0.50
3	0.77	-0.40	-0.50	-0.50
4	0.69	-0.40	-0.50	-0.50
5	0.62	-0.40	-0.47	-0.47
6	0.59	-0.40	-0.43	-0.43
7	0.52	-0.40	-0.40	-0.40
8	0.47	-0.40	-0.36	-0.36
9	0.40	-0.40	-0.32	-0.32
10	0.35	-0.40	-0.28	-0.28
11	0.29	-0.40	-0.24	-0.24
12	0.24	-0.40	-0.20	-0.20
13	0.17	-0.40	-0.16	-0.16
14	0.10	-0.37	-0.13	-0.13
15	0.00	-0.16	-0.09	-0.09
16	-0.22	-0.16	-0.10	-0.10
17	-0.22	-0.19	-0.18	-0.18

II.5.2 Détermination des actions intérieures C_i :

Vu que les parois présentent de petites ouvertures uniformément réparties, et la perméabilité moyenne de ces parois étant inférieure à 5%, la construction est considérée fermée.

□ Vent normal au pignon:

On a $\gamma_0 = 0.85$ d'où

Surpression : $C_i = +0.6 (1.8 - 1.3 \times 0.85)$ $C - \dot{a} - d$ $C_i = 0.417$

Dépression : $C_i = -0.6(1.3 \times 0.85 - 0.8)$ $C - \dot{a} - d$ $C_i = -0.18$

□ Vent normal au long pan:

On a $\gamma_0 = 1$ d'où

Surpression $C_i = +0.6(1.8 - 1.3 \times 1)$ $C - \dot{a} - d$ $C_i = 0.3$

Dépression $C_i = -0.6(1.3 \times 1 - 0.8)$ $C - \dot{a} - d$ $C_i = -0.3$

□ Actions dynamiques exercées par le vent :

Aux effets statiques calculés précédemment, s'ajoutent les effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques mécaniques et aérodynamiques de la construction.

Pour tenir compte de l'effet produit par une succession de rafales de vent, on multiplie les pressions trouvées par un coefficient majorant β donné par la formule :

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

τ : Coefficient de pulsation déterminé en fonction de la cote H. Il est déterminé par le diagramme R-III-4 du règlement NV65.

ξ : Coefficient de réponse, donné en fonction de la période T par le diagramme R-III-3 du NV65.

θ : Coefficient global dépendant du type de la construction.

- Détermination de: τ

Pour une hauteur H égale à 28 on lit : $\tau = 0.333$

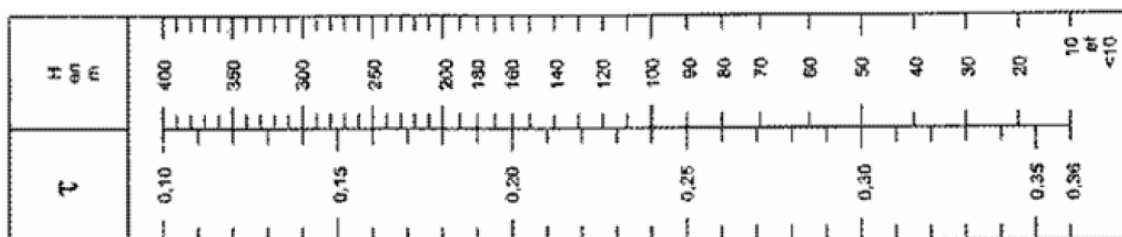


Figure 22 : règle R-III-4, coefficient de pulsation τ .

- Détermination de θ :

Étant donné que notre structure est à base prismatique régulière, le règlement donne $\theta = 1$.

- Détermination de ξ :

Le diagramme suivant présente les valeurs de ξ en fonction de la période T du mode fondamentale d'oscillation :

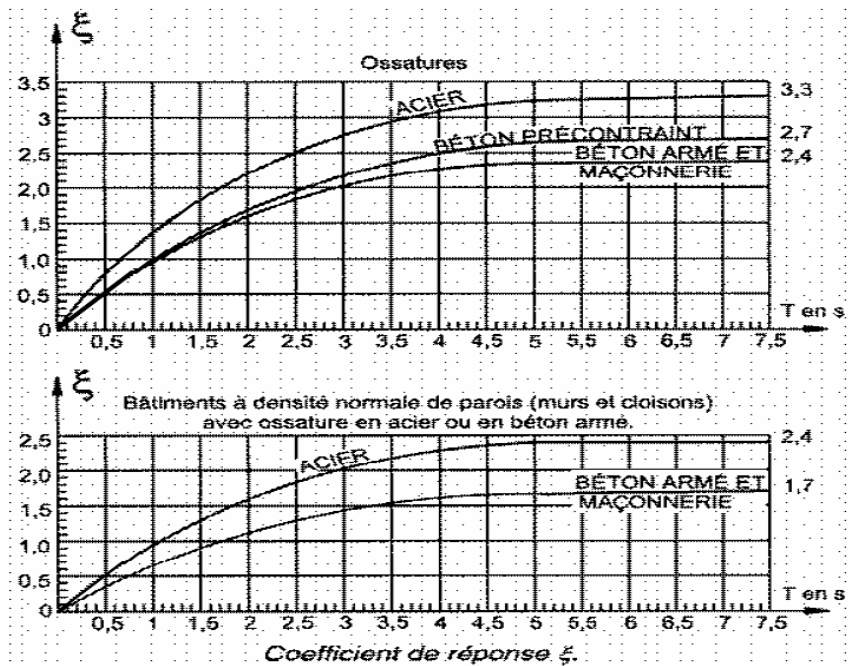


Figure 13 : règle R-III-3, coefficient de réponse

- **Détermination de T, la période du mode fondamental:**

Selon l'annexe 4 du NV65 (art. 4,534), et pour une ossature métallique :

$$T = 0.10 \frac{H}{L^{1/2}}$$

Selon l'annexe 4 du NV65 (art. 4,533), et pour une ossature en béton armé :

$$T = 0.09 \frac{H}{L^{1/2}}$$

- **Pour un vent normal au long-pan :**

$$L = 56 \text{ m} \quad \& \quad T = 0.34 \text{ s}$$

Donc $\xi = 0.52 \quad \& \quad \beta = 1.18$

- **Pour un vent normal au pignon :**

$$L = 195.1 \text{ m} \quad \& \quad T = 0.2 \text{ s}$$

Donc $\xi = 0.3 \quad \& \quad \beta = 1.1$

II.5.3 Pressions exercées par le vent :

La pression définitive exercée par le vent sur les différentes faces de la toiture, selon les différentes directions du vent, et pour les deux cas de la surpression et de la dépression, sont données par la formule : $q = q_{10} \times K_h \times K_s \times K_m \times \delta \times \beta \times (C_e - C_i)$.

Les tableaux suivants résument les différents résultats :

II.5.3.1 LONG PAN :

□ Résultat de la modélisation sur ROBOT MILLENNIUM :

Les pressions exercées sur le long pan, données par le logiciel, sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 11 : les résultats des pressions sur le long pan donnés par ROBOT (vent normal).

long pan-vent normal aux génératrices du long pan					
Tronçon	Dépression daN/m ²	Surpression daN/m ²	Tronçon	Dépression daN/m ²	Surpression daN/m ²
1	72.16	32.80	18	9.43	-42.01
2	72.16	32.80	19	11.99	-39.39
3	70.19	30.83	20	11.94	-39.24
4	65.10	25.65	21	-5.93	-56.79
5	63.45	22.07	22	-8.40	-58.81
6	63.94	20.83	23	-8.30	-58.12
7	61.01	16.37	24	-8.18	-57.27
8	59.03	13.03	25	-8.04	-56.25
9	55.05	7.86	26	-7.86	-55.05
10	52.23	4.02	27	-7.67	-53.66
11	48.27	-0.82	28	-7.44	-52.08
12	44.83	-4.98	29	-7.18	0.00
13	39.48	-10.92	30	-6.90	-48.28
14	33.91	-16.95	31	-6.58	-46.03
15	25.59	-25.59	32	-6.56	-45.92
16	6.85	-44.52	33	-6.56	-45.92
17	6.86	-44.58	34	-6.56	-45.92

On donne, ci-dessous, les diagrammes représentatifs de ces pressions :

Pour un vent normal aux génératrices du long pan on a :

- Dépression :

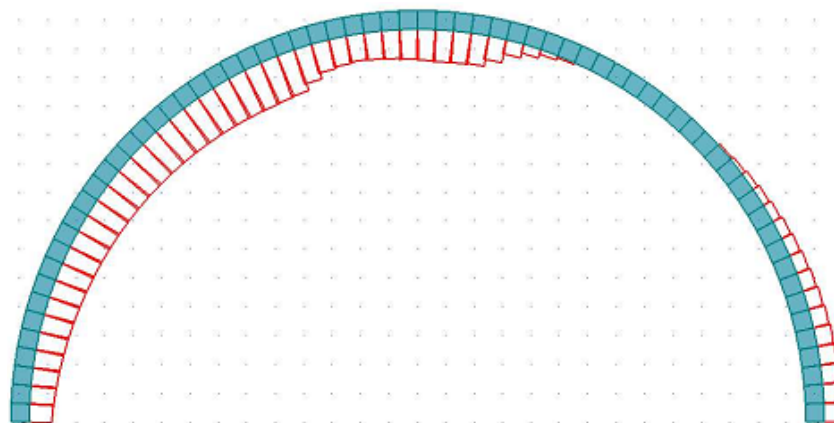


Figure 14 : Action de dépression générée par ROBOT MILLENNIUM pour un vent normal au génératrices du long pan

➤ Surpression :

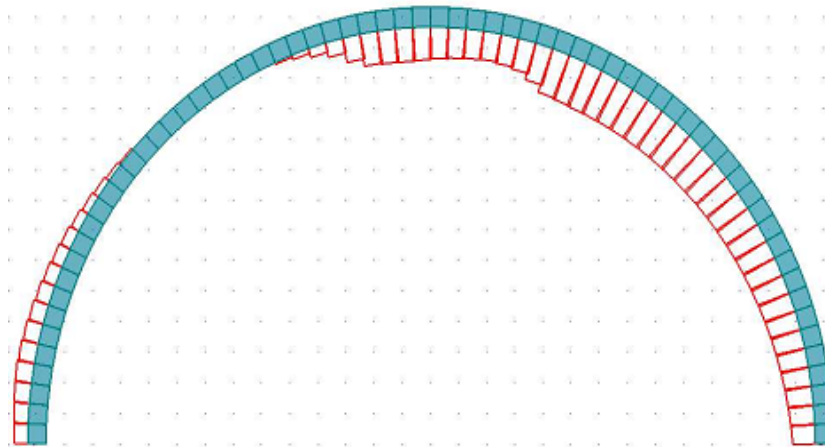


Figure 15 : Action de surpression générée par ROBOT MILLENNIUM pour un vent normal au génératrices du long pan

Pour un vent parallèle aux génératrices du long pan on a les résultats suivants :

Tableau 12 : les résultats des pressions sur le long pan donnés par ROBOT (vent parallèle)

long pan-vent parallèle aux génératrices du long pan		
Tronçon	Dépression daN/m ²	Surpression daN/m ²
1 ; 34	-13.71	-51.09
2 ; 33	-13.71	-51.09
3 ; 32	-13.71	-51.09
4 ; 31	-13.74	-51.21
5 ; 30	-12.59	-51.89
6 ; 29	-10.49	-51.42
7 ; 28	-8.14	-50.53
8 ; 27	-5.58	-49.26
9 ; 26	-2.85	-47.66
10 ; 25	0.02	-45.76
11 ; 24	3.02	-43.60
12 ; 23	6.10	-41.21
13 ; 22	9.24	-38.63
14 ; 21	12.42	-35.88
15 ; 20	15.62	-32.99
16 ; 19	14.64	-34.15
17 ; 18	8.14	-40.71

On donne, ci-dessous, les diagrammes représentatifs de ces pressions :

➤ Surpression :

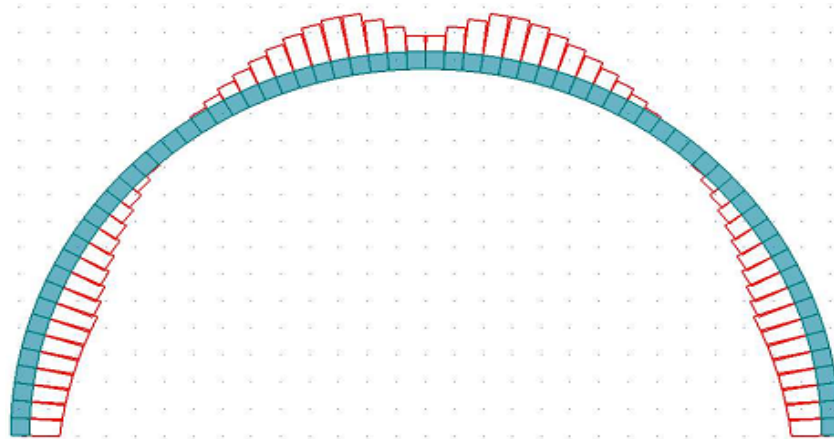


Figure 16 : Action de surpression générée par ROBOT MILLENNIUM pour un vent appliqué parallèle au génératrices du long pan

➤ Dépression :

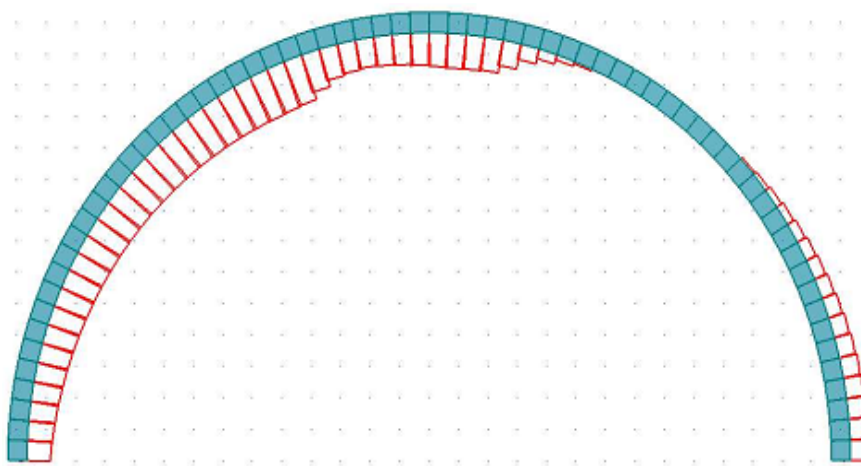


Figure 17 : Action de dépression générée par ROBOT MILLENNIUM pour un vent appliqué parallèle au génératrices du long pan

□ Calcul des pressions

Dans les tableaux suivants, on résume les résultats des pressions appliquées sur le long pan.

Tableau 13 : les résultats des pressions du vent sur le long pan (vent normal).

long pan-vent normal aux génératrices du long pan					
Tronçon	Dépression daN/m ²	Surpression daN/m ²	Tronçon	Dépression daN/m ²	Surpression daN/m ²
1	82.66	43.30	18	-40.29	-91.73
2	80.03	40.67	19	-29.97	-81.34
3	77.41	38.05	20	-13.65	-64.83
4	67.08	27.62	21	-9.32	-60.18
5	57.93	16.55	22	-5.88	-56.29
6	51.73	8.62	23	-4.15	-53.97
7	45.38	0.74	24	-3.27	-52.36
8	23.00	-23.00	25	-2.41	-50.62
9	7.86	-39.32	26	-2.36	-49.54
10	-4.02	-52.23	27	-2.30	-48.30
11	-16.36	-65.45	28	-2.23	-46.87
12	-41.51	-91.33	29	-2.16	-45.26
13	-58.81	-109.21	30	-2.07	-43.45
14	-67.81	-118.67	31	-1.97	-41.43
15	-65.68	-116.86	32	-1.97	-41.33
16	-61.65	-113.02	33	-1.97	-41.33
17	-51.44	-102.87	34	-1.97	-41.33

Tableau 14 : les résultats des pressions du vent sur le long pan (vent parallèle).

Tronçon	long pan-vent parallèle aux génératrices du long pan	
	Dépression daN/m ²	Surpression daN/m ²
1 ; 34	-51.09	-13.71
2 ; 33	-51.09	-13.71
3 ; 32	-51.09	-13.71
4 ; 31	-51.21	-13.74
5 ; 30	-53.71	-14.41
6 ; 29	-55.95	-15.01
7 ; 28	-57.94	-15.54
8 ; 27	-59.70	-16.02
9 ; 26	-61.24	-16.43
10 ; 25	-62.57	-16.79
11 ; 24	-63.71	-17.09
12 ; 23	-64.66	-17.35
13 ; 22	-65.42	-17.55
14 ; 21	-66.01	-17.71
15 ; 20	-66.43	-17.82
16 ; 19	-66.68	-17.89
17 ; 18	-66.76	-17.91

II.5.3.2 PIGNON :

Dans les tableaux suivants, on résume les résultats des pressions appliquées sur le pignon.

Tableau 15 : les résultats des pressions du vent sur le pignon (vent normal).

Pignon-vent normal aux génératrices du pignon					
Tronçon	Dépression daN/m ²	Surpression daN/m ²	Tronçon	Dépression daN/m ²	Surpression daN/m ²
1	70.85	31.49	18	-15.43	-66.87
2	70.85	31.49	19	-15.41	-66.78
3	70.85	31.49	20	-15.35	-66.53
4	71.02	31.57	21	-15.26	-66.12
5	74.49	33.10	22	-15.12	-65.53
6	77.59	34.48	23	-14.94	-64.76
7	80.35	35.71	24	-14.73	-63.81
8	82.79	36.80	25	-14.46	-62.67
9	84.93	37.75	26	-14.15	-61.34
10	86.78	38.57	27	-13.80	-59.79
11	88.36	39.27	28	-13.39	-58.03
12	89.67	39.85	29	-12.93	0.00
13	90.73	40.32	30	-12.41	-53.79
14	91.55	40.69	31	-11.84	-51.29
15	92.12	40.94	32	-11.81	-51.17
16	92.47	41.10	33	-11.81	-51.17
17	92.59	41.15	34	-11.81	-51.17

Tableau 16 : les résultats des pressions du vent sur le pignon (vent parallèle).

pignon-Vent parallèle aux génératrices du pignon					
Tronçon	Dépression daN/m ²	Surpression daN/m ²	Tronçon	Dépression daN/m ²	Surpression daN/m ²
1	-14.43	-53.79	18	8.57	-42.86
2	-14.43	-53.79	19	15.41	-35.96
3	-14.43	-53.79	20	16.45	-34.73
4	-14.47	-53.92	21	13.08	-37.78
5	-13.26	-54.64	22	9.73	-40.67
6	-11.04	-54.15	23	6.42	-43.40
7	-8.57	-53.21	24	3.18	-45.91
8	-5.88	-51.87	25	0.03	-48.19
9	-3.00	-50.19	26	-3.00	-50.19
10	0.03	-48.19	27	-5.88	-51.87
11	3.18	-45.91	28	-8.57	-53.21
12	6.42	-43.40	29	-11.04	0.00
13	9.73	-40.67	30	-13.26	-54.64
14	13.08	-37.78	31	-14.47	-53.92
15	16.45	-34.73	32	-14.43	-53.79
16	15.41	-35.96	33	-14.43	-53.79
17	8.57	-42.86	34	-14.43	-53.79

II.5.3.3 Conclusion :

L'analyse des résultats permet de déterminer et de comparer les valeurs les plus défavorables de l'action du vent données par le logiciel à celles calculées manuellement :

□ **Les résultats donnés par ROBOT MILLENNIUM:**

Les résultats du premier tronçon sont les plus défavorables des pressions appliquées sur le long pan.

Tableau 17 : les pressions les plus défavorables sur le long pan donnés par ROBOT

Tronçon	Dépression (daN/m ²)		Surpression (daN/m ²)	
1	72.16	-6.56	32.80	-45.92

□ **Les valeurs calculées:**

Les valeurs les plus défavorables des pressions du vent sur le long pan sont données dans le tableau suivant :

Tableau 18 : résultats des pressions les plus défavorables du vent sur le long pan

Tronçon	Dépression (daN/m ²)		Surpression (daN/m ²)	
1	82.66	-1.97	43.3	-41.33
14	-67.81	-9.32	-118.67	-60.18

Les pressions calculées par ROBOT sont différentes de celles calculées manuellement suivant le règlement NV65. Les valeurs de ROBOT sont basées sur le diagramme des coefficients de pression C_e correspondant à une construction à toitures multiples, ce qui n'est pas le cas dans notre sujet. Alors pour dimensionner les éléments de notre structure, on utilise les pressions calculées manuellement suivant le règlement NV65 (Tableau 18).

- Pour dimensionner les éléments sur le pignon on utilise les valeurs des pressions suivantes:

Tableau 19 : résultats des pressions les plus défavorables du vent sur le pignon

Tronçon	Dépression (daN/m ²)		Surpression (daN/m ²)	
1	92.59	-15.43	41.15	-66.87

Chapitre III :

CALCUL DE LA STRUCTURE

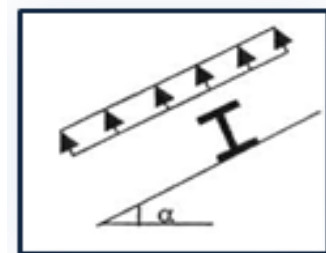
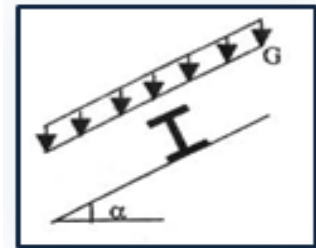
III. Calcul de la structure

III.1 Dimensionnement des pannes

Les pannes servent à assurer le transfert des actions appliquées à la couverture du hangar à sa structure principale. Elles reposent directement au dessus des arcs et reçoivent des charges réparties.

Les pannes sont soumises à :

- Des charges verticales : poids propre de la panne IPE200 (22.4kg/m), de la couverture (10 kg/m²), et de la poussière (20kg/m²) :
- Une charge oblique W, due au vent (pression ou succion) appliquée perpendiculairement au versant, donc parallèlement à l'âme de la panne.



Les pannes sont posées inclinées d'un angle α et de ce fait elles fonctionnent en **flexion déviée**.

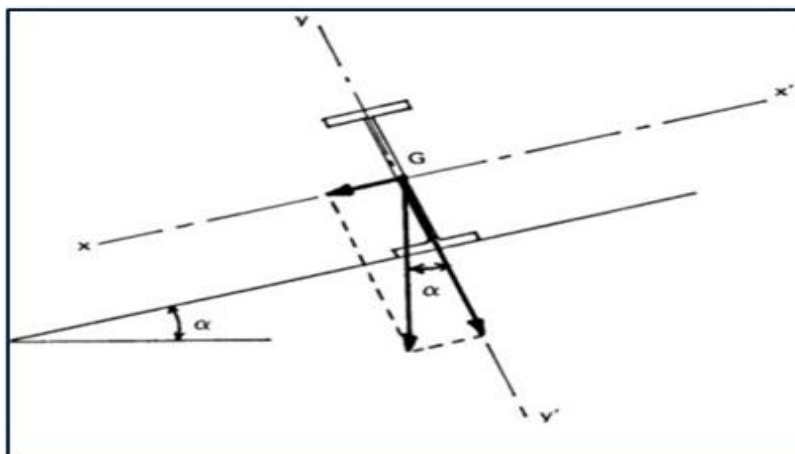


Figure 18: schéma représentant une panne métallique inclinée.

Les valeurs de vent pour le calcul de la panne sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 20 : les charges du vent sur la panne à calculer

Tronçon	Dépression (daN/m ²)		Surpression (daN/m ²)	
	1	82.66	-1.97	43.3

III.1.1 Calcul des sollicitations :

L'entraxe est pris égale à : 1,3 m et $\alpha = 87.35^\circ$

Selon le règlement CM66 (Art 1,21), on considérera les combinaisons suivantes et on donne les composantes des charges dans les deux directions:

Tableau 21: les composantes des combinaisons de charges sur la panne métalliques suivant yy' et xx'.

	Combinaisons	Panne	
		Q _x (daN/m)	Q _y (daN/m)
1	1.33G + 1.5Q	86.0	4.0
2	G + 1.75W _p	35.4	100.1
3	G + 1.75W _d	35.4	189.7
4	17/12 x (Q + W _p) + 1.33G	83.9	83.8
5	17/12 x (Q + W _d) + 1.33G	83.9	156.5
6	1.33G + 3/2W _p	47.0	86.6
7	1.33G + 3/2W _d	47.0	163.4
8	G + Q	61.3	2.8
9	G + W _p	35.4	57.9
10	G + W _d	35.4	109.1
11	G + Q + W _p	61.3	59.1
12	G + Q + W _d	61.3	110.3

III.1.2 Vérification de la résistance :

La combinaison la plus défavorable est : $G+1.75W_d$

Les charges maximales sur la panne sont:

$$Q_x = 35.4 \text{ daN/m} \quad \text{Et} \quad Q_y = 189.7 \text{ daN/m}$$

La longueur de la panne étant de 10m, alors vu que les pannes sont isostatiques avec deux liernes qui divisent chacune en trois parties isostatiques, on a :

$$L_y = 3.33 \text{ m} \quad \text{et} \quad L_x = 10 \text{ m.}$$

Les contraintes de flexion sont:

$$\sigma_x = \frac{M_x}{I_x/V_x} = \frac{\frac{189.7 \times 10^2}{8}}{194} = 12.25 \text{ daN/mm}^2 \quad \text{Et}$$

$$\sigma_y = \frac{M_y}{I_y/V_y} = \frac{\frac{35.4 \times 3.33^2}{10}}{28.5} = 1.37 \text{ daN/mm}^2$$

Avec I_x/V_x et I_y/V_y : les modules de flexion élastique.

On a donc :

$$\sigma = \sigma_x + \sigma_y = 13.62 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_e = 23.5 \text{ daN/mm}^2$$

Ainsi la résistance est vérifiée.

III.1.3 Condition de flèche :

Les pannes ne doivent pas réglementairement, présenter de flèche supérieur au 1/200 de leurs portées, sous l'application des charges maximales non pondérées, afin d'éviter tout désordre éventuel au niveau de la couverture.

Cette condition de flèche est une exigence, qui est très souvent déterminantes dans le dimensionnement des pannes, car elle est plus défavorable que la condition de résistance.

Sous la combinaison la plus défavorable : $G + Q + W_d$

Les charges sur la panne sont: $Q_x = 61.3 \text{ daN/m}$ ET $Q_y = 110.3 \text{ daN/m}$

La panne étant isostatique dans un sens et continue dans l'autre, on aura :

$$f_x = \frac{2.64}{384} \frac{Q_x L_y^4}{EI_y} = \frac{2.64}{384} \frac{61.3 \times 3.33^4}{210 \times 142} = 0.0017 \text{ m} < \frac{L_y}{200} = 0.0167 \text{ m}$$

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{Q_y L_x^4}{EI_x} = \frac{5}{384} \frac{110.3 \times 10^4}{210 \times 1943} = 0.0352 \text{ m} < \frac{L_x}{200} = 0.05 \text{ m}$$

Donc la flèche est vérifiée dans les deux directions.

III.1.4 Vérification au cisaillement :

La condition à vérifier est : $1.54 \times \tau < \sigma_e$

Dans la direction de yy' :

Sous la combinaison la plus défavorable : $G + 1.75W_d$

La charge sur la panne est: $Q_y = 189.7 \text{ daN/m}$

$$\text{On a: } \tau_y = \frac{Q_y L_x}{2 A_{ame}} = 0.85 \text{ daN/mm}^2$$

$$\text{Donc : } 1.54 \times \tau_y = 1.3 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_e$$

Dans la direction de xx' :

Sous la combinaison la plus défavorable : $1.33G + 1.5Q$

La charge sur la panne est: $Q_x = 86 \text{ daN/m}$

$$\text{On a: } \tau_x = \frac{2.2 Q_x L_y}{4 A_{aile}} = 0.185 \text{ daN/mm}^2$$

$$\text{Donc : } 1.54 \times \tau_x = 0.29 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_e$$

Ainsi la condition de cisaillement est vérifiée.

III.1.5 Vérification du déversement :

Les paramètres de déversement définis par les articles 3,641 ; 3,642 et 3,643 des règles CM66 pour un IPE 200 sont les suivant :

$$D = 1.734 \quad ; \quad C = 1.132 \quad ; \quad B = 0.77$$

La longueur de flambement l est égale à la distance entre liernes : $L = 3.33\text{m}$

On calcule alors la contrainte de non déversement :

$$\sigma_d = 40000 \frac{I_x}{I_y} \frac{h^2}{l^2} (D - 1) B C$$

$$\sigma_d = 6.73 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_e$$

L'élanement : $\lambda_0 = 29.5$

La contrainte critique d'Euler : $\sigma_k = 16.65 \text{ daN/mm}^2$

Pour le calcul du coefficient de flambement on utilise la formule de l'article 3,411 des règles CM 66 ; et on trouve :

$$k_0 = \left(0.5 + 0.65 \frac{\sigma_e}{\sigma_k}\right) + \sqrt{\left[\left(0.5 + 0.65 \frac{\sigma_e}{\sigma_k}\right)^2 - \frac{\sigma_e}{\sigma_k}\right]} \quad \text{C.-à-d.} \quad k_0 = 2.19$$

Le coefficient de déversement est finalement :

$$k_d = \frac{k_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_e}(k_0 - 1)} = 1.634$$

La contrainte de comparaison est la suivante, (Art 3,73 des règles CM 66) :

$$\sigma = k_d k_{fx} \sigma_x + k_{fy} \sigma_y \Rightarrow \sigma = 21.7 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_e = 23.5 \text{ daN/mm}^2$$

En conclusion, l'**IPE200** convient bien pour les pannes.

III.2 Calcul des liernes :

Une lierne travaille en traction,

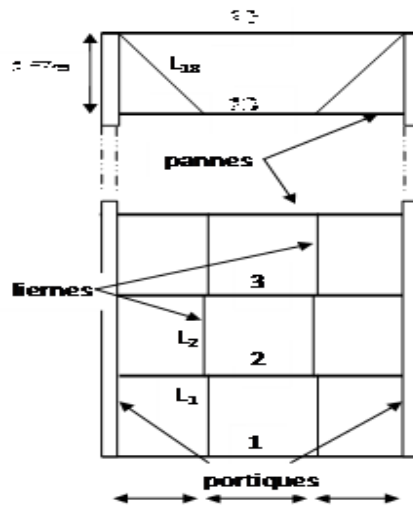


Figure 19 : système de fonctionnement des liernes

Notons T_i l'effort de traction dans la lierne i .

On a :

$$T_{x1} = \frac{2.2 Q_x L_y}{2} = 33 \text{ daN}$$

$$T_{x2} = T_{x1} + \frac{2.2 Q_x L_y}{2} = 66 \text{ daN}$$

$$T_{x3} = T_{x2} + \frac{2.2Q_x L_y}{2} = 162.8 \text{ daN}$$

Tout en montant on obtient finalement :

$$T = \frac{T_{x31}}{\cos(\alpha)} = 5888 \text{ daN} \quad \text{Valeur de dimensionnement } (\alpha \text{ est l'angle d'inclinaison de la bretelle}).$$

Le système de liernes doit ainsi avoir une section A telle que :

$$T < A \cdot \sigma_e \quad \text{Donc} \quad A = 250.6 \text{ mm}^2$$

On prend un rond de diamètre de **ROND18**.

III.3 Dimensionnement des lisses sur le pignon:

Les lisses de bardages sont constituées de profilés IPE disposées horizontalement, elles portent sur les arcs en béton aux extrémités ou sur les potelets. L'entraxe des lisses est déterminé par la portée admissible des bacs de bardage.

Nous allons calculer une lisse de bardage type, de longueur entre montants égale à 5.7m et un entraxe $d = 1.4 \text{ m}$.

III.3.1 Calcul des sollicitations :

Les lisses sont soumises à :

- Des charges verticales : poids propre de la lisse IPE140 (12.9 kg/m²) et du bardage (10 kg/m²).
- Une charge horizontale, due au vent (pression ou succion) appliquée perpendiculairement à la semelle.

Tableau 22 : les charges de vent sur la lisse à calculer

Tronçon	Dépression (daN/m ²)	Surpression (daN/m ²)
10	92.59	-15.43
		41.15
		-66.87

III.3.2 Vérification de la résistance :

Selon le règlement CM66 (Art 1,21), on considérera toutes les combinaisons, La combinaison la plus défavorable est : $G+1.75 W_d$

Les charges maximales sur la lisse sont:

$$Q_x = 26.9 \text{ daN/m} \quad \text{et} \quad Q_y = 226.8 \text{ daN/m}$$

La longueur de la lisse étant de 5.7 m, alors vu que les lisses sont isostatiques avec une suspente qui divise chacune en deux parties isostatiques, on a :

$$L_y = 2.85 \text{ m} \quad \text{et} \quad L_x = 5.7 \text{ m.}$$

Les contraintes de flexions sont:

$$\sigma_x = \frac{M_x}{I_x/V_x} = 11.92 \text{ daN/mm}^2 \quad \text{Et} \quad \sigma_y = \frac{M_y}{I_y/V_y} = 2.22 \text{ daN/mm}^2$$

Avec I_x/V_x et I_y/V_y : les modules de flexion élastique.

$$\text{On a alors : } \sigma = \sigma_x + \sigma_y = 14.14 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_e = 23.5 \text{ daN/mm}^2$$

Donc la résistance est vérifiée.

III.3.3 Conditions de flèche :

Les lisses ne doivent pas réglementairement, présenter de flèche supérieure au 1/200 de leur portée, sous l'application des charges maximales, mais non pondérées.

Sous la combinaison la plus défavorable pour les deux sens : G+W_d+Q,

Les charges sur la lisse sont:

$$Q_x = 26.9 \text{ daN/m} \quad \& \quad Q_y = 129.62 \text{ daN/m}$$

La lisse étant isostatique dans les deux sens, on aura :

$$f_x = \frac{2.05}{384} \frac{Q_x L_y^4}{EI_y} = 0.0004 \text{ m} < \frac{L_y}{200} = 0.014 \text{ m}$$

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{Q_y L_x^4}{EI_x} = 0.016 \text{ m} < \frac{L_x}{200} = 0.028 \text{ m}$$

Donc la flèche est vérifiée dans les deux directions.

III.3.4 Vérification au cisaillement :

La condition à vérifier est : $1.54 \times \tau < \sigma_e$

Dans la direction de yy' :

Sous la combinaison la plus défavorable : $1.33G + 17/12(W_d + Q)$

La charge sur la lisse est: $Q_y = 226.83 \text{ daN/m}$

On a:
$$\tau_y = \frac{Q_y L_x}{2 A_{\text{âme}}} = 1.22 \text{ daN/mm}^2$$

Donc :
$$1.54 \times \tau_y = 1.88 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_e$$

Dans la direction de xx' :

Sous la combinaison la plus défavorable : $1.33G + 1.5Q$

La charge sur la lisse est: $Q_x = 24.4 \text{ daN/m}$

On a:
$$\tau_x = \frac{2.5 Q_x L_y}{4 A_{\text{aile}}} = 0.146 \text{ daN/mm}^2$$

Donc :
$$1.54 \times \tau_x = 0.22 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_e$$

Ainsi, la condition de cisaillement est vérifiée.

III.3.5 Vérification du déversement :

Les paramètres de déversement définis par les articles 3,641 ; 3,642 et 3,643 des règles CM66 pour un IPE 140 sont les suivant :

$$D = 2.17 \quad ; \quad C = 1.132 \quad ; \quad B = 0.811$$

La longueur de flambement l est égale à la distance entre liernes : $L = 2.85 \text{ m}$

On calcule alors la contrainte de non déversement :

$$\sigma_d = 40000 \frac{I_x h^2}{I_y l^2} (D - 1) B C$$

$$\sigma_d = 8.6 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_e$$

L'élanement :
$$\lambda_0 = 117.4$$

La contrainte critique d'Euler :
$$\sigma_k = 11 \text{ daN/mm}^2$$

Pour le calcul du coefficient de flambement on utilise la formule de l'article 3,411 des règles CM 66 ; et on trouve :

$$k_0 = \left(0.5 + 0.65 \frac{\sigma_e}{\sigma_k}\right) + \sqrt{\left[\left(0.5 + 0.65 \frac{\sigma_e}{\sigma_k}\right)^2 - \frac{\sigma_e}{\sigma_k}\right]} \quad \text{C.-à-d.} \quad k_0 = 2.4$$

Le coefficient de déversement est finalement :

$$k_d = \frac{k_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_e}(k_0 - 1)} = 1.7$$

La contrainte de comparaison est la suivante, (Art 3,73 des règles CM 66) :

$$\sigma = k_d k_{fx} \sigma_x + k_{fy} \sigma_y \quad \sigma = 22.48 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_e = 23.5 \text{ daN/mm}^2$$

En prend donc un **IPE140** pour les lisses.

III.4 Calcul des suspentes :

Une suspente travaille en traction,

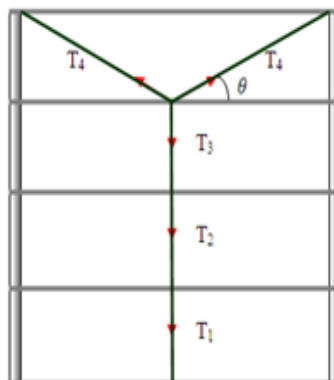


Figure 20 : système de fonctionnement des suspentes

Notons T_i l'effort de traction dans la suspente i .

On a :

$$T_{x1} = \frac{2.5Q_x L_y}{2} = 127 \text{ daN}$$

$$T_{x2} = T_{x1} + \frac{2.5Q_x L_y}{2} = 254 \text{ daN}$$

$$T_{x3} = T_{x2} + \frac{2.5Q_x L_y}{2} = 381 \text{ daN}$$

En conclusion, l'effort maximal est de valeur $T = \frac{T_{x20}}{2 \sin(\theta)} = 2\,320 \text{ daN}$,

Ainsi le système des suspentes doit avoir une section A telle que :

$$T \leq A \cdot \sigma_e \quad \text{Donc } A = 98.7 \text{ mm}^2$$

On prend un rond de : **ROND12**.

III.5 Dimensionnement des potelets :

III.5.1 Principe de calcul

Les potelets sont sollicités à la flexion composée due au vent et à la compression (due aux poids des bardages, des lisses et au poids propre du potelet).

Le potelet est supposé articulé en tête et à la base (bi-articulé).

On propose de calculer le potelet de milieu, qui est le plus chargé.

L'entraxe est de 4 m.

- Calcul des sollicitations :

La combinaison la plus défavorable à l'ELU est : $G + 1.75W_d$, à l'ELS : $G + Q + W_d$

- ✓ Effort de compression :

Poids des lisses $P_l = 20 \times 0.375 \times 4 \times 12.9 = 387 \text{ daN}$

Poids du bardage $P_b = 4 \times 28 \times 10 = 1120 \text{ daN}$

Poids propre des potelets (IPE600) $P_p = 122 \times 28 = 3416 \text{ daN}$

Donc l'effort de compression est $N = G = 4923 \text{ daN}$

La contrainte de compression simple vaut :

$$\sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{4923}{156 \times 100} = 0.316 \text{ daN/mm}^2$$

✓ Contrainte de flexion :

Sous un chargement de vent uniformément variable de W_{10} au sommet du potelet à W_1 en base avec :

$$W_{10} = 92.59 \times 4 = 370.36 \text{ daN/m} \quad \text{ET} \quad W_1 = 70.85 \times 4 = 283.39 \text{ daN/m}$$

À partir de l'expression du moment:

$$M = \left\{ \frac{W_{10}x}{2} (L - x) - \frac{(W_{10}-W_1)}{6L} x(L^2 - x^2) \right\}$$

Et de l'effort tranchant :

$$T = \left\{ W_{10} \left(\frac{1}{2}L - x \right) - \frac{(W_{10}-W_1)}{6L} (L^2 - 3x^2) \right\}$$

$L = H_p$ La hauteur du poteau.

On tire : $M_{max} = 1.75 \times 32001.9 = 56003 \text{ daN.m}$ EN $x = 13.68 \text{ m}$

Et à la base du potelet on a :

$$M_b = 0 \text{ daN.m} \quad \& \quad T_b = 4373.32 \text{ daN}$$

D'où $\sigma_f = \frac{M_{max}}{W_x} = \frac{56003}{3070} = 18.24 \text{ daN/mm}^2$

III.5.2 Vérification du flambement :

Les paramètres de flambement définis par les articles 3,411 ; 3,411 ; 3,512 et 3,521 des règles CM 66 sont les suivant :

Le plan de flambement étant le plan de flexion, on a :

La longueur de flambement vaut : $L_f = 28 \text{ m}$

L'élanement : $\lambda_x = \frac{H_p}{i_x} \quad \text{ET} \quad \lambda_x = 115$

La contrainte critique d'Euler : $\sigma_k = E \left(\frac{\pi}{\lambda_x} \right)^2 = 15.63 \text{ daN/mm}^2$

Le Coefficient de l'éloignement de l'état critique est : $\mu = \frac{\sigma_k}{\sigma_c} \quad \mu = 49.57$

On calcule alors les coefficients d'amplification des contraintes :

$$k_1 = \frac{\mu - 1}{\mu - 1,3} \quad k_1 = 1,0062$$

$$k_f = \frac{\mu + 0,03}{\mu - 1,3} \quad k_f = 1,0276$$

Selon CM66 (Art 3,721) la condition à vérifier est :

$$\sigma = k_1 \cdot \sigma_c + k_f \cdot \sigma_f < \sigma_e = 23.5 \text{ daN/mm}^2$$

Avec : $\sigma = 1.0062 \times 0.315 + 1.0276 \times 18.24 = 19.1 \text{ daN/mm}^2$

Le potelet résiste donc bien au flambement.

III.5.3 Vérification du déversement :

Les paramètres de déversement définis par les articles 3,641 ; 3,642 et 3,643 des règles CM 66 pour un IPE 600 sont les suivant :

$$D = 1.0201 \quad ; \quad C = 1,132 \quad ; \quad B = 0,647$$

La longueur de flambement l est égale à la distance entre lisses : $L = 1.4 \text{ m}$

On calcule alors la contrainte de non déversement :

$$\sigma_d = 40\,000 \frac{I_y h^2}{I_x l^2} (D - 1) B C$$

$$\sigma_d = 4,25 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_e$$

L'élancement : $\lambda_0 = 25.92$

La contrainte critique d'Euler : $\sigma_k = 308.5 \text{ daN/mm}^2$

Le coefficient de flambement est calculé par la formule de l'article 3,411 des règles CM 66 ; on trouve :

$$k_0 = \left(0.5 + 0.65 \frac{\sigma_e}{\sigma_k}\right) + \sqrt{\left[\left(0.5 + 0.65 \frac{\sigma_e}{\sigma_k}\right)^2 - \frac{\sigma_e}{\sigma_k}\right]} \quad \text{C.-à-d} \quad k_0 = 1.0247$$

Le coefficient de déversement est finalement :

$$k_d = \frac{k_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_e}(k_0 - 1)} \quad \text{C.-à-d.} \quad K_d = 1.0204$$

La contrainte de comparaison est, (Art 3,73 des règles CM 66) :

$$\sigma = k_1 \cdot \sigma_c + k_d \cdot k_f \cdot \sigma_f$$

D'où: $\sigma = 1.0062 \times 0.315 + 1.0204 \times 1.0276 \times 18.24 = 19.44 \text{ daN/mm}^2$

On a : $\sigma < \sigma_e$

Donc la condition de non déversement est bien vérifiée.

III.5.4 Conditions de flèche :

Les potelets ne doivent pas réglementairement, présenter de flèche supérieure au 1/200 de leur portée, sous l'application des charges maximales, mais non pondérées.

Sous la combinaison la plus défavorable : G+W_d+Q,

Sous un chargement de vent uniformément variable de W₁₀ au sommet du potelet à W₁ en base avec :

$$f_y = \frac{W_{10}}{24EI} x(l-x)(l^2 + lx - x^2) - \frac{(W_{10} - W_1)}{360EI} (7l^4 - 10l^2x^2 + 3x^4)$$

$W_{10} = 92.59 \times 4 = 370.36 \text{ daN/m}$ ET $W_1 = 70.85 \times 4 = 283.39 \text{ daN/m}$

À partir de l'expression de la flèche, on trouve : $f_{max} = 13.94 \text{ cm} < \frac{L}{200} = 14 \text{ cm}$

Donc la flèche est bien vérifiée.

Conclusion : On garde alors pour les potelets de profilé : **IPE600**

III.6 Contreventement :

En principe, les contreventements sont les pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ensemble d'une construction soumise à la poussée du vent et à l'action sismique. Ces efforts s'appliquent en premier lieu sur la « peau » de la structure: bardage et couverture ; c'est donc dans les plans formés par ces parties d'ouvrage que se trouvent les dispositifs de stabilité. Ces éléments de contreventement ont pour but de transférer aux fondations les forces horizontales.

Les dispositifs de contreventement pour notre bâtiment sont :

- Les poutres BA et les croix qui assurent la stabilité dans le sens parallèle aux génératrices du long pan.
- Les arcs encastres qui assurent le contreventement dans leurs plans.

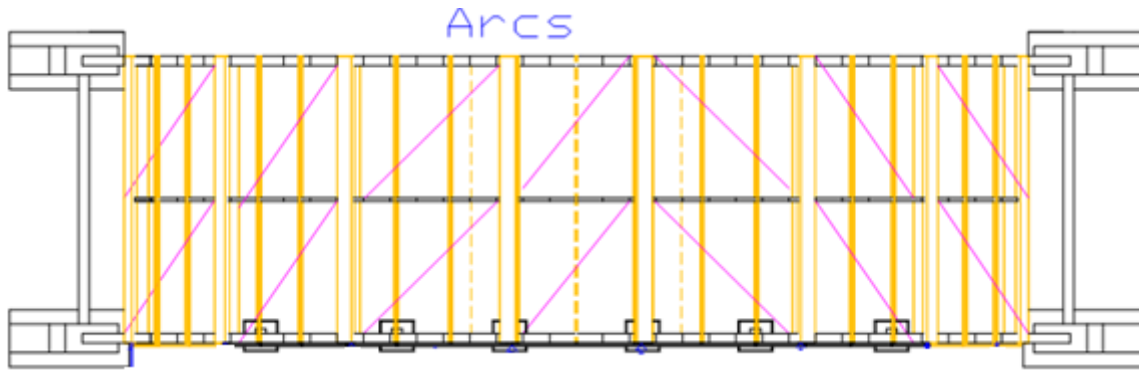


Figure 21: système de contreventement.

□ **Efforts de vent sur les pignons :**

Les efforts du vent sur les faces verticales en pignon sont transmis aux potelets par l'intermédiaire du bardage. Les poteaux transmettent une partie T_0 en tête vers le système poutre BA-diagonaux, et l'autre partie T_1 vers les fondations.

L'effort T_0 se décompose en :

- ✓ un effort N de compression simple dans les poutres BA.
- ✓ un effort F_d de traction dans les diagonales.

□ **Calcul des forces :**

Sous un chargement de vent uniformément variable de W_{10} au sommet du potelet jusqu'à W_1 en base avec :

$$W_{10} = 92.59 \times 12 = 1111.08 \text{ daN/m} \quad \& \quad W_1 = 70.85 \times 12 = 850.2 \text{ daN/m}$$

À partir de l'expression de l'effort tranchant en tête du potelet (de hauteur $H_p = 28 \text{ m}$) :

$$T_0 = 1.75 \left(\frac{1}{2} W_{10} H_p - \frac{(W_{10} - W_1)}{6} H_p \right) = 25\,090.94 \text{ daN}$$

III.6.1 Dimensionnement d'une diagonale :

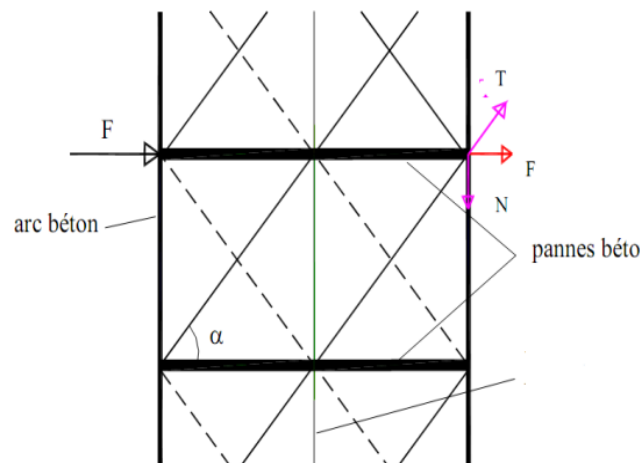


Figure 22 : reprise des efforts par le système de contreventement

Inclinée d'un angle $\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{12}{7.05}\right) = 59.6^\circ$, la diagonale est en traction sous l'effort : $F_d = \frac{T_0}{\cos(\alpha)} = 49\,583.45 \text{ daN}$

Les croix doivent ainsi avoir une section A telle que :

$$F_d \leq A \cdot \sigma_e \quad \text{Donc} \quad A = 2110 \text{ mm}^2$$

On peut prendre une cornière de CAE 120 × 10

□ **Vérification de l'élançement :**

On a la longueur de flambement: $L_f = 13.9 \text{ m}$ ($L_f = \sqrt{7.05^2 + 12^2}$)

Donc l'élançement est :

✓ Pour la cornière CAE120 × 120 × 10 ; $i = 3.67 \text{ cm}$

$$d'où: \lambda = \frac{13.9}{0.0367} = 378 > 300 \text{ Inacceptable.}$$

Alors on doit choisir un profilé de **CAE 150 × 10** ($i = 4.63 \text{ cm}$) pour ne pas dépasser l'élançement limite.

$$(i = 4.63 \text{ cm} \quad d'où: \lambda = \frac{13.9}{0.0463} = 300)$$

✓ Pour les tubes ronds on prend : **TRON 139 × 8**

$$(i = 4.66 \text{ cm} \quad d'où: \lambda = \frac{13.9}{0.0466} = 298 < 300)$$

III.6.2 Dimensionnement de la poutre BA :

III.6.3 Principe de calcul :

Les poutres BA sont sollicitées à la flexion composée sous leurs poids propre et l'action du vent (compression).

La poutre à une portée de 10 m, donc nécessite une hauteur d'au moins **65 cm** ($h > L/16 = 0.625m$).

La largeur de la poutre est donnée par $b > 0.25h$ (condition dictée par le RPS2000), On prend donc une largeur de **40 cm**.

III.6.4 Calcul des sollicitations :

On calcul les sollicitations par les combinaisons suivantes du B.A.E.L91 :

$$\text{ELU} : 1.35G + Q + 1.5W$$

$$\text{ELS} : G + Q + W$$

L'effort de compression à l'ELU est: $N = T_0 = 25\,090.94 \text{ daN}$

Le moment de flexion sous le poids propre de la poutre est : $M = \frac{pL^2}{8}$

$$\text{Où } p = 2\,500 \times 0.40 \times 0.65 = 650 \frac{\text{daN}}{\text{m}} \quad \& \quad L = 10\text{m}$$

$$\text{Donc } M_u = 10\,968.75 \text{ daN.m} \quad \& \quad M_s = 8\,125 \text{ daN.m}$$

L'effort tranchant à l'ELU est : $T = \frac{pl}{2} = 3\,250 \text{ daN}$

III.6.5 Ferrailage de la poutre :

Le calcul (BAEL91) est fait à l'ELU et à l'ELS.

La poutre est dimensionnée pour résister au flambement, sous la compression apportée par le vent W (calcul semblable à celui des poteaux):

✓ Armature longitudinale :

La poutre est prise comme bi-articulée, donc : $L_f = L_0 = 10 \text{ m}$

$$\text{L'élancement est : } \lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f \times \sqrt{12}}{h} = 53.29 > 50$$

$$\text{D'où : } \alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{53.29} \right)^2 = 0.53$$

La section d'acier doit vérifier la relation suivante : $A > \left\{ \frac{N}{\alpha} - \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right\} \times \frac{\gamma_s}{f_e}$

Donc : $A = 27.7 \text{ cm}^2 \Rightarrow 18 \text{ HA14}$

✓ Armature transversale :

- 75 Cad8 $e = 17 \times 0.10 + 41 \times 0.16 + 17 \times 0.10$ (cm)
- 375 Ep8 $e = 17 \times 0.10 + 41 \times 0.16 + 17 \times 0.10$ (cm)
- 75 Ep8 $e = 17 \times 0.10 + 41 \times 0.16 + 17 \times 0.10$ (m)

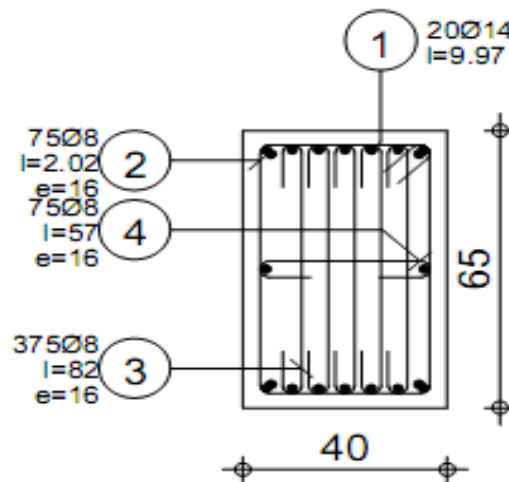


Figure 23 : ferrailage type de la poutre

III.7 Conception et calcul des arcs :

III.7.1 Généralités :

On utilise l'arc en béton (ou en acier) pour les ouvrages d'art et pour les grandes halles.

NB : Plus la courbure de l'arc est faible (ou le rayon grand), plus l'arc est comprimé et plus il y a risque de flambement.

Il existe trois types d'arcs principaux :

➤ L'arc à trois articulations :

Cette structure est isostatique, il n'y a pas de moment à la clé. Les tassements différentiels et les dilatations sont bien repris par les articulations. Les moments sont en revanche assez conséquents dans une section courante. (Cette conception est déconseillée dans les zones sismiques) ;

➔ **L'arc à deux articulations :**

Les appuis sont articulés, la structure est hyperstatique de degré 1. Les moments sont plus faibles vers les appuis, cependant, ils sont très importants vers la clé.

➔ **L'arc encastré :**

Les appuis sont encastrés, la structure est hyperstatique de degré 3. Les moments sont transmis aux appuis ce qui génère des fondations plus importantes.

Pour notre structure on a opté pour un arc bi-encastré pour les raisons suivantes :

- ✓ Rigidifier la structure ;
- ✓ Profiter de la résistance du béton à la compression ;
- ✓ Eviter la difficulté de la réalisation des articulations.

III.7.2 Calcul des sollicitations :

Soit l'arc circulaire de section constante S , d'inertie flexionnelle EI , de rayon R et d'ouverture $2\theta_0$.

Sous une charge quelconque (répartie ou concentrée appliquée en θ_1), la poussée dans l'appui est Q , et les sollicitations en un point θ sont (MNT).

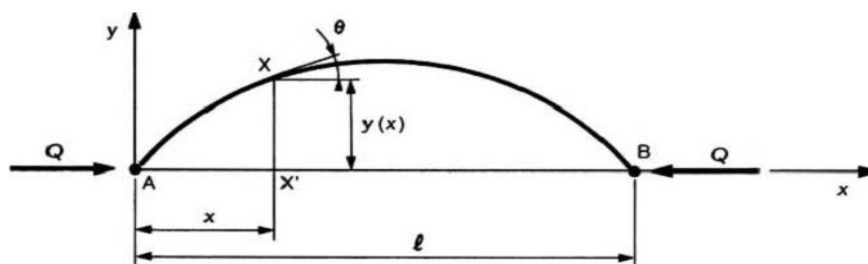


Figure 24 : définition de l'arc

L'arc est dimensionné à trois types de sollicitations:

- La compression pure
- La flexion
- L'effort tranchant

III.7.2.1 Arc à deux articulations :

- *Sous une charge verticale uniforme p :*

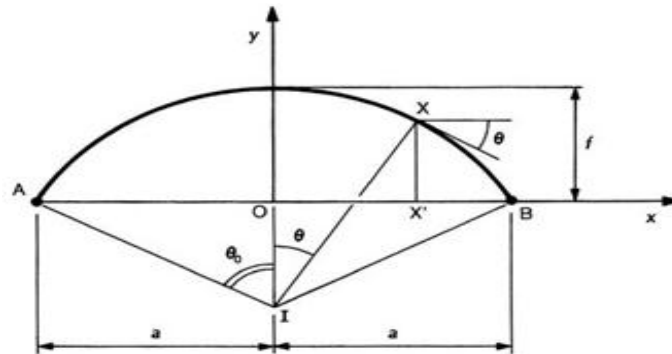


Figure 25 : Arc circulaire à deux articulations.

En un point d'angle θ les sollicitations sont :

$$M(\theta) = pR^2(\theta_0 \sin \theta_0 - \theta \sin \theta + \cos \theta_0 - \cos \theta) - QR(\cos \theta - \cos \theta_0)$$

$$N(\theta) = pR\theta \sin \theta + Q \cos \theta$$

$$T(\theta) = -pR\theta \cos \theta + Q \sin \theta$$

Avec :
$$Q = \frac{pR}{2} \frac{((9-4\theta_0^2)\sin 2\theta_0 - 10\theta_0 \cos 2\theta_0 - 8\theta_0)}{2\theta_0 - 3\sin 2\theta_0 + 4\theta_0 \cos \theta_0^2} \gamma$$

Où :
$$\gamma = \left(1 + \frac{I}{R^2 S} \frac{4\theta_0}{(2\theta_0 - 3\sin 2\theta_0 + 4\theta_0 \cos \theta_0^2)}\right)^{-1}$$

- *Sous une charge concentrée F normale à l'arc appliquée en θ_1 :*

En un point d'angle θ les sollicitations sont :

$$M(\theta) = \mu_1 - H_0 R \cos \theta - QR \cos \theta$$

$$N(\theta) = \left(\frac{d\mu_1}{dx} - V_0\right) \sin \theta + (H_0 - F_g \sin \theta_1 + Q) \cos \theta$$

$$T(\theta) = \left(\frac{d\mu_1}{dx} + V_0\right) \cos \theta + (H_0 - F_g \sin \theta_1 - Q) \sin \theta$$

Avec :
$$d = \frac{\pi R}{ES} \quad ; \quad C = \frac{2R^3 V_0}{EI} + \frac{R^3 F \sin \theta_1}{EI} \left[\cos \theta_1 (\sin \theta_1 - 1) + \frac{\pi - 2\theta_1 - \sin 2\theta_1}{4} \right]$$

$$D = \frac{2R^3}{\pi EI} \left(\frac{\pi^2}{4} - 2 \right) \quad \& \quad \gamma = \frac{1}{1 + \frac{2I}{R^2 S}}$$

$$Q = \frac{c}{D+d} ; \quad V_0 = \frac{1}{2} F \sin \theta_1 \cos \theta_1 ; \quad H_0 = \frac{2F\gamma \sin \theta_1}{\pi} \left[\frac{\sin 2\theta_1 - 2\theta_1 + \pi}{4} + \frac{I}{R^2 S} \left(\frac{\pi}{2} - \theta_1 \right) \right]$$

$$\text{Et : } \begin{cases} \mu_1 = V_0 R (1 + \sin \theta) - F_g R \sin \theta_1 (\cos \theta_1 - \sin \theta) \\ \frac{d\mu_1}{dx} = V_0 - F_g \cos \theta_1 \end{cases}$$

III.7.2.2 Arc à deux encastements :

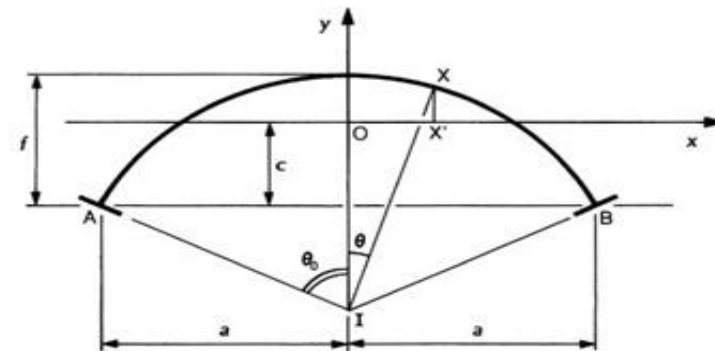


Figure 26 : Arc circulaire à deux encastements.

□ Sous une charge verticale uniforme p :

$$M(x) = \mu(x) + A + Bx - Qy$$

$$N(x) = \left(\frac{d\mu}{dx} + B \right) \cos \theta - Q \sin \theta$$

$$N = \left(\frac{d\mu}{dx} + B \right) \sin \theta + Q \cos \theta$$

$$\text{Avec : } \quad A(\theta) = \frac{-pR}{2\theta_0} (\theta_0 \sin \theta_0 + \cos \theta_0 - \theta \sin \theta - \cos \theta)$$

$$B(\theta) = \frac{\sin \theta (\theta_0 + \sin \theta_0 \cos \theta_0) - \sin \theta_0 (\theta + \sin \theta \cos \theta)}{2 \sin \theta_0 (\theta_0 - \sin \theta_0 \cos \theta_0)}$$

$$Q(\theta) = \gamma \frac{2 \sin \theta_0 (\theta \sin \theta + \cos \theta - \theta_0 \sin \theta_0 - \cos \theta_0) + \theta_0 (\sin^2 \theta_0 - \sin^2 \theta)}{2 (\theta_0^2 + \theta_0 \sin \theta_0 \cos \theta_0 - 2 \sin^2 \theta_0)}$$

□ *Sous une charge concentrée F normale à l'arc appliquée en θ_1 :*

En un point d'angle θ les sollicitations sont :

$$M(\theta) = F \left\{ A \sin \theta_1 + A' \cos \theta_1 + (B \sin \theta_1 + B' \cos \theta_1) R \sin \theta \right. \\ \left. - (Q \sin \theta_1 + Q' \cos \theta_1) R \left(\cos \theta - \frac{2}{\pi} \right) + \mu(\theta) \cos \theta_1 \right\} \\ - F_g \sin \theta_1 R (\cos \theta - \cos \theta_1)$$

$$N(\theta) = F \left\{ (Q \sin \theta_1 + F_g \sin \theta_1 + Q' \cos \theta_1) \cos \theta + \left(B \sin \theta_1 + B' \cos \theta_1 + \frac{d\mu}{dx} \cos \theta_1 \right) \sin \theta \right\}$$

$$T(\theta) = F \left\{ -(Q \sin \theta_1 + F_g \sin \theta_1 + Q' \cos \theta_1) \sin \theta + \left(B \sin \theta_1 + B' \cos \theta_1 + \frac{d\mu}{dx} \cos \theta_1 \right) \cos \theta \right\}$$

$$\text{Avec : } A = \frac{R}{\pi} \left\{ \theta_1 \cos \theta_1 - \frac{\pi}{2} \cos \theta_1 - \sin \theta_1 + 1 \right\} ; \quad B = \frac{-1}{\pi} \cos^2 \theta_1$$

$$Q = \left[\pi \left(\frac{1}{2} + \frac{r^2}{R^2} \right) - \frac{4}{\pi} \right]^{-1} \left\{ \frac{-1}{4} \sin 2\theta_1 + \frac{2}{\pi} \theta_1 \cos \theta_1 - \frac{2}{\pi} \sin \theta_1 + \left(\frac{1}{2} + \frac{r^2}{R^2} \right) \theta_1 + \frac{2}{\pi} - \frac{\pi}{4} - \frac{\pi r^2}{2 R^2} \right\}$$

$$\text{Et : } A' = \frac{-R}{\pi} \left\{ \frac{\pi}{2} - \cos \theta_1 - \theta_1 \sin \theta_1 \right\}$$

$$B' = \frac{1}{\pi} \left\{ \frac{\pi}{2} \sin \theta_1 - \theta_1 - \sin \theta_1 \cos \theta_1 \right\}$$

$$Q' = 2\gamma \left(\frac{\pi^2}{4} - 2 \right)^2 \left\{ 2 \left(\theta_1 \sin \theta_1 + \cos \theta_1 - \frac{\pi}{2} \right) + \frac{\pi}{2} (1 - \sin^2 \theta_1) \right\}$$

$$\mu(\theta) = \begin{cases} R \frac{1 - \sin \theta_1}{2} (1 + \sin \theta) & ; \text{si } \theta \geq \theta_1 \\ \frac{R}{2} (1 + \sin \theta_1) - \frac{\sin \theta}{2} R (1 + \sin \theta_1) & ; \theta_1 \geq \theta \end{cases}$$

$$\frac{d\mu}{dx}(\theta) = \begin{cases} \frac{1 - \sin \theta_1}{2} & ; \text{si } \theta \geq \theta_1 \\ -\frac{1}{2} (1 + \sin \theta_1) & ; \theta_1 \geq \theta \end{cases}$$

III.7.3 Dimensionnement de l'arc :

III.7.3.1 Les charges appliquées à l'arc :

Soit l'arc d'entraxe 10m.

L'arc est calculé pour résiste aux charges verticales uniforme:

✓ Permanentes :

$$\text{Couverture : } P_c = 10 \times 10 = 100 \text{ daN/m}$$

$$\text{Poids des pannes (IPE200) : } P_p = 22.4 \times \frac{10}{1.3} = 172.3 \text{ daN/m}$$

$$\text{Le poids des poutres BA : } P_{pBA} = 0.4 \times 0.65 \times 2500 \times \frac{10}{12} = 541.67 \text{ daN/m}$$

Poids propre du portique.

✓ D'exploitation (poussière) : $Q = 20 \times 10 = 200 \text{ daN/m}$

Et aux charges normales à l'arc dû au vent (en prend les charges correspondantes à l'arc continue).

III.7.3.2 Combinaisons de charges :

Le règlement B.A.E.L 91 donne les combinaisons de charges suivantes :

Tableau 23 : combinaisons de calcul

Combinaisons	
1	$1.35G + 1.5Q$
2	$G + 1.5Q$
3	$1.35G + 1.5Q + W$
4	$G + 1.5Q + W$
5	$1.35G + 1.5W$
6	$1.35G + Q + 1.5W$
7	$G + 1.5W$
8	$G + Q + 1.5W$
9	$G + Q$
10	$G + Q + 0.77W$
11	$G + W$
12	$G + 0.77Q + W$

III.7.3.3 Calcul au flambement :

III.7.3.3.1 Poussée critique :

Dans cette partie, on cherche le poteau équivalent, à l'arc en question, pour le flambement dans le plan.

En supposant l'inertie réduite I constante, on a la valeur approchée suivante de la poussée critique :

$$Q_c = \frac{m}{1 + k\left(\frac{h}{2a}\right)^2} \frac{\pi^2 EI}{a^2}$$

M et K étant des constantes données dans le tableau suivant :

Tableau 24 : les valeurs de m et k suivant le type d'arcs.

Valeurs de m et K				
Type d'arc	m	K pour des charges		Observations
		liées à l'arc	liées à l'espace	
Arc encastré	2.0458	3.352	4.013	Flambement antisymétrique
Arc à deux articulations	1	6.144	6.954	
Arc à une articulation	1.1132	1.145	1.36	Flambement symétrique
Arc à trois articulations	0.7525	1.99	2.27	

III.7.3.3.2 Longueur de flambement :

La longueur de flambement de l'arc est donc: $L_f = a \sqrt{\frac{1 + k\left(\frac{f}{2a}\right)^2}{m}}$

Avec $m = 2.0458$; $f = 28 m$; $a = 28 m$; $k = 3.352$

D'où : $L_f = 26.5 m$

III.7.3.3.3 Prédimensionnement :

Le règlement BAEL 91 exige un élancement inférieur à 70.

$$\text{C.-à-d. : } \lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f}{\frac{h}{\sqrt{12}}} \leq 70 \quad (h \text{ est la hauteur du portique})$$

On prend donc une section de $(1.3 \times 0.45 m^2)$

III.7.3.4 Les sollicitations dans l'arc :

Les sollicitations calculées dans les barres (θ) sous la combinaison de charge $1.35G + 1.5Q + W$ (qui donne des valeurs relativement importantes) sont :

Tableau 25 : Les sollicitations dans l'arc bi-encastré

θ (°)	M (T.m)	N (T)	T (T)
-90	147	144	-33
-84.7	58	138	-23
-79.4	-7	131	-14
-74.1	-49	124	-7
-68.8	-74	116	-1
-63.5	-83	108	4
-58.2	-80	100	8
-52.9	-68	92	10
-47.6	-51	85	12
-42.4	-29	78	12
-37.1	-6	71	12
-31.8	17	65	12
-26.5	38	60	11
-21.2	57	56	9
-15.9	72	53	7
-10.6	83	51	5
-5.3	87	49	3
0	85	49	0
5.3	76	50	-2
10.6	62	52	-4
15.9	42	55	-6
21.2	19	58	-7
26.5	-9	63	-8
31.8	-38	68	-8
37.1	-67	74	-7
42.4	-93	81	-5
47.6	-113	88	-2
52.9	-125	95	2
58.2	-124	102	8
63.5	-108	108	15
68.8	-73	115	23
74.1	-16	121	32
79.4	67	126	43
84.7	178	130	55
90	323	139	56

L'allure du moment fléchissant est donnée par la figure ci-dessous :

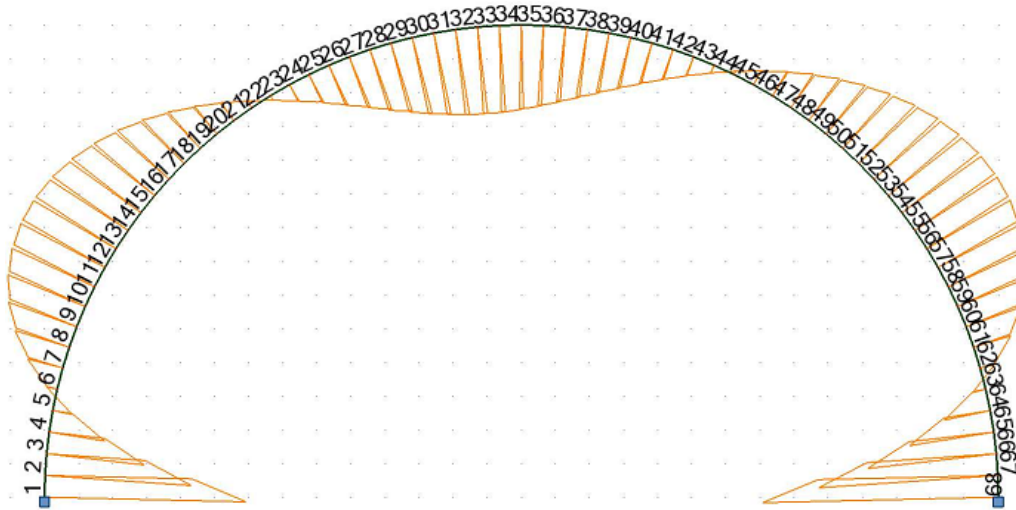


Figure 27 : diagramme du moment fléchissant dans l'arc bi-encasté

Remarque : les tableaux des sollicitations qui correspondent à tous les cas de charges sont dressés dans l'annexe 2.

III.7.3.5 Calcul du ferrailage du portique :

On calcule le portique aux sollicitations appliquées. Ainsi, on détermine le ferrailage inférieur et supérieur des barres en jumelant 3 à 5 éléments de barres pour une bonne exploitation des avantages de la préfabrication. Et pour faciliter la réalisation de la structure béton armé, on procède de telle façon que l'extrémité des barres préfabriquées soit au bout de la poutre BA, ce qui revient à dire que les poutres de contreventement seront coulées en même temps que les joints entre deux éléments.

Les sollicitations maximales dans les tronçons ne sont pas engendrées par une même combinaison de charges, d'où la nécessité de calculer les sollicitations maximales (celles qui donnent une section d'armature maximale, comme il est spécifié en annexe3) dans chaque tronçon sous l'effet de toutes les combinaisons de charges, et d'en tirer l'enveloppe :

Tableau 26 : éléments de préfabrication et leurs efforts internes

Tronçon	Éléments	Longueurs (m)	Sollicitations		
			M (T.m)	N (T)	T (T)
1	1, 2,3	7.8	325	124	54
2	4, 5, 6,7	10.4	-128	115	5
3	8, 9, 10, 11, 12	13	-122	85	3
4	13,14, 15, 16, 17	13	109	61	3

□ **Les armatures longitudinales :**

La section minimale des aciers tendus (BAEL 91) :

$$A_{st,min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.45 \times 1.25 \times \frac{2.4}{500} = 6.21 \text{ cm}^2$$

Tableau 27 : Armature longitudinale du portique

Éléments	Tronçon	Longueurs(m)	Section d'armature		Armature	
			As, inf (cm ²)	As, sup (cm ²)	Inf	Sup
1	1, 2,3	7.8	69	6.21	14 T25	8 T10
2	4, 5, 6,7	10.4	6.21	14	8 T10	8 T16
3	8, 9, 10, 11, 12	13	6.21	15	8 T10	8 T16
4	13,14, 15, 16, 17	13	15	6.21	8 T20	8 T10

□ **Les armatures transversales :**

Le calcul de la section transversale nécessaire donne :

Tableau 28 : Armature transversale du portique

Éléments	Tronçon	Longueurs(m)	Armature	
			Barres	Esp S _t (cm)
1	1, 2,3	7.8	4 T10	20
2	4, 5, 6,7	10.4	4 T10	16
3	8, 9, 10, 11, 12	13	4 T10	16
4	13,14, 15, 16, 17	13	4 T10	25

Remarques : 1). Les calculs sont faits pour la moitié du portique, le même ferrailage est à adopter pour l'autre moitié.

2). Les actions hors plan de l'arc (celles transmises par les potelets) produisent des moments latéraux de valeur maximale égale à 16 T.m. Ce moment, combiné avec l'effort normal dans l'arc (issue du poids propre) de l'ordre de quelques dizaines de tonnes, donne des sections d'aciers négligeables devant le ferrailage longitudinale des sections (de l'ordre de 3 cm²). Donc le ferrailage longitudinale est très suffisant pour résister à ces actions.

III.7.3.6 Contrôle des déplacements :

□ **Analyse modale :**

L'analyse modale spectrale est la méthode de calcul des effets maximaux d'un séisme sur une structure.

- Un spectre de réponse caractérise la sollicitation sismique.
- La structure est supposée à comportement élastique, ce qui permet le calcul des modes propres.
- La réponse d'une structure est prépondérante au voisinage des fréquences de résonance.

- Le comportement de la structure pour ces fréquences de résonances est appelé mode de vibration.
- Le comportement global est considéré comme la somme des contributions des différents modes.

Le calcul des modes doit être poussé de façon à satisfaire les conditions suivantes issues du règlement parasismique RPS2000 :

- Ne pas dépasser la fréquence maximale de 33Hz dite « fréquence de coupure » dans chaque direction d'excitation.
- Solliciter 90% de la masse M totale du système dans chaque direction d'excitation.

La modélisation a été effectuée à l'aide du logiciel Robot Millenium. Les résultats obtenu pour un calcul poussé jusqu'aux 60 modes donne les résultats suivants:

Tableau 29 : résultats de l'analyse modale

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
11/ 1	0.42	2.37	0.00	64.57
11/ 2	0.89	1.12	0.00	64.57
11/ 3	0.99	1.01	9.64	64.57
11/ 4	0.99	1.01	41.28	64.57
11/ 5	0.99	1.01	42.50	64.57
11/ 6	0.99	1.01	42.89	64.57
11/ 7	1.03	0.97	82.17	64.57
11/ 8	1.03	0.97	82.17	64.57
11/ 9	1.54	0.65	82.17	81.94
11/ 10	2.30	0.43	82.17	81.94
11/ 11	3.18	0.31	82.17	87.54
11/ 12	3.18	0.31	82.17	87.54
11/ 13	3.18	0.31	82.17	87.54
11/ 14	3.18	0.31	82.17	87.54
11/ 15	3.18	0.31	82.17	87.54
11/ 16	3.32	0.30	82.17	87.54
11/ 17	3.34	0.30	82.17	88.03
11/ 18	3.44	0.29	82.21	88.03
11/ 19	3.49	0.29	82.21	88.03
11/ 20	4.22	0.24	82.21	88.03
11/ 21	4.39	0.23	82.21	88.03
11/ 22	4.45	0.22	82.21	88.03
11/ 23	4.46	0.22	82.21	88.03
11/ 24	4.46	0.22	82.21	88.03
11/ 25	4.46	0.22	82.21	88.03
11/ 26	4.47	0.22	82.21	88.03
11/ 27	4.47	0.22	82.21	88.03
11/ 28	4.66	0.21	82.21	88.03
11/ 29	4.71	0.21	82.21	88.04
11/ 30	4.93	0.20	82.21	88.04
11/ 31	5.11	0.20	82.21	88.04
11/ 32	5.15	0.19	82.21	88.04

11/ 33	5.16	0.19	82.21	88.04
11/ 34	5.16	0.19	82.21	88.04
11/ 35	5.17	0.19	82.21	88.04
11/ 36	5.17	0.19	82.21	88.04
11/ 37	5.39	0.19	82.21	91.95
11/ 38	5.78	0.17	82.21	91.95
11/ 39	5.78	0.17	82.34	91.95
11/ 40	5.78	0.17	83.18	91.95
11/ 41	5.78	0.17	85.79	91.95
11/ 42	6.02	0.17	88.62	91.95
11/ 43	6.02	0.17	88.62	91.95
11/ 44	6.17	0.16	88.67	91.95
11/ 45	6.62	0.15	88.67	91.95
11/ 46	6.68	0.15	88.67	91.95
11/ 47	6.71	0.15	88.67	91.95
11/ 48	6.73	0.15	88.67	91.95
11/ 49	6.74	0.15	88.68	91.95
11/ 50	6.75	0.15	88.68	91.95
11/ 51	6.75	0.15	88.68	91.95
11/ 52	6.78	0.15	88.98	91.95
11/ 53	6.82	0.15	88.98	91.95
11/ 54	7.46	0.13	88.98	91.95
11/ 55	8.03	0.12	88.98	94.55
11/ 56	8.45	0.12	88.98	94.55
11/ 57	8.63	0.12	88.98	94.55
11/ 58	8.69	0.12	88.98	94.55
11/ 59	8.72	0.11	88.98	94.55
11/ 60	8.73	0.11	88.98	94.55

□ *Les déplacements extrêmes :*

En ce qui concerne l'effet du séisme, on donne ci-dessous les résultats trouvés à l'aide de ROBOT MILLENNIUM sur les déplacements extrêmes :

Tableau 30 : déplacements extrêmes

- Cas: 1A10 12A138

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	6.6	9.0	2.1	0.004	0.005	0.002
Noeud	398	173	398	525	408	48
Cas	61	115 (C) (CQC)	60	106 (C) (CQC)	61	115 (C) (CQC)
Mode						
MIN	-6.6	-9.0	-5.8	-0.004	-0.005	-0.002
Noeud	155	380	311	42	352	531
Cas	63	133 (C) (CQC)	65	125 (C) (CQC)	63	133 (C) (CQC)
Mode						

Le déplacement doit être limité à une valeur limite de $\delta = \frac{L}{300} = \frac{28}{300} = 9.33 \text{ cm}$ condition bien respectée.

III.8 Assemblage du pied de poteau articulé:

La base du poteau a le rôle de transmettre au massif de fondation les efforts développés dans le poteau. Elle est constituée d'une platine en acier soudée au pied de poteau par un cordon de soudure appliqué sur le pourtour de la section du profilé constituant le poteau. Son épaisseur ne peut pas beaucoup excéder l'épaisseur de l'âme et des semelles du poteau. Elle peut être renforcée par des raidisseurs.

Dans notre cas d'étude le pied de poteau considéré articulé est sollicité par :

$$T_b = 1.75 \times 4\,373.32 = 7\,653.31 \text{ daN}$$

$$N = 1.33 \times 3\,679.7 = 4\,894 \text{ daN}$$

III.8.1 Dimensionnement de la platine :

Les platines sont des plaques rectangulaires qu'on dispose entre les poteaux et les massifs en béton de leurs fondations, elles permettent de distribuer l'effort transmis par le poteau à la fondation. De ce fait, les dimensions en plan de la platine doivent être telles que la contrainte qu'elle transmet ne dépasse pas sa résistance.

On admet que les platines, soumises aux réactions des fondations, risquent de se plier suivant les lignes tangentes au contour des poteaux, telles que la ligne 1-1, 2-2 et 3-3 de la figure suivante :

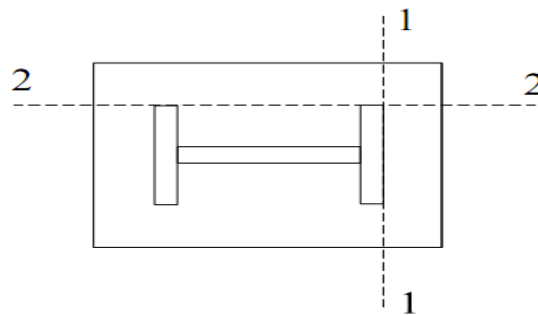


Figure 28 : la platine et ses lignes de pliage.

III.8.1.1 Surface de platine :

Étant donné que :

Le béton du massif est de : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

Contrainte de compression de béton : $\bar{\sigma}_b = 8 \text{ MPa} = 0.8 \text{ daN/mm}^2$

La surface de la platine est déterminée par la condition :

$$\sigma = \frac{N}{ab} = \frac{4894}{ab} \leq \bar{\sigma}_b = 0.8 \text{ daN/mm}^2$$

Donc :

$$ab > \frac{4894}{0.8} = 61\,175 \text{ mm}^2$$

Le poteau en question est un IPE 600, les dimensions de la platine seront pris égales à :

$$b = 700 \text{ mm} \quad \text{et} \quad a = 400 \text{ mm}$$

III.8.1.2 Calcul de l'épaisseur de la platine :

Le moment dans la section 1-1 est obtenu grâce au diagramme trapézoïdal des contraintes situées à droite de la section.

On note $u = (hp - hc)/2$.

Avec hp est la longueur de la platine, et hc la hauteur de la section du poteau.

L'épaisseur de la platine doit vérifier :

$$t > u \sqrt{\frac{3\sigma}{\sigma_e}} = 75 \sqrt{\frac{3 \times 0.02}{23.5}} = 3.8 \text{ mm}$$

On prend $t = 2 \text{ cm}$

III.8.2 Les boulons d'assemblage :

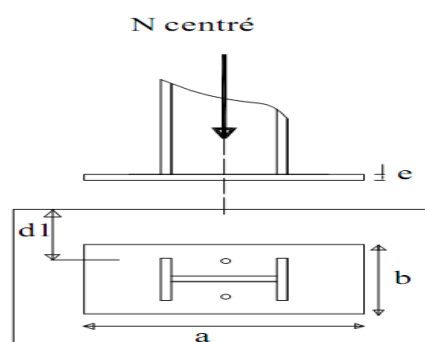


Figure 29 : système d'assemblage montant métallique - montant béton

Chacun des boulons est sollicité en cisaillement:

La contrainte de cisaillement doit vérifier la relation (art 4,122-2 CM66):

$$1.54 \tau = 1.54 \frac{T_b}{2A_r} = 1.54 \frac{7\,653.31}{2A_r} < \sigma_e = 23.5 \text{ daN/mm}^2 \quad \text{C - à - d} \quad A_r > 250.8 \text{ mm}^2$$

Nous adoptons donc des boulons de **Ø24** (CM66 Art, 14,12).

Chapitre IV :

CALCUL DES FONDATIONS

IV. Calcul des fondations :

Il s'agit d'assurer la transmission des efforts entre la structure et le support du béton armé. Il faut donc procéder au dimensionnement de fondation, au niveau des armatures et au niveau du coffrage, pour assurer ce rôle efficacement.

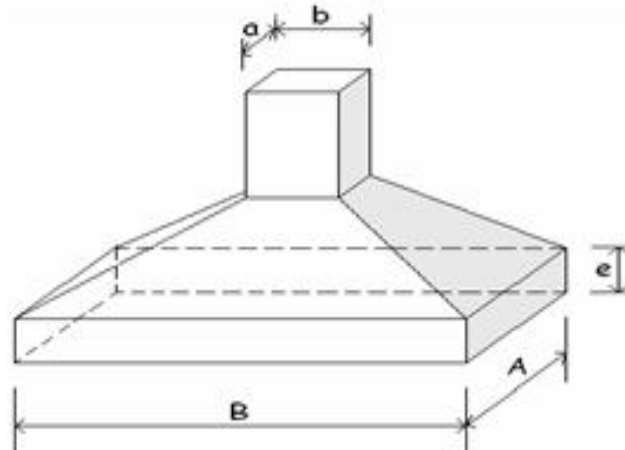


Figure 30 : définition de la semelle.

Les forces verticales sont transmises au sol par l'augmentation des contraintes au sol quant aux forces horizontales, leur transmission au sol se fait par la butée et/ou par le frottement.

En absence de butée, la composante horizontale des sollicitations doit être équilibrée par le frottement produit sur la base de la fondation.

IV.1 Semelle sous le potelet du pignon :

Les efforts sont transmis au sol par une semelle isolée. Le pied du potelet est articulé, ce qui nous ramène à calculer les semelles sous les sollicitations suivantes (à l'ELU):

Effort Normal: $N = N_b + P_f + P_t$

Effort tranchant : $T = 1.5 \times 4\,373.32 \text{ daN} = 6560 \text{ daN}$

Où : $N_b = 4\,967.6 \text{ daN}$ l'effort à la base du potelet.

$$N_f = 1.35 \times 2\,500 \times A \times B \times e \quad \text{Poids de la fondation.}$$

Et $P_t = 1.35 \times 2\,000 \times (D - e) \times A \times B$ Poids des terres au dessus de la semelle.

Le moment total en bas de la semelle vaut à l'ELU : $M = T \times D$

On prend les caractéristiques suivantes :

Tableau 31 : les caractéristiques utilisées dans les calculs

σ_{sol}	$\sigma_{béton}$	f_e
2.5 bars	30 MPa	500 MPa

IV.1.1 Prédimensionnement de la semelle :

Dans cette partie on va déterminer les dimensions de la semelle qu'on va considérer comme rectangulaire et centrée.

Avec un ancrage au dessous du niveau de sol $D = 2 m$

Pour avoir une transmission des efforts sur l'assise de la fondation, la semelle doit vérifier les relations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} B - b = A - a \\ e > \frac{B - b}{4} \\ \frac{N}{AB} < \sigma_{sol} \end{array} \right.$$

Où : $b = 700mm$ et $a = 400mm$ les dimensions de la platine.

Ainsi on choisit : $B = 2 m$; $A = 1.8 m$ et $e = 35 cm$

On a donc :

$$N_f = 4\,253 \text{ daN} ; P_t = 16\,038 \text{ daN}$$

C.-à-d. : la charge normale totale à l'ELU est : $N = 25\,258 \text{ daN}$

Et le moment total en bas de la semelle vaut à l'ELU : $M = 13\,120 \text{ daN.m}$

IV.1.2 Vérification de la portance :

$$\text{Soit l'excentricité } e_0 = \frac{M}{N} = \frac{13\,120}{25\,258} = 0.52 > \frac{B}{6} = 0.33$$

Donc le diagramme des contraintes est triangulaire.

Alors on a :

$$\sigma_M = \frac{2N}{3 \left(\frac{B}{2} - e_0 \right) A} = 19\,489 \text{ daN/m}^2 = 1.95 \text{ bar} < \sigma_s = 2.5 \text{ bar} \quad \mathbf{OK}$$

IV.1.3 Condition de non renversement :

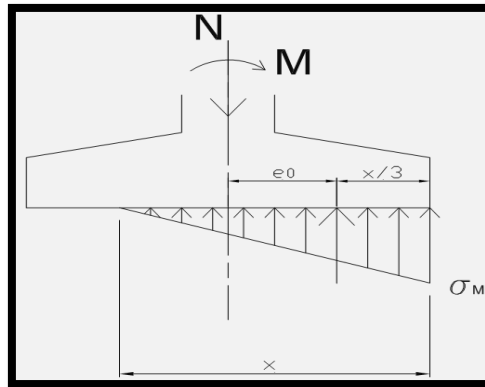


Figure 31 : principe de renversement de la semelle

Soit x la longueur de la partie comprimée. Par l'équilibre des forces on trouve :

$$x = 3 \times \left(\frac{B}{2} - e_0 \right)$$

Alors on doit s'assurer que le 3/5 de la surface de la semelle est comprimée :

$$x \geq \frac{3B}{5}$$

C.-à-d. : $B = 2 \text{ m} \geq \frac{10}{3} e_0 = 1.73 \text{ m}$

Donc on n'a pas de risque de renversement.

IV.1.4 Vérification au glissement :

En négligeant la butée, la composante horizontale des sollicitations doit être équilibrée par le frottement produit sur la base de la fondation.

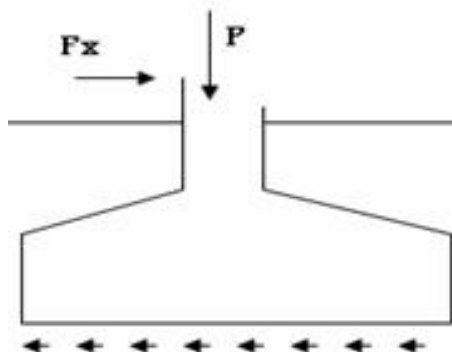


Figure 32 : principe de glissement de la semelle

La résistance au frottement dépend de la nature du sol d'assise, de la pression normale entre le sol et la fondation, et de l'angle de frottement entre le sol et la fondation.

Pour qu'il n'y ait pas de glissement il faut avoir : $T < \frac{N \times \tan \varphi}{1.5}$

Avec $\tan(\varphi) = 0.83$

On trouve : $T = 6\,560 \text{ daN} < \frac{N \times \tan \varphi}{1.5} = 13\,976 \text{ daN} \quad \mathbf{OK}$

IV.1.5 Ferrailage de la fondation :

On calcule les armatures de fondation par un mètre de largeur.

On a $e > B/6$, donc on ne peut pas utiliser la méthode des bielles.

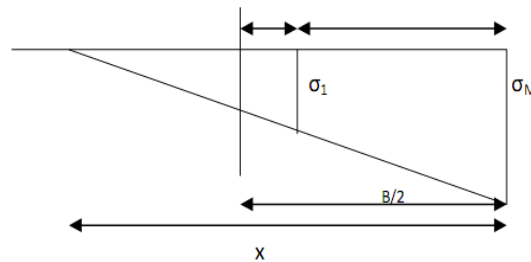


Figure 33 : Diagramme des contraintes

□ Armatures parallèle au côté B :

$$\sigma_1 = \left(\frac{B + 0.5b - 3e_0}{3\left(\frac{B}{2} - e_0\right)} \right) \sigma_M = 0.513 \sigma_M = 10\,015 \text{ daN/m}^2$$

Le moment est donné par

$$M_1 = A \left(\frac{B}{2} - 0.5b \right)^2 \times \frac{(\sigma_1 + 2\sigma_M)}{6} = 7\,202 \text{ daN.m}$$

Ainsi la semelle va se comporter comme une poutre console rectangulaire subissant un moment de flexion M_1 .

Calcul de la section :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{bu} = 0,85 \frac{f_{c28}}{1,5} = 17 \text{ MPa} \\ d_1 = 0,35 - 0,05 = 0,3 \text{ m} \\ \mu_{bu} = \frac{0,07202}{1,8 \times (0,3)^2 \times 17} = 0,026 < \mu_{lu} = 0,302 \\ z_b = 0,3(1 - 0,4 \times 0,033) = 0,296 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\text{Donc : } A_b = \frac{0,07202}{0,296 \times 434,78} = \mathbf{5,6 \text{ cm}^2} \Rightarrow \mathbf{8T10} \quad \mathbf{e = 20 \text{ cm}}$$

□ **Armatures parallèle au côté A :**

Les armatures parallèles au côté A, sens suivant lequel il n'existe pas de moment, sont calculées par la méthode de bielles en considérant une charges centrée fictive N' .

$$\left\{ \begin{array}{l} N' = N \left(1 + \frac{3e_0}{A} \right) = 47148,5 \text{ daN} \\ d_2 = 0,35 - 0,06 = 0,29 \text{ m} \\ A_a = \frac{N'(A - a)}{8 \times d_2 \times \sigma_s} = \mathbf{6,54 \text{ cm}^2} \Rightarrow \mathbf{9T10} \quad \mathbf{e = 20 \text{ cm}} \end{array} \right.$$

IV.2 Semelle sous le portique :

Il s'agit d'assurer la transmission des efforts entre le portique et le support du béton armé. Il faut donc procéder au dimensionnement de la fondation, au niveau des armatures et au niveau des dimensions, pour assurer ce rôle efficacement.

L'appui du portique est considéré encasturé, les charges appliquées sur la fondation sont donc à l'ELU:

- ✓ Effort Normal: $N = N_b + P_f + P_t$
- ✓ Effort tranchant : $T = 56\,068 \text{ daN}$
- ✓ Moment Fléchissant : $M_b = 322\,632 \text{ daN.m}$

Où : $N_b = 138\,860 \text{ daN}$ l'effort à la base du portique.

$$P_f = 1,35 \times 2\,500 \times A \times B \times e \quad \text{Poids de la fondation.}$$

Et $P_t = 1,35 \times 2\,000 \times (D - e) \times A \times B$ Poids des terres au dessus de la semelle.

Le moment total en bas de la semelle vaut à l'ELU : $M = M_b + T \times D$

On prend les caractéristiques suivantes :

Tableau 32 : les caractéristiques utilisées dans les calculs

σ_{sol}	$\sigma_{béton}$	f_e
2.5 bars	30 MPa	500 MPa

IV.2.1 Prédimensionnement de la semelle :

Dans cette partie on va déterminer les dimensions de la semelle qu'on va considérer dans un premier temps comme rectangulaire et centrée.

On prend un ancrage au dessous du niveau de sol $D = 2 \text{ m}$.

Pour avoir une transmission des efforts sur l'assise de la fondation et pour que la contrainte sous la semelle ne dépasse pas la contrainte du sol. Les dimensions de la semelle doivent vérifier les relations suivantes :

$$\begin{cases} B - b = A - a \\ e > \frac{B - b}{4} \\ \frac{N}{AB} < \sigma_{sol} \end{cases}$$

Où : $a = 0.45 \text{ m}$ et $b = 1.3 \text{ m}$ les dimensions du portique.

Ainsi on choisit : $B = 4.75 \text{ m}$; $A = 3.90 \text{ m}$ et $e = 1 \text{ m}$

On a donc : $P_f = 14\,067 \text{ daN}$; $P_t = 36\,183 \text{ daN}$

C.-à-d. : la charge normale totale à l'ELU est : $N = 202\,408 \text{ daN}$

Et le moment total en bas de la semelle vaut à l'ELU : $M = 411\,848 \text{ daN.m}$

IV.2.2 Vérification de la portance :

Soit l'excentricité $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{411\,848}{202\,408} = 2.03 \text{ m} \gg \frac{B}{6} = 0.65 \text{ m}$

C'est une valeur trop importante, on aura donc un poinçonnement du sol.

Pour éviter ce problème on adopte une semelle excentrée afin de profiter des efforts verticaux venant des charges permanentes. Ainsi on crée un moment qui peut équilibrer celui des efforts horizontaux des mêmes charges.

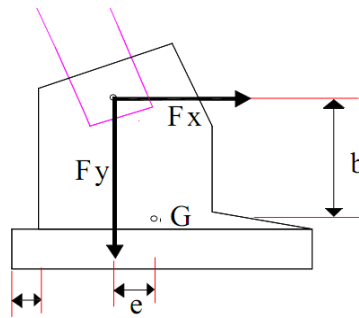


Figure 34 : schéma de la semelle excentrée

Avec $b=2$ m, on a:

$$N_b \times e_x = T \times b \quad \text{Implique} \quad e_x = 1.2 \text{ m}$$

$$\text{La nouvelle excentricité est } e_0 = \frac{M}{N} - e_x = \frac{411\,848}{202\,408} - 1.2 = 0.83 \text{ m} > \frac{B}{6} = 0.65 \text{ m}$$

Donc le diagramme des contraintes est triangulaire.

$$\text{Alors on a : } \sigma_M = \frac{2N}{3(B/2 - e_0)A} = 24\,389 \text{ daN/m}^2 = 2.44 \text{ bar} < \sigma_s = 2.5 \text{ bar} \quad \mathbf{OK}$$

IV.2.3 Condition de non renversement :

La charge dimensionnante à l'ELU est:

$$N_r = 128\,342 ; M_x = 0 ; M_y = 198\,034 \text{ daN.m et } T = 56\,068 \text{ daN.m}$$

Autour de l'axe OX:

$$\text{Moment stabilisateur : } M_{stab} = 1.2 \times 128\,342 = 154\,010 \text{ daN.m}$$

$$\text{Moment de renversement : } M_{x,renv} = 0$$

$$\text{Donc : } \frac{M_{stab}}{M_{x,renv}} = \infty \quad \text{La stabilité au renversement est donc largement assurée.}$$

Autour de l'axe OY:

$$\text{Moment stabilisateur : } M_{stab} = 3.575 \times 128\,342 = 458\,821 \text{ daN.m}$$

$$\text{Moment de renversement : } M_{x,renv} = 198\,034 + 2 \times 128\,342 = 454\,717 \text{ daN.m}$$

$$\text{D'où : } \frac{M_{stab}}{M_{x,renv}} = 1.009 > 1$$

Donc on n'a pas risque de renversement.

IV.2.4 Vérification au glissement :

En négligeant la butée, la composante horizontale des sollicitations doit être équilibrée par le frottement produit sur la base de la fondation.

La résistance au frottement dépend de la nature du sol d'assise, de la pression normale entre le sol et la fondation, et de l'angle de frottement entre le sol et la fondation.

Avec $\tan(\varphi) = 0.83$

La valeur de la force de glissement est : $T = 56\,068\text{ daN}$

La valeur de la force empêchant le glissement de la fondation est:

$$N \times \tan\varphi = 128\,342 \times 0.83 = 106\,524\text{ daN}$$

Pour qu'il n'y ait pas de glissement, il faut avoir : $T < \frac{N \times \tan\varphi}{1.5}$

On trouve : $T = 56\,068\text{ daN} < \frac{N \times \tan\varphi}{1.5} = 710\,157\text{ daN}$ **OK**

Donc on n'a pas de risque de glissement.

IV.2.5 Ferrailage de la fondation :

On calcul les armatures de fondation par un mètre de largeur.

On a $e > B/6$, donc on ne peut pas utiliser la méthode des bielles.

Les armatures parallèles au côté B sont déterminées pour équilibrer le moment M_1 agissant dans la section. Les armatures déterminées sont uniformément réparties.

Les armatures parallèles au côté A, sens suivant lequel on néglige le moment, sont calculées par la méthode des bielles en considérant une charge centrée: $N' = N(1 + \frac{3e_0}{B})$.

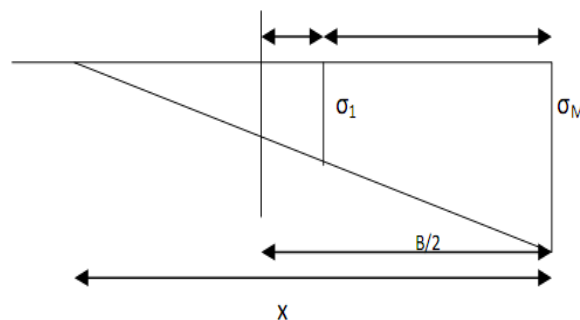


Figure 35 : Diagramme des contraintes

□ **Armatures parallèle au coté B :**

$$\sigma_1 = \left(\frac{B + 0.5b - 3e_0}{3\left(\frac{B}{2} - e_0\right)} \right) \sigma_M = 0.49 \sigma_M = 11\,868 \text{ daN/m}^2$$

Le moment est donné par

$$M_1 = A \left(\frac{B}{2} - 0.5b \right)^2 \times \frac{(\sigma_1 + 2\sigma_M)}{6} = 142\,859 \text{ daN.m}$$

Ainsi la semelle va se comporter comme une poutre console rectangulaire subissant un moment de flexion M_1 .

Calcul de la section d'armatures :

$$\left. \begin{array}{l} f_{bu} = 0,85 \frac{f_{c28}}{1,5} = 17 \text{ MPa} \\ d_1 = 0,9 - 0,05 = 0,85 \text{ m} \\ \mu_{bu} = \frac{1.4486}{1.8 \times (0,85)^2 \times 17} = 0,014 < \mu_{lu} = 0,302 \\ z_b = 0,85(1 - 0,4 \times 0,018) = 0,84 \text{ m} \end{array} \right\}$$

$$\text{Donc : } A_b = \frac{1.9695}{0.84 \times 434.78} = \mathbf{29.2 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

□ **Armatures parallèle au coté A :**

Les armatures parallèles au côté A, sens suivant lequel il n'existe pas de moment, sont calculées, par la méthode de bielles en considérant une charge centrée fictive N' .

$$\left\{ \begin{array}{l} N' = N \left(1 + \frac{3e_0}{A} \right) = 195619.6 \text{ daN} \\ d_2 = 0,9 - 0,06 = 0,84 \text{ m} \\ A_a = \frac{N'(A-a)}{8 \times d_2 \times \sigma_s} = 14.2 (\text{cm}^2/\text{m}) \end{array} \right\}$$

On aura donc :

Tableau 33 : ferrailage de la fondation du portique

Type d'armatures	HAΦ	nombre	Esp (cm)
inférieure dans la direction X (A_b)	20	37	10
inférieure dans la direction Y (A_a)	16	34	13

Et un volume de béton de : $V_b = 12.6 \text{ m}^3$

Ce qui correspond à une densité de ferrailage de : $\rho = 57.8 \text{ (kg/m}^3\text{)}$

V. Comparaison arc bi-articulé/arc bi-encasté :

Un calcul similaire pour l'arc articulé permet de comparer les résultats avec celles de l'arc encasté.

Pour une section uniforme de l'arc ($0.45 \times 1.30 \text{ m}^2$) on a :

Les sollicitations maximales dans l'arc

Tableau 34 : comparaison des sollicitations maximales dans l'arc articulé et de l'arc encasté

Sollicitations	Arc encasté	Arc articulé
Mmax (T.m)	323	-309
Nmax (T)	139	153
Tmax (T)	56	9

Le ferrailage de l'arc

Tableau 35 : comparaison du ferrailage de l'arc articulé et de l'arc encasté

Éléments	Tronçon	Longueurs (m)	section d'armature			
			Arc bi-encasté		Arc bi-articulé	
			As,inf (cm ²)	As,sup (cm ²)	As,inf (cm ²)	As,sup (cm ²)
1	1, 2,3	7.8	69	6.21	10	32
2	4, 5, 6,7	10.4	6.21	14	17	63
3	8, 9, 10, 11, 12	13	6.21	15	13	52
4	13,14, 15, 16, 17	13	15	6.21	46	6.21

Les sollicitations au niveau de l'appui (la semelle)

Tableau 36 : comparaison des sollicitations de la semelle de l'arc articulé et de l'arc encasté

Sollicitations	Arc encasté	Arc articulé
M (T.m)	323	0
N (T)	139	170
T (T)	56	-61

Les dimensions de la semelle excentrée par e_x

Tableau 37 : comparaison des dimensions de la semelle de l'arc articulé et de l'arc encastré

dimensions	Arc encastré	Arc articulé
A (m)	4.75	3.9
B (m)	3.9	3.9
e (m)	1	0.65
e_x (m)	-1.2	-0.2

Et enfin l'armature de la semelle et sa densité ρ en (kg/m^3)

Tableau 38 : comparaison du ferrailage de la semelle de l'arc articulé et de l'arc encastré

sections	Arc encastré	Arc articulé
A_x (cm^2/m)	33.2	12.8
A_y (cm^2/m)	12.9	10.2
HA (A_x)	42 HA20	33 HA14
HA (A_y)	31 HA16	26 HA14
ρ (kg/m^3)	57.8	41.5
Volume béton $V_b(m^3)$	12.6	7.6

Conclusion :

L'objectif de ce travail de fin d'études est le dimensionnement d'un hangar voûte en structure mixte. Au terme de ce travail, nous avons défini dans un premier temps l'objectif et le rôle que la structure doit compléter. Ceci nous a conduit à justifier la conception adoptée, les appuis, les matériaux et les éléments de la structure utilisés, tout en tenant compte des conditions du site (sol, environnement).

Deuxièmement, nous avons présenté toutes les hypothèses de calcul, à savoir : les sollicitations, les hypothèses sismiques et les charges climatiques qui se réduisent au vent. Ce dernier est le plus contraignant du fait de la situation du projet en zone exposée.

Troisièmement, nous avons effectué une série de calculs manuels des éléments constituant la structure, soit : les pannes métalliques, le contreventement, les liernes, les lisses de bardage, les suspentes, les potelets et les portiques. La grande flèche des arcs et leur mode de mise en œuvre, nous ont imposé d'effectuer également une étude au flambement à ces derniers. Les résultats de calcul sont les suivants :

- Les pannes métalliques : IPE 200 ;
- Les lisses de bardage : IPE 140 ;
- Les liernes : Φ 18 ;
- Les suspentes : Φ 12 ;
- Les potelets : IPE 600 ;
- Les diagonales : CAE 150×10 ;
- Les poutres BA : 65×40 (cm²) ;
- Les portiques BA : 130×45 (cm²).

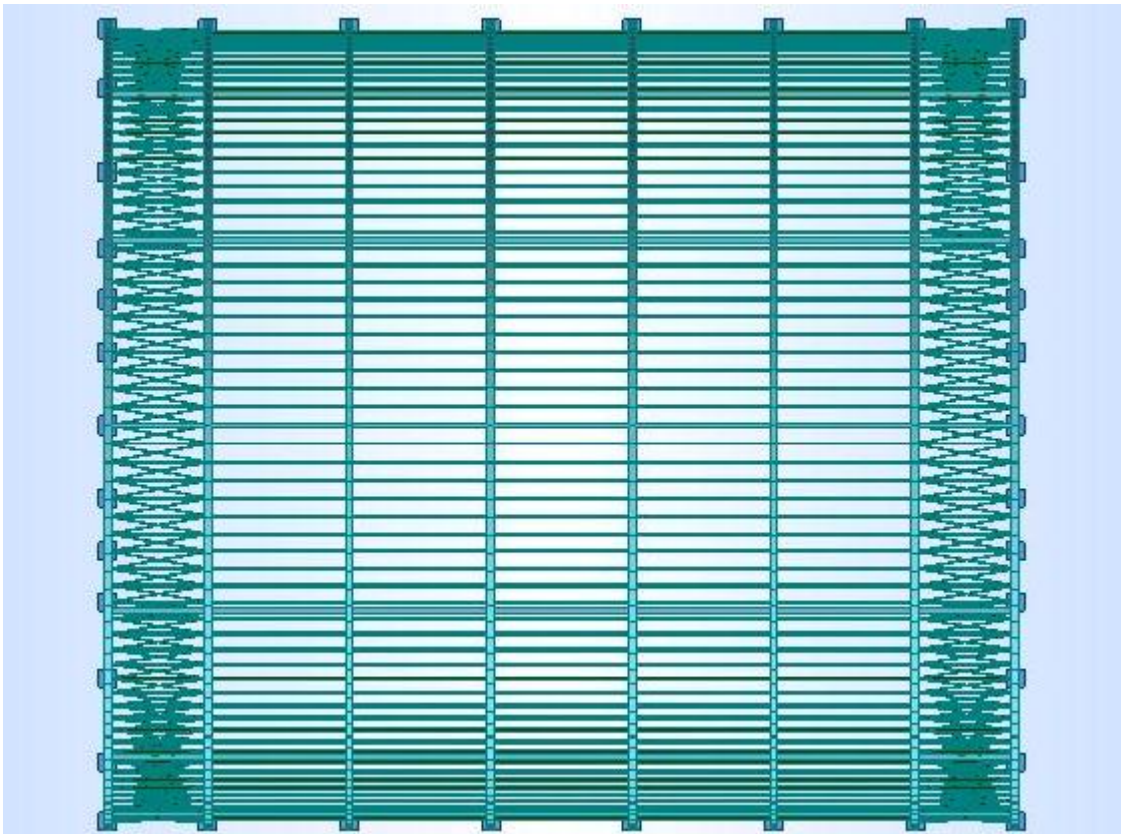
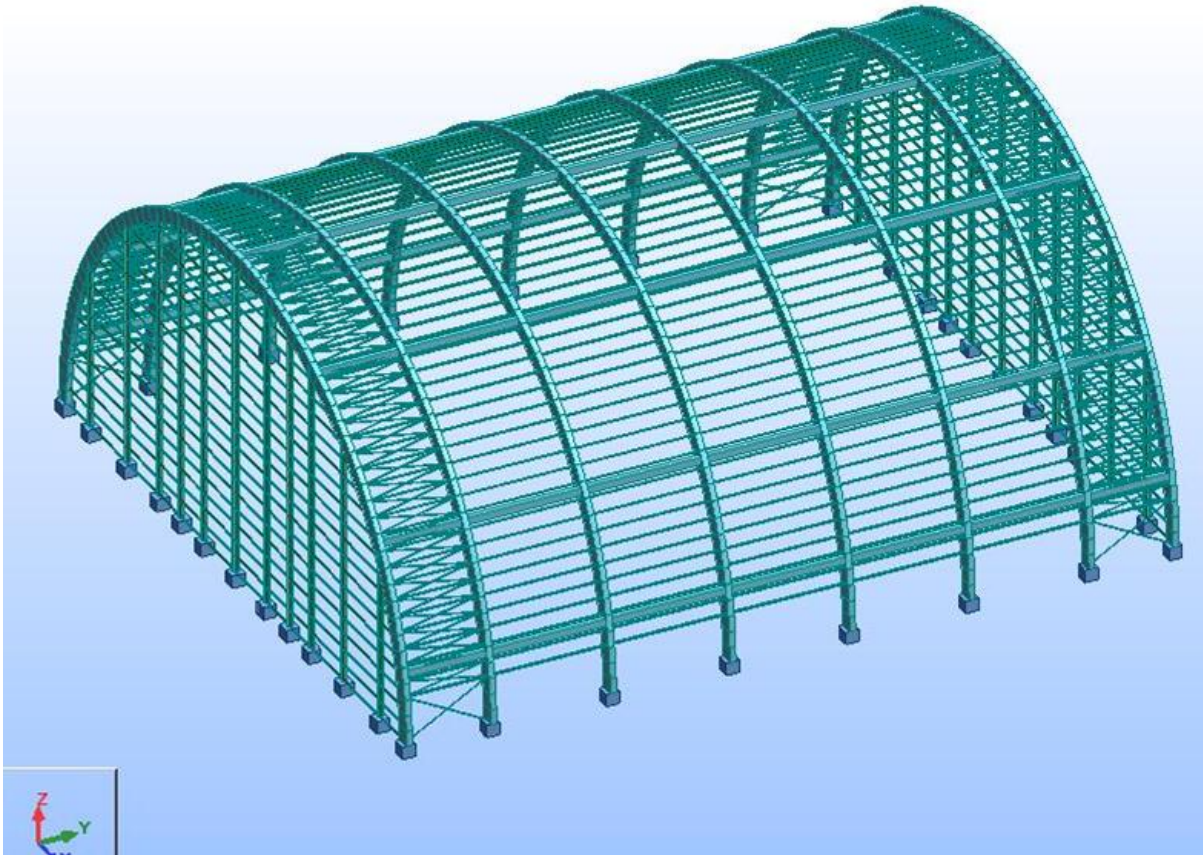
Quatrièmement, et vu le rôle le plus important des fondations pour une telle structure, nous avons conçu et calculé minutieusement ces éléments.

Cinquièmement, nous avons modélisé la structure dans le logiciel ROBOT MILLENNIUM conformément à la conception adoptée. Puis, nous avons calculé la structure en tenant compte de tous les effets agissant sur l'ouvrage, surtout l'effet sismique et l'effet du vent. Les résultats de calcul par le logiciel sont proches de ceux trouvés manuellement pour les éléments.

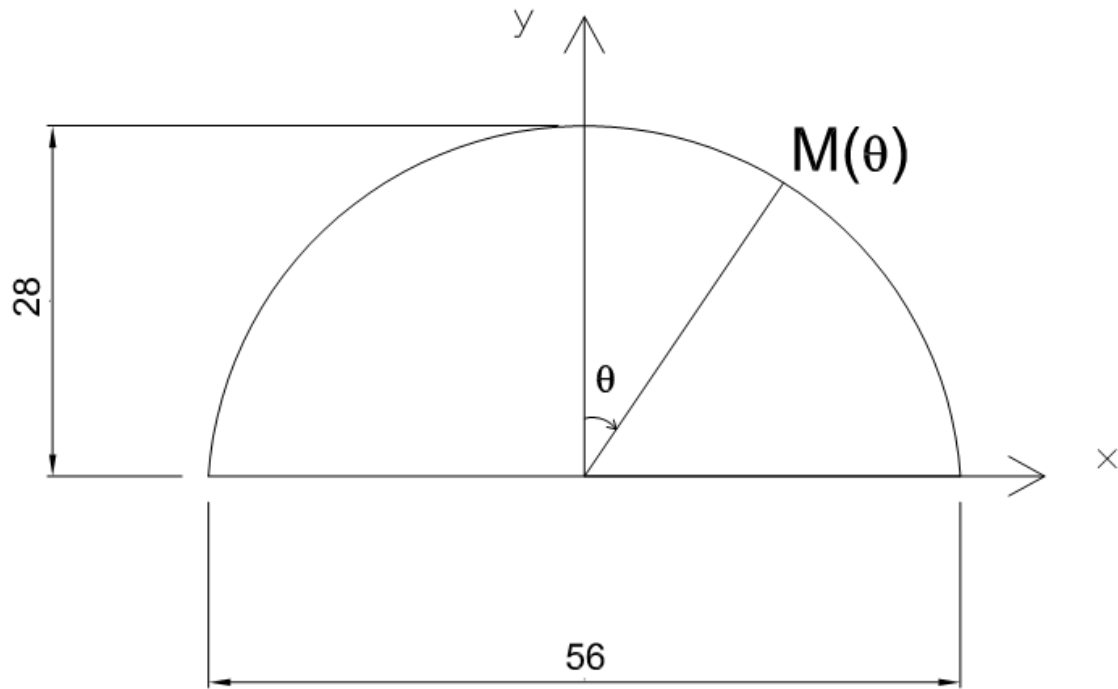
Bibliographie

- [1] Cours de Résistance de Matériaux.....M. Le CHAFFOTEC
- [2] Résistance de Matériaux T.I.....Jean COURBON
- [3] Résistance de Matériaux appliquée, Tome I...ALBIGES & COINS
- [4] Résistance de Matériaux appliquée, Tome II..ALBIGES & COINS
- [5] Le flambage des arcs et des plaques... ..Robert l' HERMITE
- [6] Guide pratique de la charpente métallique.....R. DAUSSY
- [7] Règles de calcul des constructions en acier CM66 et additif 80
- [8] Règles définissant les effets de la Neige et du Vent sur les constructions NV65
- [9] Règles B.A.E.L 91 modifié 99 et DUT associés
- [10] Règles de calcul parasismique RPS2000
- [11] Anciens travaux de fin d' études

ANNEXES

ANNEXE1 : Vue 3D du bloc 2 de la structure.

ANNEXE 2 : Calcul des sollicitations dans les arcs dues aux différentes combinaisons de charges.



Suivant les formules données en III.7.2.2, les efforts internes dans l'arc bi-encasté, sous l'effet de différents cas de charges sont résumés dans les tableaux suivants :

θ (°)	1.35 G + 1.5 Q			G + 1.5 Q		
	M (T.m)	N (T)	T (T)	M (T.m)	N (T)	T (T)
-90	281	149	-53	215	114	-40
-85	148	148	-41	113	113	-31
-79	41	143	-29	31	109	-22
-74	-37	137	-19	-28	104	-14
-69	-89	130	-9	-68	99	-7
-64	-118	122	-2	-90	93	-1
-58	-128	115	5	-98	87	3
-53	-123	107	9	-94	82	7
-48	-105	99	13	-80	76	10
-42	-80	92	15	-61	70	12
-37	-49	85	17	-37	65	13
-32	-15	79	17	-12	60	13
-26	17	74	16	13	56	12
-21	48	69	14	36	53	11
-16	73	65	12	56	50	9
-11	93	63	9	71	48	7
-5	105	61	6	80	47	5
0	109	61	3	83	47	2
5	105	62	0	80	47	0
11	93	63	-3	71	48	-2
16	73	66	-6	56	51	-4
21	48	70	-8	36	53	-6
26	17	75	-9	13	57	-7
32	-15	80	-9	-12	61	-7
37	-49	86	-9	-37	66	-7
42	-80	93	-7	-61	71	-5
48	-105	100	-4	-80	76	-3
53	-123	107	0	-94	82	0
58	-128	114	6	-98	87	5
64	-118	122	13	-90	93	10
69	-89	128	21	-68	98	16
74	-37	134	31	-28	103	24
79	41	140	42	31	107	32
85	148	144	54	113	110	42
90	281	149	53	215	114	40

θ (°)	1.35G + 1.5Q + W			G + 1.5Q + W		
	M (T.m)	N (T)	T (T)	M (T.m)	N (T)	T (T)
-90	141	141	-32	74	105	-20
-85	58	138	-23	23	103	-14
-79	-7	131	-14	-16	97	-8
-74	-49	124	-7	-41	91	-3
-69	-74	116	-1	-53	85	1
-64	-83	108	4	-55	79	4
-58	-80	100	8	-50	73	6
-53	-68	92	10	-39	67	8
-48	-51	85	12	-26	61	9
-42	-29	78	12	-10	56	9
-37	-6	71	12	6	51	8
-32	17	65	12	21	47	8
-26	38	60	11	34	43	7
-21	57	56	9	46	40	6
-16	72	53	7	55	37	5
-11	83	51	5	61	36	3
-5	87	49	3	62	35	1
0	85	49	0	59	35	-1
5	76	50	-2	51	35	-2
11	62	52	-4	40	37	-3
16	42	55	-6	25	39	-4
21	19	58	-7	7	42	-5
26	-9	63	-8	-13	45	-6
32	-38	68	-8	-34	49	-6
37	-67	74	-7	-55	54	-5
42	-93	81	-5	-74	59	-4
48	-113	88	-2	-88	64	-1
53	-125	95	2	-96	69	2
58	-124	102	8	-94	75	6
64	-108	108	15	-80	80	12
69	-73	115	23	-52	85	18
74	-16	121	32	-7	89	25
79	67	126	43	57	93	33
85	178	130	55	144	96	43
90	316	135	55	250	100	42

θ (°)	1.35G + 1.5W			1.35G + Q + 1.5W		
	M (T.m)	N (T)	T (T)	M (T.m)	N (T)	T (T)
-90	45	123	-17	62	132	-20
-85	-1	120	-11	8	129	-13
-79	-34	113	-5	-32	121	-6
-74	-52	105	0	-55	113	-1
-69	-58	98	4	-64	105	4
-64	-55	90	7	-62	97	7
-58	-45	83	9	-52	89	9
-53	-30	75	9	-38	82	10
-48	-14	69	10	-20	74	10
-42	3	62	10	-1	68	10
-37	20	57	9	17	62	10
-32	35	52	8	34	56	9
-26	47	47	7	48	52	7
-21	58	44	5	60	48	6
-16	65	41	4	70	45	5
-11	70	39	3	75	43	3
-5	69	38	1	75	42	1
0	63	38	-2	69	42	-2
5	52	39	-3	58	42	-3
11	38	41	-4	43	44	-4
16	21	43	-5	25	47	-6
21	0	46	-6	3	50	-7
26	-24	50	-7	-23	55	-8
32	-48	55	-7	-49	60	-7
37	-72	61	-6	-75	66	-6
42	-92	66	-4	-97	72	-4
48	-108	73	-1	-114	78	-1
53	-115	79	3	-122	85	3
58	-111	85	8	-118	92	8
64	-93	91	14	-100	98	15
69	-58	97	22	-63	104	23
74	-2	102	30	-4	110	32
79	76	107	40	79	115	43
85	181	110	51	189	119	54
90	308	115	51	325	124	54

θ (°)	G + 1.5W			G + Q + 1.5W		
	M (T.m)	N (T)	T (T)	M (T.m)	N (T)	T (T)
-90	-22	88	-4	-5	97	-8
-85	-35	85	-1	-27	93	-4
-79	-44	79	2	-41	87	1
-74	-44	73	5	-46	81	4
-69	-37	67	6	-43	75	6
-64	-27	61	7	-34	68	7
-58	-14	56	8	-22	62	8
-53	-1	50	7	-9	56	8
-48	11	45	7	5	51	7
-42	22	41	6	18	46	7
-37	32	37	5	29	42	6
-32	39	33	4	38	38	5
-26	43	30	3	44	34	4
-21	46	27	2	49	31	3
-16	48	26	1	52	29	2
-11	48	24	0	53	28	1
-5	44	24	-1	50	27	-1
0	37	24	-3	43	27	-3
5	27	24	-3	33	28	-3
11	16	26	-3	21	29	-3
16	3	27	-4	8	31	-4
21	-11	30	-5	-9	34	-5
26	-28	33	-5	-27	37	-5
32	-44	36	-5	-45	41	-5
37	-60	40	-4	-63	45	-4
42	-74	44	-2	-78	50	-3
48	-83	49	0	-89	55	0
53	-86	53	3	-93	60	3
58	-81	58	7	-88	65	7
64	-65	62	11	-72	70	12
69	-37	67	17	-42	74	18
74	7	70	23	4	78	25
79	67	74	30	69	82	33
85	146	76	38	155	85	41
90	242	80	39	259	89	42

θ (°)	G + Q			G + Q + 0.77W		
	M (T.m)	N (T)	T (T)	M (T.m)	N (T)	T (T)
-90	207	110	-39	98	103	-23
-85	109	109	-30	39	101	-16
-79	30	105	-21	-7	96	-10
-74	-27	100	-14	-37	90	-5
-69	-65	95	-7	-54	85	0
-64	-87	90	-1	-60	79	3
-58	-94	84	3	-57	73	6
-53	-90	78	7	-48	67	7
-48	-77	73	10	-35	62	8
-42	-59	68	11	-19	57	9
-37	-36	63	12	-3	52	9
-32	-11	58	12	14	48	8
-26	13	54	12	29	44	8
-21	35	51	10	42	41	7
-16	54	48	9	53	38	5
-11	68	46	7	60	37	4
-5	77	45	4	63	36	2
0	80	45	2	61	36	0
5	77	45	0	54	36	-2
11	68	47	-2	44	38	-3
16	54	49	-4	30	40	-4
21	35	51	-6	13	42	-5
26	13	55	-7	-7	46	-6
32	-11	59	-7	-29	50	-6
37	-36	63	-6	-50	54	-5
42	-59	68	-5	-69	59	-4
48	-77	73	-3	-83	64	-2
53	-90	79	0	-92	69	2
58	-94	84	4	-91	74	6
64	-87	89	10	-79	79	11
69	-65	94	16	-53	84	17
74	-27	99	23	-11	88	24
79	30	102	31	50	92	32
85	109	106	40	132	95	41
90	207	110	39	233	99	40

θ (°)	G + W			G + 0.77Q + W		
	M (T.m)	N (T)	T (T)	M (T.m)	N (T)	T (T)
-90	49	92	-15	62	99	-17
-85	10	90	-10	16	97	-12
-79	-20	85	-5	-18	91	-6
-74	-37	79	-1	-39	86	-2
-69	-45	74	2	-49	80	2
-64	-45	68	5	-50	74	4
-58	-38	63	6	-44	68	6
-53	-29	58	7	-34	62	7
-48	-16	52	7	-21	57	8
-42	-3	48	7	-7	52	8
-37	10	44	7	8	47	8
-32	22	40	6	22	43	7
-26	33	37	5	34	40	6
-21	42	34	5	44	37	5
-16	49	32	4	52	35	4
-11	53	30	2	57	33	3
-5	53	30	1	58	32	1
0	49	29	-1	54	32	-1
5	42	30	-2	46	33	-2
11	32	31	-3	36	34	-3
16	19	33	-4	22	36	-4
21	3	36	-5	5	39	-5
26	-15	39	-5	-14	42	-6
32	-33	42	-5	-34	46	-6
37	-51	46	-5	-53	50	-5
42	-67	51	-3	-71	55	-3
48	-79	55	-1	-84	60	-1
53	-85	60	2	-90	65	2
58	-82	64	6	-88	70	6
64	-70	69	10	-75	74	11
69	-44	73	16	-48	79	17
74	-4	77	22	-6	83	24
79	53	81	30	55	87	32
85	131	83	38	137	90	40
90	224	87	38	237	94	40

ANNEXE 3 : Le ferrailage des arcs selon les différentes combinaisons de charges.

Le ferrailage suivant est déterminés suivant les règles BAEL 91.

θ	1.35 G + 1.5 Q		G + 1.5 Q		1.35G + 1.5Q+W		G + 1.5Q+W	
	As, inf (cm ²)	As, sup (cm ²)	As, inf (cm ²)	As, sup (cm ²)	As, inf (cm ²)	As, sup (cm ²)	As, inf (cm ²)	As, sup (cm ²)
-90	54	0	37	0	16	0	4	0
-85	15	0	11	0	0	0	0	0
-79	0	0	0	0	0	0	0	0
-74	0	0	0	0	0	0	0	0
-69	0	3	0	2	0	2	0	0
-64	0	11	0	7	0	4	0	2
-58	0	14	0	10	0	5	0	1
-53	0	13	0	10	0	3	0	0
-48	0	10	0	7	0	0	0	0
-42	0	5	0	4	0	0	0	0
-37	0	0	0	0	0	0	0	0
-32	0	0	0	0	0	0	0	0
-26	0	0	0	0	0	0	2	0
-21	1	0	1	0	5	0	4	0
-16	7	0	5	0	8	0	6	0
-11	11	0	8	0	11	0	8	0
-5	14	0	10	0	12	0	8	0
0	15	0	11	0	11	0	7	0
5	14	0	10	0	9	0	6	0
11	11	0	8	0	6	0	3	0
16	7	0	5	0	2	0	0	0
21	1	0	1	0	0	0	0	0
26	0	0	0	0	0	0	0	0
32	0	0	0	0	0	0	0	1
37	0	0	0	0	0	5	0	5
42	0	5	0	4	0	9	0	8
48	0	10	0	7	0	13	0	10
53	0	13	0	9	0	15	0	11
58	0	14	0	10	0	14	0	10
64	0	11	0	8	0	10	0	7
69	0	4	0	2	0	2	0	0
74	0	0	0	0	0	0	0	0
79	0	0	0	0	0	0	0	0
85	16	0	11	0	25	0	19	0
90	54	0	37	0	66	0	47	0

θ	1.35G + 1.5Q		1.35G + Q + 1.5W		G + 1.5W		G + Q + 1.5W	
	As, inf (cm ²)	As, sup (cm ²)	As, inf (cm ²)	As, sup (cm ²)	As, inf (cm ²)	As, sup (cm ²)	As, inf (cm ²)	As, sup (cm ²)
-90	0	0	0	0	0	0	0	0
-85	0	0	0	0	0	0	0	0
-79	0	0	0	0	0	0	0	0
-74	0	0	0	0	0	0	0	0
-69	0	0	0	1	0	0	0	0
-64	0	0	0	1	0	0	0	0
-58	0	0	0	0	0	0	0	0
-53	0	0	0	0	0	0	0	0
-48	0	0	0	0	0	0	0	0
-42	0	0	0	0	0	0	0	0
-37	0	0	0	0	2	0	1	0
-32	1	0	0	0	4	0	3	0
-26	4	0	3	0	5	0	5	0
-21	6	0	6	0	6	0	6	0
-16	8	0	8	0	6	0	7	0
-11	9	0	10	0	6	0	7	0
-5	9	0	10	0	6	0	7	0
0	8	0	9	0	4	0	5	0
5	5	0	6	0	2	0	3	0
11	3	0	3	0	0	0	1	0
16	0	0	0	0	0	0	0	0
21	0	0	0	0	0	0	0	0
26	0	0	0	0	0	1	0	1
32	0	3	0	2	0	4	0	4
37	0	7	0	7	0	7	0	7
42	0	11	0	11	0	9	0	10
48	0	14	0	14	0	11	0	11
53	0	14	0	15	0	11	0	12
58	0	13	0	14	0	9	0	10
64	0	8	0	9	0	5	0	6
69	0	0	0	0	0	0	0	0
74	0	0	0	0	0	0	0	0
79	3	0	3	0	5	0	4	0
85	27	0	28	0	22	0	23	0
90	64	0	69	0	46	0	50	0

Le ferrailage final

Nous donnons ci-dessous l'enveloppe du ferrailage de l'arc dans chaque section, puis le ferrailage symétrique c.-à-d. le ferrailage maximal de deux sections symétriques, et enfin le ferrailage des tronçons du portique. Chaque tronçon regroupe un ensemble de sections de calcul.

θ	Ferrailage enveloppe		Ferrailage symétrique		Ferrailage des tronçons	
	As, inf (cm ²)	As, sup (cm ²)	As, inf (cm ²)	As, sup (cm ²)	As, inf (cm ²)	As, sup (cm ²)
-90	54	0	69	0	69	0
-85	15	0	28	0		
-79	0	0	5	0		
-74	0	0	0	0	0	14
-69	0	3	0	4		
-64	0	11	0	11		
-58	0	14	0	14		
-53	0	13	0	15	4	15
-48	0	10	0	14		
-42	0	5	0	11		
-37	2	0	2	7		
-32	4	0	4	4		
-26	5	0	5	1	15	1
-21	6	0	6	0		
-16	8	0	8	0		
-11	11	0	11	0		
-5	14	0	14	0		
0	15	0	15	0		
5	14	0				
11	11	0				
16	7	0				
21	1	0				
26	0	1				
32	0	4				
37	0	7				
42	0	11				
48	0	14				
53	0	15				
58	0	14				
64	0	11				
69	0	4				
74	0	0				
79	5	0				
85	28	0				
90	69	0				

ANNEXE 4 : La vérification des éléments métalliques par le logiciel ROBOT MILLENNIUM.

Le logiciel ROBOT MILLENNIUM utilise des pressions de vent relativement faibles vis-à-vis de celles du règlement NV65.

□ Vérification des pannes :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
983	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.42	69 EFF/46
984	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.42	69 EFF/46
985	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.42	69 EFF/46
986	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.42	69 EFF/46
987	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.42	69 EFF/46
988	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.41	69 EFF/46
989	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.41	69 EFF/46
990	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.41	69 EFF/46
991	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.40	69 EFF/46
992	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.39	69 EFF/46
993	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.39	69 EFF/46
994	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.38	69 EFF/46
995	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.37	69 EFF/46
996	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.36	69 EFF/46
997	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.35	69 EFF/46
998	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.33	69 EFF/46
999	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.32	69 EFF/46
1000	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.31	69 EFF/46
1001	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.30	69 EFF/46
1002	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.28	69 EFF/46
1003	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.27	69 EFF/46
1004	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.25	69 EFF/46
1005	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.23	69 EFF/46
1006	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.22	69 EFF/46
1007	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.19	69 EFF/46
1008	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.17	69 EFF/46
1009	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.13	69 EFF/46
1010	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.13	68 EFF/45
1011	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.12	68 EFF/45
1012	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.11	68 EFF/45
1013	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.09	68 EFF/45
1014	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.11	70 EFF/47
1015	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.12	70 EFF/47
1016	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.12	70 EFF/47
1017	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.13	68 EFF/45
1018	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.14	68 EFF/45
1019	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.18	68 EFF/45
1020	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.21	68 EFF/45

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
1021	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.22	68 EFF/45
1022	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.23	68 EFF/45
1023	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.24	68 EFF/45
1024	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.25	68 EFF/45
1025	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.26	68 EFF/45
1026	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.27	68 EFF/45
1027	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.28	68 EFF/45
1028	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.28	68 EFF/45
1029	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.29	68 EFF/45
1030	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.30	68 EFF/45
1031	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.31	68 EFF/45
1032	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.31	68 EFF/45
1033	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.32	68 EFF/45
1034	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.32	68 EFF/45
1035	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.33	74 EFF/51
1036	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.33	74 EFF/51
1037	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.34	74 EFF/51
1038	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.35	74 EFF/51
1039	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.35	74 EFF/51
1040	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.35	74 EFF/51
1041	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.35	74 EFF/51
1042	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.35	74 EFF/51
1043	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.35	74 EFF/51
1044	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.35	74 EFF/51
1045	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.92	69 EFF/46
1046	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.92	69 EFF/46
1047	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.93	69 EFF/46
1048	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.93	69 EFF/46
1049	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.92	69 EFF/46
1050	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.92	69 EFF/46
1051	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.91	69 EFF/46
1052	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.90	69 EFF/46
1053	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.89	69 EFF/46
1054	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.87	69 EFF/46
1055	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.86	69 EFF/46
1056	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.84	69 EFF/46
1057	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.82	69 EFF/46
1058	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.80	69 EFF/46

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
1059	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.77	69 EFF/46
1060	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.75	69 EFF/46
1061	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.72	69 EFF/46
1062	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.69	69 EFF/46
1063	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.67	69 EFF/46
1064	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.64	69 EFF/46
1065	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.60	69 EFF/46
1066	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.57	69 EFF/46
1067	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.53	69 EFF/46
1068	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.49	69 EFF/46
1069	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.44	69 EFF/46
1070	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.38	69 EFF/46
1071	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.30	69 EFF/46
1072	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.29	68 EFF/45
1073	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.27	68 EFF/45
1074	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.25	68 EFF/45
1075	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.22	68 EFF/45
1076	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.25	70 EFF/47
1077	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.27	70 EFF/47
1078	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.29	70 EFF/47
1079	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.29	68 EFF/45
1080	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.33	68 EFF/45
1081	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.40	68 EFF/45
1082	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.47	68 EFF/45
1083	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.50	68 EFF/45
1084	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.53	68 EFF/45
1085	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.54	68 EFF/45
1086	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.56	68 EFF/45
1087	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.58	68 EFF/45
1088	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.60	68 EFF/45
1089	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.61	68 EFF/45
1090	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.63	68 EFF/45
1091	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.64	68 EFF/45
1092	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.65	68 EFF/45
1093	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.67	68 EFF/45
1094	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.68	68 EFF/45
1095	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.69	68 EFF/45
1096	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.70	68 EFF/45

Pièce		Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
1097	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.71	74 EFF/51
1098	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.72	74 EFF/51
1099	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.74	74 EFF/51
1100	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.75	74 EFF/51
1101	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.76	74 EFF/51
1102	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.76	74 EFF/51
1103	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.76	74 EFF/51
1104	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.76	74 EFF/51
1105	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.76	74 EFF/51
1106	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.75	74 EFF/51
1107	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.92	69 EFF/46
1108	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.92	69 EFF/46
1109	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.93	69 EFF/46
1110	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.93	69 EFF/46
1111	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.92	69 EFF/46
1112	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.92	69 EFF/46
1113	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.91	69 EFF/46
1114	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.90	69 EFF/46
1115	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.89	69 EFF/46
1116	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.87	69 EFF/46
1117	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.86	69 EFF/46
1118	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.84	69 EFF/46
1119	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.82	69 EFF/46
1120	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.80	69 EFF/46
1121	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.77	69 EFF/46
1122	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.75	69 EFF/46
1123	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.72	69 EFF/46
1124	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.69	69 EFF/46
1125	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.67	69 EFF/46
1126	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.64	69 EFF/46
1127	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.60	69 EFF/46
1128	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.57	69 EFF/46
1129	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.53	69 EFF/46
1130	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.49	69 EFF/46
1131	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.44	69 EFF/46
1132	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.38	69 EFF/46
1133	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.30	69 EFF/46

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
1134	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.29	68 EFF/45
1135	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.27	68 EFF/45
1136	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.25	68 EFF/45
1137	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.22	68 EFF/45
1138	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.25	70 EFF/47
1139	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.27	70 EFF/47
1140	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.29	70 EFF/47
1141	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.29	68 EFF/45
1142	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.33	68 EFF/45
1143	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.40	68 EFF/45
1144	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.47	68 EFF/45
1145	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.50	68 EFF/45
1146	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.53	68 EFF/45
1147	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.54	68 EFF/45
1148	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.56	68 EFF/45
1149	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.58	68 EFF/45
1150	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.60	68 EFF/45
1151	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.61	68 EFF/45
1152	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.63	68 EFF/45
1153	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.64	68 EFF/45
1154	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.65	68 EFF/45
1155	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.67	68 EFF/45
1156	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.68	68 EFF/45
1157	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.69	68 EFF/45
1158	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.70	68 EFF/45
1159	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.71	74 EFF/51
1160	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.72	74 EFF/51
1161	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.74	74 EFF/51
1162	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.75	74 EFF/51
1163	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.76	74 EFF/51
1164	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.76	74 EFF/51
1165	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.76	74 EFF/51
1166	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.76	74 EFF/51
1167	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.76	74 EFF/51
1168	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.75	74 EFF/51
1169	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.92	69 EFF/46
1170	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.92	69 EFF/46
1171	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.93	69 EFF/46

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
1172	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.93	69 EFF/46
1173	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.92	69 EFF/46
1174	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.92	69 EFF/46
1175	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.91	69 EFF/46
1176	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.90	69 EFF/46
1177	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.89	69 EFF/46
1178	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.87	69 EFF/46
1179	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.86	69 EFF/46
1180	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.84	69 EFF/46
1181	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.82	69 EFF/46
1182	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.80	69 EFF/46
1183	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.77	69 EFF/46
1184	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.75	69 EFF/46
1185	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.72	69 EFF/46
1186	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.69	69 EFF/46
1187	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.67	69 EFF/46
1188	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.64	69 EFF/46
1189	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.60	69 EFF/46
1190	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.57	69 EFF/46
1191	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.53	69 EFF/46
1192	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.49	69 EFF/46
1193	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.44	69 EFF/46
1194	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.38	69 EFF/46
1195	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.30	69 EFF/46
1196	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.29	68 EFF/45
1197	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.27	68 EFF/45
1198	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.25	68 EFF/45
1199	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.22	68 EFF/45
1200	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.25	70 EFF/47
1201	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.27	70 EFF/47
1202	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.29	70 EFF/47
1203	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.29	68 EFF/45
1204	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.33	68 EFF/45
1205	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.40	68 EFF/45
1206	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.47	68 EFF/45
1207	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.50	68 EFF/45
1208	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.53	68 EFF/45

Pièce		Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
1209	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.54	68 EFF/45
1210	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.56	68 EFF/45
1211	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.58	68 EFF/45
1212	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.60	68 EFF/45
1213	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.61	68 EFF/45
1214	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.63	68 EFF/45
1215	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.64	68 EFF/45
1216	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.65	68 EFF/45
1217	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.67	68 EFF/45
1218	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.68	68 EFF/45
1219	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.69	68 EFF/45
1220	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.70	68 EFF/45
1221	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.71	74 EFF/51
1222	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.72	74 EFF/51
1223	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.74	74 EFF/51
1224	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.75	74 EFF/51
1225	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.76	74 EFF/51
1226	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.76	74 EFF/51
1227	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.76	74 EFF/51
1228	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.76	74 EFF/51
1229	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.76	74 EFF/51
1230	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.75	74 EFF/51
1231	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.92	69 EFF/46
1232	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.92	69 EFF/46
1233	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.93	69 EFF/46
1234	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.93	69 EFF/46
1235	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.92	69 EFF/46
1236	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.92	69 EFF/46
1237	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.91	69 EFF/46
1238	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.90	69 EFF/46
1239	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.89	69 EFF/46
1240	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.87	69 EFF/46
1241	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.86	69 EFF/46
1242	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.84	69 EFF/46
1243	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.82	69 EFF/46
1244	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.80	69 EFF/46
1245	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.77	69 EFF/46
1246	OK	IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.75	69 EFF/46

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
1247	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.72	69 EFF/46
1248	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.69	69 EFF/46
1249	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.67	69 EFF/46
1250	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.64	69 EFF/46
1251	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.60	69 EFF/46
1252	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.57	69 EFF/46
1253	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.53	69 EFF/46
1254	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.49	69 EFF/46
1255	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.44	69 EFF/46
1256	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.38	69 EFF/46
1257	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.30	69 EFF/46
1258	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.29	68 EFF/45
1259	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.27	68 EFF/45
1260	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.25	68 EFF/45
1261	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.22	68 EFF/45
1262	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.25	70 EFF/47
1263	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.27	70 EFF/47
1264	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.29	70 EFF/47
1265	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.29	68 EFF/45
1266	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.33	68 EFF/45
1267	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.40	68 EFF/45
1268	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.47	68 EFF/45
1269	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.50	68 EFF/45
1270	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.53	68 EFF/45
1271	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.54	68 EFF/45
1272	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.56	68 EFF/45
1273	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.58	68 EFF/45
1274	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.60	68 EFF/45
1275	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.61	68 EFF/45
1276	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.63	68 EFF/45
1277	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.64	68 EFF/45
1278	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.65	68 EFF/45
1279	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.67	68 EFF/45
1280	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.68	68 EFF/45
1281	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.69	68 EFF/45
1282	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.70	68 EFF/45
1283	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.71	74 EFF/51
1284	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.72	74 EFF/51

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
1285	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.74	74 EFF/51
1286	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.75	74 EFF/51
1287	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.76	74 EFF/51
1288	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.76	74 EFF/51
1289	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.76	74 EFF/51
1290	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.76	74 EFF/51
1291	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.76	74 EFF/51
1292	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.75	74 EFF/51
1293	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.92	69 EFF/46
1294	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.92	69 EFF/46
1295	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.93	69 EFF/46
1296	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.93	69 EFF/46
1297	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.92	69 EFF/46
1298	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.92	69 EFF/46
1299	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.91	69 EFF/46
1300	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.90	69 EFF/46
1301	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.89	69 EFF/46
1302	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.87	69 EFF/46
1303	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.86	69 EFF/46
1304	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.84	69 EFF/46
1305	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.82	69 EFF/46
1306	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.80	69 EFF/46
1307	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.77	69 EFF/46
1308	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.75	69 EFF/46
1309	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.72	69 EFF/46
1310	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.69	69 EFF/46
1311	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.67	69 EFF/46
1312	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.64	69 EFF/46
1313	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.60	69 EFF/46
1314	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.57	69 EFF/46
1315	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.53	69 EFF/46
1316	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.49	69 EFF/46
1317	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.44	69 EFF/46
1318	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.38	69 EFF/46
1319	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.30	69 EFF/46
1320	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.29	68 EFF/45
1321	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.27	68 EFF/45
1322	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.25	68 EFF/45

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
1323	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.22	68 EFF/45
1324	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.25	70 EFF/47
1325	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.27	70 EFF/47
1326	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.29	70 EFF/47
1327	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.29	68 EFF/45
1328	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.33	68 EFF/45
1329	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.40	68 EFF/45
1330	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.47	68 EFF/45
1331	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.50	68 EFF/45
1332	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.53	68 EFF/45
1333	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.54	68 EFF/45
1334	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.56	68 EFF/45
1335	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.58	68 EFF/45
1336	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.60	68 EFF/45
1337	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.61	68 EFF/45
1338	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.63	68 EFF/45
1339	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.64	68 EFF/45
1340	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.65	68 EFF/45
1341	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.67	68 EFF/45
1342	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.68	68 EFF/45
1343	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.69	68 EFF/45
1344	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.70	68 EFF/45
1345	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.71	74 EFF/51
1346	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.72	74 EFF/51
1347	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.74	74 EFF/51
1348	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.75	74 EFF/51
1349	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.76	74 EFF/51
1350	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.76	74 EFF/51
1351	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.76	74 EFF/51
1352	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.76	74 EFF/51
1353	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.76	74 EFF/51
1354	OK IPE 200	ACIER	121.07	147.61	0.75	74 EFF/51
1355	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.42	69 EFF/46
1356	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.42	69 EFF/46
1357	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.42	69 EFF/46
1358	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.42	69 EFF/46
1359	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.42	69 EFF/46

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
1361	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.41	69 EFF/46
1362	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.41	69 EFF/46
1363	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.40	69 EFF/46
1364	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.39	69 EFF/46
1365	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.39	69 EFF/46
1366	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.38	69 EFF/46
1367	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.37	69 EFF/46
1368	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.36	69 EFF/46
1369	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.35	69 EFF/46
1370	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.33	69 EFF/46
1371	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.32	69 EFF/46
1372	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.31	69 EFF/46
1373	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.30	69 EFF/46
1374	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.28	69 EFF/46
1375	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.27	69 EFF/46
1376	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.25	69 EFF/46
1377	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.23	69 EFF/46
1378	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.22	69 EFF/46
1379	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.19	69 EFF/46
1380	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.17	69 EFF/46
1381	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.13	69 EFF/46
1382	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.13	68 EFF/45
1383	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.12	68 EFF/45
1384	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.11	68 EFF/45
1385	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.09	68 EFF/45
1386	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.11	70 EFF/47
1387	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.12	70 EFF/47
1388	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.12	70 EFF/47
1389	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.13	68 EFF/45
1390	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.14	68 EFF/45
1391	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.18	68 EFF/45
1392	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.21	68 EFF/45
1393	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.22	68 EFF/45
1394	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.23	68 EFF/45
1395	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.24	68 EFF/45
1396	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.25	68 EFF/45
1397	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.26	68 EFF/45
1398	OK IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.27	68 EFF/45

Pièce		Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
1379	OK	IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.19	69 EFF/46
1380	OK	IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.17	69 EFF/46
1381	OK	IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.13	69 EFF/46
1382	OK	IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.13	68 EFF/45
1383	OK	IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.12	68 EFF/45
1384	OK	IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.11	68 EFF/45
1385	OK	IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.09	68 EFF/45
1386	OK	IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.11	70 EFF/47
1387	OK	IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.12	70 EFF/47
1388	OK	IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.12	70 EFF/47
1389	OK	IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.13	68 EFF/45
1390	OK	IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.14	68 EFF/45
1391	OK	IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.18	68 EFF/45
1392	OK	IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.21	68 EFF/45
1393	OK	IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.22	68 EFF/45
1394	OK	IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.23	68 EFF/45
1395	OK	IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.24	68 EFF/45
1396	OK	IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.25	68 EFF/45
1397	OK	IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.26	68 EFF/45
1398	OK	IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.27	68 EFF/45
1399	OK	IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.28	68 EFF/45
1400	OK	IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.28	68 EFF/45
1401	OK	IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.29	68 EFF/45
1402	OK	IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.30	68 EFF/45
1403	OK	IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.31	68 EFF/45
1404	OK	IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.31	68 EFF/45
1405	OK	IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.32	68 EFF/45
1406	OK	IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.32	68 EFF/45
1407	OK	IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.33	74 EFF/51
1408	OK	IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.33	74 EFF/51
1409	OK	IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.34	74 EFF/51
1410	OK	IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.35	74 EFF/51
1411	OK	IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.35	74 EFF/51
1412	OK	IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.35	74 EFF/51
1413	OK	IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.35	74 EFF/51
1414	OK	IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.35	74 EFF/51
1415	OK	IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.35	74 EFF/51
1416	OK	IPE 200	ACIER	85.36	104.06	0.35	74 EFF/51

❑ Vérification des potelets :

Pièce		Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
69 Montant_CM6	OK	IPE 500	ACIER	72.16	34.23	0.67	73 EFF/50
70 Potelets_70	OK	IPE 600	ACIER	88.66	23.11	0.59	73 EFF/50
71 Potelets_71	OK	IPE 600	ACIER	103.16	26.89	0.72	73 EFF/50
72 Potelets_72	OK	IPE 600	ACIER	109.27	28.49	0.74	73 EFF/50
73 Potelets_73	OK	IPE 600	ACIER	113.28	29.53	0.77	73 EFF/50
74 Potelets_74	OK	IPE 600	ACIER	115.24	30.04	0.79	73 EFF/50
75 Potelets_75	OK	IPE 600	ACIER	113.28	29.53	0.77	73 EFF/50
76 Potelets_76	OK	IPE 600	ACIER	109.27	28.49	0.74	73 EFF/50
77 Potelets_77	OK	IPE 600	ACIER	103.16	26.89	0.72	73 EFF/50
78 Potelets_78	OK	IPE 600	ACIER	88.66	23.11	0.59	73 EFF/50
79 Potelets de ri	OK	IPE 500	ACIER	72.16	34.23	0.67	73 EFF/50

☐ Vérification des croix de stabilité :

Pièce		Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	
601	Diagonale_C	OK	CAE 150x10	ACIER	72.46	207.02	0.30	7 Vent Av
602	Diagonale_C	OK	CAE 150x10	ACIER	94.56	270.17	0.91	74 EFF/51
603	Diagonale_C	OK	CAE 150x10	ACIER	72.46	207.02	0.59	74 EFF/51
604	Diagonale_C	OK	CAE 150x10	ACIER	94.56	270.17	0.46	7 Vent Av
605	Diagonale_C	OK	CAE 150x10	ACIER	119.35	341.00	0.73	74 EFF/51
606	Diagonale_C	OK	CAE 150x10	ACIER	119.35	341.00	0.41	25 EFF/2=
607	Diagonale_C	OK	CAE 150x10	ACIER	72.46	207.02	0.58	74 EFF/51
608	Diagonale_C	OK	CAE 150x10	ACIER	72.46	207.02	0.30	7 Vent Av
609	Diagonale_C	OK	CAE 150x10	ACIER	94.56	270.17	0.43	7 Vent Av
610	Diagonale_C	OK	CAE 150x10	ACIER	94.56	270.17	0.96	74 EFF/51
611	Diagonale_C	OK	CAE 150x10	ACIER	119.35	341.00	0.75	74 EFF/51
612	Diagonale_C	OK	CAE 150x10	ACIER	119.35	341.00	0.41	25 EFF/2=
613	Diagonale_C	OK	CAE 150x10	ACIER	110.92	316.92	0.43	25 EFF/2=
614	Diagonale_C	OK	CAE 150x10	ACIER	110.92	316.92	0.49	74 EFF/51
615	Diagonale_C	OK	CAE 150x10	ACIER	110.92	316.92	0.49	74 EFF/51
616	Diagonale_C	OK	CAE 150x10	ACIER	110.92	316.92	0.43	25 EFF/2=
617	Diagonale_C	OK	CAE 150x10	ACIER	72.46	207.02	0.27	7 Vent Av
618	Diagonale_C	OK	CAE 150x10	ACIER	94.56	270.17	0.90	74 EFF/51
619	Diagonale_C	OK	CAE 150x10	ACIER	72.46	207.02	0.63	74 EFF/51
620	Diagonale_C	OK	CAE 150x10	ACIER	94.56	270.17	0.45	7 Vent Av
621	Diagonale_C	OK	CAE 150x10	ACIER	119.35	341.00	0.67	74 EFF/51
622	Diagonale_C	OK	CAE 150x10	ACIER	119.35	341.00	0.42	25 EFF/2=
623	Diagonale_C	OK	CAE 150x10	ACIER	72.46	207.02	0.62	74 EFF/51
624	Diagonale_C	OK	CAE 150x10	ACIER	72.46	207.02	0.28	7 Vent Av
625	Diagonale_C	OK	CAE 150x10	ACIER	94.56	270.17	0.43	7 Vent Av
626	Diagonale_C	OK	CAE 150x10	ACIER	94.56	270.17	0.95	74 EFF/51
627	Diagonale_C	OK	CAE 150x10	ACIER	119.35	341.00	0.70	74 EFF/51
628	Diagonale_C	OK	CAE 150x10	ACIER	119.35	341.00	0.41	25 EFF/2=
629	Diagonale_C	OK	CAE 150x10	ACIER	110.92	316.92	0.47	25 EFF/2=
630	Diagonale_C	OK	CAE 150x10	ACIER	110.92	316.92	0.45	74 EFF/51
631	Diagonale_C	OK	CAE 150x10	ACIER	110.92	316.92	0.45	74 EFF/51
632	Diagonale_C	OK	CAE 150x10	ACIER	110.92	316.92	0.47	25 EFF/2=