

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة أبي بكر بلقايد - تلمسان -
Université Aboubakr Belkaïd – Tlemcen –
Faculté de TECHNOLOGIE



MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme** de **MASTER**

En : Génie mécanique

Spécialité : Construction mécanique

Par : COULIBALY MOHAMED

Sujet

Etude de la charpente métallique d'un hall supportant un pont roulant.

Soutenu publiquement, le 22 / 06 / 2022, devant le jury composé de :

M HOUMAT A	Pr	Université de Tlemcen	Président
M BOUKHALFA A	Pr	Université de Tlemcen	Examineur
Mme BELHADJ KACEM F	MAA	Université de Tlemcen	Encadreur

Année universitaire : 2021 /2022.

REMERCIEMENTS

Au début, je remercie ALLAH le tout puissant de m'avoir donné la volonté, le courage et aussi la patience de suivre le chemin du savoir et de la connaissance.

*En second lieu, j'adresse mes vifs et chaleureux remerciements à mon encadreur **Mme BELHADJ-KACEM** pour la qualité de son enseignement, conseil et intérêt incontestable qu'elle porte aux étudiants.*

*Je tiens à remercier le jury **Mr BOUKHALFA A** qui a accepté de siéger cette soutenance afin d'examiner mon travail et de l'évaluer également avec **Mr HOUMAT A** qui m'a fait l'honneur de présider le jury de ce travail.*

*J'adresse également ma profonde gratitude à tous les professeurs de l'université **ABOU BAKR BELKAID** et en particulier ceux du département de **GENIE MECANIQUE** dont leur enseignement a porté ses fruits.*

Enfin, je remercie toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à l'élaboration de ce travail.

DEDICACES

Avec l'aide d'Allah le tout puissant, j'ai pu achever ce modeste travail que je dédie :

*A celle qui m'a arrosé de tendresse et d'espoir, à la source d'amour qui m'a fait ce que je suis aujourd'hui, à mon support dans ma vie qui m'a bénié par ses prières malgré la longue distance...**Ma mère.***

*A la personne qui m'a dirigé vers la gloire de loin voulait voir ce jour **Mon défunt père.***

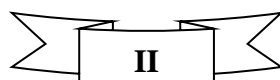
***A toute ma famille** : mes grandes mères, mes oncles, mes tantes, mes frères, mes sœurs, mes cousins et mes cousines sans exception, pour leur soutien inconditionnel. Trouvez ici ma profonde reconnaissance.*

*A mon ami et frère **DJIRE Sidi** qui n'a pas cessé de me conseiller, encourager et soutenir tout au long de cette période.*

***A tous les professeurs** qui m'ont enseigné.*

***A mes amis** de près ou de loin, pour leurs encouragements.
A toute la communauté Etudiante étrangère de Tlemcen, que j'ai rencontré en Algérie, particulièrement les **étudiants**, qui m'ont rendu la vie agréable et m'ont fait sentir en famille.*

Coulibaly MOHAMED



Résumé

Mon projet de fin d'études consiste à faire l'étude de la charpente métallique d'un hall supportant un pont roulant.

Dans cette étude, j'ai présenté en premier lieu par une connaissance générale du projet avec quelques définitions, ensuite le dimensionnement du pont roulant avec le choix de l'acier et l'étude des assemblages selon la norme CM66. Puis l'évaluation des surcharges climatiques (neige et vent) selon le règlement Français (NV65) suivi du dimensionnement des différents éléments (principaux et secondaires) de l'ossature, et enfin l'étude de stabilité au non déversement et contreventement. Le travail s'est achevé par une conclusion qui le synthétise.

Mots clés : Hall métallique, Charpente métallique, Pont roulant.

Abstract

My end-of-studies project consisted of studying the metal frame of a hall supporting an overhead crane.

In this study, I first presented a general knowledge of the project with a few definitions, then the dimensioning of the overhead crane with the choice of steel and the study of the assemblies according to the CM66 standard; then the evaluation of the climatic overloads (snow and wind) according to the French regulation (NV65) followed by the dimensioning of the various elements (main and secondary) of the frame and finally the study of stability to the non-torsion and bracing. The work ended with a conclusion that synthesizes all the work.

Keywords: Metal Hall, Metal frame, Overhead crane.

ملخص

يتكون مشروع نهاية دراستي من دراسة الإطار المعدني لقاعة تدعم رافعة علوية. في هذه الدراسة، قدمت أولاً معرفة عامة بالمشروع مع بعض التعريفات، ثم أبعاد الرافعة العلوية مع اختيار الفولاذ ودراسة التجميعات وفقاً لمعيار CM66 ؛ ثم تقييم الأحمال الزائدة المناخية (الثلج والرياح) وفقاً للائحة الفرنسية (NV65) متبوعاً بأبعاد العناصر المختلفة (الرئيسية والثانوية) للإطار وأخيراً دراسة الثبات على عدم الالتواء والتدعيم. انتهى العمل بخاتمة تلخص كل العمل.

: الكلمات الدالة: قاعة معدنية، هيكل معدني، رافعة علوية.

Sommaire

REMERCIEMENTS	I
DEDICACES	II
Résumé	III
Abstract	IV
ملخص	V
Liste des Figures	XI
Liste des Tableaux	XIII
Nomenclature	XIV
Introduction générale	1
Chapitre 1 : Généralités	2
1. Introduction :.....	3
2. Charpente métallique :	3
2.1. Hall métallique :.....	3
2.2. AVANTAGES [3]	4
2.3. INCONVENIENTS [3].....	5
3. Ponts roulants :	5
3.1. Les Principaux mouvements :.....	6
3.2. Commande des ponts roulants :	6
3.2.1. Commande cabine :	6
3.2.2. Commande au sol :	7
4. Conclusion :.....	7
Chapitre 2 :Etude et dimensionnement du pont roulant	8
1. Introduction :.....	9
2. Dimensionnement préalable des éléments du pont : [9]	9
3. Calcul des poutres principales :.....	11
3.1. Evaluation des charges :	11

3.1.1.	Charges verticales :.....	11
3.1.2.	Charges horizontales :	13
3.2.	Détermination des paramètres de la section de la poutre principale :.....	15
3.3.	Calcul des moments de la section horizontale :.....	17
4.	Calcul du sommier :	20
4.1.	Evaluation des charges :	20
4.1.1.	Charges verticales :.....	20
4.1.2.	Charges horizontales :	21
4.2.	Choix des galets de direction :.....	22
4.3.	Caractéristiques géométriques des sections :.....	22
4.4.	Evaluation des contraintes :	23
5.	Calcul des assemblages :.....	23
5.1.	Assemblage éclissé :	23
5.1.1.	Poutre encastree :.....	23
5.1.2.	Calcul des boulons :.....	24
5.1.3.	Moment extérieur appliqué à l'assemblage :.....	25
5.1.4.	Choix du boulon :	27
5.1.5.	Calcul de la longueur de la platine :	29
5.2.	Assemblage de la platine au bout de la poutre principale :	30
5.2.1.	Cordons des semelles :	30
5.2.2.	Cordons des goussets :.....	31
5.2.3.	Cordons des âmes :.....	31
6.	Dimensionnement de la poutre de roulement :.....	32
6.1.	Charges à prendre en considération :.....	32
6.1.1.	Masse du sommier :.....	32
6.1.2.	Masse roulante concentrée :	33
6.2.	Choix de la poutrelle :.....	33

7.	Calcul du chemin de roulement :	35
7.1.	Choix des rails :	35
7.2.	Evaluation des charges :	36
7.3.	Calcul des soudures :	37
7.3.1.	Cordons latéraux : (horizontaux).....	37
7.3.2.	Cordons verticaux :.....	37
7.3.3.	Cordons horizontaux soumis à l'effort $N/2$	38
8.	Calcul de la colonne du bâtiment :	38
8.1.	Calcul des efforts à la tête de la colonne :	38
8.2.	Poids propre de la poutrelle :	39
8.3.	Calcul en élasticité :	39
8.4.	Calcul en plasticité : selon l'additif 80	41
9.	Calcul de l'assemblage de la console du support à la colonne :	43
9.1.	Calcul de boulonnage :	43
10.	Calcul de l'encrage du poteau :	44
10.1.	Calcul de la platine :	45
10.1.1.	Poteau articulé :	45
10.1.2.	Poteau encastree :	47
11.	Conclusion :	48
	Chapitre 3 : Dimensionnement des éléments principaux de l'ossature.....	49
1.	Introduction :	50
2.	Dimensionnement préalable de la structure :	50
2.1.	Surcharges climatiques :	50
2.1.1.	Effet de la neige :	51
2.1.2.	Effet du vent :	51
2.1.2.1.	Action extérieure du vent :	52
2.1.2.2.	Action intérieure du vent :	52

2.1.2.3.	Action globale du vent :	52
3.	Calcul des pannes :	53
3.1.	Charges agissantes sur les pannes :	53
3.1.1.	Charges permanentes G :	53
3.1.2.	Combinaison des charges :	54
4.	Calcul des liernes :	54
4.1.	Pannes isostatiques sans liernes :	55
4.1.1.	Calcul en élasticité :	55
4.1.2.	Calcul en plasticité : selon l'additif 80	56
4.1.3.	Condition de la flèche :	56
4.2.	Pannes isostatiques avec liernes à mi-portée :	58
4.2.1.	Calcul en élasticité :	58
4.2.2.	Calcul en plasticité : selon l'additif 80	59
4.2.3.	Condition de la flèche :	59
5.	Calcul du portique :	61
5.1.	Charges permanentes G :	61
5.2.	Calcul des sollicitations :	63
5.3.	Combinaisons des charges :	64
6.	Calcul de la traverse :	65
6.1.	Condition de résistance :	65
6.2.	Condition de la flèche :	66
7.	Condition du non-déversement :	67
8.	Calcul des poteaux :	69
9.	Conclusion :	70
	Chapitre 4 : Dimensionnement des éléments secondaires de l'ossature.....	71
1.	Calcul des lisses de bardages :	72
1.1.	Calcul en flexion horizontale :	73

1.1.1.	Calcul des charges :	73
1.1.2.	Condition de la flèche :	74
1.2.	Calcul en flexion verticale :	74
1.2.1.	Condition de la flèche :	74
2.	Calcul des potelets de pignon :	75
2.1.	Calcul des charges :	75
2.1.1.	Effort de flexion du au vent :	75
2.1.2.	Moment de flexion :	75
2.2.	Prédimensionnement du potelet :	75
2.2.1.	Effort de compression G :	76
3.	Calcul des contreventements :	78
3.1.	Calcul de l'effort P :	78
3.2.	Calcul des composantes N et T :	78
4.	Vérification de la stabilité de l'ensemble :	79
4.1.	Principe de vérification :	79
4.2.	Calcul du coefficient de majoration dynamique β :	79
4.3.	Application numérique :	80
4.3.1.	Calcul des composantes $T1$ et U :	80
5.	Conclusion :	81
	CONCLUSION GENERALE :	83
	Références bibliographiques.....	85
	Annexes.....	103
	Annexe A.....	104
	Annexe B.....	107
	Annexe C.....	109
	Annexe D.....	110

Liste des Figures

Chapitre 1 : Généralités

Fig. 1. 1 : Terminologie des éléments de la structure d'une charpente. [2]	3
Fig. 1. 2 : Structure générale d'un pont roulant bipoutre	5
Fig. 1. 3 : Principaux mouvements d'un pont roulant.....	6
Fig. 1. 4 : Commande cabine.....	7

Chapitre 2 : Etude et dimensionnement du pont roulant

Fig. 2. 1 : Pont roulant [8]	9
Fig. 2. 2 : Charges verticales de la pp	13
Fig. 2. 3 : Charges horizontales de la poutre principale	14
Fig. 2. 4 : Paramètre de la section de la poutre principale	15
Fig. 2. 5 : Charges provoquant le moment de torsion	17
Fig. 2. 6 : Schéma de calcul de la poutre principale.	20
Fig. 2. 7 : Charges horizontales au sommier	21
Fig. 2. 8 : Section de la poutre principale	22
Fig. 2. 9 : Assemblage éclissé	23
Fig. 2. 10 :Assemblage boulonnée platine sommier	24
Fig. 2. 11 : Forces appliquées	25
Fig. 2. 12 : Section de la platine au sommier	25
Fig. 2. 13 : Assemblage boulonnée montrant la ligne neutre.....	26
Fig. 2. 14 : Effort tranchant	28
Fig. 2. 15 : Longueur de la platine	29
Fig. 2. 16 : longueurs du gousset.....	29
fig. 2. 17 : Assemblage platine au bout de la poutre principale	30
Fig. 2. 18 : Poutre de roulement.....	32
fig. 2. 19 : Chargement de la poutre de roulement	33
Fig. 2. 20 : La rail	35
Fig. 2. 21 : Extrémité du chemin de roulement.....	36
Fig. 2. 22 : Cordons latéraux	37
Fig. 2. 23 : Cordons verticaux	37
Fig. 2. 24 : Poteau articulé en tête encastrée au pied.	38
Fig. 2. 25 : Colonne du bâtiment.....	39

Fig. 2. 26: Plan du flambement	39
Fig. 2. 27: Assemblage de la console du support à la colonne	43
Fig. 2. 28: Poteau d'encrage [8]	44
Fig. 2. 29: Schéma de l'encrage du Poteau	45
Fig. 2. 30: Boulon d'encrage.....	47
Chapitre 3 : Dimensionnement des éléments principaux de l'ossature	
Fig. 3. 1: Données géométriques de la structure.	50
Fig. 3. 2: Cas de l'effet du vent et de la neige.....	53
Fig. 3. 3: Coupe transversale des liernes.	55
Fig. 3. 4: Pannes isostatiques avec liernes à mi-portée	58
Fig. 3. 5: Direction du vent 1	61
Fig. 3. 6: Direction du vent 2	62
Fig. 3. 7: Direction du vent 3	63
Fig. 3. 8: Portique.....	63
Chapitre 4 : Dimensionnement des éléments secondaires de l'ossature	
Fig. 4. 1: Coupe longitudinale de la lisse de bardages	72
Fig. 4. 2: Coupe transversale de la lisse de bardages	72
Fig. 4. 3: Palée de stabilité	78
Fig. 4. 4: Stabilité de la structure	79

Liste des Tableaux

Chapitre 1 : Généralités

Tableau 1. 1: Terminologie d'une Structure en Charpente Métallique.	4
---	---

Chapitre 2 : Etude et dimensionnement du pont roulant

Tableau 2. 1: Caractéristiques du poutrelle IPN 320	34
--	----

Tableau 2. 2: caractéristique du rail KR24. (Annexe A)	35
--	----

Chapitre 3 : Dimensionnement des éléments principaux de l'ossature

Tableau 3. 1: Surcharge de la neige selon la norme NV65	51
--	----

Tableau 3. 2: Coefficient de région donnée selon la norme NV65. (Annexe B).....	51
---	----

Tableau 3. 3: Coefficient de site donnée selon la norme NV65. (Annexe B)	51
--	----

Tableau 3. 4: Valeurs des réactions d'appui	64
--	----

Tableau 3. 5: Valeurs des moments maximaux.	64
---	----

Tableau 3. 6: Valeurs des réactions d'appui avec combinaisons	65
--	----

Tableau 3. 7: Valeurs des moments maximaux avec combinaisons	65
---	----

Chapitre 4 : Dimensionnement des éléments secondaires de l'ossature

Tableau 4. 1: caractéristiques du profil UPE 240. (Annexe D)	73
--	----

Tableau 4. 2: caractéristique du profil IPE 240. (Annexe D)	76
---	----

Tableau 4. 3: caractéristique du profil IPE 270. (Annexe D)	77
---	----

Annexes

Tableau 1: Coefficients de majoration	104
--	-----

Tableau 2: Contraintes caractéristiques des boulons	104
--	-----

Tableau 3: Section résistantes de la tige	104
--	-----

Tableau 4: valeur des galets	106
---	-----

Tableau 5: Caractéristiques des rails	106
--	-----

Tableau 6: Coefficient du déversement.....	108
---	-----

Tableau 7: Profil IPN	110
------------------------------------	-----

Tableau 8: Profil IPE.....	111
-----------------------------------	-----

Tableau 9: Profil UPE	112
------------------------------------	-----

Nomenclature

A : entraxe des paliers des roues du chariot

A_1 : surface au bout de la poutre principale

a : épaisseur de la gorge

A_s : section résistante de la tige

b_{pp} : largeur de la poutre principale

b_s : largeur du sommier

C_e : coefficient de pression extérieur

C_i : coefficient de pression intérieur

C_1 et C_2 : coefficient dépendant des conditions d'appui et de chargement de la barre

σ_e : contrainte équivalente

σ_v : contrainte verticale

σ_H : contrainte horizontale

σ_f : contrainte de flexion

σ_{eb} : contrainte élastique du boulon

d : distance entre les charges roulantes

d_b : diamètre du boulon

d_p : distance entre les pannes

D_g : diamètre des galets

E : module de Young

e : entraxe entre les poteaux

e_r : la rondelle

$e_{écrou}$: longueur de l'écrou

e_l : hauteur libre

e_{pl} : épaisseur de la platine

ELU : état limite ultime

ELS : état limite de service

f : la flèche

f_{vmax} : flèche verticale maximale

f_{hmax} : flèche horizontale maximale

G : poids propre de la poutrelle

G_s : charges permanentes

g : la gravité

G_c : masse de la cabine

G_c^h : masse concentrée de la cabine

h_{pp} : hauteur de la poutre principale

H : charge due au vent

h_s : hauteur de la structure

h : hauteur du profil

H_A et H_E : réaction d'appuis

h_{cG} : hauteur de la cabine

I_x : moment d'inertie horizontal

I_y : moment d'inertie vertical

i_x : rayon de giration

IPN : poutrelle normale

IPE : poutrelle européenne

J : moment de torsion

K_f : coefficient d'amplification des contraintes de flexion

K_0 : coefficient de flambement

L : longueur de la structure

l : largeur de la structure

l_b : longueur du boulon

l_{g1} et l_{g2} : longueur du gousset

l_s : largeur du sommier

m_{pp} : masse de la poutre principale

m_{ps} : masse de la passerelle

m_{tr} : masse du trolley

m_{ch} : masse du chariot

m_c : masse de la cabine

m_1 et m_2 : masse linéique de la poutre

M_f : moment de flexion

M_{fmax} : moment fléchissant maximal

M_f^H : moment fléchissant horizontal

M_f^V : moment fléchissant vertical

M_t : moment de torsion

M_{1t} : due à la charge du chariot

M_{2t} : due à la charge répartie q_1^h

M_{3t} : due à la charge de la cabine

M_e : moment extérieure

M_s : masse du sommier

m_p : masse de la poutrelle

m : masse totale du pont

M_p : moment de plastification

M_{mx} : moment de flexion

N_1 : l'effort du boulon tendus

N_2 : l'effort du boulon comprimé

N : l'effort normal des cordons

n : nombre de boulon et nombre de cordons

P_1 et P_2 : charge roulante concentrée

P'_1 et P'_2 : charge roulante majoré

P : pression dynamique du vent et la fréquence d'oscillation

p : périmètre du sommier

P_1^h et P_2^h : charges transversales d'inertie

Q : capacité de levage

q_1 et q_2 : charge repartie

q_1^h et q_2^h : charges réparties d'inertie

q : surcharge du vent extrême

r : rayon du boulon

R_B : charge verticale

R_B' : charge verticale majoré

W_n : surcharge normale du vent

W_e : surcharge extrême du vent

W_x : module d'inertie

Introduction générale

La charpente métallique, généralement à la base de poutres d'acier connaît aujourd'hui un succès croissant dans le monde de l'industrie, y compris dans les logements et les maisons individuelles.

En effet la construction en acier est très avantageuse au niveau des industries à travers les caractéristiques mécaniques de l'acier et une bonne tenue en cas de séisme ; en outre ce matériau présente quelques inconvénients qui se résument principalement à la corrosion et à son cout élevé.

Ce projet sera étudié selon les règles de calcul du code Français CM66 et Additif 80.

L'objectif de ce travail est de dimensionner les éléments de la structure y compris le pont roulant et la vérification de la stabilité au déversement et au flambement.

Pour cela l'étude sera divisée en trois parties :

- Une première partie de généralité qui mentionne quelques définitions, avantages, inconvénients de la charpente métallique et du pont roulant pour mener à bien ce travail. Elle servira de support pour bien entamer les autres parties.
- La deuxième partie est l'étude du pont roulant qui concerne le dimensionnement des éléments de celui-ci, définir le type de boulons et l'acier utilisés et vérifier la stabilité au flambement.
- La troisième partie qui concerne l'étude de l'ossature en dimensionnant ses éléments principaux (pannes, travers, liernes, poteaux) et secondaires (lisses de bardage, potelet) à l'état limite (ELU et ELS) ainsi la stabilité au non déversement.

Comme tout travail, ce mémoire s'achève par une conclusion générale qui synthétise tout ce qui a été fait, et une série d'annexes vient apporter plus de détails ces parties.

Chapitre 1 : **Généralités**

1. Introduction :

Mon projet de fin d'étude consiste à l'étude de la charpente métallique d'un hall supportant un pont roulant.

La principale motivation qui nécessite l'utilisation d'une construction en charpente métallique, est l'utilisation d'un matériau résistant et ductile tel que l'acier avec ses bonnes propriétés mécaniques.

Les aciers ont les meilleures caractéristiques mécaniques en matière de résistance et facilité de mise en œuvre, de ce fait ils offrent un choix multiple dans leurs usages.

Ainsi, les grands domaines d'applications des structures en charpentes métalliques sont très vastes et variés, tel qu'en Génie mécanique : Ponts roulants ; grue de levage ; portiques etc....

2. Charpente métallique :

On appelle charpente une ossature (squelette) quelconque supportant son poids propre et les charges intérieures et extérieures, qui peuvent apparaître au cours de son utilisation. [1]

2.1. Hall métallique :

L'ensemble constitué d'un squelette résistant recouvert par un bardage métallique en toiture et sur les côtés, fournit un bâtiment couvert fréquemment utilisé pour abriter des installations industrielles ou des dépôts.

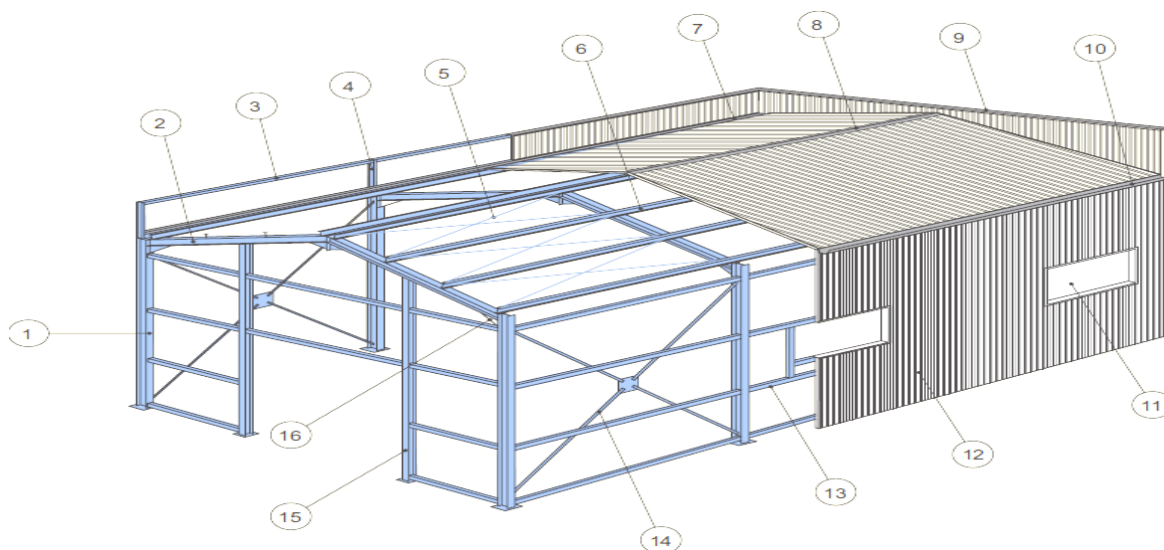


Fig. 1. 1 : Terminologie des éléments de la structure d'une charpente. [2]

Les composantes de la charpente de la **fig.1.1** sont listées dans le tableau ci-dessous :

1	Poteau (IPN ou IPE)
2	Traverse (IPN ou IPE)
3	Lisse filante
4	Baïonnette
5	Diagonale de versant
6	Panne (IPE ou IPN)
7	Chêneau en tôle pliée
8	Faitière métallique
9	Couvertine métallique
10	Gouttière 1/2 ronde
11	Châssis vitrés
12	Bardage métallique à ondes verticales
13	Lisse de bardage
14	Croix de stabilité
15	Potelet de pignon (HEA ou IPE)
16	Jarret

Tableau 1. 1: Terminologie d'une Structure en Charpente Métallique.

2.2. AVANTAGES

Une structure en charpente métallique présente les avantages suivants :

- La qualité de résistance et de ténacité de l'acier par rapport à son poids rend la structure plus légère même si elle est volumineuse, [3]
- L'acier possède une structure interne homogène et uniforme cela implique une constance des propriétés mécaniques dans toute la structure, [3]
- L'élasticité de l'acier offre à la structure une bonne tenue aux charges dynamique,
- La facilité de montage et de démontage de la structure, [3]

- La rapidité de la mise en œuvre, [3]
- La récupération et la réutilisation des éléments de la structure après démontage. [3]

2.3. INCONVENIENTS

Par contre l'inconvénient majeur est la mauvaise résistance à la corrosion d'une structure en acier y compris leur mauvaise résistance au feu. Une structure en acier représente, aussi, une faible isolation thermique due aux effets des dilatations non négligeables et à une conductivité thermique élevée. [3]

3. Ponts roulants :

Un pont roulant est un appareil de manutention permettant le levage et le transfert de charges lourdes. [4]

Les ponts roulants sont généralement installés dans des halls industriels ou leur prolongement à l'air libre. Ils permettent la manutention de la charge dans tout l'espace de ces halls. Ils sont installés en hauteur et circulent sur des rails fixés sur des poutres de roulement en acier, reposant sur des poteaux. [4]

Ils sont constitués d'une ou plusieurs poutres sur lesquelles se déplacent, transversalement au chemin de roulement, un chariot de transfert équipé d'un treuil pour le levage de la charge. [4]

Si le pont roulant est constitué d'une seule poutre, on parle de pont roulant mono poutre. Dans le cas de deux poutres, on a affaire à un pont roulant bipoutre. [4]

Le chemin de roulement est la structure porteuse de l'engin de levage, constituée d'une ou plusieurs poutres de roulement et ses supports. [4]

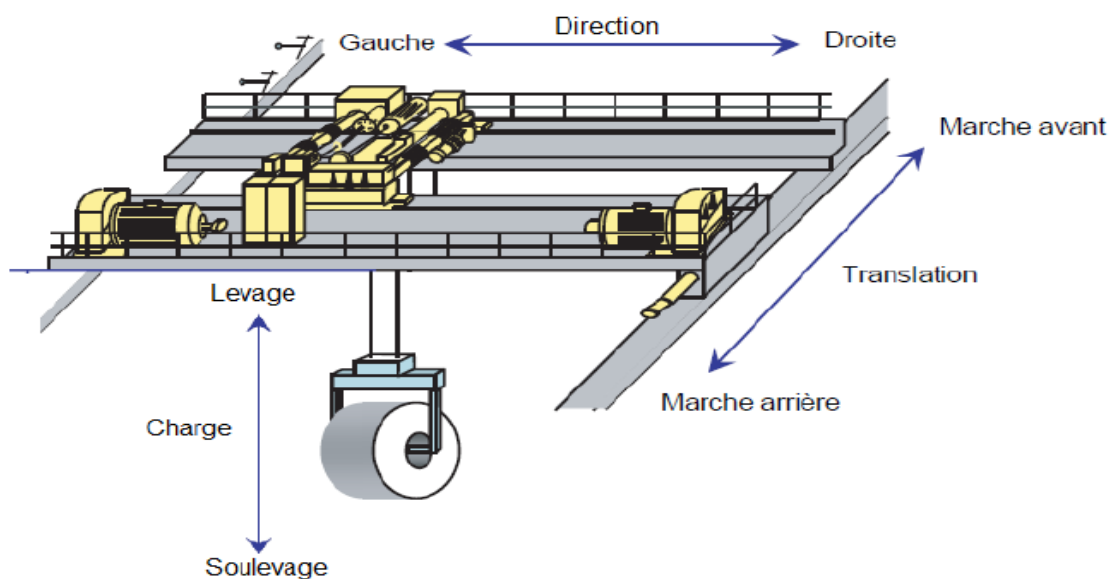


Fig. 1. 2: Structure générale d'un pont roulant bipoutre [2]

3.1. Les Principaux mouvements :

Tel que le montre le croquis de la Fig.1.3, les différents mouvements d'un pont roulant, translation, direction, levage, sont assurés par les mécanismes décrits. [5]

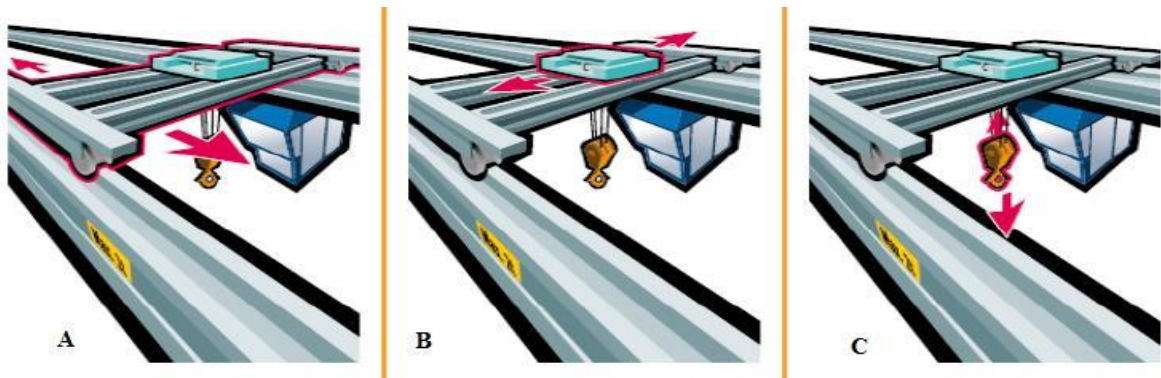


Fig. 1. 3: Principaux mouvements d'un pont roulant [2]

- (A) **Translation** : axe des voies de roulement correspondant à un mouvement d'ensemble du pont en avant et en arrière.
- (B) **Direction** : axe transversal ; généré par un déplacement du chariot à gauche et à droite.
- (C) **Levage** : axe vertical ; levage ou descente de la charge par un déplacement d'un mécanisme d'accrochage des charges en haut et en bas.

3.2. Commande des ponts roulants :

Les ponts roulants peuvent être commandés de plusieurs façons : soit par une commande cabine, commande au sol ou par radio commande. [6]

3.2.1. Commande cabine :

Les commandes en cabine permettent d'avoir une meilleure visibilité au pontier de la charge et de l'itinéraire à emprunter. Elles peuvent être fixes, mobiles ou orientables (Fig.1.4). Comme elles protègent le pontier contre les intempéries (chaleur, froid, courants d'air, averses de pluie) et les nuisances industrielles (rayonnements, poussières, vapeurs nocives) à condition d'être spécialement équipées. [6]

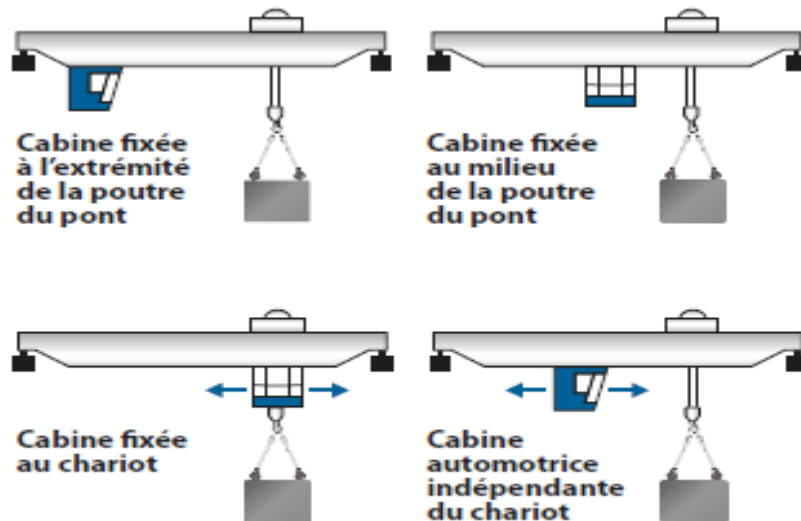


Fig. 1. 4: Commande cabine. [7]

3.2.2. Commande au sol :

Les commandes au sol s'effectuent à l'aide d'une boîte à boutons pendante ou d'une télécommande. Elles sont admissibles pour des vitesses de direction et translation compatible avec le déplacement d'un homme au pas et avec l'encombrement au sol. [6]

4. Conclusion :

L'objectif de ce chapitre est d'introduire une connaissance globale en matière de charpente métallique en présentant la structure d'une charpente ainsi que ses éléments constitutifs et en énumérant quelques avantages et inconvénients ; ainsi une généralité sur les ponts roulants avec leurs principaux mouvements et commande.

Chapitre 2 :
**Etude et dimensionnement du pont
roulant**

Chapitre 2 : Etude et dimensionnement du pont roulant

1. Introduction :

Ainsi, le pont roulant que comporte notre structure est constitué de deux poutres (pont roulant bipoutre) avec un palan déjà étudié [7], dont les caractéristiques sont :

Capacité de levage : $Q = 2.5t$;

Vitesse de levage : $V_f = 36m/min$;

Hauteur de levage : $H \leq 25m$;

Portée : $l = 14m$;

Régime de travail : Lourd ;

Vitesse de translation du chariot et du pont : $V_d = 60m/min$;

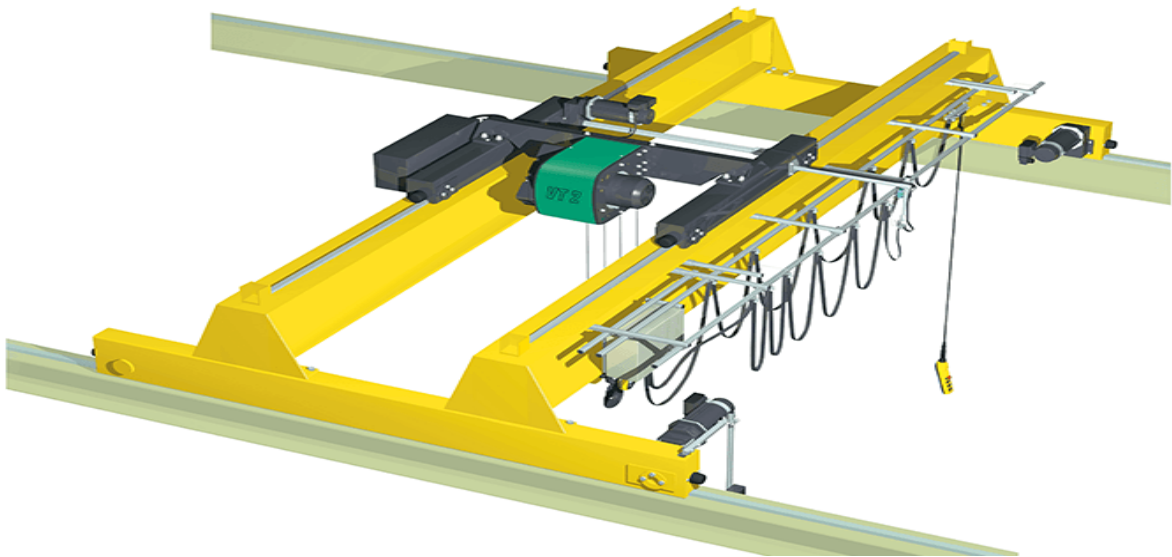


Fig. 2. 1: Pont roulant [8]

2. Dimensionnement préalable des éléments du pont : [9]

- Hauteur de la poutre principale (pp)

$$h_{pp} \geq 0.011l + 0.029Q \quad (1)$$

A.N:

$$h_{pp} \geq 0.011 \times 14 + 0.029 \times 2.5 = 0.2265m$$

Chapitre 2 : Etude et dimensionnement du pont roulant

On admet $h_{pp} = 250mm$

- Hauteur du bout de la poutre principale :

$$h_1 = (0.6 \text{ à } 0.7)h_{pp} \quad (2)$$

A.N.:

$$h_1 = (0.6 \times 0.25 \text{ à } 0.7 \times 0.25) = (0.15 \text{ à } 0.17)m$$

On admet $h_1 = 150mm$

- Largeur de la poutre principale :

$$b_{pp} \geq 0.5h_{pp} \quad (3)$$

$$\text{D'où } b_{pp} = 125mm$$

- Longueur de la partie oblique

$$D = (0.1 \text{ à } 0.2)l = (1.4 \text{ à } 2.8)m \quad (4)$$

On admet $D = 2m$

- La voie du pont :

$$V_1 = l = 14m \quad (5)$$

- Voie du chariot : (d'après les données du palan déjà étudié)

$$V_2 = 2000mm \quad (6)$$

- Base du Chariot :

$$B_2 = 2A \quad (7)$$

$$B_2 = 2 \times 726 = 1452mm$$

On admet $B_2 = 1500mm$

- Base du sommier (poutre de bout) :

$$B_1 = 1.75B_2 = 2625mm \quad (8)$$

- Longueur du chariot

$$B = B_2 + (400 \text{ à } 500) = (1900 \text{ à } 2000)mm \quad (9)$$

On admet $B = 2000mm$

Chapitre 2 : Etude et dimensionnement du pont roulant

- Longueur du sommier

$$B_5 = B_1 + (400 \text{ à } 500) = (3025 \text{ à } 3125)mm \quad (10)$$

$$B_5 = 3100mm$$

- Largeur du sommier :(calculé à partir des dimensions du galets)

$$b_{smin} = A - (40 \text{ à } 50)mm \quad (11)$$

3. Calcul des poutres principales :

3.1. Evaluation des charges :

3.1.1. Charges verticales :

Poutre principale (sans rails et autre équipements supplémentaires) doit être admise comme la masse répartie.

$$m_{pp} = (5.75l + 5Q) \text{ Kg}/m \quad (12)$$

A.N:

$$m_{pp} = 93Kg/m$$

- Passerelle :

$$m_{ps} = (50 \text{ à } 80) \text{ Kg}/m \quad (13)$$

On admet $m_{ps} = 65Kg/m$

- Trolleys d'alimentation en courant électrique :

$$m_{tr} = (15 \text{ à } 30) \text{ Kg}/m \quad (14)$$

On admet $m_{tr} = 25Kg/m$

- La masse linéique de la première poutre principale :

$$m_1 = m_{pp} + m_{ps} \quad (15)$$

A.N:

$$m_1 = 93 + 65 = 158kg/m$$

Chapitre 2 : Etude et dimensionnement du pont roulant

- La masse linéique de la deuxième poutre principale :

On place les trolleys dans la deuxième poutre principale.

$$m_2 = m_{pp} + m_{ps} + m_{tr} \quad (16)$$

A.N:

$$m_2 = 93 + 65 + 25 = 183 \text{Kg/m}$$

$$m_2 = 183 \text{Kg/m}$$

- La charge répartie est :

- 1^{ère} Poutre :

$$q_1 = m_1 g \quad (17)$$

A.N:

$$q_1 = 158 \times 9.8 = 1.55 \text{KN/m}$$

- 2^{ème} Poutre :

$$q_2 = m_2 g \quad (18)$$

A.N:

$$q_2 = 183 \times 9.8 = 1.80 \text{KN/m}$$

Il faut majorer les charges :

$$q'_1 = q_1 k_a \quad (19)$$

A.N:

$$q'_1 = 1.55 \times 1.15 = 1.78 \text{KN/m}$$

$$q'_2 = q_2 k_a \quad (20)$$

A.N:

$$q'_2 = 1.80 \times 1.15 = 2.07 \text{KN/m}$$

$k_a = 1.15$; coefficient de majoration. (**Annexe A**)

La cabine est suspendue à une distance d'1m de l'appui de la 1^{ère} poutre principale.

On admet $m_c = 0.75t$

Chapitre 2 : Etude et dimensionnement du pont roulant

$$G_c = m_c \times 9.8 = 7.35KN \quad (21)$$

- Charge roulante concentrée :

$$P_1 = P_2 = \frac{m_{ch} \times g}{4} + \frac{Q \times g}{4} = \frac{g}{4} (m_{ch} + Q) \quad (22)$$

$$m_{ch} = (m_T + m_{réd} + m_{mot}) [7] \quad (23)$$

A.N:

$$m_{ch} = (65 + 138 + 325) = 528Kg$$

On estime $m_{ch} = 600Kg$

$$P_1 = P_2 = \frac{9.8}{4} (0.6 + 2.5) = 7.59KN$$

$$P_1 = P_2 = 7.59KN$$

- Charge concentrée majorée :

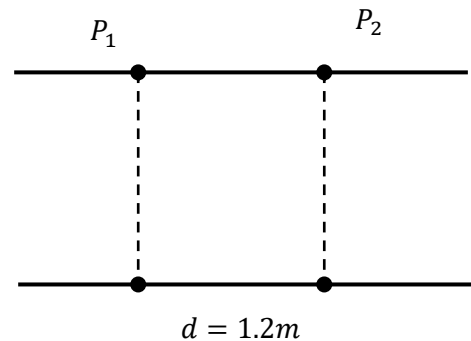


Fig. 2. 2: Charges verticales de la pp

$$P'_1 = P'_2 = \frac{g}{4} (m_{ch} + k'_a Q) \quad (24)$$

$$k'_a = 1 + \frac{0.1V}{H} = 1.14 \quad (24)$$

A.N:

$$P'_1 = P'_2 = \frac{9.8}{4} (0.6 + 1.14 \times 2.5) = 8.45KN$$

$$P'_1 = P'_2 = 8.45KN$$

3.1.2. Charges horizontales :

- Charges réparties d'inertie

❖ Pour la 1^{ère} Poutre :

$$q_1^h = m_1 \frac{V_d}{t_{fr}} \quad (25)$$

$$V_d = 60m/min$$

$$t_{fr} = (0.4 \text{ à } 0.5)s$$

Chapitre 2 : Etude et dimensionnement du pont roulant

A.N:

$$q_1^h = 158 \times \frac{60}{60 \times 0.5} = 0.32 \text{KN/m}$$

❖ Pour la 2^{ème} Poutre :

$$q_2^h = m_2 \frac{V_d}{t_{fr}} \quad (26)$$

A.N:

$$q_2^h = 183 \times \frac{60}{60 \times 0.5} = 0.37 \text{KN/m}$$

- Charge concentrée de la cabine :

$$G_c^h = m_c \frac{V_d}{t_{fr}} \quad (27)$$

A.N:

$$G_c^h = 0.75 \times \frac{60}{60 \times 0.5} = 1.5 \text{t}$$

- Charges transversales d'inertie dues au freinages brusque du mécanisme de la direction.

$$P_1^h = P_2^h = (m_{ch} + Q) \frac{V_d}{n \times t_{fr}} \quad (28)$$

$$n = 4$$

A.N:

$$P_1^h = P_2^h = (0.6 + 2.5) \frac{60}{4 \times 60 \times 0.5} = 1.55 \text{KN}$$

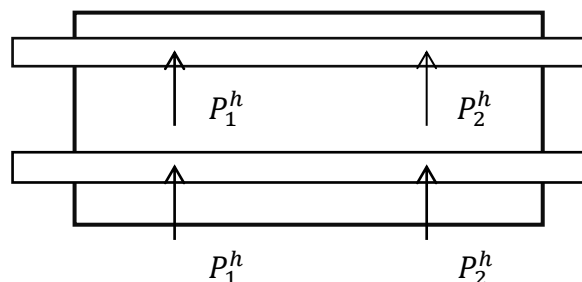


Fig. 2. 3: Charges horizontales de la poutre principale

Chapitre 2 : Etude et dimensionnement du pont roulant

3.2. Détermination des paramètres de la section de la poutre principale :

La section de la poutre principale a la forme d'un caisson :

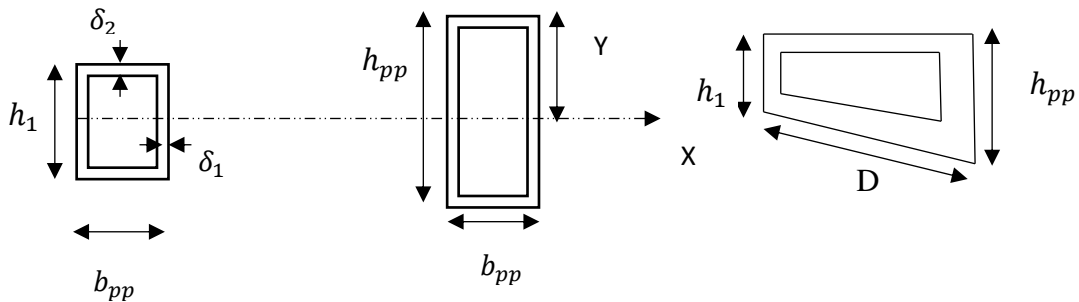


Fig. 2. 4: Paramètre de la section de la poutre principale

$$h_{pp}=250\text{mm} ; h_1=150\text{mm} ; b_{pp}=125\text{mm} : \delta_1=\delta_2=\delta$$

D'après le théorème des barres

$$M_{fmax} = \frac{P(2l - d)^2}{8l} \quad (29)$$

A.N:

$$M_{fmax} = \frac{8.45 \times (2 \times 1400 - 120)^2}{8 \times 1400} = 5611.25\text{KNcm}$$

$$M_{fmax} = 5611.25\text{KNcm}$$

➤ **Equation du moment d'inertie de la section :**

$$\frac{I_x}{v} \geq \frac{M_{fmax}}{\sigma_e} \quad (30)$$

$$\Rightarrow I_x \geq \frac{M_{fmax} \times v}{\sigma_e}$$

$$\text{Avec } v = \frac{h_{pp}}{2}$$

A.N:

$$I_x = \frac{5611.25 \times 12.5}{24} = 2922.53\text{cm}^4$$

$$I_x = 2922.53\text{cm}^4$$

$$I_x = I_{x\hat{a}} + I_{xs} \quad (31)$$

\hat{a} =âme ; s= semelle

Chapitre 2 : Etude et dimensionnement du pont roulant

$$I_{x\hat{a}} = 2\delta \frac{(h_{pp} - 2\delta)^3}{12} \quad (32)$$

$$I_{xs} = 2 \left[\frac{b_{pp}\delta^3}{12} + b_{pp} \times \delta \times \frac{(h_{pp} - \delta)^2}{4} \right] \quad (33)$$

δ : l'épaisseur de la poutre principale ;

D'après la norme CM66, l'épaisseur de la section de la poutre principale ne doit pas être inférieur à 6mm.

Donc on pose $\delta = 6mm$ et on vérifie la formule (30).

A.N :

On a :

$$I_x = 2(0.6) \frac{(25 - 2 \times 0.6)^3}{12} + 2 \left[\frac{12.5 \times (0.6)^3}{12} + 12.5 \times 0.6 \times \frac{(25 - 0.6)^2}{4} \right]$$

$$I_x = 3581.17cm^4 > 2922.53cm^4$$

➤ Vérification de la condition de résistance :

$$\Rightarrow \sigma_{max} = \frac{M_{fmax} \times v}{I_x} \quad (34)$$

A.N :

$$\sigma_{max} = \frac{5611.25 \times 12.5}{3581.17} = 19.58 KN/cm^2 < 24 KN/cm^2$$

Condition vérifiée

Conclusion : l'épaisseur de la section de la poutre principale est $\delta = 6mm$.

Chapitre 2 : Etude et dimensionnement du pont roulant

3.3. Calcul des moments de la section horizontale :

- Moment de torsion

$$M_t = M_{1t} + M_{2t} + M_{3t} \quad (35)$$

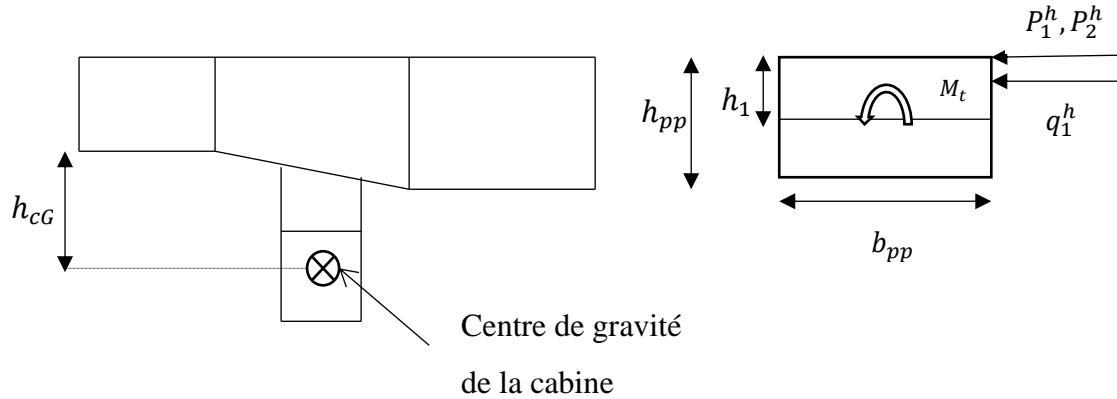


Fig. 2. 5 : Charges provoquant le moment de torsion

$$M_{1t} = (P_1^h + P_2^h)h_1 \quad (36)$$

A.N:

$$M_{1t} = (1.55 + 1.55) \times 0.15 = 0.46kNm$$

$$M_{2t} = q_1^h \frac{l}{2} \left(\frac{h_{pp}}{2} - \frac{h_1}{2} \right) \quad (37)$$

A.N:

$$M_{2t} = 0.32 \times \frac{14}{2} \left(\frac{0.25}{2} - \frac{0.15}{2} \right) = 0.108kNm$$

$$M_{3t} = -G_c^h \times h_{cG} \quad (38)$$

A.N:

$$M_{3t} = -1.5 \times 2 = -3kNm$$

$$\Rightarrow M_t = |0.465 + 0.108 - 3| = |-2.427|kNm$$

$$M_t = |-2.427|kNm$$

Chapitre 2 : Etude et dimensionnement du pont roulant

➤ Vérification de la flèche de la poutre principale :

$$P = P'_1 = P'_2$$

$$f_{vmax} = \frac{2P\ell^3}{48EI_x} \quad (39)$$

A.N:

$$f_{vmax} = \frac{2 \times 8.45 \times 1400^3}{48 \times 2100000 \times 2042.7} = 0.022cm$$

La flèche admissible

$$[f_v] = \frac{l}{750} = 1.86cm$$

$$\Rightarrow f_{vmax} = 0.022cm < [f_v] = 1.86cm$$

La flèche verticale est vérifiée.

$$f_{hmax} = \frac{2P^h\ell^3}{48EI_y} \quad (40)$$

A.N:

$$f_{hmax} = \frac{2 \times 1.55 \times 1400^3}{48 \times 2100000 \times 102.14} = 0.08cm$$

La flèche admissible

$$[f_h] = \frac{l}{1000} = 1.4cm$$

$$\Rightarrow f_{hmax} = 0.08cm < [f_h] = 1.4cm$$

La flèche horizontale est vérifiée.

Conclusion : Les conditions de la flèche sont vérifiées.

• Vérification à la vibration de la poutre principale :

Le mouvement d'oscillation (vibration) a lieu après la pose brusque de la charge.

Les vibrations sont vérifiées suivant les conditions suivantes :

$$\left[\begin{array}{l} \text{Si } \frac{h_{pp}}{l} < 0.055, \text{ il faudra faire une vérification} \\ \text{Si } \frac{h_{pp}}{l} > 0.055, \text{ le calcul n'est pas nécessaire.} \end{array} \right.$$

Chapitre 2 : Etude et dimensionnement du pont roulant

$$\frac{h_{pp}}{l} = \frac{0.25}{14} = 0.018 < 0.055 \quad (41)$$

Donc il faudra vérifier.

➤ **Vérification :**

Temps de la décroissance d'oscillation propre :

$$\tau = \frac{\ln(f_v)}{P \times \delta} \leq 15s \quad (42)$$

$$P = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k_0}{M_1}} \quad (43)$$

$$k_0 = \frac{48EI_x}{l^3} \quad (44)$$

$$M_1 = m_{pp} + \frac{Q}{2} \quad (45)$$

A.N :

$$M_1 = 93 + \frac{600}{2} = 393Kg/m$$

$$k_0 = \frac{48 \times 21000 \times 2042.4}{(14)^3} = 75037.95$$

$$P = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{75037.95}{393}} = 2.19Hz$$

$$\Rightarrow \tau = 2.90s \ll 15s$$

Donc il n'y aura pas de vibration de la poutre.

Chapitre 2 : Etude et dimensionnement du pont roulant

4. Calcul du sommier :

4.1. Evaluation des charges :

4.1.1. Charges verticales :

Les poutres principales sont appuyées au sommier.

La pression du bout de la poutre principale s'appuyant sur le sommier devra être calculer pour la position extrême du chariot.

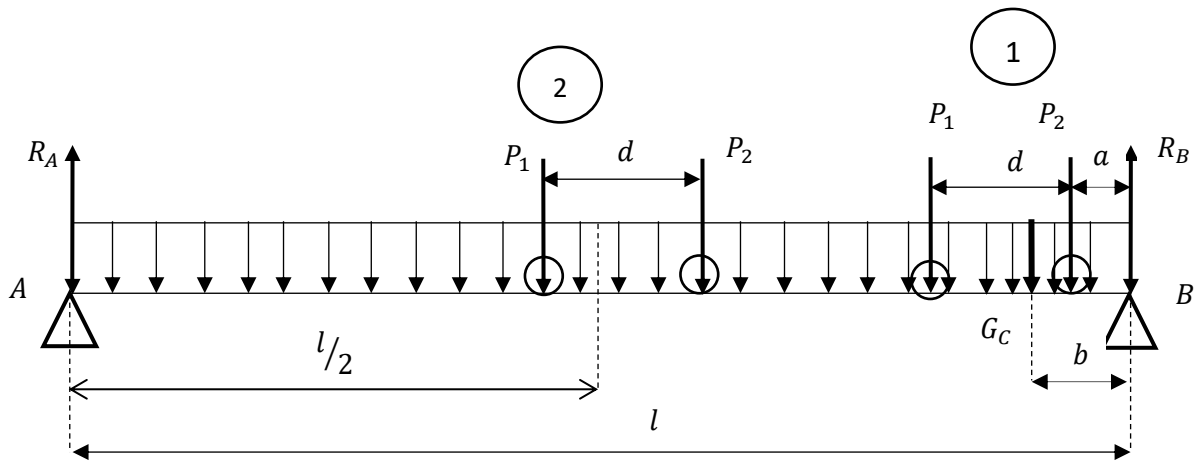


Fig. 2. 6: Schéma de calcul de la poutre principale.

$a = 0.352m$; distance entre l'appui et le premier galet

$b = 0.541m$; distance entre l'appui et le centre de gravité de la cabine

$d = 1.2m$; distance entre les galets.

$$R_B = \frac{1}{l} \left[q_1 \frac{l^2}{2} + G_c(l - b) + 2P_1 \left(l - a - \frac{d}{2} \right) \right] \quad (46)$$

$$\Rightarrow R_B = 32.10KN$$

$$R'_B = \frac{1}{l} \left[q_2 \frac{l^2}{2} + 2P_1 \left(l - a - \frac{d}{2} \right) \right] \quad (47)$$

$$\Rightarrow R'_B = 26.79KN$$

Chapitre 2 : Etude et dimensionnement du pont roulant

Majoration :

$$R_B^1 = \frac{1}{l} \left[q_1 \times k_a \times \frac{l^2}{2} + G_c(l - b) + 2P_1 \times K_a \times \left(l - a - \frac{d}{2} \right) \right] \quad (48)$$

$$\Rightarrow R_B^1 = 37.71 \text{ KN}$$

$$R_B^{1'} = \frac{1}{l} \left[q_2 \times K_a \times \frac{l^2}{2} + 2P_1 \times K_a \times \left(l - a - \frac{d}{2} \right) \right] \quad (49)$$

$$\Rightarrow R_B^{1'} = 30.80 \text{ KN}$$

4.1.2. Charges horizontales :

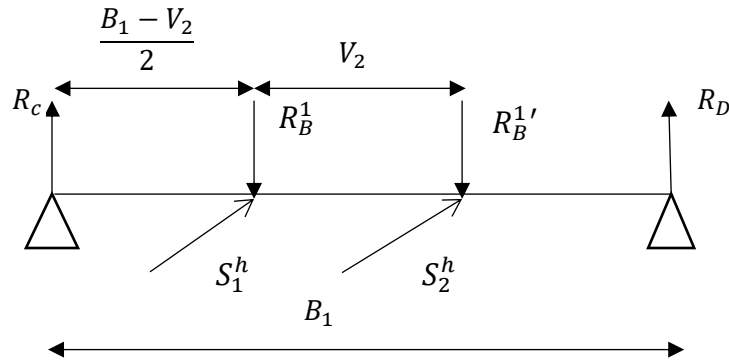


Fig. 2. 7: Charges horizontales au sommier

$$R_c = \frac{R_B^1(2 \times 31.75) + R_B^{1'}(31.25)}{B_1} \quad (50)$$

$$\Rightarrow R_c = 44.5 \text{ KN}$$

Duent au freinage brusque du chariot.

$$S_1^h = S_2^h = (m_{ch} + Q) \frac{V_d}{n_1 \times t_{fr}} \quad (51)$$

$$t_{fr} = (0.4 \text{ à } 0.5) \text{ s}$$

A.N:

$$S_1^h = S_2^h = (0.6 + 2.5) \times \frac{60}{2 \times 60 \times 0.5} = 3.1 \text{ KN}$$

$$S_1^h = S_2^h = 3.1 \text{ KN}$$

Chapitre 2 : Etude et dimensionnement du pont roulant

4.2. Choix des galets de direction :

Le sommier s'appuie aux extrémités à l'aide des galets, c'est-à-dire sachant la largeur des assises des galets on peut évaluer la largeur du sommier. (Fig.2.5)

$$P_g = R_c = 44.5KN ; V_d = 60m/min ; FM = \text{Lourd}$$

En utilisant les données du tableau des galets (**annexe A**), le diamètre du galet

$D_g = 250mm$ s'appuyant aux rails KR24 et charge admissible du tableau est 38.2KN correspondant à la vitesse de 63m/min et FM lourd ; donc la largeur du sommier est :

$$b_s = A - (40 \text{ à } 50)mm = 140mm \quad (52)$$

$$A_1 = 190mm \text{ (Annexe A)}$$

$$h_s = \frac{D_g}{2} + 50 + h = 230mm \quad (53)$$

h : dimension de sécurité [40,60]mm

4.3. Caractéristiques géométriques des sections :

$$k = \frac{140}{230} = \frac{b}{h} = 0.6$$

$$I_x = 3143.92cm^4$$

$$I_y = 1449.5cm^4$$

$$\frac{I_x}{v} = \frac{3143.92}{23} \times 2 = 237.38cm^3$$

$$\frac{I_y}{v} = \frac{1449.5}{14} \times 2 = 207.07cm^3$$

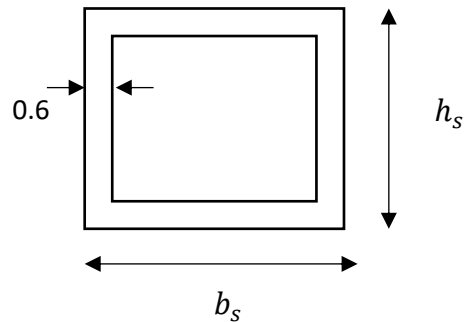


Fig. 2. 8: Section de la poutre principale

- Le moment statique de la demi-section :

$$S_{stx} = 2 \frac{h_{si}}{2} \delta \frac{h_{si}}{4} + b_s \delta \frac{(h_s - \delta)}{2} \quad (54)$$

A.N:

$$S_{stx} = \frac{(21.8)^2}{4} \times 0.6 + 15 \times 0.6 \times \frac{22.94}{2} = 167.63cm^3$$

$$S_{stx} = 167.63cm^3$$

Chapitre 2 : Etude et dimensionnement du pont roulant

4.4. Evaluation des contraintes :

$$M_f^v = R_c \times 31.75 = 1412.87 \text{KNcm} \quad (55)$$

$$M_f^h = S_1^h \times 31.75 = 98.42 \text{KNcm} \quad (56)$$

Effort tranchant : $T = R'_B = 37.71 \text{KN}$

$$\sigma_v = \frac{M_f^v}{I_{x/v}} = 5.16 \text{KN/cm}^2 \quad (57)$$

$$\sigma_H = \frac{M_f^H}{I_{y/v}} = 0.47 \text{KN/cm}^2 \quad (58)$$

$$\sigma = \sqrt{\sigma_v^2 + \sigma_H^2} = 5.18 \text{KN/cm}^2 \quad (59)$$

$$\tau_v = \frac{TS_{stx}}{2I_x\delta} = 1.67 \text{KN/cm}^2 \quad (60)$$

$$\sigma_{eq} = \sqrt{\sigma^2 + \tau_v^2} = 5.44 \text{KN/cm}^2 \ll \sigma_e = 24 \text{KN/cm}^2 \quad (61)$$

Conclusion : les conditions de résistances des contraintes sont vérifiées.

5. Calcul des assemblages :

5.1. Assemblage éclissé :

5.1.1. Poutre encastrée :

La platine est l'élément qui lie la poutre principale au sommier .

Platine soudée à la poutre principale.

Platine boulonnée au sommier.

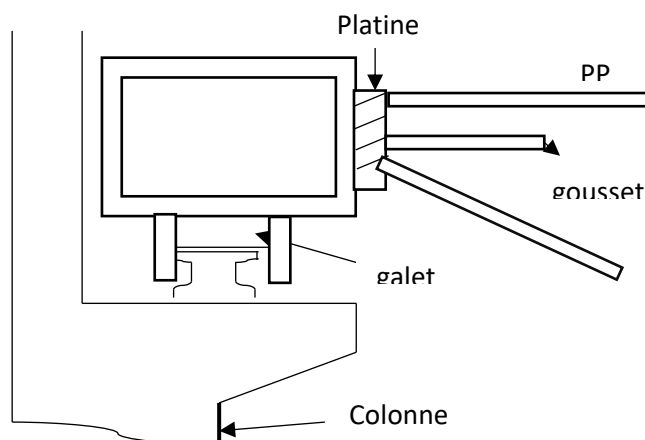


Fig. 2. 9: Assemblage éclissé

➤ **Platine boulonnée au sommier**

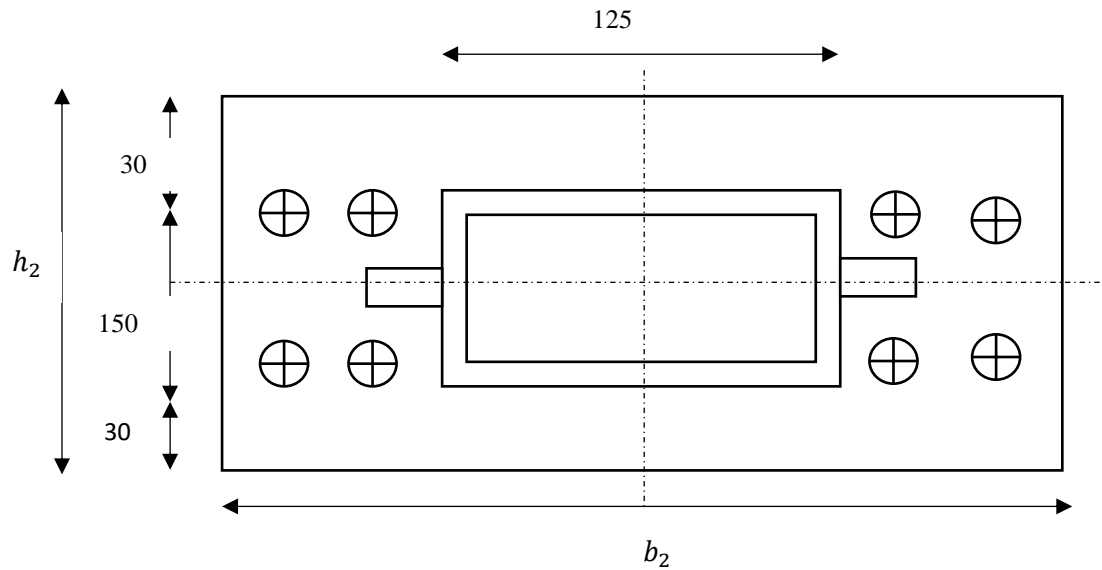


Fig. 2. 10:Assemblage boulonnée platine sommier

Ces dimensions sont supposées à partir des dimensions du sommier et de la poutre principale.

$$h_2 = h_1 + 2 \times 30 = 150 + 60 = 210mm \quad (62)$$

$$h_2 = 210mm$$

5.1.2. Calcul des boulons :

Longueur du boulon de travail :

$$l_b = b_s + 2e_{pl} + e_r + e_{écrou} + e_l \quad (63)$$

$$b_s = 140mm$$

$$e_{pl} = 7mm$$

$$e_r = 3mm$$

$$e_{écrou} = 20mm$$

$$e_l = 3mm$$

A.N:

$$l_b = 140 + 2 \times 7 + 3 + 20 + 3 = 180mm$$

$$l_b = 180mm$$

Chapitre 2 : Etude et dimensionnement du pont roulant

On a 2 platines

➤ **Charges à considérer :**

$$M_f = \frac{Qlg}{8} \quad (64)$$

A.N.:

$$M_f = \frac{2.5 \times 1400 \times 9.8}{8} = 4287.5 \text{KNcm}$$

$$M_f = 4287.5 \text{KNcm}$$

❖ **Force horizontale :**

$$S_1^h = S_2^h = 3.1 \text{KN}$$

$$T = R'_B = 37.71 \text{KN}$$

On admet 4 boulons HR1 positionnés selon la figure.

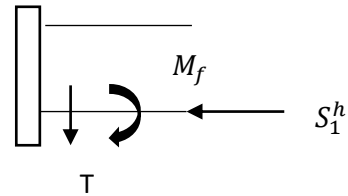


Fig. 2. 11: Forces horizontales

$\mu = 0.3$, coefficient de frottement entre la platine et le sommier.

Le calcul de boulonnage se fait selon la norme CM66.

5.1.3. Moment extérieur appliqué à l'assemblage :

$$M_e = M_f + S_1^h h' \times \frac{b e_s}{A} \quad [1] \quad (65)$$

$$h' = h_1 - \delta = 14.4 \text{cm} ; \text{ avec } \delta = 0.6 \text{cm}$$

$$b_{pp} = 12.5 \text{cm}$$

$$e_s = 0.6 \text{cm}$$

$$A = 2 \times 0.6 \times 15 + 2 \times 0.6(12.5 - 1.2) = 31.56 \text{cm}^2$$

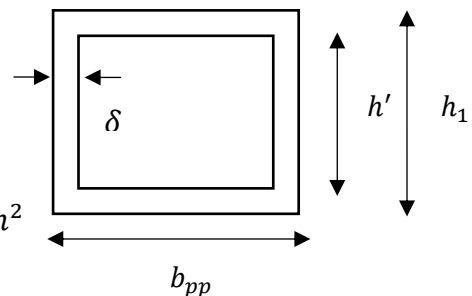


Fig. 2. 12: Section de la platine au sommier

A.N.:

$$M_e = 4287.5 + 3.1 \times 19.4 \times \frac{12.5 \times 0.6}{31.56} = 4301.79 \text{KNcm}$$

$$M_e = 4301.79 \text{KNcm}$$

➤ **Sollicitation des boulons :**

$$X = e_s \sqrt{\frac{b_{pp}}{2e_a}} \quad (66)$$

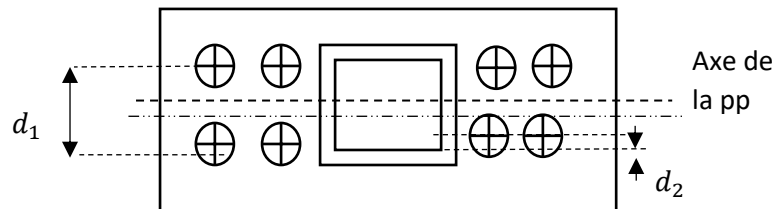


Fig. 2. 13: Assemblage boulonné montrant la ligne neutre

X : distance déterminant la ligne neutre d'où 2 zones une tendue et l'autre comprimée

A.N :

$$X = 0.6 \sqrt{\frac{12.5}{2 \times 0.6}} = 1.93cm$$

Les boulons de la ligne supérieur sont tendus.

N : l'effort sur le boulon

$$d_1 = 135mm ; d_2 = 3mm$$

$$\sum d_i^2 = 13.5^2 + 0.3^2 = 182.34cm^2 \quad (67)$$

❖ **Boulons tendus :**

$$N_1 = \frac{M_e \times d_1}{\sum d_i^2} \quad (68)$$

A.N :

$$N_1 = \frac{4301.79 \times 13.5}{182.34} = 318.49KN$$

Chapitre 2 : Etude et dimensionnement du pont roulant

❖ Boulons comprimés :

$$N_2 = \frac{M_e \times d_2}{\sum d_i^2} \quad (69)$$

A.N.:

$$N_2 = \frac{4301.79 \times 0.3}{182.34} = 7.07 \text{KN}$$

Résistance du boulon :

$$N_1 \leq P_v = 0.8A_s \times \sigma_{eb} \quad (70)$$

0.8 facteur tenant compte de la légère torsion due au serrage.

P_v : l'effort normal des précontraintes dans un boulon.

A_s : la section résistante dans la tige au fond du boulon

σ_{eb} : contrainte limite d'élasticité du boulon.

Il existe deux types de boulons HR définis par leur contrainte limite d'élasticité σ_{eb} et la contrainte de rupture σ_R .

HR1 : ou HR 10.9

HR2 : ou HR 8.8

5.1.4. Choix du boulon :

Pour HR2 :

$$N_1 = 318.49 = 0.8A_s \times \sigma_{eb} = 0.8A_s \times 64 \Rightarrow A_s = 6.22 \text{cm}^2$$

Du tableau : **(Annexe A)**

$$\frac{6.22}{1.57} = 3.96 \left. \vphantom{\frac{6.22}{1.57}} \right\} \boxed{\text{M16}}$$

Le boulon HR2 ne correspond pas à notre choix.

Chapitre 2 : Etude et dimensionnement du pont roulant

Pour HR1 :

$$N_1 = 318.49 = 0.8A_s \times \sigma_{eb} = 0.8A_s \times 90 \Rightarrow A_s = 4.42 \text{ cm}^2$$

Du tableau : (Annexe A)

$$\frac{4.42}{1.15} = 3.84 \left. \vphantom{\frac{4.42}{1.15}} \right\} \boxed{\text{M14}}$$

Le boulon HR1 correspond à notre choix.

Conclusion : On admet 4 boulons HR1 de diamètre $\phi = 14 \text{ mm}$ pour la ligne supérieure et inférieure avec $A_s = 1.15 \text{ cm}^2$.

➤ **Vérification à l'effort tranchant :**

$$T = 37.71 \text{ KN} = R_B \text{ (répartie uniformément).}$$

$$T_1 = \frac{T}{n} \tag{71}$$

A.N:

$$T_1 = \frac{37.71}{8} = 4.71 \text{ KN}$$

$$n = 8$$

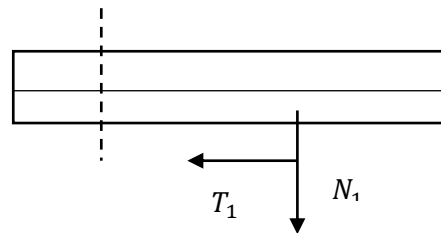


Fig. 2. 14: Effort tranchant

$$T_1 \leq Q_{adm} = 1.1 \times P_v \times \mu \tag{72}$$

Q_{adm} : la force de frottement admissible.

$$P_v = 0.8A_s \times \sigma_{eb} = 0.8 \times 1.15 \times 90 = 82.8 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow Q_{adm} = 1.1 \times 0.3 \times 82.8 = 27.32 \text{ KN}$$

μ : coefficient de frottement

1.1 : coefficient de réserve

Conclusion :

$$4.71 \ll 27.32 \text{ KN.}$$

Chapitre 2 : Etude et dimensionnement du pont roulant

➤ Vérification de la pression latérale :

$$\frac{T_1}{d_b \times e_{pl}} \leq 4\sigma_e \quad (73)$$

$$d_b = 14mm$$

$$e_{pl} = 7mm$$

$$\sigma_e = 24KN/cm^2$$

$$\frac{4.71}{1.4 \times 0.7} = 4.8KN/cm^2 < 96KN/cm^2$$

La pression est vérifiée.

5.1.5. Calcul de la longueur de la platine :

Sachant les dimensions du boulon.

$$l_1 = 2d_b = 2 \times 14 = 28mm$$

$$l_2 = (2 \text{ à } 4)d_b = (28 \text{ à } 56)mm$$

On admet $l_2 = 50mm$

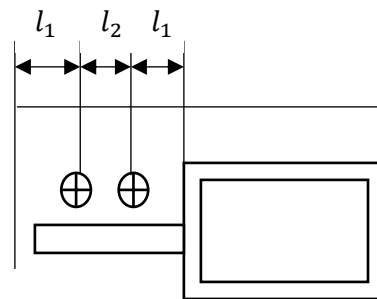


Fig. 2. 15: Longueur de la platine

$$b_2 = 4l_1 + 2l_2 + b_{pp} \quad (74)$$

A.N :

$$b_2 = 4 \times 28 + 2 \times 50 + 125 = 337mm$$

❖ Gousset :

On utilise un gousset de même épaisseur que le bout de la pp.

$$e_g = 6mm \text{ (basée sur les dimensions de la pp)}$$

$$l_{g1} = l_{g2} = 85mm ; \text{ avec}$$

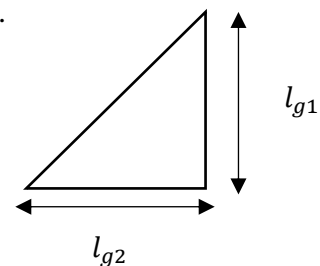


Fig. 2. 16: longueurs du gousset

$$l_{g1} = l_1 + l_2 + \frac{d_b}{2} = 85mm$$

Chapitre 2 : Etude et dimensionnement du pont roulant

5.2. Assemblage de la platine au bout de la poutre principale :

La platine est soudée à la poutre principale soumise aux efforts tranchants et à un moment fléchissant.

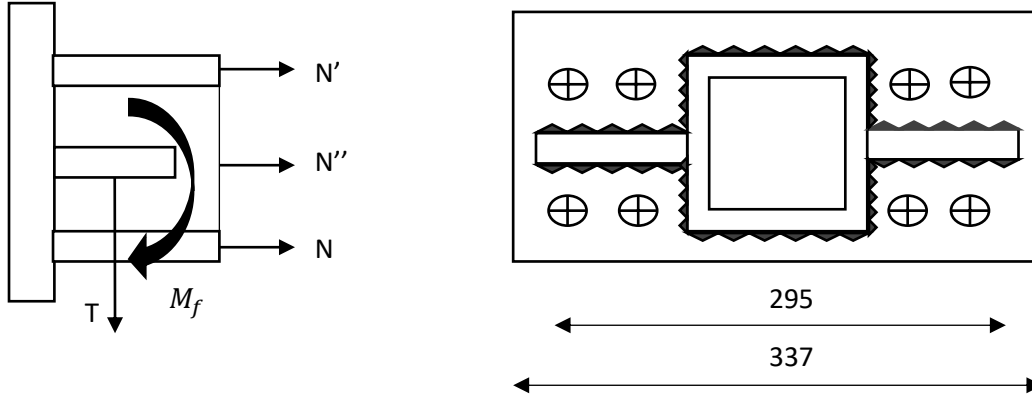


fig. 2. 17: Assemblage platine au bout de la poutre principale

Selon la règle CM66 on admet que :

L'effort normal dû à la force d'inertie S_1^h charge le cordon de la semelle inférieure.

Le moment fléchissant charge uniformément le cordon des âmes.

$$N = S_1^h = 3.1KN$$

On écrit :

$$M_f = N'h_1 + N''\frac{h_1}{2} = \frac{h_1}{2}(2N' + N'') \quad (75)$$

On pose

$$N'' = 2N' \Rightarrow M_f = \frac{h_1}{2}(4N') = 2h_1N' \quad (76)$$

$$\Rightarrow N' = \frac{M_f}{2h_1} = \frac{4287.5}{2 \times 15} = 142.92KN$$

$$N' = 142.92KN ; N'' = 285.83KN$$

5.2.1. Cordons des semelles :

- Supérieur est soumis à l'effort $N' = 142.92KN$

$$\tau'_{//} = 0$$

Chapitre 2 : Etude et dimensionnement du pont roulant

$$\sigma'_\perp = \tau'_\perp = \frac{N'}{\sqrt{2}(\sum al)} \quad (77)$$

$$\sigma'_\perp = \tau'_\perp = \frac{142.92}{\sqrt{2}(0.6 \times 12.5)} = 13.51 \text{KN/cm}^2 < \sigma_e$$

$$a = 0.6 \text{cm}$$

$$l = 12.5 \text{cm} = b_{pp}$$

- Inférieure soumis à l'effort $N = 3.1 \text{KN}$

$$\tau_{//} = 0$$

$$\sigma_\perp = \tau_\perp = \frac{N}{\sqrt{2}(\sum al)} \quad (78)$$

$$\sigma_\perp = \tau_\perp = \frac{3.1}{\sqrt{2}(0.6 \times 12.5)} = 0.29 \text{KN/cm}^2$$

5.2.2. Cordons des goussets :

$$N'' = 214.4 \text{KN}$$

$$\tau''_{//} = 0$$

$$\sigma''_\perp = \tau''_\perp = \frac{N''}{\sqrt{2}(\sum al)} \quad (79)$$

$$\sigma''_\perp = \tau''_\perp = \frac{285.83}{\sqrt{2}(8.5 \times 0.6)4} = 9.90 \text{KN/cm}^2$$

5.2.3. Cordons des âmes :

$$T = 31.71 \text{KN}$$

$$\sigma_\perp = \tau_\perp = 0$$

$$\tau_{//} = \frac{T}{\sqrt{2}(\sum al)} \quad (80)$$

$$\tau_{//} = \frac{31.71}{2(15 - 0.6)0.6} = 1.83 \text{KN/cm}^2$$

Conclusion : Les cordons de soudure sont vérifiés.

Chapitre 2 : Etude et dimensionnement du pont roulant

6. Dimensionnement de la poutre de roulement :

La poutre de roulement est sectionnée avec une travée de 8m et en profilé I. La poutre repose sur les consoles qui sont boulonnées aux poteaux.

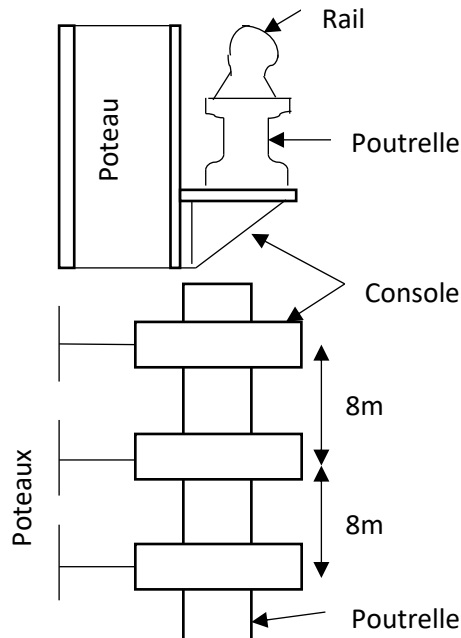


Fig. 2. 18: Poutre de roulement.

6.1. Charges à prendre en considération :

6.1.1. Masse du sommier :

$$M_s = \gamma p \delta l_s + 2m_g + m_{red} \quad (81)$$

$$\gamma = 7.8 \times 10^{-3} Kg/m^3$$

p : périmètre du sommier

$$\delta = 0.6cm$$

$$l_s = 310cm$$

$$m_g = 90Kg \text{ [7]}$$

$$m_{red} = 138Kg \text{ [7]}$$

A.N:

$$M_s = 7.8 \times 10^{-3} \times (22.83 \times 2 + 13.88 \times 2) \times 0.6 \times 310 + 2 \times 90 + 138 = 424.51Kg$$

$$M_s = 0.4t$$

Chapitre 2 : Etude et dimensionnement du pont roulant

6.1.2. Masse roulante concentrée :

On a vu que $P'_g = R_c = 44.5KN$

$$P''_g = P'_g + \frac{K_1 \times M_s}{2} g \quad (82)$$

K_1 : coefficient de majoration

P''_g : la charge majorée appliquée au galet.

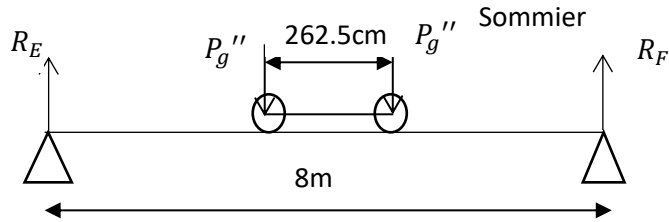


fig. 2. 19: Chargement de la poutre de roulement

A.N:

$$P''_g = 44.5 + \frac{1.14 \times 0.4}{2} \times 10^{-3} \times 9.8 = 99.43KN$$

$$P''_g = 99.43KN$$

6.2.Choix de la poutrelle :

On admet les poutrelles IPN.

$$M_{f1}^{max} = M_{f2}^{max} = \frac{2P''_g}{l} \left(\frac{l}{2} - \frac{d}{4} \right)^2 \quad (83)$$

A.N:

$$M_{f1}^{max} = M_{f2}^{max} = \frac{2 \times 99.43}{800} \left(\frac{800}{2} - \frac{120}{4} \right)^2 = 18601.8KNcm$$

➤ **L'effort tranchant maximale :**

$$T_{max} = \frac{P''_g}{2} \left(2 - \frac{d}{l} \right) \quad (84)$$

A.N:

$$T_{max} = \frac{99.43}{2} \left(2 - \frac{51.2}{8} \right) = 91.97KN$$

$$\frac{I_x}{v_x} = \frac{M_f^{max}}{\sigma_e} = \frac{18601.8}{24} = 775.07cm^3$$

Chapitre 2 : Etude et dimensionnement du pont roulant

On admet au tableau IPN : (annexe D)

$$\left(\frac{I_x}{V_x}\right)^{tab} 782 \text{ cm}^3 > \left(\frac{I_x}{V_x}\right)^{calculé}$$

Donc la poutrelle qui correspond est : I 320 $\frac{131}{17.3}$ $\left(IP \frac{b}{e}\right)$

Hauteur mm	b mm	a mm	e mm	I_x cm^4	$\frac{I_x}{V_x}$ cm^3	masse m_p Kg/m	I_y cm^4	$\frac{I_y}{V_y}$ cm^3
320	131	11.5	17.3	12510	782	61.1	556	84.7

Tableau 2. 1: Caractéristiques du poutrelle IPN 320

➤ **Vérification des flèches :** (sans majoration)

$$f_{vmax} = \frac{P_g}{48EI_x} (l - d)[l^2 + (l + d)^2] \quad (85)$$

A.N:

$$f_{vmax} = \frac{44.5}{48 \times 21 \times 10^6 \times 12510} (800 - 262.5)[800^2 + (800 + 262.5)^2] = 0.006 \text{ cm}$$

La flèche admissible : $[f_v] = \frac{800}{750} = 1.06 \text{ cm}$

$\Rightarrow f_{vmax} = 0.006 \text{ cm} < [f_v] = 1.06 \text{ cm}$; la flèche verticale est vérifiée.

$$f_{hmax} = \frac{S_1^h}{48EI_y} (l - d)[l^2 + (l + d)^2] \quad (86)$$

A.N:

$$f_{hmax} = \frac{3.1}{48 \times 21 \times 10^6 \times 556} (800 - 262.5)[800^2 + (800 + 262.5)^2] = 0.002 \text{ cm}$$

La flèche admissible : $[f_h] = \frac{800}{900} = 0.8 \text{ cm}$

$\Rightarrow f_{hmax} = 0.002 \text{ cm} < [f_h] = 0.8 \text{ cm}$; la flèche horizontale est vérifiée.

Conclusion : la poutrelle choisit satisfait aux conditions posées.

Chapitre 2 : Etude et dimensionnement du pont roulant

7. Calcul du chemin de roulement :

7.1. Choix des rails :

On utilise des rails à profils spéciaux pour leur simplicité.

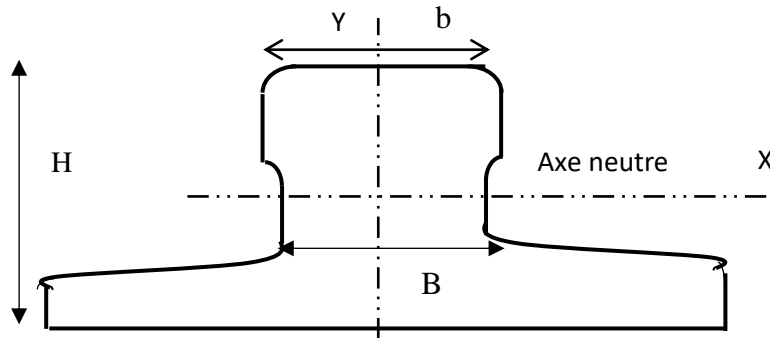


Fig. 2. 20: La rail

D'après le tableau des galets les caractéristiques de la rail :

Désignation	Largeur b	Largeur de la gorge du rail B	Masse du corps m_{pl}	Hauteur de la rail H
KR24	50mm	60mm	28Kg	190mm

Tableau 2. 2: caractéristique du rail KR24. (Annexe A)

Chapitre 2 : Etude et dimensionnement du pont roulant

➤ Extrémités des rails :

On prévoit l'installation sur une hauteur 150mm au-dessus de la semelle supérieure d'un butoir caoutchouté, qui va absorber les chocs d'inertie du pont roulant et va l'arrêter assez brusquement. Distance comprimée $f = 0.05m$.

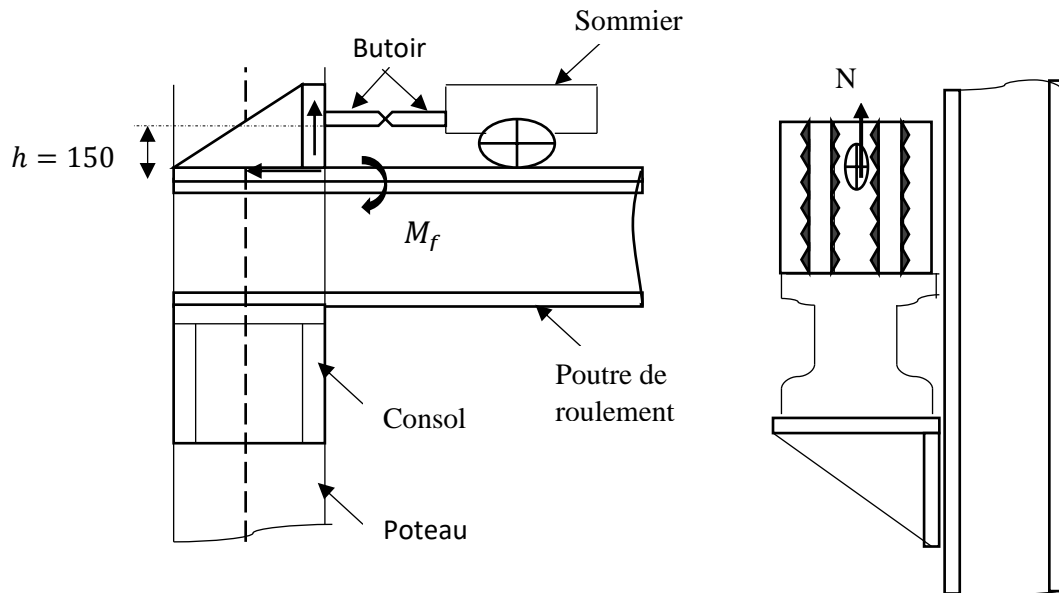


Fig. 2. 21: Extrémité du chemin de roulement

7.2. Evaluation des charges :

L'énergie cinétique :

$$W_c = \frac{mV^2}{2} \quad (87)$$

L'énergie dissipée :

$$A_d = T \frac{f}{2} \quad (88)$$

$$\frac{mV^2}{2} = T \frac{f}{2} \Rightarrow T = \frac{mV^2}{f} \quad (89)$$

m : masse totale du pont.

$$m = (2m_{pp} + m_c + 2m_{ps} + m_{tr} + 2m_s + Q) \times 1.005 \quad (90)$$

$$m = 4.4t$$

Chapitre 2 : Etude et dimensionnement du pont roulant

$$V_d = 60 \text{ m/min} = 1 \text{ m/s}$$

A.N :

$$T = \frac{4.4 \times 1^2}{0.05} = 88 \text{ KN}$$

Donc les charges à considérer sont :

$$T = 88 \text{ KN}$$

$$M_f = T \times h = 88 \times 15 = 1320 \text{ KN.cm} \quad (91)$$

$$N = \frac{M_f}{2h} = \frac{1320}{2 \times 15} = 44 \text{ KN} \quad (92)$$

7.3. Calcul des soudures :

7.3.1. Cordons latéraux : (horizontaux)

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 0$$

$$n = 2$$

$$l = 20 \text{ cm}$$

$$a = 0.6 \text{ cm}$$

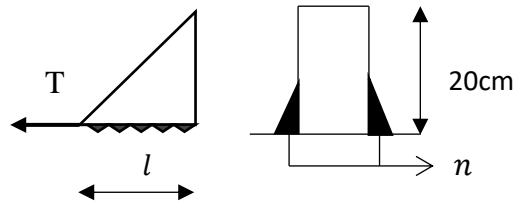


Fig. 2. 22: Cordons latéraux

$$\tau_{//} = \frac{T}{2(\sum(al)n)} = \frac{88}{2(0.6 \times 20 \times 2)} = 1.83 \text{ KN/cm}^2 \quad (93)$$

7.3.2. Cordons verticaux :

$$\sigma_{\perp}' = \tau_{\perp}' = 0$$

$$a = 0.6 \text{ cm}$$

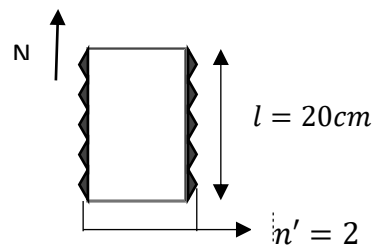


Fig. 2. 23 : Cordons verticaux

$$\tau_{//}' = \frac{N}{2(\sum al) n'} = \frac{44}{2(0.6 \times 20) \times 2} = 0.91 \text{ KN/cm}^2 \quad (94)$$

Chapitre 2 : Etude et dimensionnement du pont roulant

7.3.3. Cordons horizontaux soumis à l'effort N/2

$$\tau_{//} = 0$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{N}{2\sqrt{2}(al)} \quad (95)$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{44}{2\sqrt{2} \times 0.6 \times (30 - 2 \times 10)} = 2.59 \text{KN/cm}^2 < \sigma_e$$

8. Calcul de la colonne du bâtiment :

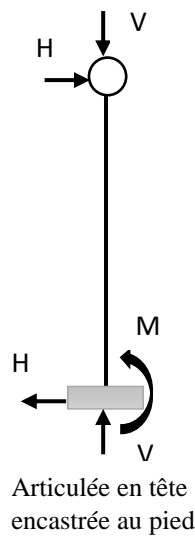


Fig. 2. 24: Poteau articulé en tête encastrée au pied.

8.1. Calcul des efforts à la tête de la colonne :

Le jeu entre la partie latérale du sommier et la colonne est 75mm

On suppose $l = 15m$; on choisit un poteau en IPN 320 $\frac{131}{17.3}$ (basé sur le choix de la poutrelle).

La charge due au plafond vertical est supposée : $V=150\text{KN}$ (selon le fer existant).

La charge H est due à l'action du vent : $H=20\text{KN}$.

$$a = \frac{b_s}{2} + 75 = 145\text{mm} \quad (96)$$

$$b_s = 140\text{mm}$$

Chapitre 2 : Etude et dimensionnement du pont roulant

❖ L'effort T

$$T = T' + \frac{m_{pr} \times l \times g}{2} \times 10^{-3} \quad (97)$$

$m_{pr} = 61.1 \text{ Kg/m}$; du tableau IPN

$$T' = P_g \left(2 - \frac{d}{l} \right)$$

A.N.:

$$T' = 37.71 \left(2 - \frac{2.625}{15} \right) = 68.82 \text{ KN}$$

$$T = 68.82 + \frac{61.1 \times 15 \times 9.8}{2} \times 10^{-3} = 73.31 \text{ KN}$$

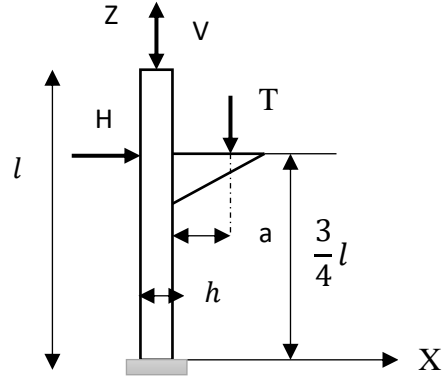


Fig. 2. 25: Colonne du bâtiment

$$T = 73.31 \text{ KN}$$

8.2. Poids propre de la poutrelle :

$$G = m_{pr} \times l \times g \times 10^{-3} \quad (98)$$

A.N.:

$$G = 61.1 \times 8 \times 9.8 \times 10^{-3} = 8.98 \text{ KN}$$

$$G = 4.8 \text{ KN}$$

8.3. Calcul en élasticité :

Le flambement aura lieu au plan XOZ.

- Longueur critique du flambement :

$$l_k = \frac{l}{\sqrt{m}} = \frac{8}{\sqrt{2}} = 5.65 \text{ m}$$

$$m = 2$$

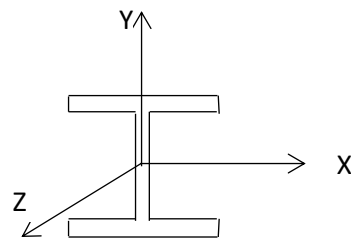


Fig. 2. 26: Plan du flambement

- Contrainte de compression simple

$$\sigma = \frac{V + G + T}{A} \quad (99)$$

$A = 77.8 \text{ cm}^2$; du tableau IPN

Chapitre 2 : Etude et dimensionnement du pont roulant

A.N:

$$\sigma = \frac{150 + 4.8 + 73.31}{77.8} = 2.93 \text{KN/cm}^2$$

$$\sigma = 2.98 \text{KN/cm}^2$$

- Contrainte en flexion simple

$$\sigma_{fx} = (M_{f1x} + M_{f2x}) \frac{v}{I_x} = \left[T \left(\frac{h}{2} + a \right) + H \frac{3}{4} l \right] \left(\frac{v}{I_x} \right)^{tab} \quad (100)$$

A.N:

$$\sigma_{fx} = \left[73.31 \left(\frac{32}{2} + 14.5 \right) + 20 \times \frac{3}{4} \times 1500 \right] \frac{1}{782} = 18.02 \text{KN/cm}^2$$

$$\sigma_{fx} = 18.57 \text{KN/cm}^2$$

- Elancement de la poutrelle

$$\lambda_x = \frac{l_k}{i_x} = \frac{565}{12.8} = 44.14 \quad (101)$$

$$i_x = 12.8 \text{cm}$$

- Contrainte critique d'Euler

$$\sigma_k = \frac{\pi^2 E}{\lambda_x^2} = \frac{9.86 \times 2.1 \times 10^4}{(44.14)^2} = 106.27 \text{KN/cm}^2 \quad (102)$$

- Coefficient d'éloignement de l'état critique

$$\mu = \frac{\sigma_k}{\sigma} = \frac{106.27}{2.91} = 36.51 \quad (103)$$

- Coefficient d'amplification des contraintes de flexion

$$K_f = \frac{\mu - 0.18}{\mu - 1.15} = \frac{36.51 - 0.18}{36.51 - 1.1} = 1.02 \quad (104)$$

- Coefficient d'amplification des contraintes de compression :

$$K_1 = \frac{\mu - 1}{\mu - 1.3} = \frac{36.51 - 1}{36.51 - 1.3} = 1.008 \quad (105)$$

Chapitre 2 : Etude et dimensionnement du pont roulant

➤ Vérification :

$$K_1\sigma + K_f\sigma_{fx} < \sigma_e$$

$$1.008 \times 2.98 + 1.02 \times 18.02 = 21.38 \text{KN/cm}^2 < \sigma_e$$

Donc on choisit l'acier E24.

8.4. Calcul en plasticité : selon l'additif 80

Il faut vérifier que :

$$K_0 \frac{N_\Sigma}{N_p} + K_f \frac{M_{mx}}{M_{px}} \leq 1 \quad (106)$$

M_{mx} : moment de flexion

K_0 : coefficient de flambement

N_p : effort normal de plastification

M_{px} : moment de plastification

K_f : coefficient d'amplification des contraintes de flexion.

On a :

$$N_\Sigma = V + G + T \quad (107)$$

A.N.:

$$N_\Sigma = 150 + 4.8 + 73.31 = 226.95 \text{KN}$$

$$N_p = A\sigma_e \quad (108)$$

A.N.:

$$N_p = 77.8 \times 24 = 1867.2 \text{KN}$$

$$M_{mx} = T \left(\frac{h}{2} + a \right) + H \frac{3}{4} l \quad (109)$$

A.N.:

$$M_{mx} = 72.15 \left(\frac{32}{2} + 14.5 \right) + 20 \times \frac{3}{4} \times 800 = 14200.575 \text{KNcm}$$

$$M_{px} = Z_x \sigma_e \quad (110)$$

Chapitre 2 : Etude et dimensionnement du pont roulant

Z_x : module de plasticité

$$Z_x = \frac{ah^2}{4} + (b-a)(h-e)e = 66832.41 \text{ cm}^3 \quad (111)$$

$$\Rightarrow M_{px} = 1603977.8 \text{ KNcm}$$

$$K_0 = \frac{2\lambda_0^2}{1 + \alpha(\lambda_0 - 0.2) + \lambda_0^2 - \sqrt{1 + \alpha(\lambda_0 - 0.2) - 3\lambda_0^2}} \quad (112)$$

$$\lambda_0 = \frac{\lambda_x}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_e}{E}} \quad (113)$$

$$\lambda_0 = \frac{44.14}{\pi} \sqrt{\frac{24}{2.1 \times 10^4}} = 0.47$$

$\alpha = 0.27$; pour le profilé IPN

$$\Rightarrow K_0 = 0.67$$

- Effort normal critique d'Euler

$$N_k = A\sigma_k \quad (114)$$

A.N.:

$$N_k = 77.8 \times 106.27 = 8267.8 \text{ KN}$$

- Coefficient d'amplification des contraintes de flexion

$$K_f = \frac{C_{mx}}{1 - \lambda_0^2 \frac{N_\Sigma}{N_p}} \quad (115)$$

$C_{mx} = 1$; selon l'additif 80

A.N.:

$$K_f = \frac{1}{1 - (0.47)^2 \frac{191.2}{1867.2}} = 1.02$$

Chapitre 2 : Etude et dimensionnement du pont roulant

Enfin on vérifie la condition 1 :

$$0.67 \times \frac{226.95}{1867.2} + 1.02 \times \frac{14200.575}{16039977.8} = 0.082 \ll 1$$

Conclusion : vis-à-vis du calcul de la plasticité il n'y a aucun risque de flambement.

9. Calcul de l'assemblage de la console du support à la colonne :

9.1. Calcul de boulonnage :

Les colonnes transmettent les efforts de la superstructure à la fondation.

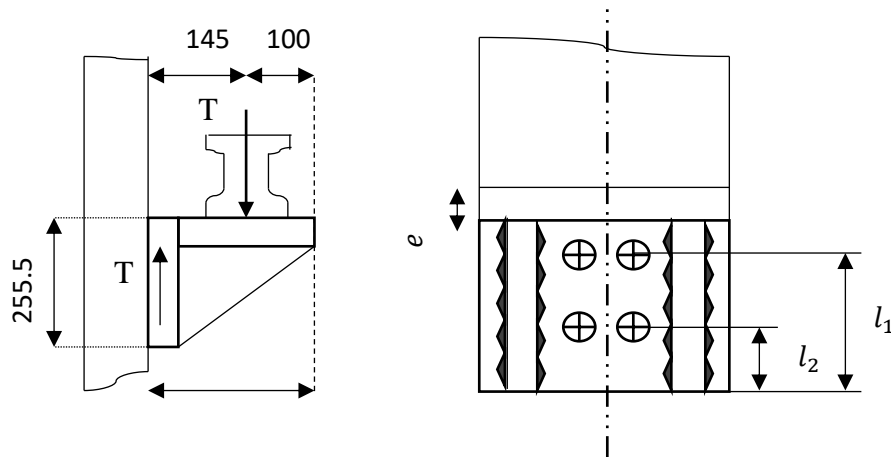


Fig. 2. 27: Assemblage de la console du support à la colonne

$$T = 73.31 \text{KN}$$

$$M_f = T \times a = 73.31 \times 14.5 = 1062.995 \text{KNcm}$$

$$l_1 = 16 \text{cm} ; l_2 = 8 \text{cm}$$

$$N_1 = \frac{M_f \times l_1}{2(l_1^2 + l_2^2)} \quad (116)$$

$$N_2 = \frac{M_f \times l_2}{2(l_1^2 + l_2^2)} \quad (117)$$

A.N.:

$$N_1 = \frac{1062.995 \times 16}{2(16^2 + 8^2)} = 26.57 \text{KN}$$

$$N_2 = \frac{1062.995 \times 8}{2(16^2 + 8^2)} = 13.28 \text{KN}$$

Chapitre 2 : Etude et dimensionnement du pont roulant

On admet 4 boulons HR2 avec les caractéristiques suivantes : M14 ; $A_s = 1.15\text{cm}^2$;

$\sigma_{eb} = 64\text{KN/cm}^2$. (Annexe A)

❖ Effort tranchant appliqué à un boulon

$$T_1 = \frac{T}{n} = \frac{73.31}{4} = 18.03\text{KN} \quad (118)$$

➤ **Vérification :**

$$T_1 < 1.1P_v \times \mu \quad (119)$$

$$P_v = 0.8 \times A_s \times \sigma_{eb} = 58.88\text{KN}$$

$$Q_1 = 1.1 \times 58.88 \times 0.4 = 25.90\text{KN}$$

$$\Rightarrow T_1 \ll Q_1$$

Donc on admet un boulon HR2 de $\varnothing = 14\text{mm}$; $A_s = 1.15\text{cm}^2$.

▪ Pression diamétrale :

$$\frac{T_1}{d_b \times e} = \frac{18.03}{1.4 \times 10} = 1.28\text{KN/cm}^2 < 4\sigma_e = 96\text{KN/cm}^2 \quad (120)$$

10. Calcul de l'encrage du poteau :

Le pied du poteau permet la transmission des charges à la fondation, celui-ci comporte une plaque d'assise ou platine par laquelle il s'appuie sur les fondations.

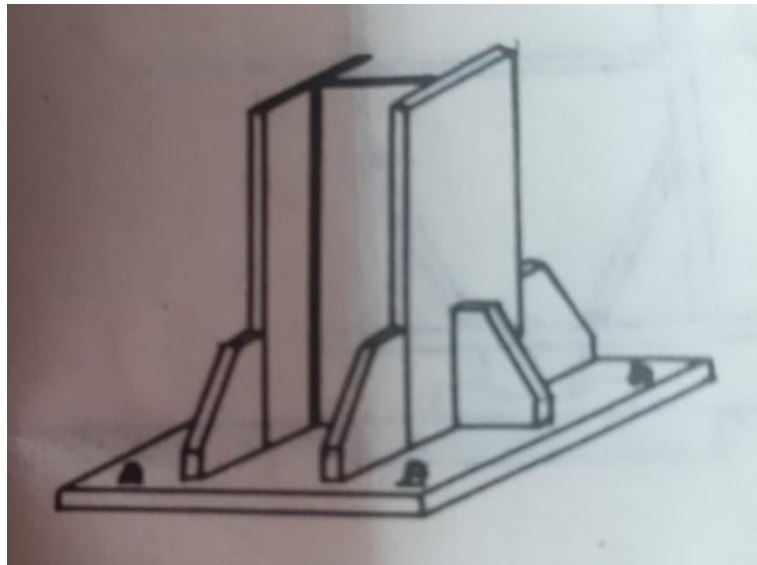


Fig. 2. 28: Poteau d'encrage [8]

10.1. Calcul de la platine :

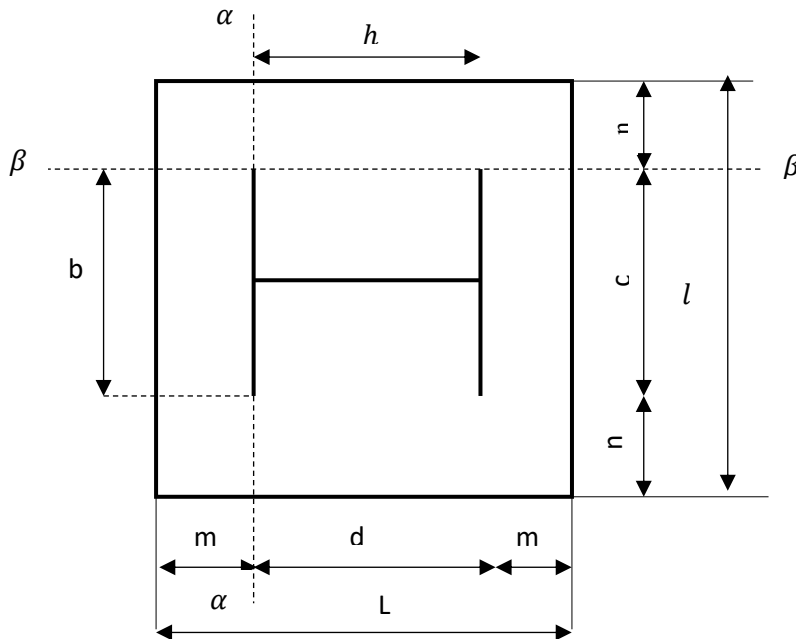


Fig. 2. 29: Schéma de l'encrage du Poteau

Supposée en acier E24

$L=40\text{cm}$; $l=23\text{cm}$

10.1.1. Poteau articulé :

$$c = 0.7b = 0.8 \times 13.1 = 9.17\text{cm}$$

$$d = 0.8h = 0.8 \times 32 = 25\text{cm}$$

$$m = \frac{L - d}{2} = \frac{40 - 25}{2} = 7.5\text{cm}$$

$$n = \frac{l - c}{2} = \frac{23 - 9.17}{2} = 7\text{cm}$$

Pression sur le béton : N est répartie sur la platine

$$\sigma_b = \frac{N}{L \times l} < \sigma_e \quad (121)$$

$$N = V + G + T = 228.11\text{KN}$$

A.N.:

$$\sigma_b = \frac{228.11}{40 \times 23} = 0.247\text{KN/cm}^2 \ll \sigma_e$$

Chapitre 2 : Etude et dimensionnement du pont roulant

$$\begin{cases} \sigma_e \geq \frac{M}{\frac{I}{v}} \\ \frac{I_\alpha}{v} = \frac{l \times e^2}{6} \end{cases} \Rightarrow e \geq m \sqrt{\frac{3\sigma_b}{\sigma_e}} = 1.2cm \quad (122)$$

$$\Rightarrow e = 1.5cm$$

- Vérification de la section α qui résiste au pliage du à la flexion :

$$M_\alpha = \frac{\sigma_b \times l \times m^2}{2} \quad (123)$$

$$M_\alpha = \frac{0.247 \times 23 \times (7.5)^2}{2} = 159.77KNcm$$

- Module d'inertie

$$\frac{I_\alpha}{v} = \frac{l \times e^2}{6} \quad (124)$$

$$\frac{I_\alpha}{v} = \frac{23 \times (1.5)^2}{6} = 8.62cm^3$$

- Contrainte de flexion

$$\sigma_f = \frac{M_\alpha}{\frac{I_\alpha}{v}} \quad (125)$$

$$\sigma_f = \frac{159.77}{8.62} = 18.53 KN/cm^2 < \sigma_e$$

- Vérification de la section β

$$M_\beta = \frac{\sigma_b \times L \times n^2}{2} \quad (126)$$

$$M_\beta = \frac{0.247 \times 40 \times (7)^2}{2} = 242.06KNcm$$

- Module d'inertie :

$$\frac{I_\beta}{v} = \frac{L \times e^2}{6} \quad (127)$$

$$\frac{I_\beta}{v} = \frac{40 \times (1.5)^2}{6} = 15cm^3$$

Chapitre 2 : Etude et dimensionnement du pont roulant

- Contrainte de flexion

$$\sigma_f = \frac{M_\beta}{\frac{I_\beta}{v}} \quad (128)$$

$$\sigma_f = \frac{242.06}{15} = 16.13 \text{KN/cm}^2 < \sigma_e$$

10.1.2. Poteau encastrée :

L'encastrement du pied de poteau sur le massif de béton est réalisé par l'encrage de la platine par des boulons d'encrage.

$$M = T \left(\frac{h}{2} + a \right) + H \frac{3}{4} l \quad (129)$$

A.N.:

$$M = 73.31 \left(\frac{32}{2} + 14.5 \right) + 20 \times \frac{3}{4} \times 1500 = 24735.955 \text{Ncm}$$

- L'effort de traction sollicitant les boulons :

$$T = A_r \times \sigma_a \quad (130)$$

$$\sigma_a = n \times \sigma_b \left(\frac{h - h'}{h'} \right) \quad (131)$$

$$h = L - \frac{L}{6} = \frac{5L}{6} \quad (132)$$

$$h' = \frac{L - h_p}{2} \quad (133)$$

$$T = \frac{M}{b} \quad (134)$$

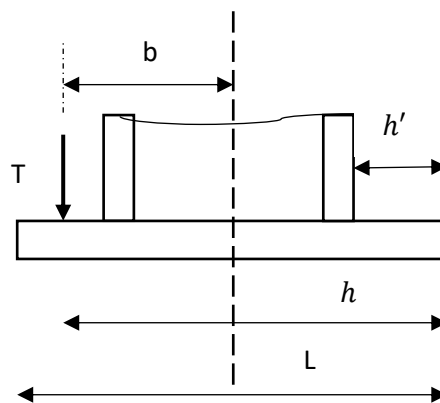


Fig. 2. 30: Boulon d'encrage

Chapitre 2 : Etude et dimensionnement du pont roulant

A.N.:

$$h = \frac{5 \times 40}{6} = 33.3cm$$

$$h' = \frac{40 - 32}{2} = 4cm$$

$$\sigma_a = 7 \times 0.247 \left(\frac{33 - 4}{4} \right) = 12.53KN/cm^2 < \sigma_e$$

$$T = \frac{24735.955}{13.33} = 1855.66KN$$

Avec

$$b = \frac{L}{2} - \frac{L}{6} = 13.33cm$$

Donc

$$A_r = \frac{T}{\sigma_a} = \frac{1855.66}{12.53} = 148.09cm^2 \quad (135)$$

$$A_r = 2\pi r^2 \Rightarrow r = \sqrt{\frac{A_r}{2\pi}} \quad (136)$$

$$r = \sqrt{\frac{148.09}{2\pi}} = 4.85cm$$

$$\Rightarrow d_b = 9.7cm$$

Conclusion : le diamètre du boulon de l'encrage est $\phi_{boulon} = 97mm$.

11. Conclusion :

Après les calculs effectués selon la norme CM66 et l'Additif 80 ; les conditions de résistance des contraintes ($\sigma \leq \sigma_e$) et flèches ($\frac{f}{l} \leq \left[\frac{f}{l} \right]$) sont vérifiées, le boulon HR1 vérifie les conditions de résistance de l'assemblage. Le profilé IPN 320 vérifie les conditions de résistance et la stabilité de la poutre de roulement et assure le bon fonctionnement du pont roulant.

Annexe A (Page.102)

Annexe B (Tableau 7 : Profil IPN). P.108

Chapitre 3 :
**Dimensionnement des éléments
principaux de l'ossature.**

Chapitre 3 : Dimensionnement des éléments principaux de l'ossature

1. Introduction :

Après avoir introduit sur les charpentes métalliques et fait le choix de notre acier de construction dans le chapitre précédent. On procède au dimensionnement de notre structure avec les dimensions suivantes :

Longueur : $L = 40m$

Largeur : $l = 15m$

Hauteur : $h_s = 16m$

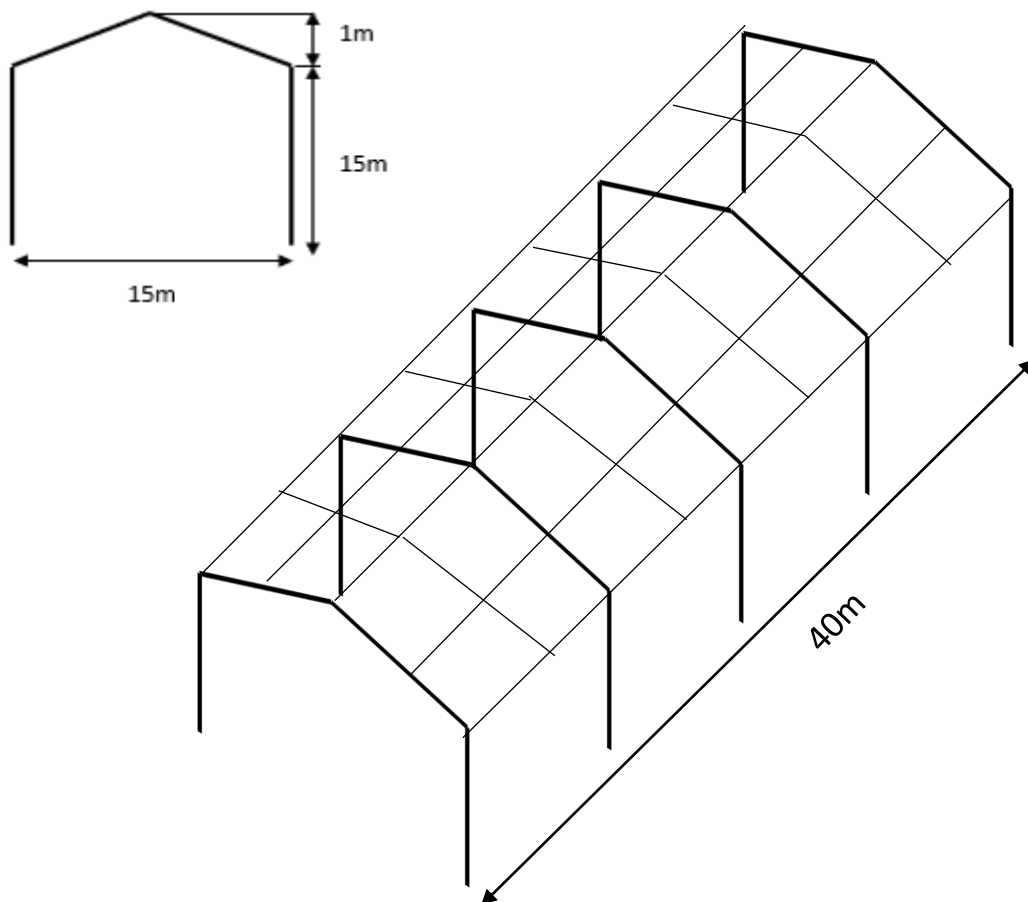


Fig. 3. 1: Données géométriques de la structure.

2. Dimensionnement préalable de la structure :

2.1. Surcharges climatiques :

Le calcul des surcharges climatiques se fait selon les règles de la NV65.

Chapitre 3 : Dimensionnement des éléments principaux de l'ossature

2.1.1. Effet de la neige :

L'Algérie se trouvant de la rive nord méditerranéenne des pays européens principalement la France, donc l'Algérie est analogue de la région 3 de la France, ainsi on trouve dans le tableau ci-dessous :

- Surcharge normale : $S_n = 55 \text{ daN/m}^2$
- Surcharge extrême : $S_e = 90 \text{ daN/m}^2$

Surcharges de neige	Surcharges normales	Surcharges extrêmes
Région 1	35 daN/m^2	60 daN/m^2
Région 2	45 daN/m^2	75 daN/m^2
Région 3	55 daN/m^2	90 daN/m^2

Tableau 3. 1: Surcharge de la neige selon la norme NV65

2.1.2. Effet du vent :

Pression dynamique du vent

$$P = (46 + 0.7h)K_r \times K_s \quad (1)$$

K_r : coefficient de région donnée par le tableau ci-dessous :

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

Tableau 3. 2: Coefficient de région donnée selon la norme NV65. (Annexe B)

K_s : coefficient de site donnée par le tableau suivant :

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	1.30	1.25

Tableau 3. 3: Coefficient de site donnée selon la norme NV65. (Annexe B)

Pour notre structure on a :

Région 3 : $K_r = 1.8$

Chapitre 3 : Dimensionnement des éléments principaux de l'ossature

Site normal : $K_s = 1$

$h = 16m$

A.N.:

$$P = (46 + 0.7 \times 16) \times 1.8 \times 1 = 102.96 daN/m^2$$

2.1.2.1. Action extérieure du vent :

La face extérieure de la paroi est soumise à :

Des pressions si cette face est au vent

Des succions si cette face est sous vent

Face verticale au vent : $C_e = 0.8$

Face verticale sous le vent : $C_e = -0.5$

Toiture : $C_e = -0.5$

2.1.2.2. Action intérieure du vent :

C_i : coefficient qui caractérise l'action intérieure du vent.

Volume intérieur en cas de suppression $C_i = 0.6$

Volume intérieure en cas de dépression $C_i = -0.6$

2.1.2.3. Action globale du vent :

$$W_n = P(C_e - C_i)\delta \times L \text{ (daN/m)} \quad (2)$$

$L = 8m$ Entraxe entre les poteaux.

$\delta = 0.85$. (Annexe B)

Donc :

$$W_e = 140.02 daN/m$$

$$W_n = 70.01 daN/m$$

3. Calcul des pannes :

Ils sont sollicités en flexion déviées. Le calcul se fait selon les règles de CM66 et l'Additif 80.

- Condition de résistance :

$$\sigma_{fx} + \sigma_{fy} < \sigma_e \quad (3)$$

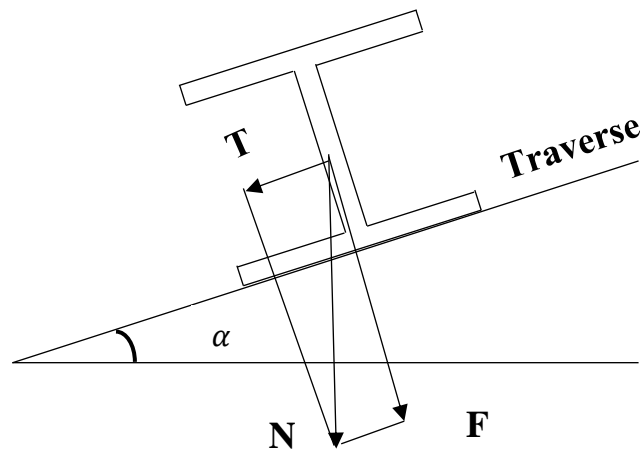


Fig. 3. 2: Cas de l'effet du vent et de la neige

- Condition de la flèche :

Les pannes doivent satisfaire à la condition suivante :

$$f \leq \frac{l}{200} \quad (4)$$

3.1. Charges agissantes sur les pannes :

3.1.1. Charges permanentes G_s :

Poids des couvertures et accessoires : $11daN/m^2$

Poids propre des pannes estimé : $7.5daN/m^2$

$$\Rightarrow G_s = 11 + 7.5 = 18.5daN/m^2$$

✓ Surcharges climatiques

Neige normale : $S_n = 55 daN/m^2$

Neige extreme: $S_e = 90 daN/m^2$

Vent normal : $W_n = 70.01 daN/m$

Vent extrême : $W_e = 140.02 daN/m$

3.1.2. Combinaison des charges :

Le calcul des combinaisons se fait selon les règles CM66.

$$1.35G + 1.5S_n = 1.35 \times 18.5 + 1.5 \times 55 = 107.47 daN/m^2 \quad (5)$$

$$G_s + S_e = 18.5 + 90 = 108.5 daN/m^2 \quad (6)$$

$$G_s - W_e = 18.5 - 140.02 = 122.24 daN/m^2 \quad (7)$$

La troisième combinaison est la plus dangereuse pour $\alpha = 8^\circ$

Les charges uniformes agissantes sur les pannes.

$$N = 1.25 \times 122.24 \times \frac{6}{3} = 305.6 daN/m \quad (8)$$

$$F = N \times \cos\alpha = 305.6 \times \cos(8) = 302.65 daN/m \quad (9)$$

$$N \times \sin\alpha = 305.6 \times \sin(8) = 42.53 daN/m \quad (10)$$

4. Calcul des liernes :

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction. Ils sont généralement formés de barres rondes ou de petites cornières. Leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des pannes. [10]

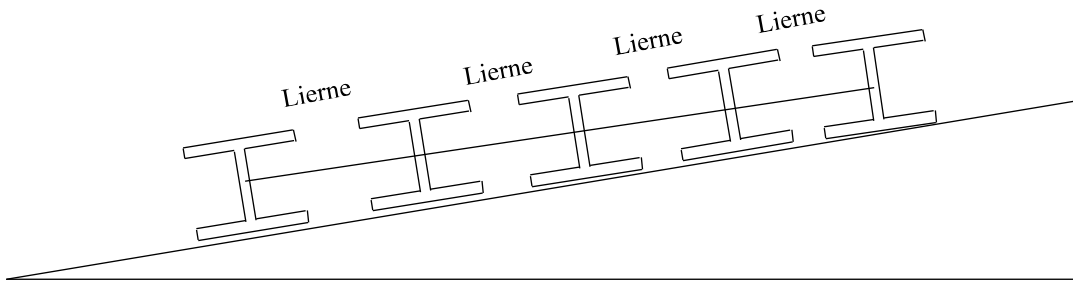


Fig. 3. 3: Coupe transversale des liernes.

4.1. Pannes isostatiques sans liernes :

$$M_x = F \frac{L^2}{8} = 3026.5 \times \frac{8^2}{8} = 24212Nm \quad (11)$$

$$M_y = T \frac{L^2}{8} = 425.3 \times \frac{8^2}{8} = 3402.4Nm \quad (12)$$

4.1.1. Calcul en élasticité :

Condition de résistance selon les règles CM66 :

$$\sigma_{fx} + \sigma_{fy} < \sigma_e \quad (13)$$

Avec :

$$\sigma_f = \frac{M}{W} \quad (14)$$

σ_f : Contrainte de flexion

M : moment de flexion

W : module élastique du profil

On choisit le profil IPN 220.

$$\sigma_{fx} + \sigma_{fy} = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \quad (15)$$

A.N:

$$\sigma_{fx} + \sigma_{fy} = \frac{2421.2}{278} + \frac{340.24}{33.1} = 18.98daN/mm^2$$

$$18.98daN/mm^2 < 24daN/mm^2 ; \text{Acceptable}$$

Chapitre 3 : Dimensionnement des éléments principaux de l'ossature

On choisit un profil plu petit, soit le profil IPN 200

$$\sigma_{fx} + \sigma_{fy} = \frac{2421.2}{214} + \frac{340.24}{26} = 24.4daN/mm^2$$

$$24.4daN/mm^2 > 24daN/mm^2 ; \text{Inacceptable}$$

Donc on prend le profil IPN 220.

4.1.2. Calcul en plasticité : selon l'additif 80

$$\left(\frac{M_x}{M_{px}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_y}{M_{py}}\right)^\beta \leq 1 \quad (16)$$

Avec

$$M_p = Z \times \sigma_e \quad (17)$$

Z : Module plastique de la section

M_p : Moment de plastification

$$\alpha = 2 ; \beta = 1$$

On prend de nouveau le profil IPN 220.

$$Z_x = 324454mm^3 \rightarrow M_{px} = 324454 \times 24 = 77.86KNm$$

$$Z_y = 56700mm^3 \rightarrow M_{py} = 56700 \times 24 = 13.60KNm$$

$$\left(\frac{M_x}{M_{px}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_y}{M_{py}}\right)^\beta = \left(\frac{24.21}{77.86}\right)^2 + \left(\frac{3.402}{13.60}\right)^1 = 0.34 \leq 1$$

Donc le profil IPN 220 est acceptable.

4.1.3. Condition de la flèche :

Le calcul se fait avec les charges non pondérées avec la condition :

$$\frac{f}{L} < \frac{1}{200} \quad (18)$$

Chapitre 3 : Dimensionnement des éléments principaux de l'ossature

Cas du profil IPN 260

➤ Flèche suivant l'axe des y

$$F = 1.25(G_s + S_n) \times d \times \cos\alpha \quad (19)$$

$d_p = 2.80m$; distance entre les pannes

A.N:

$$F = 1.25(18.5 + 55) \times 2.80 \times \cos(8) = 254.74 \text{ daN/m}$$

La flèche est donnée par la formule suivante :

$$f = \frac{5 FL^4}{384 EI} \quad (20)$$

$$\Rightarrow \frac{f}{L} = \frac{5 FL^3}{384 EI_y}$$

A.N:

$$\frac{f}{L} = \frac{5 \cdot 254.74 \times 10^{-3} (8000)^3}{384 \cdot 21000 \times 5740 \times 10^4} = 0.0001 < 0.005$$

La condition de la flèche suivant l'axe y est vérifiée.

➤ Flèche suivant l'axe x

$$T = 1.25(G_s + S_n) \times d \times \sin\alpha \quad (21)$$

A.N:

$$T = 1.25(18.5 + 55) \times 2.80 \times \sin(8) = 35.80 \text{ daN/m}$$

$$\Rightarrow \frac{f}{L} = \frac{5 FL^3}{384 EI_x}$$

A.N:

$$\frac{f}{L} = \frac{5 \cdot 35.8 \times 10^{-3} (8000)^3}{384 \cdot 21000 \times 238 \times 10^4} = 0.004 < 0.005$$

La condition de la flèche suivant l'axe x est vérifiée.

Conclusion : on utilise le profil IPN 260 dans le cas de pannes isostatiques sans liernes.

4.2. Pannes isostatiques avec liernes à mi-portée :

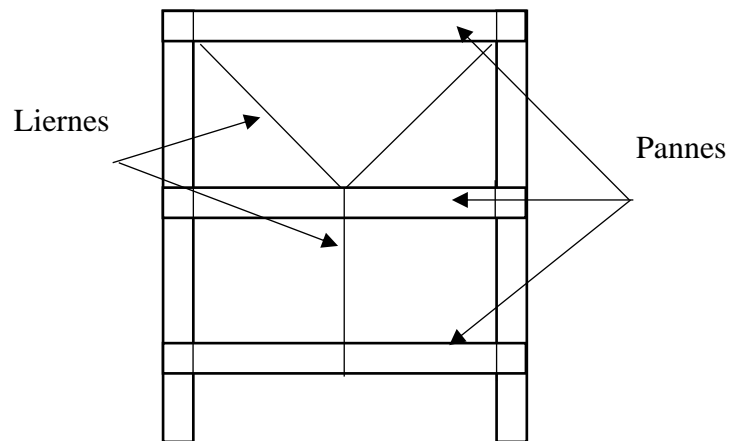


Fig. 3. 4: Pannes isostatiques avec liernes à mi-portée

$$M_x = F \frac{L^2}{8} = 3026.5 \times \frac{8^2}{8} = 24212 Nm \quad (22)$$

$$M_y = T \frac{\left(\frac{L}{2}\right)^2}{8} = 425.3 \times \frac{4^2}{8} = 850.6 Nm \quad (23)$$

4.2.1. Calcul en élasticité :

Condition de résistance selon les règles CM66 :

$$\sigma_{fx} + \sigma_{fy} < \sigma_e \quad (24)$$

Soit un profil IPN 180.

$$\sigma_{fx} + \sigma_{fy} = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \quad (25)$$

A.N.:

$$\sigma_{fx} + \sigma_{fy} = \frac{2421.2}{161} + \frac{85.06}{19.8} = 19.33 \text{ daN/mm}^2$$

$$19.33 \text{ daN/mm}^2 < 24 \text{ daN/mm}^2$$

Donc on choisit le profil IPN 180.

4.2.2. Calcul en plasticité : selon l'additif 80

$$\left(\frac{M_x}{M_{px}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_y}{M_{py}}\right)^\beta \leq 1 \quad (26)$$

Soit le profil IPN 160

$$Z_x = 136235 \text{ mm}^3 \Rightarrow M_{px} = 136235 \times 24 = 32.69 \text{ KNm}$$

$$Z_y = 24900 \text{ mm}^3 \Rightarrow M_{py} = 24900 \times 24 = 5.97 \text{ KNm}$$

$$\left(\frac{M_x}{M_{px}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_y}{M_{py}}\right)^\beta = \left(\frac{24.21}{32.69}\right)^2 + \left(\frac{0.85}{5.97}\right)^1 = 0.69 \leq 1$$

Donc on choisit le profil IPN 160.

4.2.3. Condition de la flèche :

Le calcul se fait avec les charges non pondérées avec la condition :

$$\frac{f}{L} < \frac{1}{200} \quad (27)$$

Cas du profil IPN 200

➤ Flèche suivant l'axe des y

$$F = 1.25(G_s + S_n) \times d \times \cos\alpha \quad (28)$$

$d = 2.80 \text{ m}$; distance entre les pannes

Chapitre 3 : Dimensionnement des éléments principaux de l'ossature

A.N.:

$$F = 1.25(18.5 + 55) \times 2.80 \times \cos(8) = 254.74 \text{ daN/m}$$

La flèche est donnée par la formule suivante :

$$f = \frac{5}{384} \frac{FL^4}{EI} \quad (29)$$

$$\Rightarrow \frac{f}{L} = \frac{5}{384} \frac{FL^3}{EI_y}$$

A.N.:

$$\frac{f}{L} = \frac{5}{384} \frac{254.74 \times 10^{-3} (8000)^3}{21000 \times 244 \times 10^4} = 0.0037 \text{ m} < 0.005 \text{ m}$$

La condition de la flèche suivant l'axe y est vérifiée.

➤ Flèche suivant l'axe x

$$T = 1.25(G_s + S_n) \times d \times \sin \alpha \quad (30)$$

A.N.:

$$T = 1.25(18.5 + 55) \times 2.80 \times \sin(8) = 35.80 \text{ daN/m}$$

$$\Rightarrow \frac{f}{L} = \frac{5}{384} \frac{FL^3}{EI_x}$$

A.N.:

$$\frac{f}{L} = \frac{5}{384} \frac{35.8 \times 10^{-3} (8000)^3}{21000 \times 117 \times 10^4} = 0.0048 \text{ m} < 0.005 \text{ m}$$

La condition de la flèche suivant l'axe x est vérifiée.

Conclusion : on utilise le profil IPN 200 dans le cas de pannes isostatiques avec liernes à mi-portée.

5. Calcul du portique :

5.1. Charges permanentes G :

Poids des couvertures : $11daN/m^2$

Poids des pannes : $7.5daN/m^2$

Poids de la traverse : $9daN/m^2$

$$G = 11 + 7.5 + 9 = 27.5daN/m^2$$

$$\Rightarrow G = 27.5 \times 8 = 220daN/m$$

➤ Surcharges de la neige

Neige normale : $S_n = 55 \times 8 = 440daN/m$

Neige extrême : $S_e = 90 \times 8 = 720daN/m$

➤ Surcharges du vent

Les différentes directions du vent :

Vent 1 : vent sur long pan avec la dépression intérieure

Vent 2 ; vent sur pignon avec suppression intérieure

Vent 3 : vent sur long pan avec suppression intérieure.

❖ Vent 1 (vent sur long pan avec dépression intérieure) :

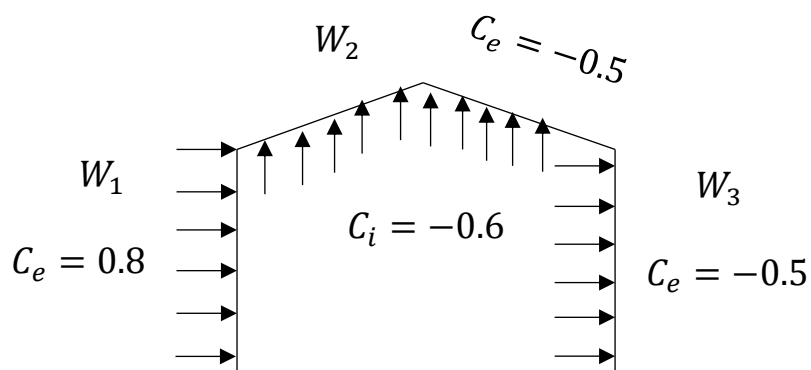


Fig. 3. 5: Direction du vent 1

$$W_n = P(C_e - C_i)\delta \times L \quad (31)$$

$$W_1 = 102.96 \times (0.8 + 0.6) \times 0.85 \times 8 = 980.17 \text{ daN/m}$$

$$W_2 = 102.96 \times (-0.5 + 0.6) \times 0.85 \times 8 = 70.01 \text{ daN/m}$$

$$W_3 = 102.96 \times (-0.5 + 0.6) \times 0.85 \times 8 = 70.01 \text{ daN/m}$$

❖ **Vent 2 (vent sur pignon avec suppression intérieure) :**

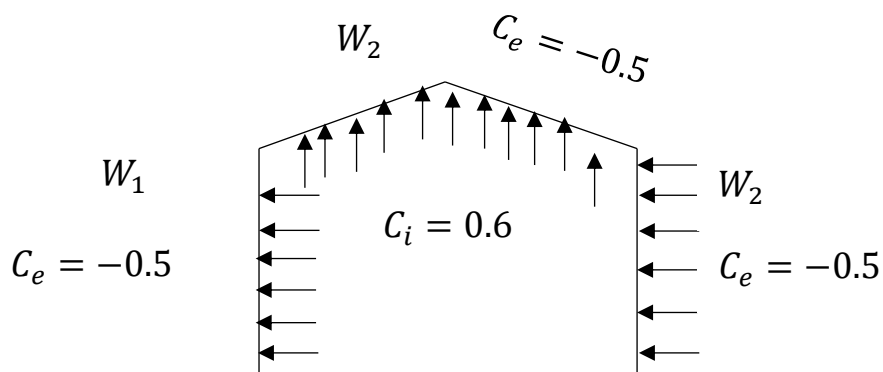


Fig. 3. 6: Direction du vent 2

$$W_1 = 102.96 \times (-0.5 - 0.6) \times 0.85 \times 8 = -770.14 \text{ daN/m}$$

$$W_2 = 102.96 \times (-0.5 - 0.6) \times 0.85 \times 8 = -770.14 \text{ daN/m}$$

$$W_3 = 102.96 \times (-0.5 - 0.6) \times 0.85 \times 8 = -770.14 \text{ daN/m}$$

❖ **Vent 3 (vent sur long pan avec suppression intérieure) :**

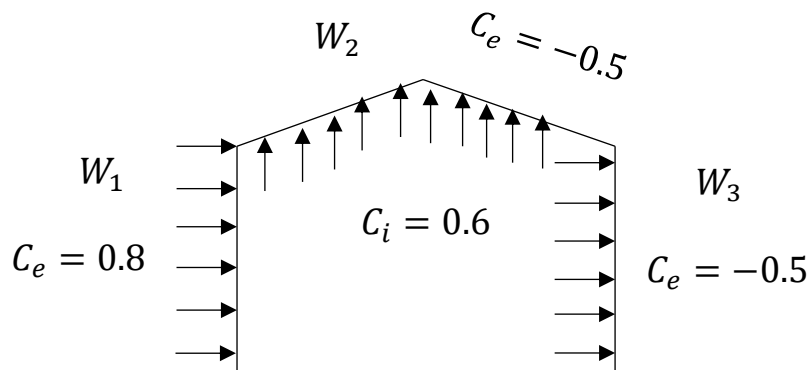


Fig. 3. 7: Direction du vent 3

$$W_1 = 102.96 \times (0.8 - 0.6) \times 0.85 \times 8 = 140.02 \text{ daN/m}$$

$$W_2 = 102.96 \times (-0.5 - 0.6) \times 0.85 \times 8 = -770.14 \text{ daN/m}$$

$$W_3 = 102.96 \times (-0.5 - 0.6) \times 0.85 \times 8 = -770.14 \text{ daN/m}$$

5.2. Calcul des sollicitations :

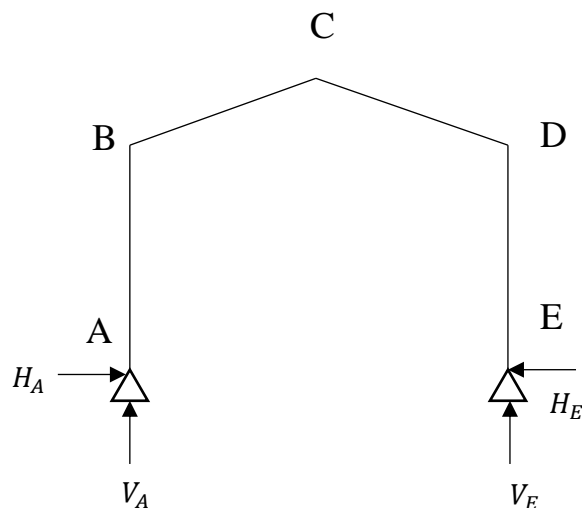


Fig. 3. 8: Portique

Le calcul des sollicitations est fait par la méthode RDM et consiste à calculer :

Les réactions d'appui : H_A ; H_E ; V_A ; V_E

Chapitre 3 : Dimensionnement des éléments principaux de l'ossature

Les moments maximaux : M_B ; M_C ; M_D

Les résultats après application numérique se trouvent dans les tableaux ci-dessous :

Réactions d'appui :

Cas	H_A (KN)	H_E (KN)	V_A (KN)	V_E (KN)
G	3.86	-3.06	16.5	16.5
S_n	5.19	-5.18	22.14	22.14
Vent 1	10.62	40.77	-59.81	59.81
Vent 2	-5.54	-5.54	-23.67	-23.67
Vent 3	-6.33	-27.33	57.75	-57.75

Tableau 3. 4: Valeurs des réactions d'appui

Moments aux nœuds :

Cas	M_B (KNm)	M_C (KNm)	M_D (KNm)
G	-25.36	30.93	-25.36
S_n	-83.02	101.25	-83.02
Vent 1	573.3	-64.66	-323.34
Vent 2	-355.16	-71.03	450.45
Vent 3	17.7	-16.1	17.7

Tableau 3. 5: Valeurs des moments maximaux.

5.3. Combinaisons des charges :

Le calcul se fait selon les règles de la CM66 ; dont il y a trois combinaisons :

$$G_s + S_e \quad (32)$$

$$1.33G_s + 1.5S_n \quad (33)$$

$$G_s - W_e \quad (34)$$

Chapitre 3 : Dimensionnement des éléments principaux de l'ossature

On a :

$$S_e = 1.67S_n = 150.3daN/m$$

$$W_e = 1.75W_n = 490.08daN/m$$

$$\Rightarrow G_s + S_e = 370.3daN/m$$

$$\Rightarrow 1.33G_s + 1.5S_n = 518.05daN/m$$

$$\Rightarrow G_s - W_e = -270.08daN/m$$

Les résultats après application numérique se trouvent dans les tableaux ci-dessous :

Réactions d'appuis :

Cas	H_A (KN)	H_E (KN)	V_A (KN)	V_E (KN)
$G + S_e$	6.94	-6.94	27.77	27.77
$1.33G + 1.5S_n$	9.71	-9.71	38.85	38.85
$G - W_e$	20.27	-20.24	-20.25	20.25

Tableau 3. 6: Valeurs des réactions d'appui avec combinaisons

Moments aux nœuds :

Cas	M_B (KNm)	M_C (KNm)	M_D (KNm)
$G + S_e$	-42.66	52.07	-42.66
$1.33G + 1.5S_n$	-59.73	75.76	-59.73
$G - W_e$	142.80	-24.91	-157.99

Tableau 3. 7: Valeurs des moments maximaux avec combinaisons

Donc, on a obtenu les valeurs maximales des sollicitations en gras sollicitant le portique.

6. Calcul de la traverse :

6.1. Condition de résistance :

Les moments maximaux sollicitant la traverse sont :

$$M_B = 142.80KNm$$

$$M_C = -24.91KNm$$

Chapitre 3 : Dimensionnement des éléments principaux de l'ossature

$$M_D = -157.99KNm$$

On a :

$$M = \sigma_e \times W_x \Rightarrow W_x = \frac{M}{\sigma_e} \quad (35)$$

En B :

$$W_x = \frac{M_B}{\sigma_e} = \frac{142.80}{24 \times 10^4} = 595cm^3 \quad (36)$$

On admet le profil IPN 300.

En D :

$$W_x = \frac{M_D}{\sigma_e} = \frac{157.99}{24 \times 10^4} = 658.3cm^3 \quad (37)$$

On admet le profil IPN 320.

On prend le profil qui correspond au moment B donc le profil IPN 300.

6.2. Condition de la flèche :

Le calcul de la flèche est réalisé au faitage sous la combinaison :

$$G_s + S_n = q \quad (38)$$

$$\Rightarrow q = 215 + 440 = 655daNm$$

et $M_B = -75.52KNm$

La flèche est donnée par la formule :

$$f_{max} = \frac{1}{384EI} [5ql^4 + 48M_B \times l^2] \quad (39)$$

Avec $l = 15m$

A.N.:

$$f_{max} = \frac{1}{384 \times 21 \times 9800} [5 \times 655 \times 15^4 - 48 \times 7552 \times 15^2] = 0.10m$$

Chapitre 3 : Dimensionnement des éléments principaux de l'ossature

$$f_{max} = 0.10m \gg \frac{l}{200} = 0.075m$$

Donc le profil IPN 300 ne vérifie pas la condition de la flèche.

Soit le profil IPN 320

$$I = 12510cm^4$$

$$\Rightarrow f_{max} = 0.078m \approx 0.075m$$

Cette flèche est légèrement supérieure à la flèche admissible ; donc on adopte le profil IPN 320 en pratique.

Conclusion : le profil IPN 320 satisfait les conditions de la flèche et de la traverse.

7. Condition du non-déversement :

Le calcul au déversement est fait selon l'Additif 80.

$$M_u = K_d \times M_p \quad (40)$$

M_p : moment de plastification maximale

K_d : coefficient de déversement calculé

M_u : moment ultime

$M_C = -24.91KN$; au faitage

On doit vérifier :

$$M_C < M_u \quad (41)$$

$$K_d = \frac{1}{\sqrt[n]{1 + \left(\frac{M_p}{M_D}\right)^n}} \quad (42)$$

Chapitre 3 : Dimensionnement des éléments principaux de l'ossature

$n = 2$; pour les profils laminés

$$M_p = Z \times \sigma_e ; Z = 92.34 \times 10^{-5} m^3$$

$$\Rightarrow M_p = 92.34 \times 10^{-5} \times 24 \times 10^6 = 221.6 KNm$$

M_D : moment critique de déversement

$$M_D = C_1 \frac{\pi^2 E I_y h}{2L_D^2} \left[\sqrt{\xi + (\eta C_2)^2 + \frac{JG}{E I_y} \left(\frac{2L_D}{\pi h} \right)^2} + \eta C_2 \right] \quad (43)$$

$\xi = 1$ Pour les sections en I

$$h = H - t_f$$

$$C_1 = 0.97 ; C_2 = 0.30 \text{ (annexe B)}$$

$$L_D = 7.5m$$

Pour le profil IPN 320 choisi on a :

$$I_y = 566 \times 10^{-8} m^4$$

$$J = 74.6 \times 10^{-8} m^4$$

$$h = 0.318m$$

$$\eta = 1$$

A.N:

$$M_D = 0.97 \frac{\pi^2 \times 210 \times 566 \times 0.318}{2 \times (7.5)^2} \left[\sqrt{1 + (0.30)^2 + \frac{746 \times 9.1}{210 \times 566} \left(\frac{2 \times 7.5}{\pi \times 0.318} \right)^2} + 0.30 \right]$$

$$M_D = 128.53 KNm$$

$$K_d = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{221.6}{128.53} \right)^2}} = 0.50$$

$$\Rightarrow M_u = 0.50 \times 221.66 = 110.8 KNm$$

$$\mathbf{M_C = 24.91 \ll M_u = 110.8 KNm}$$

Conclusion : aucun risque de déversement avec le profil IPN 320 choisi pour la traverse.

8. Calcul des poteaux :

Le calcul des poteaux se fait en flambement selon le règlement CM66.

$$N_A = N_E = 40KN$$

$$M_D = 158KN$$

On doit versifier :

$$K_1\sigma + K_f\sigma_f < \sigma_e \quad (44)$$

- Longueur de flambement

$$L_f = l \times \frac{J_m I_t}{L_m I_t} \quad (45)$$

$$L_f = 8 \times \frac{13}{11} \times \frac{12510}{9800} = 19.8m$$

- Elancement du poteau

$$\lambda_x = \frac{L_f}{i_x} = \frac{19.8}{12.7 \times 10^{-2}} = 159.9 \quad (46)$$

$$i_x = 12.7cm$$

- Contrainte critique d'Euler

$$\sigma_k = \frac{\pi^2 E}{\lambda_x^2} = \frac{9.86 \times 21 \times 10^3}{(159.9)^2} = 8.53 daN/mm^2 \quad (47)$$

- Contrainte de compression :

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{4000}{6110} = 0.65 daN/mm^2 \quad (48)$$

- Coefficient d'éloignement de l'état critique :

$$\mu = \frac{\sigma_k}{\sigma} = \frac{8.53}{0.65} = 13.1 \quad (49)$$

- Coefficient d'amplification des contraintes de flexion :

Chapitre 3 : Dimensionnement des éléments principaux de l'ossature

$$K_f = \frac{\mu - 0.25}{\mu - 1.3} = \frac{13.1 - 0.25}{13.1 - 1.3} = 1.13 \quad (50)$$

- Coefficient d'amplification des contraintes de compression :

$$K_1 = \frac{\mu - 1}{\mu - 1.3} = \frac{13.1 - 1}{13.1 - 1.3} = 1.02 \quad (51)$$

- Contrainte de flexion :

$$\sigma_f = \frac{M_p}{W_x} = \frac{15800}{782 \times 10^6} = 20.02 \text{ daN/mm}^2 \quad (52)$$

Vérification :

$$K_1 \sigma + K_f \sigma_{fx} < \sigma_e$$

$$1.02 \times 0.65 + 1.13 \times 20.02 = 23.48 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_e$$

Conclusion : le profil IPN 320 vérifie la condition du poteau.

Remarque : le poteau du pont roulant et celui de la charpente ont le même profil IPN320.

9. Conclusion :

Après avoir fourni les principes généraux et procédures de calcul de la structure déterminant les charges permanentes et surcharges climatiques et dimensionnés les éléments principaux. Les conditions des flèches à l'état limite étant vérifiées, on conclut que :

- Le profilet IPN 200 vérifie les conditions de résistances des pannes.
- Le profilet IPN 320 vérifie les conditions de résistance des poteaux et traverse.

Annexe B (Page.105)

Annexe C (Page.107)

Annexe D (Page.108)

Chapitre 4 :
**Dimensionnement des éléments
secondaires de l'ossature.**

1. Calcul des lisses de bardages :

Les lisses de bardages sont constituées des poutrelles (IPE, IPN etc..) ou des profils minces pilés disposés horizontalement elles sont portées par les poteaux de portiques. Les lisses sont destinées à reprendre les efforts du vent sur le bardage. [10]

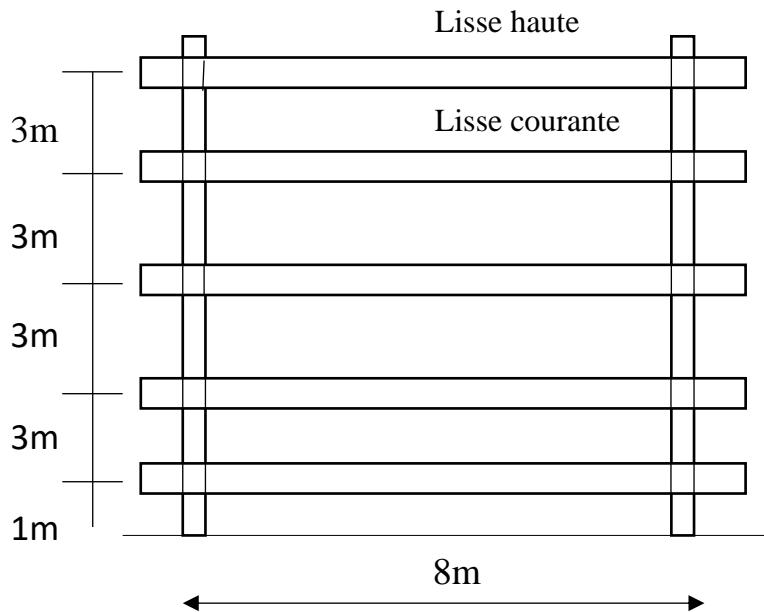


Fig. 4. 1: Coupe longitudinale de la lisse de bardages

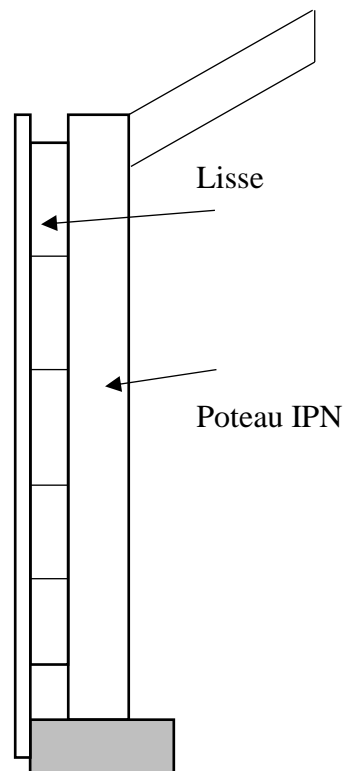


Fig. 4. 2: Coupe transversale de la lisse de bardages

Chapitre 4 : Dimensionnement des éléments secondaires de l'ossature

1.1. Calcul en flexion horizontale :

$l = 8m$; $e = 3m$ entraxe

1.1.1. Calcul des charges :

➤ Surcharges du vent extrême

$$W_n = q \times (C_e - C_i) \delta \times e \quad (1)$$

$$q = 102.96 daN/m^2$$

$$\text{Vent normal : } W_n = 368 daN/m$$

$$\text{Vent extrême : } W_e = 1.75 W_n = 644 daN/m$$

➤ Condition de résistance

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} < \sigma_e \quad (2)$$

On a :

$$M_x = \frac{W_e \times l^2}{8} \quad (3)$$

A.N.:

$$M_x = \frac{644 \times 8^2}{8} = 5152 daNm$$
$$\Rightarrow W_x > \frac{M_x}{\sigma_e} = \frac{5152}{24} = 214.66 cm^3 \quad (4)$$

Soit le profil UPE240 avec les caractéristiques suivantes :

Hauteur	I_x	W_x	I_y	W_y	A	G
mm	cm^4	cm^3	cm^4	cm^3	cm^2	Kg/m
240	3599	299.9	310.9	50.08	38.5	30.2

Tableau 4. 1: caractéristiques du profil UPE 240. (Annexe D)

1.1.2. Condition de la flèche :

$$f = \frac{5W_n l^4}{384EI_x} \quad (5)$$

A.N.:

$$f = \frac{5 \times 368 \times 10^3 \times (8000)^4}{384 \times 21000 \times 3599 \times 10^4} = 25.96 \text{mm}$$
$$\frac{f}{l} = \frac{25.96}{8000} = 0.003 < \frac{1}{200} = 0.075$$

La condition de la flèche horizontale est vérifiée.

1.2. Calcul en flexion verticale :

Poids propre du profil UPE 240 : $G = 30.2 \text{daN/m}$

Poids du bardage : 7.5daN/m^2

Entraxe : $e = 3 \text{m}$

La charge linéaire verticale totale P

$$P = 30.2 + 3 \times 7.5 = 52.7 \text{daN/m}$$

1.2.1. Condition de la flèche :

$$f = \frac{5Pl^4}{384EI_y} \quad (6)$$

A.N.:

$$f = \frac{5 \times 52.7 \times 10^3 \times (8000)^4}{384 \times 21000 \times 311 \times 10^4} = 42.5 \text{mm}$$
$$\frac{f}{l} = \frac{42.5}{8000} = 0.0048 < \frac{1}{200}$$

La condition de la flèche verticale est vérifiée.

Conclusion : le profil UPE 240 est apte pour les lisses de bardage.

Chapitre 4 : Dimensionnement des éléments secondaires de l'ossature

2. Calcul des potelets de pignon :

Ce sont des éléments secondaires souvent des profilés en I ou H prévus sur le pignon pour réduire la portée entre les poteaux et diminuer la portée des lisses supportant le bardage.

Ils sont sollicités en flexion composées. [10]

2.1. Calcul des charges :

2.1.1. Effort de flexion du au vent :

➤ Surcharge du vent extrême

$$W_n = 1.75 \times q \times (C_e - C_i) \delta \times l \quad (7)$$

$$q = 102.96 \text{ daN/m}^2 ; l = 5 \text{ m}$$

$$\Rightarrow W_e = 1072 \text{ daN/m}$$

2.1.2. Moment de flexion :

$$M_x = \frac{W_e \times l_p^2}{8} \quad (8)$$

$l_p = 7.5 \text{ m}$; longueur du potelet.

A.N :

$$M_x = \frac{1072 \times 7.5^2}{8} = 7537.5 \text{ daNm}$$

2.2. Prédimensionnement du potelet :

La flèche maximale est à mi-portée.

$$f = \frac{5Pl^4}{384EI_x} < \frac{l}{200} \quad (9)$$

$$\Rightarrow I_x > \frac{1000 \times W_n \times l_p^3}{384EI_x} \quad (10)$$

$$W_n = \frac{W_e}{1.75} = \frac{1072}{1.75} = 612.5 \text{ daN/m}$$

A.N :

$$I_x > \frac{1000 \times 612.5 \times 10^{-3} \times (7500)^3}{384 \times 21000} = 3204.4 \text{ cm}^4$$

Chapitre 4 : Dimensionnement des éléments secondaires de l'ossature

Soit le profil IPE 240 avec les caractéristiques suivantes :

Hauteur <i>mm</i>	I_x cm^4	W_x cm^3	I_y cm^4	W_y cm^3	A cm^2	G Kg/m
240	3891.6	324.3	283.58	47.28	39.1	30.7

Tableau 4. 2: caractéristique du profil IPE 240. (Annexe D)

2.2.1. Effort de compression G_s :

Poids des lisses : $(3 \times 30.2) \times 8 = 725 daN$

Poids des bardages : $7.5 \times 7.5 \times 8 = 450 daN$

Poids propre du potelet : $7.5 \times 30.7 = 230 daN$

$$\Rightarrow G_s = 1405 daN$$

➤ Vérification au flambement :

Condition de résistance

$$\frac{9}{8}(K\sigma + \sigma_f) < \sigma_e \quad (11)$$

- Elancement du potelet

$$\lambda_x = \frac{L_p}{i_x} = \frac{750}{9.97} = 75.22 \quad (12)$$

$$\Rightarrow K = 1.003$$

- Contrainte de compression

$$\sigma = \frac{G}{A} = \frac{1405}{3910} = 0.36 daN/mm^2 \quad (13)$$

- Contrainte de flexion :

$$\sigma_f = \frac{M_x}{W_x} = \frac{7538 \times 10^3}{324.3 \times 10^3} = 23.24 daN/mm^2 \quad (14)$$

$$\frac{9}{8} \times (1.003 \times 0.36 + 23.24) = 26.55 > \sigma_e$$

Le profil IPE 240 choisi ne vérifie pas la condition de résistance.

Chapitre 4 : Dimensionnement des éléments secondaires de l'ossature

Soit le profil IPE 270 avec les caractéristiques suivantes :

Hauteur	I_x	W_x	I_y	W_y	A	i_x	i_y
mm	cm^4	cm^3	cm^4	cm^3	cm^2	cm	cm
270	5789.8	428.9	420	62.2	45.9	11.23	3.02

Tableau 4. 3: caractéristique du profil IPE 270. (Annexe D)

➤ **Vérification au flambement :**

- Elancement du potelet

$$\lambda_x = \frac{L_p}{i_x} = \frac{750}{11.23} = 66.78 \quad (15)$$

$$\Rightarrow K = 1.002$$

- Contrainte de compression :

$$\sigma = \frac{G}{A} = \frac{1405}{4590} = 0.30 \text{ daN/mm}^2 \quad (16)$$

- Contrainte de flexion :

$$\sigma_f = \frac{M_x}{W_x} = \frac{7538}{428.9} = 17.57 \text{ daN/mm}^2 \quad (17)$$

$$\frac{9}{8} \times (1.002 \times 0.30 + 17.57) = 20.1 < \sigma_e$$

Le profil IPE 270 vérifie la condition de résistance.

Conclusion : le profil IPE 270 est apte pour les potelets de pignon

3. Calcul des contreventements :

On adopte le système de contreventement appelé << palée de stabilité >>, puisque les poteaux des pieds sont articulés. Cette palée de stabilité est conçue pour transmettre l'effort du vent P vers les fondations à travers les diagonales.

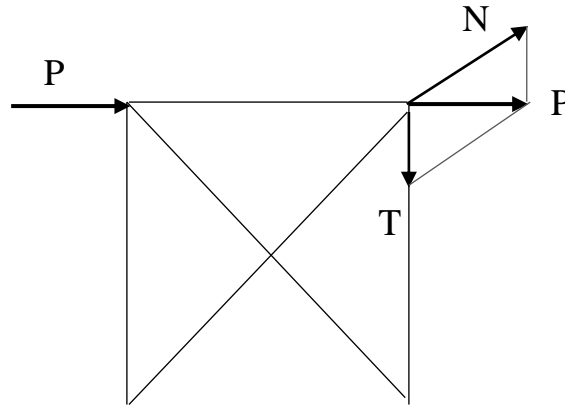


Fig. 4. 3: Palée de stabilité

3.1. Calcul de l'effort P :

$$P = 1.75 \times q \times (C_e - C_i) \times S \quad (18)$$

$$q = 102.96 \text{ daN/m}^2$$

$$S = 7.5 \times 3 = 23 \text{ m}^2$$

A.N:

$$P = 1.75 \times 10^3 \times (0.8 + 0.6) \times 23 = 5804 \text{ daN}$$

3.2. Calcul des composantes N et T :

N et T sont les composantes de la force P ; dont N est la force de traction et T la force de compression.

$$\tan \alpha = \frac{16}{15} = 1.06 \Rightarrow \alpha = 46.66^\circ$$

$$\Rightarrow N = \frac{P}{\cos \alpha} = \frac{5804}{\cos(46.66)} = 8456.61 \text{ daN} \quad (19)$$

Section de la diagonale :

$$\sigma_e = \frac{N}{S} \Rightarrow S = \frac{N}{\sigma_e} = \frac{8456.61}{24} = 352 \text{ mm}^2 \quad (20)$$

Ce qui correspond à un profil L 40 × 40 × 6.

4. Vérification de la stabilité de l'ensemble :

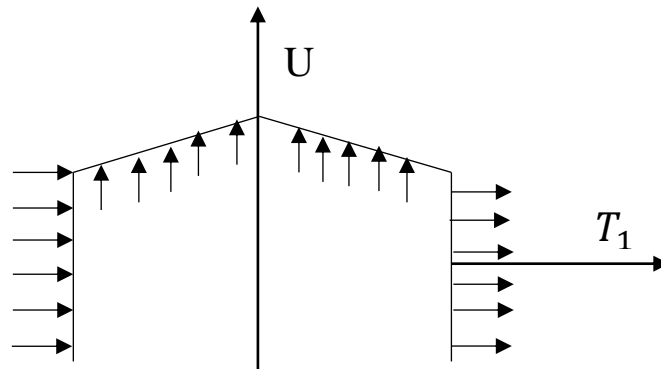


Fig. 4. 4: Stabilité de la structure

4.1. Principe de vérification :

La structure sera stable si le moment de renversement M_r est inférieure au moment stabilisateur M_s . Les différentes composantes de l'effort du vent donnent lieu au moment M_r , qui sont :

T (trainée), composante horizontale qui crée un effet d'entraînement.

U (portance), composante verticale qui crée un effet de soulèvement.

➤ Condition de stabilité :

$$M_r = U \times c + T_1 \times b + T_2 \times a \leq M_s = G_s \frac{l}{2} \quad (21)$$

4.2. Calcul du coefficient de majoration dynamique β :

Le calcul du coefficient de majoration dynamique β se fait selon les règles de la NV 65.

$$\beta = \theta(1 + \zeta\tau) \quad (22)$$

$$\theta = 1$$

ζ : la fonction de la période T. (**annexe C**)

τ : la fonction de la hauteur du bâtiment ; $\tau = 0.35$ pour $h > 10m$. (**Annexe C**)

Période fondamentale T d'oscillation

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{P}{g} \frac{h^3}{3EI}} \quad (23)$$

Chapitre 4 : Dimensionnement des éléments secondaires de l'ossature

4.3. Application numérique :

Poteau IPN 340 ; $I = 15700\text{cm}^4$

$$G = 68\text{daN/m}^2 \Rightarrow P = 7.5 \times 8 \times 68 = 4080\text{daN}$$

$$h = 16\text{m}$$

$$\Rightarrow T = 2\pi \sqrt{\frac{4080}{9810} \frac{(16000)^3}{3 \times 21000 \times 1570 \times 10^5}} = 2.6\text{s}$$

D'après le tableau des abaques données par les règles NV 65 (annexe) ; on trouve :

$$\tau = 0.35$$

$$\zeta = 1.8$$

$$\Rightarrow \beta = 1(1 + 1.8 \times 0.35) = 1.63$$

4.3.1. Calcul des composantes T_1 et U :

Pression dynamique extrême du vent : $p = 1.75 \times 103 = 180\text{daN/m}^2$

- Trainée T_1 :

$$T_1 = (C_e - C_i) \times L \times h_s \times \delta \times p \times \beta \quad (24)$$

A.N.:

$$T_1 = (0.8 + 0.6) \times 40 \times 15 \times 0.85 \times 180 \times 1.63 = 210309\text{daN}$$

- Bras de levier

$$a = \frac{16}{2} = 8\text{m} \quad (25)$$

- Portance U :

$$U = (C_e - C_i) \times L \times l \times \delta \times p \times \beta \quad (26)$$

A.N.:

$$T_1 = (0.8 + 0.6) \times 40 \times 15 \times 0.85 \times 180 \times 1.63 = 112666\text{daN}$$

- Bras de levier :

$$c = 7.5\text{m} \quad (27)$$

Chapitre 4 : Dimensionnement des éléments secondaires de l'ossature

- Moment de renversement :

$$M_r = U \times c + T_1 \times a \quad (28)$$

$$\Rightarrow M_r = 112666 \times 7.5 + 210309 \times 8 = 25275 \text{KNm}$$

- Moment stabilisateur :

$$M_s = \frac{G_s l}{2} \quad (29)$$

$$\Rightarrow M_s = \frac{4000 \times 15}{2} = 30000 \text{KNm}$$

$$M_s = 30000 \text{KNm} > M_r = 25275 \text{KNm}$$

Conclusion : condition vérifiée, donc notre structure est stable.

5. Conclusion :

En conclusion, il est nécessaire d'esthétiser et de vérifier la stabilité de la structure. Après les calculs faits, ainsi on conclut que :

- Le profil UPE 240 satisfait les conditions de résistance de la lisse de bardage.
- Le profil IPE 270 vérifie les conditions de résistance des potelets de pignon.
- Le profil (cornière) **L 40 × 40 × 6** satisfait les conditions de résistance de la palée de stabilité.

La condition de résistance de la vérification de l'ensemble de la structure est vérifiée

$$M_s = 30000 \text{KNm} > M_r = 25275 \text{KNm}$$

Notre structure ne contient aucun risque d'instabilité.

Annexe C (Page.107)

Annexe D (Page.108)

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE :

Ce travail consiste à étudier la charpente métallique d'un hall supportant un pont roulant, en respectant les codes de construction métallique et les normes imposées dans ce domaine.

Après avoir dimensionné le pont roulant et en tenant compte des surcharges climatiques (neige et vent), les éléments principaux (pannes, traverse, poteaux, liernes) et secondaires (lisses de bardage, potelets, contreventement) du hall ont été dimensionnés.

Ainsi les conditions de l'Etat limite sont vérifiées :

- La première condition basée sur la comparaison à la limite d'élasticité (σ_e), déterminée sous l'action des combinaisons les plus défavorables des charges et surcharges.

$$\sigma \leq \sigma_e$$

- La deuxième condition qui définit la rigidité admissible ou la mobilité admissible d'un élément, basée sur la comparaison de la flèche admissible avec la flèche réelle

$$\frac{f}{l} \leq \left[\frac{f}{l} \right]$$

Ces conditions étant vérifiées assurent la sécurité de l'utilisateur et la longévité de la construction.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

- [1] Mme. F. BELHADJ KACEM, *Master2 Charpente métallique. Cours*, 2021.
- [2] Site web <<www.ootravaux.fr>>
- [3] BRAHIMI. I, REGUIG. A, *Dimensionnement des poutres de roulements des ponts roulants. Mémoire de master, Université Mohamed Boudiaf-M 'silla*. 2021.
- [4] O. Sawodny, H. Aschemann and S. Lahres, *An automated gantry crane as a large workspace robot, Control Engineering Practice*, **10**, 1323-1338, 2002.
- [5] J. Pirotte, N. V. Gillieaux and E. Warnier, *Contrôle du ballant lors du déplacement d'une charge suspendue à un pont roulant, Revue scientifique des ISILF*, **21**, 79-99, 2007.
- [6] D. M. Amine, *Etude d'un Palan Electrique, Mémoire de master. Université ABOU BEKR BELKAID-TLEMCCEN*. 2014.
- [7] E. KOCHKARYOVE, *Appareil de levage. Cours*, 1994.
- [8] F. Z. Aouadja, H. Baaziz, M. Mimoun, *calcul des structures métalliques*. El-Hidaya.
- [9] H. BENSALLAH, I. Lamer, *Etude et Dimensionnement d'un hangar métallique de stockage à Ain Temouchent. Mémoire de master, Université ABOU BEKR BELKAID de Tlemcen*. 2017.
- [10] E. C. Georges, *Conception d'un hangar industriel en charpente métallique, Mémoire de fin d'études, Université Libanaise*. 2010.
- [11] Site web <<www.Europont.fr>>
- [12] Site web <<www.genie civil pdf.com>>

Annexes

Annexe A

Chapitre 2 : Etude et dimensionnement du pont roulant

- Coefficients de majoration pour les poids propres des parties d'un appareil de levage

k_a	1.05	1.1	1.15	1.2
FM	L	M	Lr	TLr

Tableau 1: Coefficients de majoration

- Contraintes caractéristiques des boulons

Repère	Application	σ_R KN/cm ²	σ_{eb} KN/cm ²	Allongement (tige)
HR1	HR 10.9	100	90	≥8%
HR2	HR 8.8	80	64	≥12%

Tableau 2: Contraintes caractéristiques des boulons

- Les sections résistantes de la tige

Diamètre normal du boulon (mm)	14	16	18	20	22	24	27	30
A_s (cm ²)	1.15	1.57	1.92	2.45	3.03	3.53	4.59	5.61

Tableau 3: Section résistantes de la tige

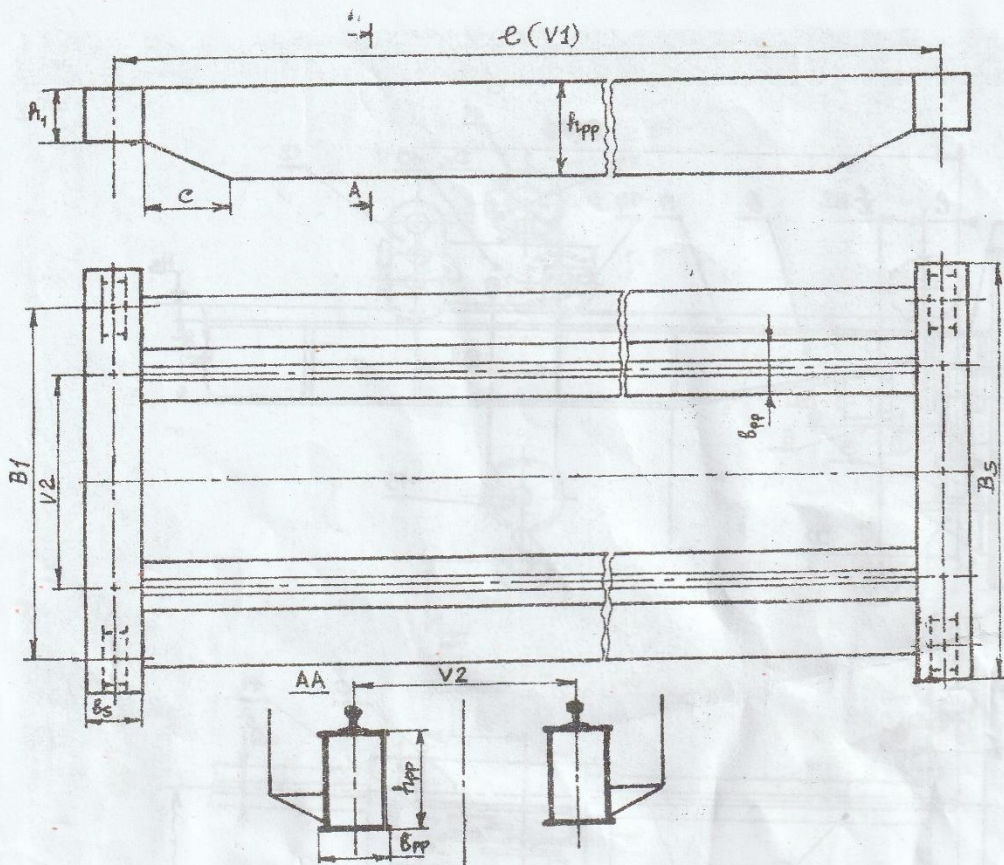


FIG. 3. DIMENSIONNEMENT DU PONT ROULANT

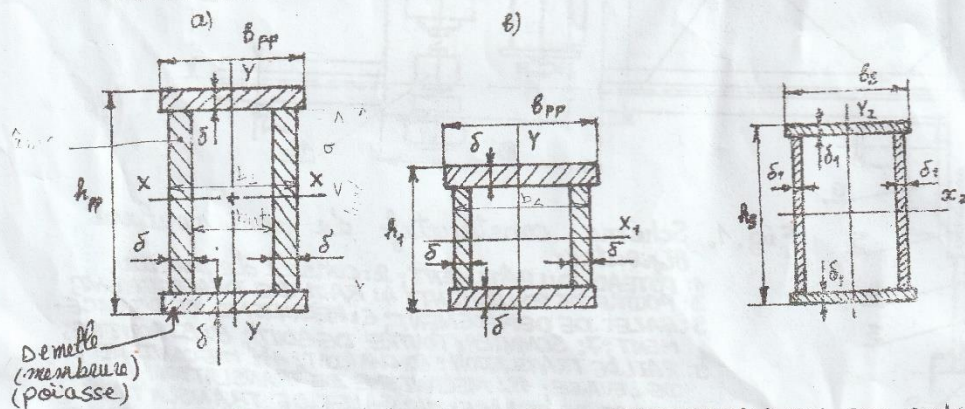


FIG. 4. SECTIONS DE LA POUTRE PRINCIPALE ET DU SOMMIER:
 a- AU MILIEU DE LA PORTÉE;
 b- AU BOUT DE LA PORTÉE;
 c- SOMMIER

Tableau des galets

PROFILS DE JANTES FORGEES LAMINEES

D	Largeur De rail b	Dimensions en mm											Masse en Kg			
													De la roue	Du Cor- ps		
		B	B ₁	D ₁	d	A	L	L ₁	a	H	t	l	d ₂			
250	51	60.	100.	280.	70.	190.	145.	140.	90.	190.	30.	22.	18.	22.	28.	90
320	51	60	100.	360.	95.	226.	180.	161.	105.	225.	40.	25.	22.	40.	65.	120
400	60	80.	130.	450.	120.	250.	205.	190.	125.	275.	40.	30.	26.	70.	110.	180
500	68	100	150.	630.	140.	290.	230.	210.	150.	335.	50.	50.	32.	120.	170.	260
630	69	100	150.	680.	140.	290.	230.	220.	150.	335.	60.	50.	32.	140.	185.	330
710	70	100.	160.	770.	140.	320.	255.	245.	180.	400.	70.	60.	38.	225.	285.	370
800	80	110.	170.	880.	140.	310.	285.	263.	185.	400.	70.	60.	38.	275.	300.	480
900	100	130.	190.	980.	150.	390.	310.	295.	230.	490.	100.	60.	38.	430.	560.	650
1000	120	150.	210.	1080.	200.	420.	325.	320.	245.	530.	120.	75.	38.	510.	680.	900

Tableau 4: valeur des galets

Tableau de Caractéristiques des rails

Vitesse de translation en m/mn	RAIL R24								RAIL R36					
	D=250mm				D=320mm				D=400mm					
	CHARGE DE LA ROUE SUR								RAIL EN KG					
	L	M	Lr	Tlr	L	M	Lr	Tlr	L	M	Lr	Tlr		
20		53.3	50	36.8		102.0	65.0	51.5		188	128	96.0		
40		58.3	41.5	29.7		94.5	59.0	42.0		159	110	79.0		
63	70	52.0	38.2	26.0	123	74.5	51.5	36.6		135	96.0	68.0		
90		48.5	36.3	24.0		59.5	47.8	34.0		126	90.0	66.0		
100		46.6	31.6	22.5		54.0	44.5	31.8		120	84.0	60.0		
125		42.2	29.5	21.0		60.0	42.0	29.7		112	75.0	56.0		
160		39.3	27.3	18.7		55.8	33.0	27.7		104	74.0	52.0		
Vitesse de translation en m/mn	RAIL R70								RAIL R36					
	D=500mm				D=560mm				D=630mm					
	CHARGE DE LA ROUE SUR								RAIL EN KG					
	L	M	Lr	Tlr	L	M	Lr	Tlr	L	M	Lr	Tlr		
20		296	229	165		358	362	216		409	350	260		
40		267	185	143		353	246	176		400	295	210		
63	320	235	164	117		308	216	158		355	258	184		
90		220	153	109	400	288	200	143		345	242	171		
100		203	144	101		268	185	134		322	223	160		
125		192	134	95		256	175	125		300	205	150		
160		178	124	89		234	153	117		290	195	141		
D	B	B	B ₁	H	D	B	B	B ₁	H	D	B	B	B ₁	H
	Cylin- drique	Coni- que				Cylin- drique	Coni- que				Cylin- drique	Coni- que		
200	50	-	80	15	560	90	100	120	25	800	110	120	170	40
250	70	-	110	20	630	100	110	150	25	800	130	160	210	40
320	70	90	120	20	630	120	140	160	25	800	170	160	250	40
400	80	90	130	25	710	110	120	160	30	900	130	140	190	40
500	100	110	150	25	710	130	140	180	30	900	150	150	210	40
	100	110	150	25	710	150	160	200	30	1000	170	130	250	40

(Dimensions en mm)

Tableau 5: Caractéristiques des rails

Annexe B

Chapitre 3 : Dimensionnement des éléments principaux de l'ossature.

➤ Règle NV65 :

RÈGLES

2,92

2,92 PRESSIONS DYNAMIQUES

2,921 Valeurs

Les pressions dynamiques sont constantes sur toute la hauteur de la construction et sont données par la formule : $q = (46 + 0,7 h) k_r k_s$ daN/m²,
 k_r , coefficient de région, ayant pour valeur :

	Pression normale	Pression extrême
Région I	1,00	1,75
Région II	1,40	2,45
Région III	1,80	3,15

k_s , coefficient de site (R-III-1,242), ayant pour valeur :

	Région I	Région II	Région III
Site protégé	0,80	0,80	0,80
Site normal	1,00	1,00	1,00
Site exposé	1,35	1,30	1,25

Les majorations du tableau IV (R-III-1,232) doivent être appliquées aux valeurs définies ci-dessus.

2,922 Réductions

- 1 Les pressions dynamiques relatives aux surfaces abritées (R-III-1,243) peuvent être réduites de 25 %.

- 2 Les pressions dynamiques déterminées suivant la règle III-2,921, doivent être affectées d'un coefficient de réduction δ donné par le diagramme de la figure R-III-9, en fonction de la plus grande dimension horizontale ou verticale de la surface offerte au vent (maitre-couple R-III-1,13) afférente à l'élément considéré dans le calcul.

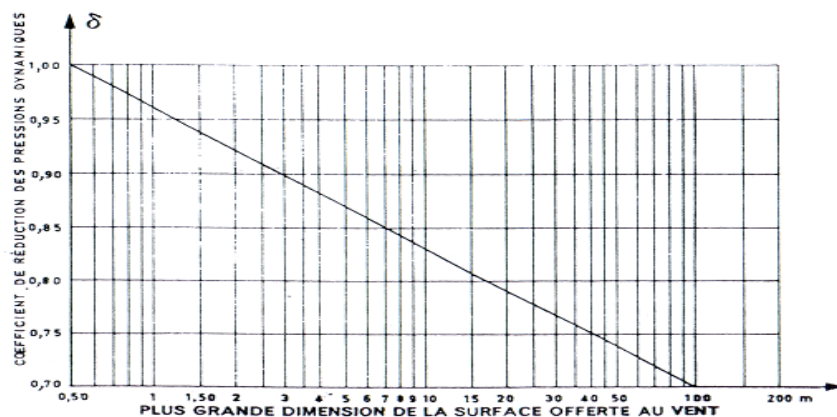


Fig. R-III-9.
Coefficient de réduction δ des pressions dynamiques pour les grandes surfaces.

- Coefficient d'appuis et de chargement pour l'étude du déversement

Chargement	$\frac{L_D}{L}$	c_1	c_2
	1	1,13	0,46
	0,5	0,97	0,30
	1	1,28	1,56
	0,5	0,71	0,65
	1	1,36	0,55
	0,5	1,07	0,43
	1	1,56	1,27
	0,5	0,94	0,71
	1	$1 + 2,92\alpha^3$	$\alpha[2,44 - 3,24\alpha]c_1$
	0,5	$1 + (1,06 - \alpha)\alpha^3$	$2\alpha^2(1,3 - \alpha)c_1$
	1	$1 + \alpha[1,68 - 2,24\alpha^2]$	$\alpha(3,44 - 3,62\alpha)c_1$
	0,5	$1 - 0,48\alpha^3$	$14,4\alpha^2(0,71 - \alpha)c_1$
	1	$1,36 + 2(\alpha - 0,5)^2$	$\alpha(1,72 - 1,81\alpha)c_1$
	0,5	$1,07 + 2,56(\alpha - 0,5)^2$	$\alpha(1,76 - 1,9\alpha)c_1$
	1	$\frac{1}{\sqrt{0,283(1 + \beta^2) + 0,434\beta}}$	0
	0,5	$\frac{1}{\sqrt{0,34 + 0,4\beta + 0,26\beta^2}}$	0
	2	2,56	0,43
	2	4,10	0,83

Tableau 6: Coefficient du déversement

Annexe C

Chapitre 4 : Dimensionnement des éléments secondaires de l'ossature.

RÈGLES

1,511

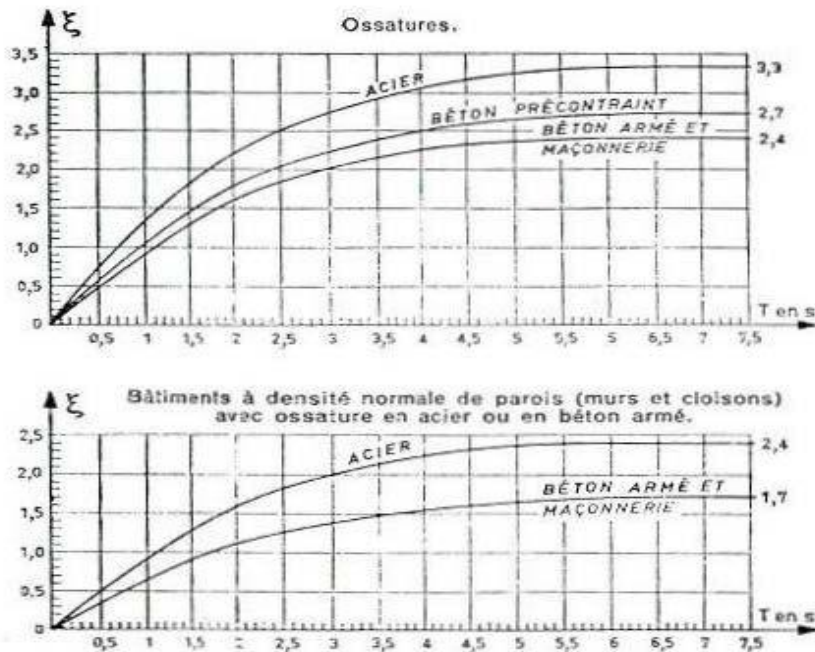


Fig. R-III-3. Coefficient de réponse ξ .

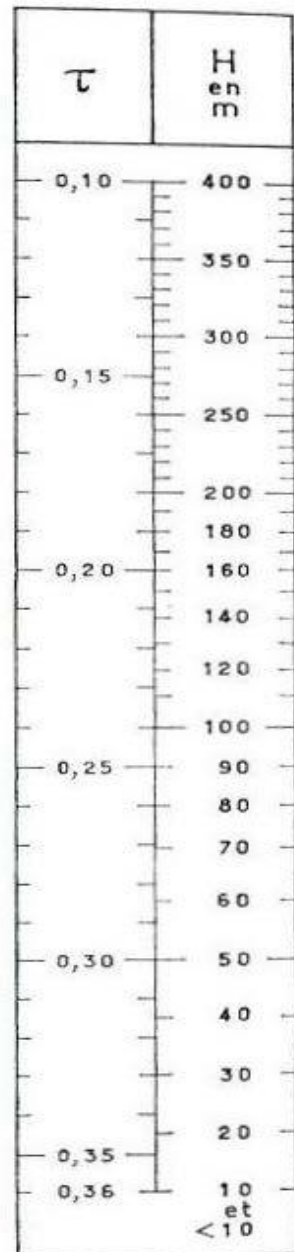


Fig. R-III-4. — Coefficient de pulsation τ .

τ , coefficient de pulsation, est déterminé à chaque niveau considéré en fonction de sa cote H au-dessus du sol par l'échelle fonctionnelle de la figure R-III-4.

θ , coefficient global dépendant du type de construction est défini ci-après :

— pour les constructions prismatiques à base polygonale régulière ou circulaire dont les caractéristiques sont données en R-III-3,1 à l'exception des constructions à usage d'habitation ou de bureau et pour les ensembles prismatiques des constructions ajourées et des constructions en treillis dont les caractéristiques sont données en R-III-5,21, θ est pris égal à 1 ;

— pour les autres constructions, θ est donné en fonction de la cote H_s de leur sommet par

- 0,70 pour $H_s < 30$ m
- $0,70 + 0,01 (H_s - 30)$ pour $30 \text{ m} < H_s < 60$ m
- 1 pour $H_s > 60$ m

Annexe D

Tableaux des Profils

Profil IPN

Profil	Dimensiones							Termes de section										Agujeros			Peso	
	h mm	b mm	e-t mm	e ₁ mm	r ₁ mm	h ₁ mm	u mm	A cm ²	S _x cm ³	I _x cm ⁴	W _x cm ³	i _x cm	I _y cm ⁴	W _y cm ³	i _y cm	I _z cm ⁴	I _z cm ⁴	w mm	a mm	e ₂ mm		p kplm
IPN 80	80	42	3,9	5,9	2,3	59	304	7,58	11,4	77,8	19,5	3,20	6,29	3,00	0,91	0,93	87,5	22	-	4,43	5,95	C
IPN 100	100	50	4,5	6,8	2,7	75	370	10,60	19,9	171,0	34,2	4,01	12,20	4,88	1,07	1,72	268,0	28	-	5,05	8,32	P
IPN 120	120	58	5,1	7,7	3,1	92	439	14,20	31,8	328,0	54,7	4,81	21,50	7,41	1,23	2,92	685,0	32	-	5,67	11,20	P
IPN 140	140	66	5,7	8,6	3,4	109	502	18,30	47,7	573,0	81,9	5,61	35,20	10,70	1,40	4,66	1.540,0	34	11	6,29	14,40	P
IPN 160	160	74	6,3	9,5	3,8	125	575	22,80	68,0	935,0	117,0	6,40	54,70	14,80	1,55	7,08	3.138,0	40	11	6,91	17,90	P
IPN 180	180	82	6,9	10,4	4,1	142	640	27,90	93,4	1.450,0	161,0	7,20	81,30	19,80	1,71	10,30	5.924,0	44	13	7,53	21,90	P
IPN 200	200	90	7,5	11,3	4,5	159	709	33,50	125,0	2.140,0	214,0	8,00	117,00	26,00	1,87	14,60	10.520,0	48	13	8,15	26,30	P
IPN 220	220	98	8,1	12,2	4,9	175	775	39,60	162,0	3.060,0	278,0	8,80	162,00	33,10	2,02	20,10	17.760,0	52	13	8,77	31,10	P
IPN 240	240	106	8,7	13,1	5,2	192	844	46,10	206,0	4.250,0	354,0	9,59	221,00	41,70	2,20	27,00	28.730,0	56	17	9,39	36,20	P
IPN 260	260	113	9,4	14,1	5,6	208	906	53,40	257,0	5.740,0	442,0	10,40	288,00	51,00	2,32	36,10	44.070,0	60	17	10,15	41,90	P
IPN 280	280	119	10,1	15,2	6,1	225	966	61,10	316,0	7.590,0	542,0	11,10	364,00	61,20	2,45	47,80	64.580,0	62	17	11,04	48,00	P
IPN 300	300	125	10,8	16,2	6,5	241	1.030	69,10	381,0	9.800,0	653,0	11,90	451,00	72,20	2,56	61,20	91.850,0	64	21	11,83	54,20	P
IPN 320	320	131	11,5	17,3	6,9	257	1.090	77,80	457,0	12.510,0	782,0	12,70	555,00	84,70	2,67	78,20	128.800,0	70	21	12,72	61,10	P
IPN 340	340	137	12,2	18,3	7,3	274	1.150	86,80	540,0	15.700,0	923,0	13,50	674,00	98,40	2,80	97,50	176.300,0	74	21	13,51	68,10	P
IPN 360	360	143	13,0	19,5	7,8	290	1.210	97,10	638,0	19.610,0	1.090,0	14,20	818,00	114,00	2,90	123,00	240.100,0	76	23	14,50	76,20	P
IPN 380	380	149	13,7	20,5	8,2	306	1.270	107,00	741,0	24.010,0	1.260,0	15,00	975,00	131,00	3,02	150,00	318.700,0	82	23	15,29	84,00	P
IPN 400	400	155	14,4	21,6	8,6	323	1.330	118,00	857,0	29.210,0	1.460,0	15,70	1.160,00	149,00	3,13	183,00	419.600,0	86	23	16,18	92,60	P
IPN 450	450	170	16,2	24,3	9,7	363	1.478	147,00	1.200,0	45.850,0	2.040,0	17,70	1.730,00	203,00	3,43	288,00	791.100,0	94	25	18,35	115,00	P
IPN 500	500	185	18,0	27,0	10,8	404	1.626	180,00	1.620,0	68.740,0	2.750,0	19,60	2.480,00	268,00	3,72	449,00	1.403.000,0	100	28	20,53	141,00	P
IPN 550	550	200	19,0	30,0	11,9	445	1.787	213,00	2.120,0	99.180,0	3.610,0	21,60	3.490,00	349,00	4,02	618,00	2.389.000,0	110	28	23,00	167,00	P
IPN 600	600	215	21,6	32,4	13,0	485	1.924	254,00	2.730,0	139.000,0	4.630,0	23,40	4.670,00	434,00	4,30	875,00	3.821.000,0	120	28	24,88	199,00	P

Tableau 7: Profil IPN

Profil IPE

Profils	Poids kg/m	Dimensions mm							Section cm ²	Surface de peinture		Moments d'inertie		Modules de résistance		Rayons de giration	
		h	b	a	e	r	h1	m ² /m		m ² /t	I _x cm ⁴	I _y cm ⁴	I _x V _x cm ³	I _y V _y cm ³	V _x cm	V _y cm	
80	6,0	80	46	3,8	5,2	5	60	7,64	0,329	54,8	80,1	8,49	20,0	3,69	3,24	1,05	
100	8,1	100	55	4,1	5,7	7	75	10,3	0,401	49,5	171	15,9	34,2	5,79	4,07	1,24	
120	10,4	120	64	4,4	6,3	7	93	13,2	0,474	45,6	318	27,7	53,0	8,65	4,90	1,45	
140	12,9	140	73	4,7	6,9	7	112	16,4	0,550	42,6	541	44,9	77,3	12,3	5,74	1,65	
160	15,8	160	82	5,0	7,4	9	127	20,1	0,622	39,4	869	68,3	109	16,7	6,58	1,84	
180	18,8	180	91	5,3	8,0	9	146	23,9	0,698	37,1	1317	101	146	22,2	7,42	2,05	
200	22,4	200	100	5,6	8,5	12	159	28,5	0,768	34,3	1943	142	194	28,5	8,26	2,24	
220	26,2	220	110	5,9	9,2	12	178	33,4	0,848	32,4	2772	205	252	37,3	9,11	2,48	
240	30,7	240	120	6,2	9,8	15	190	39,1	0,921	30,0	3892	284	324	47,3	9,97	2,69	
270	36,1	270	135	6,6	10,2	15	220	45,9	1,04	28,8	5790	420	429	62,2	11,2	3,02	
300	42,2	300	150	7,1	10,7	15	249	53,8	1,16	27,5	8356	604	557	80,5	12,5	3,35	

Tableau 8: Profil IPE

Profil UPE

EURONORM 24 - 62 DIN 1025														
UPE	Poids (Kg/m)	Dimensions (mm)					V (m ² /m)	F (cm ²)	I _{x-x} (cm ⁴)	W _{x-x} (cm ³)	i _{x-x} (cm)	I _{y-y} (cm ⁴)	W _{y-y} (cm ³)	i _{y-y} (cm)
		h	b	a	e	r								
80	7,90	80	50	4,0	7,0	10,0	0,34	10,1	107,2	26,80	3,26	25,41	7,98	1,59
100	9,82	100	55	4,5	7,5	10,0	0,40	12,5	206,9	41,37	4,07	38,21	10,63	1,75
120	12,10	120	60	5,0	8,0	12,0	0,46	15,4	363,5	60,58	4,86	55,40	13,79	1,90
140	14,50	140	65	5,0	9,0	12,0	0,52	18,4	599,5	85,64	5,71	78,70	18,19	2,07
160	17,00	160	70	5,5	9,5	12,0	0,58	21,7	911,1	113,9	6,48	106,80	22,58	2,22
180	19,70	180	75	5,5	10,5	12,0	0,64	25,1	1353,0	150,4	7,34	143,70	28,56	2,39
200	22,80	200	80	6,0	11,0	13,0	0,70	29,0	1909,0	190,9	8,11	187,30	43,43	2,54
220	26,60	220	85	6,5	12,0	13,0	0,76	33,9	2682,0	243,9	8,90	246,40	42,51	2,70
240	30,20	240	90	7,0	12,5	15,0	0,81	38,5	3599,0	299,9	9,67	310,90	50,08	2,84
270	35,20	270	95	7,5	13,5	15,0	0,89	44,8	5255,0	389,2	10,83	401,00	60,69	2,99
300	44,40	300	100	9,5	15,0	15,0	0,97	56,6	7823,0	521,5	11,76	537,70	75,58	3,08
330	53,20	330	105	11,0	16,0	18,0	1,04	67,8	11010,0	667,1	12,74	681,50	89,66	3,17
360	61,20	360	110	12,0	17,0	18,0	1,12	77,9	14830,0	823,6	13,79	843,70	105,10	3,29
400	72,20	400	115	13,5	18,0	18,0	1,22	91,9	20980,0	1049	15,11	1045,00	122,60	3,37

Tableau 9: Profil UPE