

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

Université Abou Bekr Belkaid de Tlemcen
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire pour l'Obtention du Diplôme de Master en Génie Civil
Spécialité : Constructions Métalliques et Mixtes

Thème :

**ETUDE ET DIMENSIONNEMENT D'UNE USINE
DE PRODUCTION DE PRODUITS SEMI-FINIS EN
ACIER INOXYDABLE A MAGHNIA**

Présenté par :

MEKADER Ilyes Aboubekr

BENNACEUR Fouzia

Soutenu le 24 juin 2018, devant le jury composé de :

Pr. ABOUBEKR Nabil
M. CHERIF Zine El Abidine
Dr. MISSOUM Abdelghani
Dr. HAMDAOUI Karim
Pr. BOUMECHRA Nadir

Président
Examineur
Examineur
Encadreur
Encadreur

Année Universitaire 2017-2018

Dédicaces

Je dédie ce travail en premier lieu à mes chers parents en général et particulièrement à ma chère "MAMA" qui je ne remercierai jamais assez et je souhaite à mon DIEU de laisser moi les yeux de la MAMA.

A mon très cher "PAPA" qui grâce à ses conseils et ses paroles ses principes j'ai pu tracer mon avenir et devenir ce que je suis à présent.

A mon chère frère MEMO Amine FCB et mes chers frères : Walid, Hichem... que DIEU les garde pour moi et les comble de bonheur.

A mes très chères sœurs Asma & Souad, que je remercie pour tout ce qu'elles ont faits pour moi.

A toute la famille MEKADER et BENLADGHEM, à mes proches familles cousins et cousines ainsi à mes proches amis je vous dédie ce travail et je vous remercie du fond du cœur pour être toujours là pour moi.

A mon binôme Fouzia et mes collègues Mekki, Hichem, Abderrahmane, Hadi et tous avec qui j'ai partagé de bons et d'inoubliables moments durant la préparation de ce projet.

A mon amie et collègue Ibtissem spécialement, ainsi qu'à Djazia, Samad qui m'ont aidé dans la préparation de ce mémoire.

A l'ensemble de nos camarades et collègues de la promotion de CONSTRUCTIONS METALLIQUES ET MIXTES 2017/2018

Ilyes MEKADER

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

Ma chère maman, ma source de tendresse qui n'a jamais cessée de m'encourager et de prier pour moi.

Mon cher papa, l'homme qui a sacrifié sa vie pour nous qui m'a toujours encouragé d'avancer dans ma vie.

A mes chères sœurs Nawel, Ikram, et mon petit frère Amine, que Dieu les garde pour moi.

A toute la famille BENNACEUR et CHOUACHI, à mes proches cousines et cousins, je vous dédie ce travail et je vous remercie pour être toujours là pour moi.

A mon binôme Ilyes, qui était gentil, patient, et très sérieux dans notre travail.

A mes très chers amis Amina Alioua, Sara Bachir, et Ilyes Belkhiter, je ne peux pas trouver les mots justes et sincères pour vous exprimer mon affection et mes pensées, en souvenir de notre profonde amitié qui nous uni et des souvenirs de tous les moments que nous avons passés ensemble, je vous dédie ce travail et je vous souhaite une vie pleine de santé et de bonheur.

A l'ensemble de nos camarades et collègues de la promotion de « Constructions Métalliques et Mixtes », avec qui j'ai partagé de bons et d'inoubliables moments durant la préparation de ce projet.

Fouzia BENNACEUR

Remerciements

Tout d'abord nous remercions ALLAH le tout puissant et le miséricordieux, qui nous a donné la force, la patience et la volonté de mener à bien à ce modeste travail.

Que nos parents voient aujourd'hui leurs efforts et leurs sacrifices couronnés par ce rapport. Ils ont veillé à nous éduquer avec infiniment d'amour et d'affection. Que Dieu nous permette de leur rendre au moins une partie, aussi infime qu'elle soit, de tout ce que nous leur devons.

Au terme de ce modeste travail, nous remercions vivement nos encadreurs Dr. Karim HAMDAOUI et Pr. Nadir BOUMECHRA, pour nous avoir guidés et dirigés durant tout le long de notre travail.

Nous tenons aussi à remercier vivement et sincèrement nos enseignants Dr. Nawel DJAFOUR et Dr. Abdelouahab RAS et d'autres qui nous ont aidé et appris l'âme de la science tout au long de ces années d'études.

Nos vifs remerciements s'adressent aussi au Pr. Nabil ABOUBEKR qui nous a fait l'honneur de présider le jury de notre soutenance ainsi qu'au Dr. Mohammed Abdelghani MISSOUM et M. Zine El Abidine CHERIF d'avoir accepté d'examiner notre travail.

Nos remerciements s'adressent également encore une fois au Pr. Nadir BOUMECHRA, responsable de notre formation « Construction Métalliques et Mixtes ».

Nous remercions aussi les deux ingénieurs M. Amine BOUTASTA et M. Abdessamad DJELTI pour leurs aides et leurs conseils prodigues.

Nos remerciements et nos reconnaissances à nos parents pour l'amour et le soutien constants qu'ils nous témoigné tout au long de notre carrière d'étude.

Nous remercions aussi tous nos amis et collègues pour leurs aides surtout Ibtissem, Djazia, Abderrahmane, Mekki, Hichem, Amina et Sarra de toutes leurs patiences, leurs compréhensions et leurs encouragements et à toute la promo de 2^{ème} année Master Constructions Métalliques et Mixtes.

Enfin, nous exprimons toute notre gratitude à toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Résumé

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier et dimensionner un hall industriel en charpente métallique située à Ouled Ben Damou, Maghnia (Tlemcen). Cette halle possède un pont roulant, une toiture à deux versants et un bardage en maçonnerie.

Ce projet a été élaboré en plusieurs étapes. En premier lieu, les charges permanentes, les surcharges d'exploitation et les actions climatiques ont été évaluées. Ensuite l'étude du pont roulant selon le règlement « CTICM » a été réalisée suivi de l'étude dynamique qui a été effectuée en respectant le règlement parasismique Algérien « RPA99 v 2003 ». En se référant au règlement des constructions métalliques Algérien, le « CCM97 », les éléments secondaires et principaux ont été dimensionnés et les assemblages ont été calculés. L'étude de l'infrastructure a été élaborée selon le règlement « BAEL91 » et à la fin, la vérification des éléments contre le feu a été conduite suivant le « CTICM ». On note que le modèle numérique a été créé et élaboré en utilisant les logiciels « ROBOT » et « SAP2000 ». Enfin, le travail se termine par une conclusion générale qui résume les résultats de notre étude.

Mots clé : Charpente métallique, pont roulant, étude dynamique, assemblages

Abstract

This project consists to study and design an industrial steel structure hall located in Ouled Ben Damou, Maghnia (Tlemcen). This a industrial building has an overhead crane, a roof with two sides and a masonry cladding.

This project has been elaborated in several steps. Firstly, the evaluation of the dead loads, the live loads and the climatic actions have been evaluated. Then, the study of the overhead crane was carried out according to the "CTICM" code, followed by the dynamic study that was done according to Algerian seismic regulation "RPA99 v 2003". Referring to the Algerian steel code "CCM97", the secondary and principal elements were designed and the assemblies were studied. The study of the infrastructure was developed according to the "BAEL91" rules and at the end, the elements of the structure were checked against the fire risk according to the "CTICM". We note that the numerical model was created and developed using the "ROBOT" and the "SAP2000" software. Finally, a general conclusion summarizes the results of our study.

Keywords: Steel structure, overhead crane, dynamic study, assemblies

ملخص

قمنا من خلال مشروع نهاية الدراسة هذا بتصميم مبنى صناعي ذو هيكل معدني واقع بمنطقة اولاد بن دامو بمغنية (تلمسان). تحوي هذه القاعة جسر رافع متحرك، سقف مائل من الجهتين وجدران من الأجر. تمت دراسة هذا المشروع في عدة مراحل. أولاً، تم حساب الأحمال الدائمة والزائدة وكذا التأثيرات المناخية. أجريت بعد ذلك دراسة الجسر الرافع المتحرك وفقاً لقانون «CTICM» متبوعة بالدراسة الحركية وفقاً للوائح الزلزالية الجزائرية «RPA99 v 2003». وبالاعتماد على قانون الإنشاءات المعدنية الجزائرية «CCM97»، قمنا بتصميم العناصر الرئيسية والثانوية وكذا دراسة الوصلات. تمت بعد ذلك دراسة البنية التحتية للمبنى وفقاً لقانون «BAEL91» وفي النهاية، قمنا بفحص عناصر

الهيكل ضد الحريق والصدأ بإتباع لوائح «CTICM» وأخيراً ينتهي العمل بخلاصة عامة تلخص نتائج دراستنا.

الكلمات المفتاحية: هيكل معدني، جسر رافع متحرك، دراسة حركية، الوصلات.

Sommaire

<i>Dédicaces</i>	I
<i>Dédicaces</i>	II
<i>Remerciements</i>	III
<i>Résumé</i>	IV
<i>Abstract</i>	IV
<i>ملخص</i>	IV
INTRODUCTION GENERALE.....	1
Chapitre I : Présentation de l’Ouvrage	3
I.1 INTRODUCTION	3
I.2 PRESENTATION DE L’OUVRAGE	3
I.3 DONNEES GEOMETRIQUES DU PROJET	4
I.4 LOCALISATION ET DONNEES DU SITE	4
I.5 REGLEMENTS UTILISES	5
I.6 LOGICIELS UTILISES	5
I.7 MATERIAUX	6
I.7.1 L’acier de construction	6
I.7.2 Le béton	6
I.7.3 Les assemblages.....	6
I.7.3.1 Le boulonnage.....	6
I.7.3.2 Le soudage	6
I.8 CONCEPTION STRUCTURALE	7
I.8.1 Partie horizontale	7
I.8.1.1 Panne.....	7
I.8.1.2 Panneau sandwichs	7
I.8.1.3 Contreventement horizontal transversal suivant le versant (poutre au vent)	7
I.8.2 Partie verticale	8
I.8.2.1 Poteaux.....	8
I.8.2.2 Bardage	8
I.8.2.3 Potelet	8
I.8.2.4 Contreventement vertical (palée de stabilité)	8

Chapitre II: Evaluation des Charges.....	9
II.1 Introduction.....	9
II.2 Charges Permanentes	9
II.3 Surcharges d'exploitation de la toiture	9
II.4 Surcharges climatiques.....	10
II.4.1 Neige	10
II.4.2 Action du vent sur la construction.....	11
II.4.3 Surcharge du vent.....	11
II.4.3.1 Données relatives au site	12
II.4.3.2 Coefficient dynamique Cd.....	12
II.4.3.3 Pression dynamique qdyn	12
II.4.3.4. Coefficient de rugosité(C_r)	13
II.4.3.5 Coefficient de topographie(C_t).....	13
II.4.3.6 Intensité de turbulence (I_v)	14
II.4.3.7 Coefficient d'exposition (C_e)	14
II.4.3.8 Calcul de la Pression dynamique qdyn	15
II.4.4 Coefficient de pression extérieur Cpe	15
II.4.5 Calcul de la charge du vent	15
II.4.6 Calcul de la surcharge du vent (q_j)	18
II.4.7 Force de frottement du vent Ffr	25
II.5 Conclusion	26
Chapitre III : Etude du Pont Roulant	27
III.1 Introduction.....	27
III.2 La voie de roulement.....	28
III.3 La poutre de roulement	28
III.4 Caractéristiques du pont roulant	28
III.5 Types de ponts roulants.....	30
III.6 Description générale du calcul	31
III.7 Définitions des charges et coefficients	32
III.7.1 Charges verticales (RV).....	32
III.7.2 Charges horizontales longitudinales (RL).....	32

III.7.3 Coefficients	32
III.8 Calcul des réactions des galets d'un pont roulant.....	32
III.8.1 Charges statiques (réactions par galet)	32
III.8.2 Charges verticales (R_V).....	33
III.8.3 Charges horizontales longitudinales (R_L)	33
III.8.4 Charges horizontales transversales (R_H).....	33
III.9 Choix du rail.....	34
III.10 Dimensionnement de la poutre de roulement.....	35
III.10.1 Condition de flèche	35
III.10.2 Caractéristiques du profilé	36
III.10.3 Vérification de la classe du profilé fléchi	36
III.10.4 Résistance du profilé sous charges verticales	37
III.10.5 Résistance de la section à l'effort tranchant	38
III.10.6 Vérification sous charge horizontale	39
III.10.7 Résistance de l'âme au voilement par cisaillement	39
III.10.8 Vérification du résistance au déversement	39
III.10.9 Résistance de l'âme à la charge transversale	40
III.10.9.1 Résistance à l'écrasement	40
III.10.9.2 Résistance à l'enfoncement local.....	41
III.10.9.3 Résistance au voilement de l'âme.....	42
III.10.9.4 Flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme.....	43
III.11 Calcul du support du chemin de roulement	43
III.11.1 Charge verticale	43
III.11.2 Charge horizontale	44
III.11.3 Dimensionnement du support de chemin de roulement.....	44
III.11.4 Vérification de la classe de la section transversale en HEB360	45
III.11.5 Vérification du profilé au flambement de la semelle comprimée	46
III.11.6 Vérification à l'effort tranchant	46
III.11.7 Vérification de la flèche.....	47
III.12 Conclusion.....	47
Chapitre IV : Dimensionnement des Eléments Secondaires.....	48
IV.1 Introduction.....	48

IV.2 Calcul du chèneau	48
IV.3 Calcul des pannes de Couverture.....	49
IV.3.1 Espacement entre pannes.....	49
IV.3.2 Charges à prendre en considération.....	49
IV.3.3 Moment maximum pour une poutre continue sur 10 appuis simples	50
IV.3.4 Calcul de l'espacement.....	50
IV.3.5 Dimensionnement des pannes.....	51
IV.3.6 Calcul des efforts internes	51
IV.3.6.1 Condition de flèche (ELS)	54
IV.3.6.2 Classe du profilé IPE 180	55
IV.3.6.3 Vérification des contraintes	55
IV.3.6.4 Résistance de la panne au déversement	56
IV.3.6.5 Résistance au voilement par cisaillement	57
IV.3.6.6 Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme	58
IV.4 Calcul de l'échantignole	58
IV.5 Calcul des lisses de bardages.....	59
IV.5.1 Introduction.....	59
IV.5.2 Espacement des lisses	59
IV.5.3 Dimensionnement des lisses	60
IV.5.3.1 Efforts sollicitant la lisse.....	60
IV.5.3.2 Vérification de la condition de la flèche (ELS).....	60
IV.5.3.3 Condition de la résistance (ELU).....	61
IV.6 Calcul des potelets.....	61
IV.6.1 Calcul des charges et surcharges revenant au potelet le plus chargé	62
IV.6.2 Incidence de l'effort normal	62
IV.6.3 Classe du profilé fléchi	63
IV.6.4 Vérification des contraintes	63
IV.6.5 Résistance au flambement	64
IV.7 Conclusion.....	66
Chapitre V : Etude Sismique	67
V.1 Introduction	67
V.2 Principe de la méthode.....	67

V.3 Classification.....	67
V.4 Spectre de réponse de calcul	68
V.5 Analyse dynamique	69
V.6 Modélisation de la structure	69
V.7 Analyse modale	70
V.8 Vérification de la structure	71
V.8.1 Vérification de la période fondamentale de la structure	71
V.8.2 Vérification de la force sismique à la base	72
V.8.3 Vérification des déplacements	73
V.9 Conclusion	74
Chapitre VI Dimensionnement des Eléments Structuraux.....	75
VI.1 Introduction.....	75
VI.2 Justification des traverses.....	75
VI.2.1 Charge répartie sur la traverse	75
VI.2.2 Caractéristiques de la traverse	75
VI.2.3 Efforts sollicitants	75
VI.2.4 Classe de la section transversale de la traverse.....	76
VI.2.5 Vérification de la flèche.....	76
VI.2.6 Condition de résistance de la traverse (moment fléchissant + effort tranchant + effort normal)	76
VI.3 Justification des sablières.....	79
VI.3.1 Caractéristiques de la sablière	79
VI.3.2 Efforts sollicitants	79
VI.3.3 Classe de la section transversale de la sablière.....	79
VI.3.4 Vérification de la flèche.....	79
VI.3.5 Condition de résistance.....	80
VI.4 Justification des poteaux.....	81
VI.4.1 Efforts sollicitants.....	81
VI.4.2 Caractéristiques du profilé du poteau	82
VI.4.3 Classe de la section transversale du poteau	82
VI.4.4 Vérification du déplacement.....	82
VI.4.5 Condition de résistance du poteau (moment fléchissant + effort normal).....	82

VI.4.6 Vérification de la résistance à la flexion composée.....	83
VI.5. Justification des stabilités.....	85
VI.5.1 Les éléments comprimés.....	85
VI.5.1.1 Vérification au flambement.....	85
VI.5.1.2 Résistance plastique de la section brute	86
VI.5.1.3 Résistance ultime	86
VI.5.1.4 Résistance plastique de calcul de la section nette	87
VI.5.1.5 Vérification	87
VI.6 Justification des poutres au vent (contreventements).....	87
VI.6.1 Les éléments comprimés.....	87
VI.6.1.1 Vérification au flambement	87
VI.6.1.2 Résistance plastique de la section brute.....	88
VI.6.2.3 Résistance ultime	88
VI.6.2.4 Vérification	88
VI.7 Conclusion.....	89
Chapitre VII Calcul Des Assemblages.....	90
VII.1 Introduction.....	90
VII.2 Liaison Poteau- Traverse (HEA500-IPE600).....	90
VII.2.1 Efforts Sollicitant.....	91
VII.2.2 Soudure de la platine.....	91
VII.2.3 Disposition constructives	92
VII.2.4 Calcul des boulons sollicités en traction	92
VII.2.5 Calcul des boulons sollicités au cisaillement	93
VII.2.6 Vérification de la pression diamétrale.....	93
VII.3 Liaison Traverse-Traverse (IPE 600-IPE600).....	93
VII.3.1 Efforts sollicitants.....	94
VII.3.2 Soudure de la platine	95
VII.3.2.1 Cordon de soudure.....	95
VII.3.2.2 Soudure de la semelle tendue	95
VII.3.2.3 Soudure de l'âme.....	95
VII.3.3 Disposition constructives	95
VII.3.4 Calcul des boulons sollicités en traction	96

VII.3.5 Calcul des boulons sollicités au cisaillement	96
VII.3.6 Vérification de la pression diamétrale.....	96
VII.4 Assemblage Poteau – Sablière (HEA500– HEA100).....	97
VII.4.1 Efforts sollicitant	97
VII.4.2 caractéristiques de la cornière	98
VII.4.3 Disposition constructive	98
VII.4.4 Vérification au cisaillement.....	98
VII.4.5 Vérification de la pression diamétrale.	99
VII.4.6 Vérification a la traction.....	99
VII.4.7 Vérification au poinçonnement de la platine.....	99
VII.5 Assemblage des contreventements en croix d'André (2CAE 90×90×9).....	100
VII.5.1 Efforts sollicitant.....	100
VII.5.2 Caractéristiques du gousset	100
VII.5.3 Disposition constructive.....	100
VII.5.4 Vérification au cisaillement.....	101
VII.5.5 Vérification de la pression diamétrale	101
VII.6 Assemblage poteau – console de la poutre de roulement (HEA500–HEB360)	102
VII.6.1 Efforts sollicitant.....	102
VII.6.2 Soudure de la platine	103
VII.6.2.1 Cordon de soudure.....	103
VII.6.2.2 Vérification de la soudure de la semelle a la traction	103
VII.6.2.3 Vérification de la soudure de l'âme au cisaillement.....	103
VII.6.3 Disposition constructive	104
VII.6.4 Vérification à la traction	104
VII.6.5 Vérification au poinçonnement de la platine.....	104
VII.6.6 Vérification au cisaillement.....	105
VII.6.7 Vérification de la pression diamétrale	105
VII.6.8 Vérification de la combinaison traction cisaillement	105
VII.7 Assemblage en pieds de poteaux (encastree).....	106
VII.7.1 Efforts sollicitants.....	107
VII.7.2 Dimensionnement de la plaque d'assise.....	107
VII.7.2.1 Estimation de l'aire de la plaque d'assise	108
VII.7.2.2 Choix du type de la plaque d'assise	108

VII.7.2.3 Vérification de la résistance de calcul de la plaque d'assise	109
VII.7.2.4 Détermination de l'épaisseur de la plaque d'assise	110
VII.7.3 Vérification des boulons d'ancrage	110
VII.8 Conclusion.....	112
Chapitre VIII Calcul des Fondations.....	113
VIII.1 Introduction.....	113
VIII.2 Charge à prendre en considération.....	113
VIII.3 Dimensionnement de la semelle.....	114
VIII.3.1 Détermination de A et B.....	114
VIII.3.2 Détermination de d et h.....	114
VIII .3.1.1 Calcul du ferrailage.....	114
VIII.3.1.2 Détermination de la hauteur du patin 'e'	115
VIII.3.1.3 Calcul de l'espacement	115
VIII.3.1.4 Calcul de l'espacement des cadres	115
VIII.4 Calcul des longrines.....	116
VIII.4.1 Dimensionnement des longrines.....	116
VIII.4.2 Calcul du ferrailage	116
VIII.4.3 Vérification de condition de non fragilité	117
VIII.4.4 Calcul des armatures transversales	117
VIII.4.5 Calcul de l'espacement des cadres	118
VIII.5 Conclusion.....	118
Chapitre IX : Protection de la structure.....	119
IX.1 Introduction	119
IX.2 La Corrosion	119
IX.2.1 Les Revêtements	119
IX.2.2 Les Traitements.....	120
IX.3 Le Feu	120
IX.3.1 Protection par peinture intumescente.....	121
IX.3.2 Protection par produit projeté	121
IX.3.3 Vérification de la résistance des éléments secondaires et structuraux.....	122
IX.4 Conclusion	126
CONCLUSION GENERALE.....	127

Annexes	128
Annexe A.....	130
Annexe B.....	131
Annexe C.....	132
Annexe D.....	135
Annexe E.....	136
Annexe F.....	139

Liste des Figures

Chapitre I : Présentation de l’Ouvrage

Figure I.1 : Plan du rez-de-chaussée.....	3
Figure I.2 : Les dimensions de la structure.....	4
Figure I.3 : Localisation du site du projet.....	5

Chapitre II : Evaluation des Charges

Figure II.1 : Charge sur les pannes.....	9
Figure II.2 : Les sens du vent sur la structure.....	11
Figure II.3 : Colline d’un site topographique.....	14
Figure II.4 : Vent (V1) sur les parois (AB-CD)	16
Figure II.5 : Valeurs de C_{p_e} pour chaque versant.....	16
Figure II.6 : Vent (V2) sur les parois (BC).....	17
Figure II.7 : Valeurs de C_{p_e} pour chaque versant.....	17
Figure II.8 : Vent (V3) sur les parois (AD).....	18
Figure II.9 : Valeurs de C_{p_e} pour les deux versant.....	18
Figure II.10 : Pression du vent N°1 sur les parois (Pignon).....	19
Figure II.11 : Pression du vent N°1 sur la toiture (Pignon).....	20
Figure II.12 : Pression du vent N°2 sur les parois(Long-pan)	21
Figure II.13 : Pression du vent N°2 sur la toiture (Long-pan)	22
Figure II.14 : Pression du vent N°3 sur les parois(Long-pan)	23
Figure II.15 : Pression du vent N°3 sur la toiture (Long-pan)	24

Chapitre III : Etude du Pont Roulant

Figure III.1 : Schéma 3D du pont roulant.....	27
--	----

Figure III.2 : Schéma 2D du pont roulant.....	28
Figure III.3 : Coupe transversale.....	29
Figure III.4 : Coupe longitudinale.	29
Figure III.5 : Moment Max pour deux charges égales (Théorème de barre)	31
Figure III.6 : Caractéristiques géométriques du rail.....	35
Figure III.7: Crapaud pour rail A75.....	35
Figure III.8 : Valeur maximale de la flèche.....	36
Figure III.9 : Valeur des lignes d'influences.....	37
Figure III.10 : Valeur des moments fléchissants.....	38
Figure III.11 : Valeur des efforts tranchants.....	39
Figure III.12 : L'effort due a l'écrasement.....	41
Figure III.13 : Support du chemin de roulement.....	45
Figure III.14 : Schema statique du support de roulement.....	45
Figure III.15 : Verification de la flèche.....	48

Chapitre IV : Dimensionnement des Eléments Secondaires

Figure IV.1 : Le chéneau d'eau.....	49
Figure IV.2 : Moignon cylindrique.....	50
Figure IV.3 : Cas de l'effet du vent.....	50
Figure IV.4 : Cas de l'effet de neige.....	51
Figure IV.5 : Diagramme des moments fléchissant au niveau de la couverture.....	51
Figure IV.6 : Vue en 3D de l'échantignole	60

Chapitre V : Etude Sismique

Figure V.1 : Spectre de réponse.....	72
---	----

Chapitre VII : Calcul des Assemblages

Figure VII.1 : 3D d'assemblage poteau-traverse (HEA 500–IPE 600)	91
---	----

Figure VII. 2 : Détail d'assemblage poteau-traverse (HEA 500–IPE 600)	92
Figure VII.3 : 3D d'assemblage traverse-traverse (IPE600– IPE600)	95
Figure VII.4 : Détail d'assemblage traverse-traverse (IPE600 – IPE600)	95
Figure VII.5 : Assemblage poteau-sablière (HEA500–HEA100)	98
Figure VII.6 : Assemblage contreventement en X.....	101
Figure VII.7 : Assemblage poteau-console de la poutre de roulement.....	103
Figure VII.8 : 3D de la jonction poteau-fondation.....	107
Figure VII.9 : Détail de jonction poteau-fondation.....	108
Figure VII.10 : Dimensions de la plaque d'assise.....	108

Chapitre VIII : Calcul des Fondations

Figure VIII.1 : Ferrailage des semelles isolées.....	116
Figure VIII.2 : Ferrailage des longrines.....	118

Chapitre IX : Protection de la Structure

Figure IX.1 : Exemple d'une structure corrodée.....	119
Figure IX.2 : Un type de revêtement d'une peinture anti corrosion.....	120
Figure IX.3 : Protection par système intumescent.....	121
Figure IX.4 : Protection du profilé par plaque en plâtre.....	122
Figure IX.5 : Facteurs de réduction pour la relation contrainte-déformation de l'acier à des températures élevées.....	123
Figure IX.6 : Exemple d'une analyse d'un poteau.....	124

Liste des tableaux

Chapitre II : Evaluation des Charges

Tableau II.1 : Définition des catégories de terrain (RNV99 V2013)	12
Tableau II.2 : Paramètres relatifs à la détermination de $C_t(Z)$	13
Tableau II.3 : Pression du vent N°1 sur les parois verticales.....	19
Tableau II.4 : Pression du vent N°1 sur la toiture.....	20
Tableau II.5 : Pression du vent N°2 sur les parois verticales.....	21
Tableau II.6 : Pression du vent N°2 sur la toiture.....	22
Tableau II.7 : Pression du vent N°3 sur les parois verticales.....	23
Tableau II.8 : Pression du vent N°3 sur la toiture.....	24
Tableau II.9 : Force de frottement du vent V1.....	25
Tableau II.10 : Force de frottement du vent V2, V3.....	26

Chapitre III : Etude du Pont Roulant

Tableau III.1 : Caractéristiques du pont roulant.....	29
Tableau III.2 : Charges statiques des ponts roulants (R).....	30
Tableau III.3 : Liste des coefficients de majoration.....	31
Tableau III.4 : Groupe du pont roulant.....	32
Tableau III.5 : Charges statiques des ponts roulants (R).....	33
Tableau III.6 : Charges verticales (R_V).....	33
Tableau III.7 : Charges horizontales longitudinales (R_L).....	33
Tableau III.8 : Charges horizontales transversales (R_{H1}).....	33
Tableau III.9 : Charges horizontales transversales (R_{H2}).....	34
Tableau III.10 : Caractéristiques du rail A55.....	34
Tableau III.11 : Caractéristiques du profilé HEA450.....	36
Tableau III.12 : Les caractéristiques du profilé HEB360.....	45

Chapitre IV : Dimensionnement des Eléments Secondaires

Tableau IV.1 : Caractéristiques du profilé IPE 180.....	54
Tableau IV.2 : Caractéristiques du profilé UPN 180.....	60
Tableau IV. 3 : Caractéristiques du profilé HEA 240.....	62

Chapitre V : Etude Sismique

Tableau V.1 : Valeurs des pénalités P_q	68
Tableau V.2 : Eléments métalliques constituant la structure.....	69
Tableau V.3 : Direction de l'excitation.....	72
Tableau V.4 : Modes propres (Résultat obtenue à partir ROBOT)	72
Tableau V.5 : Résultante des forces sismiques à la base.....	73
Tableau V.6 : Déplacement max en situation durable.....	73
Tableau V.7 : Déplacement max en situation accidentale.....	74

Chapitre VI : Dimensionnement des Eléments Structuraux

Tableau VI.1 : Caractéristiques du profilé IPE600.....	75
Tableau VI.2 : Caractéristiques du profilé HEA 100.....	79
Tableau VI.3 : Caractéristiques du profilé HEA 500.....	82
Tableau VI.4 : Elément de la structure.....	89

Liste des notations

Majuscules latines

A : Section brute d'une pièce.

A_{net} : Section nette d'une pièce.

A_w : Section de l'âme.

A_v : Aire de cisaillement.

C_t : Coefficient de topographie.

C_r : Coefficient de rugosité.

C_{pe} : Coefficient de pression extérieur

C_{pi} : Coefficient de pression intérieur

C_e : Coefficient d'exposition.

C_d : Coefficient dynamique.

E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier ($E=2.1 \cdot 10^5 \text{MPa}$).

F : Force en générale.

G : Module d'élasticité transversale de l'acier ($G=81000 \text{MPa}$).

G : Charge permanente.

I : Moment d'inertie.

I_v : Intensité de turbulence.

k_t : Facteur de terrain.

$K_{y,\theta}$: Facteur de réduction d'une propriété de l'acier (contrainte ou d'une déformation) à une température élevée θ_a

L : Longueur d'une pièce (Poutre, Poteau).

M : Moment de flexion.

M_{sd} : Moment fléchissant sollicitant.

M_{Rd} : Moment résistant dans la plaque d'assise.

M_{Pl} : Moment plastique.

$M_{b,Rd}$: Moment de la résistance au déversement.

$N_{Pl,Rd}$: Effort normal de la résistance plastique de la section transversale brute.

$N_{b,Rd}$: Effort normal d'un élément comprimé au flambement.

N_{Sd} : Effort normal sollicitant.

$N_{t,Sd}$: Effort normale de traction.

$N_{C,Sd}$: Effort normal de compression.

$N_{C,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression.

Q : Charge d'exploitation.

P : poids de la structure.

R : Coefficient de comportement de la structure.

S : La charge de la neige.

S_k : La charge de neige sur sol

V_{Sd} : Valeur de calcul de l'effort tranchant.

$V_{réf}$: Vitesse de référence du vent.

W_{Pl} : Module de résistance plastique.

W : Pression aérodynamique.

W : Poids de la structure.

Z : Hauteur au-dessus du sol.

Z_0 : Paramètre de rugosité.

Z_{eq} : Hauteur équivalente.

Minuscules latines

f : La flèche.

f_y : Limite d'élasticité.

h : Hauteur d'une pièce.

l_f : Longueur de flambement.

$q_{réf}$: Pression dynamique moyenne de référence.

q_p : Pression dynamique de pointe.

$q_{fi,Ed}$: La charge linéique.

$q_{fi,Rd}$: Résistance de calcul en situation d'incendie

t : Épaisseur d'une pièce.

t_f : Épaisseur d'une semelle de poutre.

t_w : Épaisseur de l'âme de poutre.

Minuscules grecques

χ : Coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié.

β_w : Facteur de corrélation.

γ_M : Coefficient de sécurité.

λ : Élancement.

λ_{LT} : Élancement de déversement.

α : Facteur d'imperfection.

$\varnothing_{LT}$: Rotation de déversement.

τ : Contrainte limite de cisaillement en élasticité.

ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier.

σ_a : Contrainte des armatures dans les fondations.

σ_b : Contrainte du béton.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

η : Facteur de correction d'amortissement.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.

μ : coefficient de forme de la charge de neige.

φ_1 : facteur pour la valeur fréquente de l'action variable dominante.

θ : Coefficient de température [°C].

$\bar{\lambda}_\theta$: Elancement réduit au feu.

$\chi_{fi,d}$: Propriété de calcul d'un matériau en situation d'incendie.

INTRODUCTION GENERALE

Dans le cadre de notre formation de master en Génie Civil à l'Université AbouBekr Belkaid de Tlemcen, nous sommes amenés, à l'issu de notre cursus, à réaliser un projet de fin d'études « PFE ». Le but de ce projet est d'être confronté à une situation professionnelle d'ordre scientifique et technique. Il regroupe donc l'ensemble des qualités que doit posséder un futur ingénieur dans son futur travail quotidien.

Dans notre cas, il s'agit d'étudier un hall métallique d'une usine destinée à la production de composantes et de produits finis et semi-finis en acier inoxydable (inox) avec pont roulant. Ce projet est conçu et initié par le propriétaire Mr Arfa Youssouf dans la commune de Maghnia, wilaya de Tlemcen.

Actuellement en Algérie, les ossatures métalliques sont devenues de plus en plus courantes dans le domaine industriel. Elles se distinguent par certains avantages tels que la légèreté, le montage rapide sur chantier, les transformations ultérieures plus faciles et surtout un faible encombrement, c'est pourquoi ce hall a été conçu en charpente métallique. Cependant ce matériau présente aussi quelques inconvénients qui se résument principalement à la corrosion et à sa faible résistance au feu, donc une protection de toutes les structures en acier est indispensable.

Dans ce PFE, nous allons appliquer et compléter les connaissances et les informations acquises le long de notre formation, en utilisant les règles de construction actuellement en vigueur en Algérie, ainsi que des moyens de calcul adéquats.

Ce travail est composé de neuf chapitres, dont les contenus sont brièvement décrits ci-dessous :

- Le premier chapitre contient une généralité sur les halls métalliques et présente la localisation et les données géométriques de l'ouvrage. En plus, il donne un aperçu sur les règlements de calcul et de dimensionnement et aussi les matériaux de construction utilisés
- Dans le deuxième chapitre, on présente les principes et la procédure pour la détermination des différentes charges (permanentes, d'exploitation et climatiques) selon les documents techniques réglementaires
- Le troisième chapitre consiste à dimensionner le pont roulant ainsi que ces caractéristiques
- Le quatrième chapitre est dédié au dimensionnement des éléments secondaires
- Le cinquième chapitre représente une étude sismique effectuée à l'aide d'un logiciel ROBOT qui nous a permis d'analyser notre structure
- Le sixième chapitre concerne l'étude des éléments structuraux (poteaux, traverses, sablières, palée de stabilités, et contreventements)
- Pour le septième chapitre, et afin d'assurer la continuité des sollicitations dans la structure à dimensionner, l'étude des assemblages (les éléments structuraux ; poteau-poutre ; poutre- solive ; pied de poteau ...) a été présentée
- Dans le huitième chapitre, les fondations de la structure ont été étudiées

- Le neuvième chapitre vise à la protection de la structure contre la corrosion et le feu, où nous avons pris en considération ces phénomènes selon le règlement « CTICM »

Enfin comme tout travail, ce mémoire s'achève par une conclusion générale qui synthétise tout ce qui a été fait et une série d'annexes viendront apporter plus de détails et d'explication aux chapitres.

Chapitre I : Présentation de l'Ouvrage

I.1 INTRODUCTION

Ce projet de fin d'études consiste à étudier et dimensionner une usine en charpente métallique. Elle se compose de deux blocs qui servent à fabriquer des produits finis et semi-finis en acier inoxydable. Cette usine sera construite au niveau de la zone industriel de **Ouled Ben Damou** à **Maghnia** de la wilaya de **Tlemcen**.

I.2 PRESENTATION DE L'OUVRAGE

L'ouvrage à étudier se compose de deux blocs :

- Hall 1 : il se compose d'une administration, accueil de matières premières, classifications et contrôles de qualité et découpe laser
- Hall 2 : il se compose d'un atelier de poinçonnage et atelier de pliage

Il est à noter que le hall 2 comporte un pont roulant qui sert à relier les deux halls entre eux pour faciliter le déplacement de matière tout au long de chemin de fabrication.

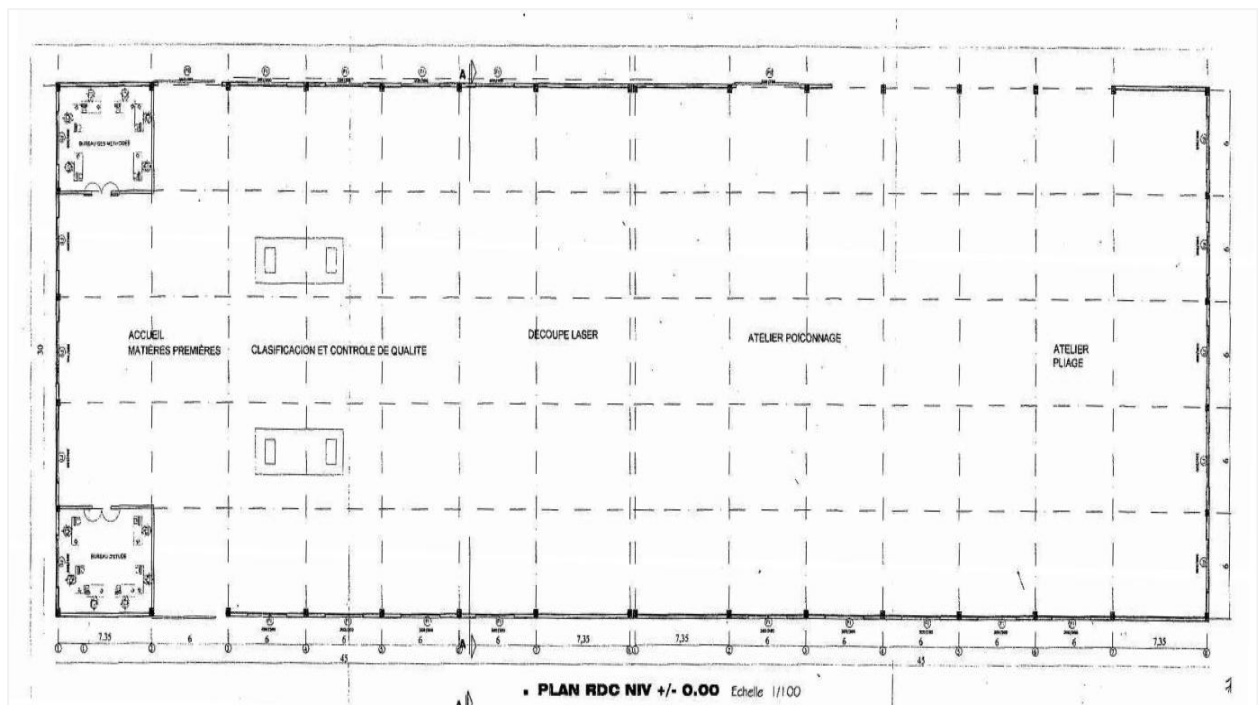


Figure I.1 : Plan du rez-de-chaussée

I.3 DONNEES GEOMETRIQUES DU PROJET

Les données géométriques de l'ouvrage a étudié sont :

- Hauteur totale : $H_t = 14$ m
- Hauteur de la paroi verticale : $H_v = 12$ m
- Hauteur du pont roulant : $H_p = 8$ m
- Longueur du pignon : $L_1 = 30$ m
- Longueur du long pan : $L_2 = 90$ m
- La pente du versant : $7,6^\circ$
- Nombre de portiques $N = 16$ portiques
- Les données des ouvertures sont :
 - Nombre de portes $N_p = 2 \times (7,9 \text{ m} \times 6 \text{ m})$
 - Nombre de fenêtres $N_f = 20 \times (1 \text{ m} \times 0,9 \text{ m})$
 - Ouverture latérales $N_L = (22 \text{ m} \times 7,9 \text{ m})$

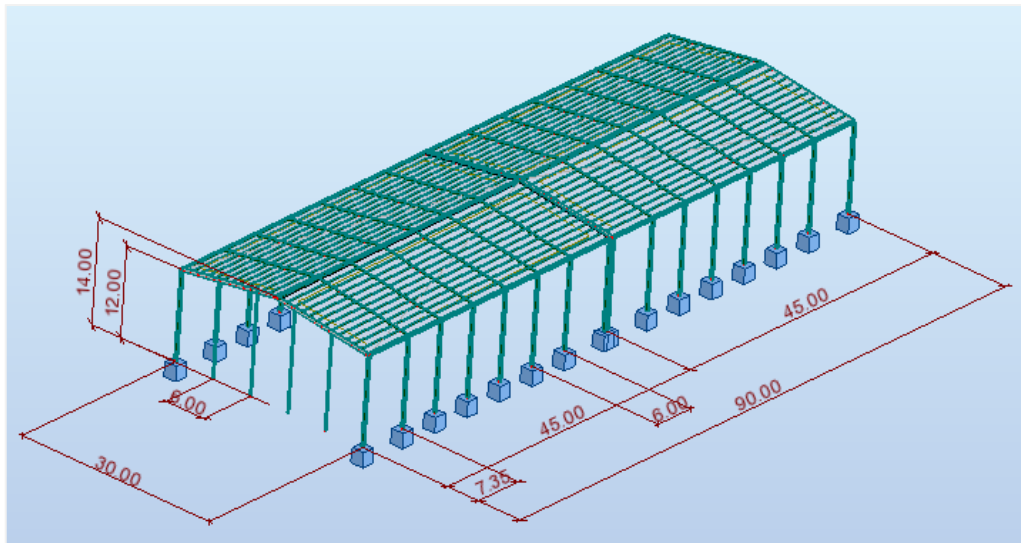


Figure I.2 : Les dimensions de la structure

I.4 LOCALISATION ET DONNEES DU SITE

Notre structure est localisée au niveau de la Daïra de Maghnia, Wilaya Tlemcen (zone industrielle Ouled Ben Damou). Elle a les caractéristiques suivantes :

- L'altitude : 495 m
- La zone de neige : Zone A
- La zone du vent : Zone II
- La zone sismique : Zone I, Groupe d'usage 3
- Contrainte admissible du sol : $\sigma_{sol} = 1,8$ bar (Annexe E)

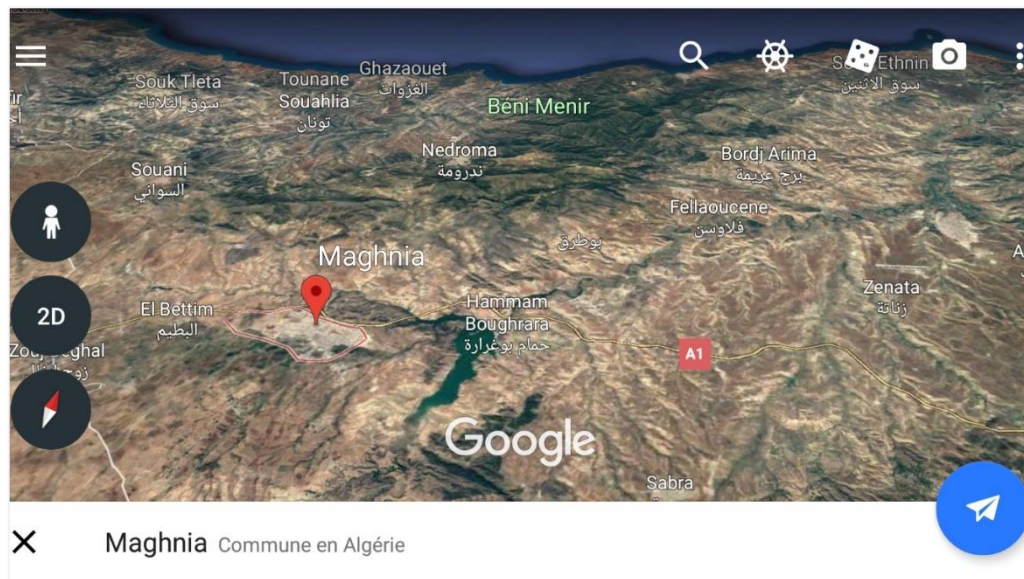


Figure I.3 : Localisation du site du projet

I.5 REGLEMENTS UTILISES

Le dimensionnement a été effectué en respectant les règlements suivants :

- **CCM97** « Règles de calcul des constructions en acier »
- **EUROCODE 3** « Calcul des structures en acier »
- **DTR-C2.2** « Document technique règlement charges permanentes et charges d'exploitations »
- **RPA99-Version 2003** « Règles parasismiques algériennes RPA99 version 2003 »
- **RNV99-V2013** « Règles définissant les effets de la neige et du vent »
- **BAEL91** « Béton armé aux états limites »
- **CTICM** « Recommandations pour le calcul et l'exécution des chemins de roulement de ponts roulants »

I.6 LOGICIELS UTILISES

L'étude a été effectuée en utilisant les logiciels suivants :

- Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016
- SAP 2000 v14.2.4

I.7 MATERIAUX

Pour la réalisation de notre ouvrage, les matériaux suivants ont été utilisés :

I.7.1 L'acier de construction

Dans ce projet l'acier utilisé est de nuance Fe360 dont :

- La limite élastique : $f_y = 235 \text{ MPa}$
- La résistance à la traction : $f_u = 360 \text{ MPa}$
- La masse volumique : $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$
- Le module de Young: $E = 210000 \text{ MPa}$
- Le module d'élasticité transversal : $G = 81000 \text{ MPa}$

I.7.2 Le béton

Les caractéristiques du béton utilisé dans notre projet sont :

- La résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- La résistance caractéristique à la traction : $f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$
- Le poids volumique : $\rho = 2500 \text{ Kg/ m}^3$

I.7.3 Les assemblages

Rappelons que les moyens d'assemblages sont trois modes ; mécanique (boulons, rivets, clous...), soudure, et chimique. Actuellement, les moyens d'assemblage les plus utilisés dans la plupart des pays industrialisés sont les boulons et la soudure. Les colles (moyen d'assemblage chimique) sont généralement utilisées pour les petites structures (vitrines, panneau publicitaire...).

I.7.3.1 Le boulonnage

Le boulonnage est un moyen d'assemblage mécanique démontable qui sert à créer une liaison de continuité entre les éléments. Il est souvent le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site. Pour notre cas, on utilise :

- Les boulons de haute résistance (HR) pour les assemblages rigides (ex : poteau-traverse)
- Les boulons ordinaires pour les assemblages articulés (ex : contreventement)

I.7.3.2 Le soudage

Le soudage est une liaison mécanique qui consiste à créer une continuité de la matière entre deux pièces différentes. La continuité est obtenue par la création d'un cordon de soudure provenant de la fusion d'une partie des pièces à assembler et d'un métal d'apport.

I.8 CONCEPTION STRUCTURALE

La conception de notre structure est composée en deux parties verticale et horizontale. Pour les éléments porteurs on a choisi des différents types de sections transversales sont :

- Poteaux : HEA comme élément porteur
- Poutres et pannes : IPE pour les éléments secondaires et porteurs
- Panneaux sandwichs : Toiture (TL75) et Bardage (LL35)

I.8.1 Partie horizontale

La toiture constitue la partie supérieure d'une structure. La fonction de la toiture est double ; d'une part, elle doit assurer la répartition des charges d'autre part, elle assure le rôle de fermeture (fonction de protection). Elle est habituellement conçue pour agir également comme un diaphragme, ce qui permet de réduire la perméabilité à l'air et à l'humidité.

La composition d'une toiture dépend de sa conception structurale, ainsi que de ses fonctions. Dans notre projet, la toiture est inclinée et elle est constituée de plusieurs éléments : les pannes, les panneaux sandwich contreventement horizontal (poutre au vent).

I.8.1.1 Panne

Les pannes transmettent les efforts entre le revêtement de couverture et les éléments structuraux principaux, c'est à dire les traverses. En outre, elles peuvent agir comme éléments comprimés et fléchis en tant que partie du système de contreventement et participent à la stabilisation vis-à-vis du déversement de la traverse.

I.8.1.2 Panneau sandwichs

Le panneau sandwich est un produit composite, fabriqué industriellement en continu, comportant un parement extérieur métallique, une âme isolante et un parement intérieur métallique solidarisés par adhérence à l'âme isolante. Ces composantes travaillent ensemble et ne constituent ainsi qu'un seul élément autoportant présentant différents niveaux de résistance mécanique de réaction et de résistance au feu. Il doit respecter les conditions suivantes :

- Une isolation thermique et acoustique, d'étanchéité à l'air, à l'eau et à la vapeur d'eau et d'esthétique architecturale. Le noyau de mousse est isolé par les deux peaux de manière durable et étanche à la vapeur contre la dégradation et l'infiltration de l'humidité.
- Les tôles galvanisées ou pré laquées sont obtenues à base de tôles laminées à froid et revêtues d'une couche de galvanisation.

Pour cet ouvrage, nous avons utilisé des panneaux sandwichs du type TL75 pour les toitures.

I.8.1.3 Contreventement horizontal transversal suivant le versant (poutre au vent)

On prévoit généralement des poutres de contreventement aux deux extrémités du bâtiment et au moins une dans les blocs intermédiaires éventuellement séparés par des joints de dilatation.

I.8.2 Partie verticale

Elle se compose de poteaux, de bardage, des lisses de bardage, des potelets et des contreventements vertical (la palée de stabilité).

I.8.2.1 Poteaux

Les poteaux sont encastrés au sol. Ils sont des éléments verticaux, destinés à supporter les charges et surcharges et les transmettre au sol de fondation.

I.8.2.2 Bardage

Ce sont les revêtements des pignons et des long-pans. Dans notre structure, on prévoit d'utiliser un bardage de type LL35 maintenue en place à l'aide des lisses, assurant la transmission de la pression du vent à la structure porteuse et la protection contre les agents extérieurs (eau, température, lumière).

I.8.2.3 Potelet

Ce sont des éléments verticaux conçus spécialement pour rigidifier le bardage. Il servent aussi pour attacher les lisses de bardages. Ils sont vérifiés à la flexion composée.

I.8.2.4 Contreventement vertical (palée de stabilité)

Les actions du vent perpendiculaire au pignon sont absorbées par la partie ou l'élément perpendiculaire au vent qui les transmet à ses appuis (appuis de la partie au vent) qui sont les pannes sablières. Pour résister, la sablière doit avoir un appui qui doit être relié au sol. C'est la stabilité verticale.

Chapitre II : Evaluation des Charges

II.1 Introduction

Ce présent chapitre fournit les principes généraux et procédures pour la détermination des différentes charges agissantes sur notre structure. Ces charges sont définies par la charge permanente (structure porteuse et éléments non porteurs) et aux surcharges d'exploitation (équipements, foules de personne...). En plus, chaque ouvrage est sollicité par les surcharges climatiques (neige, vent et température) et aux actions accidentelles (séisme, chocs...). Ces dernières ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination de ces différentes actions.

II.2 Charges Permanentes

Les charges permanentes notées « **G** » sont des charges qui ne varient pas dans le temps. Il s'agit du poids propre de la structure elle-même, ainsi l'équipement de l'ouvrage tel que (la couverture, les revêtements, le rail du pont roulant...). Elles sont données dans les documents techniques réglementaires ou sont fournis par le fournisseur.

Ici, et selon les documents délivrés par le fournisseur de la couverture, la charge permanente du panneau sandwich TL75 est $G = 14,2$ [daN/m²]

La charge du rail du pont roulant $G = 56,2$ [daN/m²]

II.3 Surcharges d'exploitation de la toiture

Les surcharges d'exploitation sont déterminées suivant le document technique réglementaire charges et surcharges d'exploitations (D.T.R-B.C-2.2).

Pour la toiture sans accès autre que le nettoyage et l'entretien nécessaire, les charges d'entretien sont conventionnellement assimilées à deux charges concentrées de 1kN appliquées au 1/3 et aux 2/3 des portées.

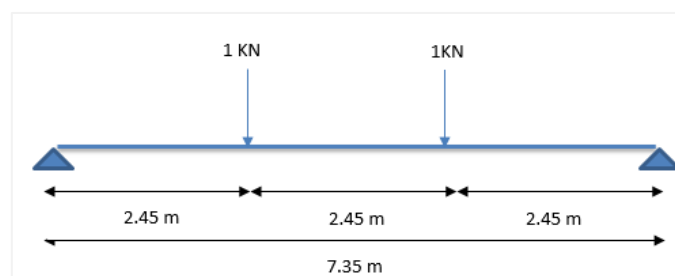


Figure II.1 : Charge sur les pannes

II.4 Surcharges climatiques

II.4.1 Neige

Le calcul des charges de neige se fait conformément à la réglementation « **Règlement Neige et Vent** » (RNV99 v2013). La charge caractéristique de la neige par unité de surface est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

S : Charge caractéristique de la neige par unité de surface

μ : Coefficient d'ajustement des charges

s_k : Charge de neige sur le sol

II.4.1.1 Valeur caractéristique de la neige s_k

La structure se trouve dans la wilaya de Tlemcen (Ouled Ben Damou), classée en **zone A** dont l'altitude est de **495 m**.

Zone A

$$s_k = \frac{0,07H+15}{100} = \frac{0,07 \times 495 + 15}{100}$$

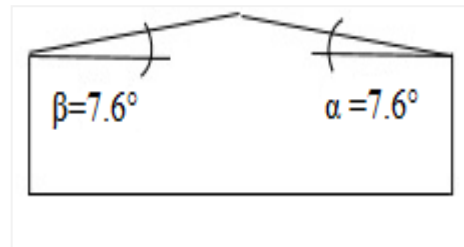
$$S_k = 49,7 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Notre cas : } \alpha = \beta = \tan^{-1}\left(\frac{2}{15}\right) = 7,6^\circ$$

$$\mu_1 = \mu_2 = 0,8$$

$$S = 0,8 \times 49,7$$

$$S = 39,8 \text{ daN/m}^2$$



II.4.2 Action du vent sur la construction

Selon le site de notre projet on le classifie par la situation géographique et les zones du vent

- Ouled Ben Damou (Maghnia)
- Zone II $\longrightarrow v_{ref}(m/s) = 27 \text{ m/s}$
 $q_{ref} = 0,435 \text{ kN/m}^2$

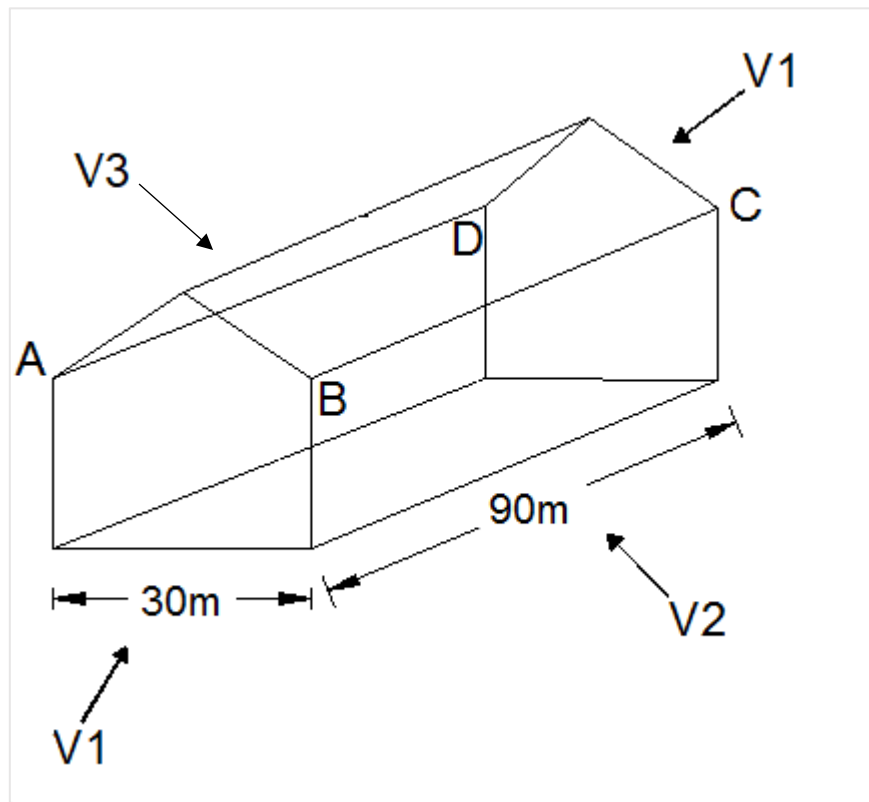


Figure II.2 : Les sens du vent sur la structure

- V1 : vent perpendiculaire à la façade(AB) et (DC)
- V2 : vent perpendiculaire à la façade(BC)
- V3 : vent perpendiculaire à la façade(DA)

II.4.3 Surcharge du vent

Les effets du vent sont étudiés conformément à la réglementation « **Règlement neige et vent** » (RNV, 2013). L'effet du vent par unité de surface est donné par la formule suivante :

$$q_i = q_{dyn} \cdot C_d \cdot [C_{pe} - C_{pi}] \text{ [daN/m}^2\text{]}$$

Avec :

- q_{dyn} : Pression dynamique du vent
- C_d : Coefficient dynamique
- C_{pe} : Coefficient de pression extérieur
- C_{pi} : Coefficient de pression intérieur

II.4.3.1 Données relatives au site

Le site du projet se trouve dans la daïra de MAGHNIA, wilaya de TLEMCEM (Annexe A).

Tableau II. 1 : Définition des catégories de terrain (RNV99 V2013)

	K_T	$Z_0(m)$	$Z_{min} (m)$	ε
Catégorie III	0,215	0,3	5	0,61

II.4.3.2 Coefficient dynamique (C_d)

Le coefficient dynamique C_d dépend de la hauteur de la structure, ainsi que du type de la structure. La structure du bâtiment étant une structure métallique, dont la hauteur est inférieure à 15m.

On prend :

$$C_d = 1$$

II.4.3.3 Pression dynamique q_{dyn}

$$q_{dyn} (Z_j) = q_{ref} \times C_e(z_e) \text{ [daN/m}^2\text{]}$$

Avec :

- q_{ref} : La pression dynamique de référence pour les constructions permanentes, donnée en fonction de la zone du vent
- C_e : Coefficient d'exposition au vent, en fonction du coefficient de rugosité (C_r), et du coefficient de topographie (C_t)
- Z_e : hauteur de référence :
 - $Z_e = 14$ m pour la toiture
 - $Z_e = 12$ m pour Paroi verticale

II.4.3.4. Coefficient de rugosité (C_r)

Le coefficient de rugosité traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent.

$$C_r(z) = \begin{cases} K_t \cdot \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right) & \text{pour } Z \leq Z_{\min} \\ K_t \cdot \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) & \text{pour } Z_{\min} \leq Z \leq 200\text{m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} C_r(14) = 0,215 \times \ln\left(\frac{14}{0,3}\right) = 0,826 \\ C_r(12) = 0,215 \times \ln\left(\frac{12}{0,3}\right) = 0,793 \end{cases}$$

II.4.3.5 Coefficient de topographie (C_t)

$C_t(z)$ est déterminé d'après le « RNV99 version 2013 » comme suit :

$$\begin{cases} C_t(z) = 1 \text{ pour } \phi < 0,05 \\ C_t(z) = 1 + s_{\max} \times \left(1 - \frac{|X|}{k_{\text{red}} \times L}\right) \times e^{-\alpha\left(\frac{z}{L}\right)} \text{ pour } \phi \geq 0,05 \end{cases}$$

Où :

- ϕ est la pente du versant au vent pour $\phi = \frac{H}{L_u}$
- H (m) est la hauteur du versant
- L (m) est une longueur caractérisant le versant au vent et prenant la valeur

$$L = \max(0,5 L_u ; 2H)$$

- x (m) est la distance horizontale entre le lieu considéré et la crête de l'obstacle
- z (m) est la distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au lieu considéré
- Pour $\phi \geq 0,05$

$$C_t(z) = 1 + S_{\max} \times \left(1 - \frac{|X|}{k_{\text{red}} \times L}\right) \times e^{-\alpha\left(\frac{z}{L}\right)}$$

Tableau II.2 : Paramètres relatifs à la détermination de $C_t(Z)$

Forme de l'obstacle	$S_{\max}$	α	K_{red}	
			$X < 0$	$X > 0$
Collines	$2,2 \times H/L$	3	1,5	1,5
Falaise et escarpements	$1,3 \times H/L$	2,5	1,5	4

$$C_t(z) = 1 + \left(2,2 \cdot \frac{20}{100} \times \left(1 - \frac{60}{k_{red} \times L}\right) \times e^{-3\left(\frac{30}{100}\right)}\right)$$

$$C_t(z) = 1,04$$

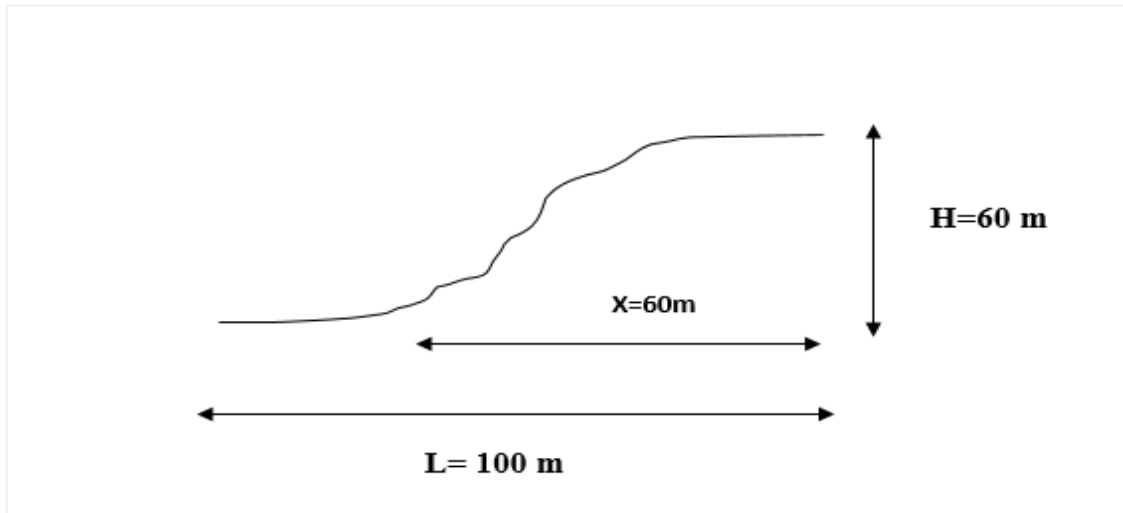


Figure II.3 : colline d'un site topographique

II.4.3.6 Intensité de turbulence (I_v)

$$I_v(Z) = \begin{cases} I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} & \text{pour } Z > Z_{\min} \\ I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right)} & \text{pour } Z \leq Z_{\min} \end{cases}$$

$$\begin{cases} I_v = \frac{1}{1,04 \times \ln\left(\frac{14}{0,3}\right)} & I_v = 0,25 \\ I_v = \frac{1}{1,04 \times \ln\left(\frac{12}{0,3}\right)} & I_v = 0,26 \end{cases}$$

II.4.3.7 Coefficient d'exposition (C_e)

La structure est considérée comme peu sensible aux excitations dynamiques dans les deux directions du vent.

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

Le coefficient d'exposition sera donc :

$$\begin{cases} C_e(14) = (1,04)^2 \times (0,826)^2 \times [1 + 7 \cdot (0,25)]; & C_e = 2,029 \\ C_e(12) = (1,04)^2 \times (0,793)^2 \times [1 + 7 \cdot (0,26)]; & C_e = 1,87 \end{cases}$$

II.4.3.8 Calcul de la Pression dynamique (q_{dyn})

Après avoir défini tous les coefficients qui permettent de prendre en compte les différents effets provoqués par le vent, on peut calculer la pression dynamique comme suit :

$$q_{dyn}(14 \text{ m}) = 43,5 \times 2,029 = 88,26 \text{ daN /m}^2$$

$$q_{dyn}(12 \text{ m}) = 43,5 \times 1,870 = 81,35 \text{ daN /m}^2$$

II.4.4 Coefficient de pression extérieur (C_{pe})

Le coefficient de pression extérieur C_{pe} dépend de la forme géométrique de la base de la structure, et de la dimension de la surface chargée.

Avec : b : la dimension perpendiculaire à la direction du vent

d : la dimension parallèle à la direction du vent

- Le coefficient de la pression extérieure C_{pe}

$$C_{pe} = C_{pe,10} \rightarrow \text{puisque } S > 10\text{m}^2$$

Avec :

S : désigne la surface chargée de la paroi considérée.

II.4.5 Calcul de la charge du vent

- Vent 1
 - Pour les parois verticales
 - Pignon 1 et 2 :

$$e = \min [b; 2h] = \min [30; 2 \times 12]$$

$$e = 24 \text{ m} \quad \text{avec } d = 90 \text{ m}$$

$$d > e \quad \longleftrightarrow \quad 90 \text{ m} > 24 \text{ m}$$

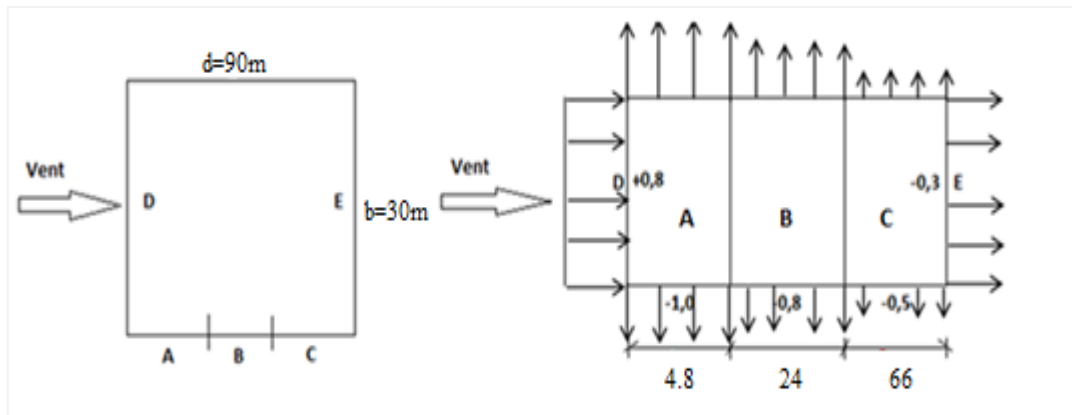


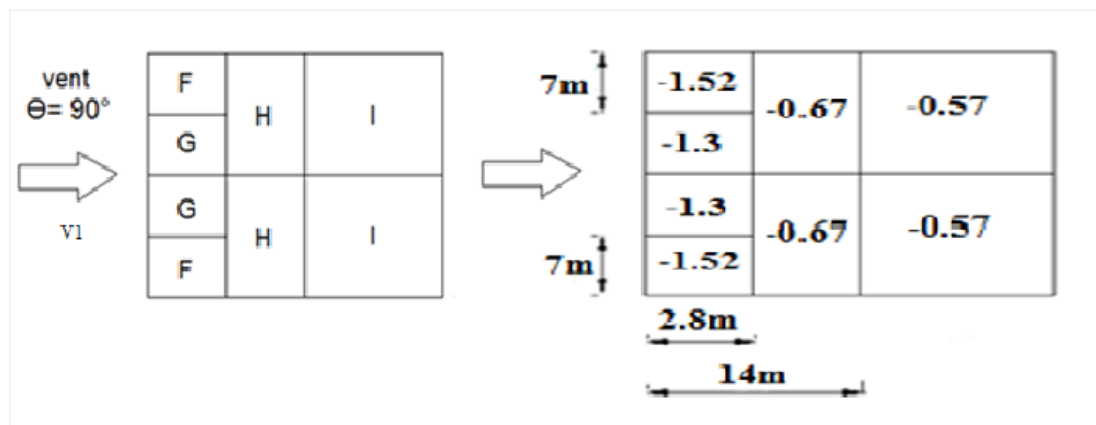
Figure II.4 : Vent (V1) sur les parois AB-CD

– **Pour La toiture**

– **Pignon :**

$$e = \min [b; 2h] = \min [30; 2 \times 14]$$

$$e = 28m$$

Figure II.5 : Valeurs de C_{pe} pour chaque versant

• **Vent 2**

– **Pour les parois verticales**

– **Long-pan :**

$$e = \min [b; 2h] = \min [90; 2 \times 12]$$

$$e = 24m \quad \text{avec } d = 30m$$

$$d > e \quad \longleftrightarrow \quad 30m > 24m$$

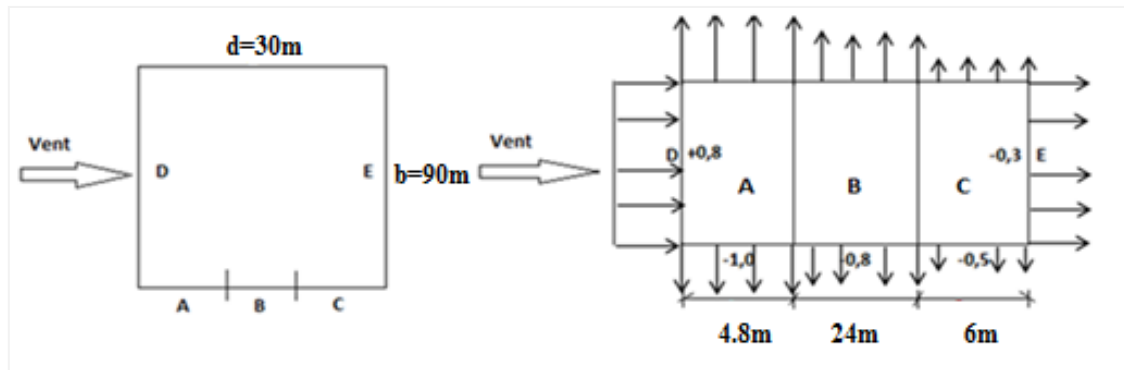
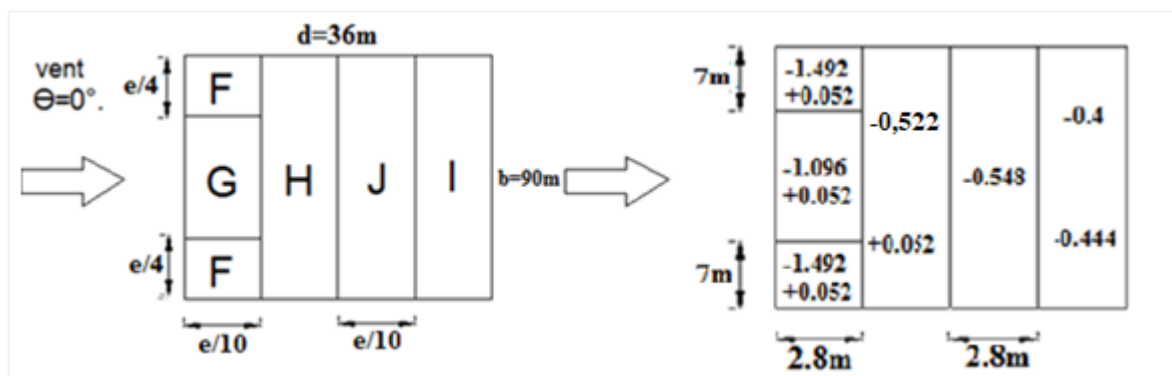


Figure II.6 : Vent (V2) sur les parois (BC)

– Pour La toiture a deux versant

$$e = \min [b ; 2h] = \min [90 ; 2 \times 14] \longrightarrow e = 28\text{m}$$

Figure II.7 : Valeurs de C_{p_e} pour chaque versant

• Vent 3

– Pour les parois verticales

– Long-pan :

$$e = \min [b ; 2h] = \min [90 ; 2 \times 12]$$

$$e = 24\text{m} \quad \text{avec } d = 30\text{m}$$

$$d > e \longleftrightarrow 30\text{m} > 24\text{m}$$

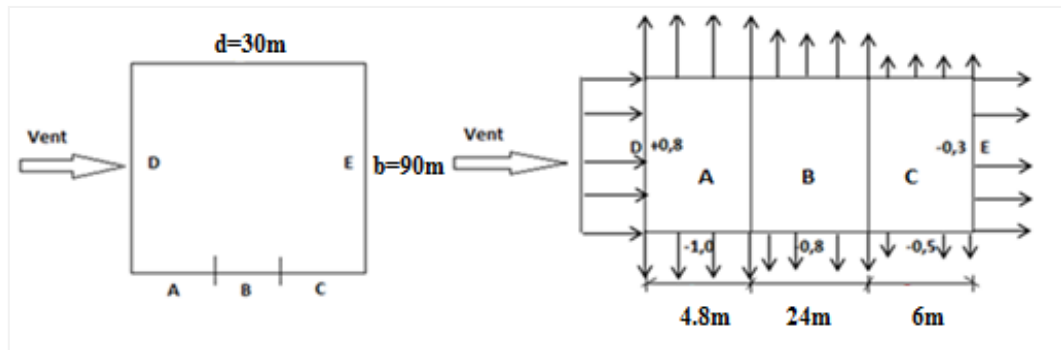
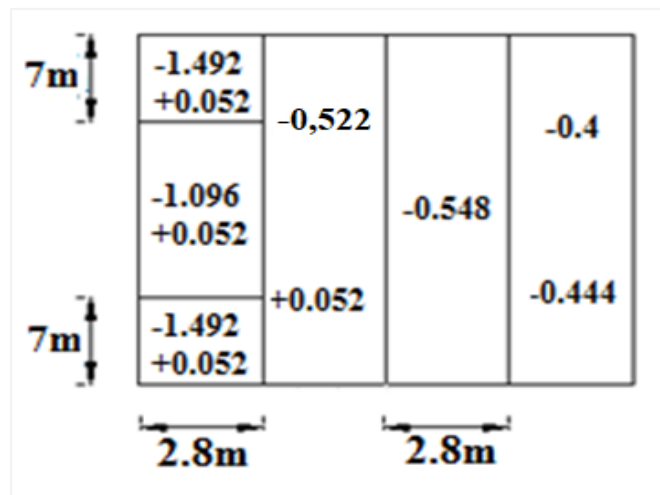


Figure II.8 : Vent (V3) sur les parois (AD)

– Pour La toiture a deux versant

$$e = \min [b; 2h] = \min [90; 2 \times 14] \longrightarrow e = 28\text{m}$$

Figure II.9 : Valeurs de C_{pe} pour les deux versant

• Le coefficient de la pression intérieure C_{pi}

Dans notre cas, nous avons l'aire des ouvertures dans la face dominante est égale à deux fois l'aire des ouvertures dans les autres faces donc on utilise la formule suivante selon « **Règlement neige et vent** » (RNV, 2013) :

$$C_{pi} = 0,75 C_{pe}$$

II.4.6 Calcul de la surcharge du vent (q_j)

Les démarches précédentes permettent de définir la pression du vent qui s'exerce sur la construction, les résultats des deux sens sont présentés ci-dessous :

$$q_j = q_p \cdot c_d \cdot [C_{pe} - C_{pi}]$$

Tableau II.3 : Pression du vent N°1 sur les parois verticales

Vent N°1 sur les parois verticales					
Pignon					
Parois	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	q_{dyn} (daN/m ²)	q_j (daN/m ²)
A	-1,0	-0,44	-0,56	81,35	-45,56
B	-0,8	-0,44	-0,36	81,35	-29,29
C	-0,5	-0,44	-0,06	81,35	-4,88
D	+0,8	-0,44	+1,24	81,35	+100,87
E	-0,3	-0,44	+0,14	81,35	+11,39

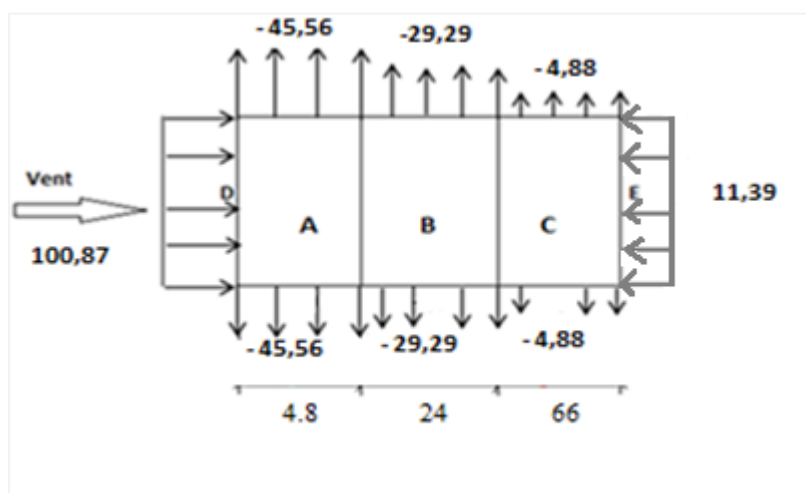
**Figure II.10** : Pression du vent N°1 sur les parois(pignon)

Tableau II.4 : Pression du vent N°1 sur la toiture

Vent N°1 sur la toiture					
Pignon					
Parois	c_{pe}	c_{pi}	$c_{pe} - c_{pi}$	$q_{dyn}(daN/m^2)$	$q_j(daN/m^2)$
F	-1,52	-0,44	-1,08	88,26	-95,32
G	-1,30	-0,44	-0,86	88,26	-75,90
H	-0,67	-0,44	-0,23	88,26	-20,30
I	-0,57	-0,44	-0,13	88,26	-11,47

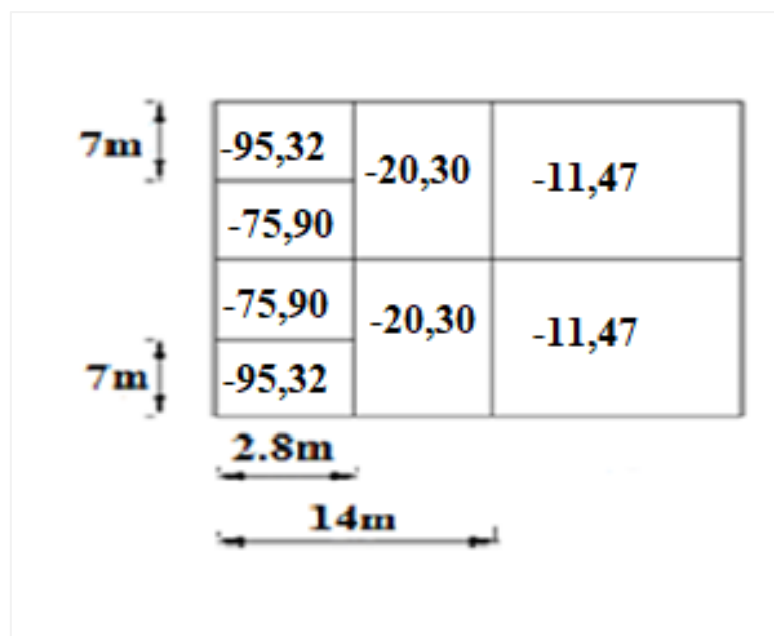
**Figure II.11 :** Pression du vent N°1 sur la toiture (Pignon)

Tableau II.5 : Pression du vent N°2 sur les parois verticales

Vent N°2 sur les parois verticales					
Long-Pan					
Parois	c_{pe}	c_{pi}	$c_{pe} - c_{pi}$	$q_{dyn}(\text{daN/m}^2)$	$q_i(\text{daN/m}^2)$
A	-1,0	-0,225	-0,775	81,35	-63,05
B	-0,8	-0,225	-0,575	81,35	-46,78
C	-0,5	-0,225	-0,275	81,35	-22,37
D	+0,8	-0,225	+1,025	81,35	+83,38
E	-0,3	-0,225	-0,075	81,35	-6,10

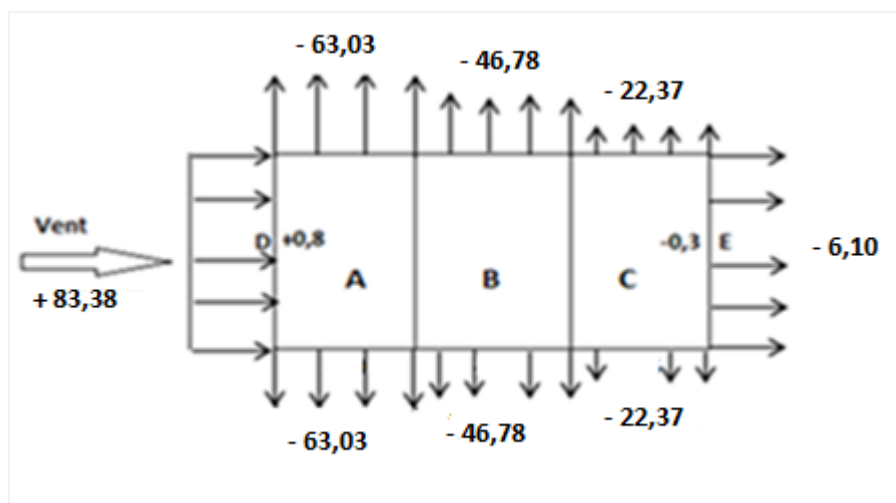
**Figure II.12 :** Pression du vent N°2 sur les parois(Long-pan)

Tableau II.6 : Pression du vent N°2 sur la toiture

Vent N°2 sur la toiture					
Long-Pan					
Parois	c_{pe}	c_{pi}	$c_{pe} - c_{pi}$	$q_{dyn}(daN/m^2)$	$q_j(daN/m^2)$
F	-1,492	-0,225	-1,267	88,26	-111,83
	+0,052	-0,225	0,277	88,26	24,45
G	-1,096	-0,225	-0,871	88,26	-76,88
	+0,052	-0,225	0,277	88,26	24,45
H	-0,522	-0,225	-0,297	88,26	-26,21
	+0,052	-0,225	0,277	88,26	24,45
J	-0,548	-0,225	-0,323	88,26	-28,51
I	-0,400	-0,225	-0,175	88,26	-15,45
	-0,444	-0,225	-0,219	88,26	-19,33

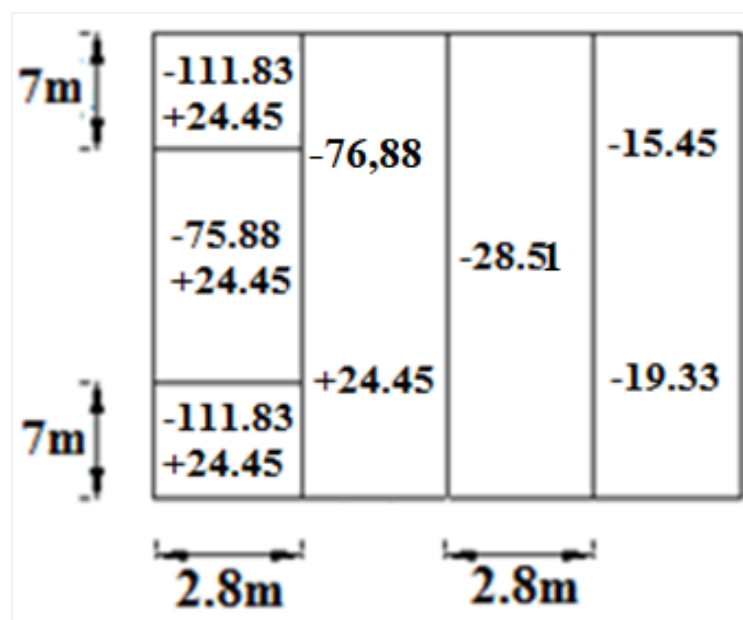
**Figure II.13 :** Pression du vent N°2 sur la toiture (Long-pan)

Tableau II.7 : Pression du vent N°3 sur les parois verticales

Vent N°3 sur les parois verticales					
Long-Pan					
Parois	c_{pe}	c_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_{dyn}(daN/m^2)$	$q_i(daN/m^2)$
A	-1,0	+0,6	-1,6	81,35	-130,16
B	-0,8	+0,6	-1,4	81,35	-113,89
C	-0,5	+0,6	-1,1	81,35	-89,49
D	+0,8	+0,6	+0,2	81,35	+16,27
E	-0,3	+0,6	-0,9	81,35	-73,22

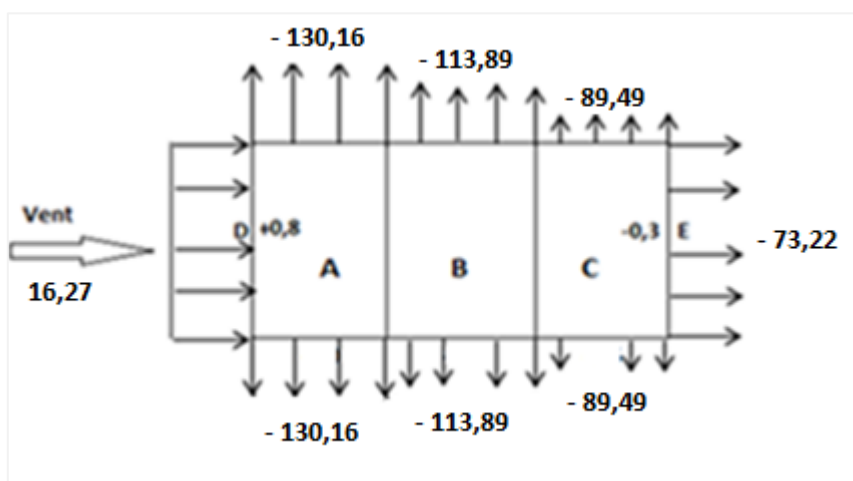
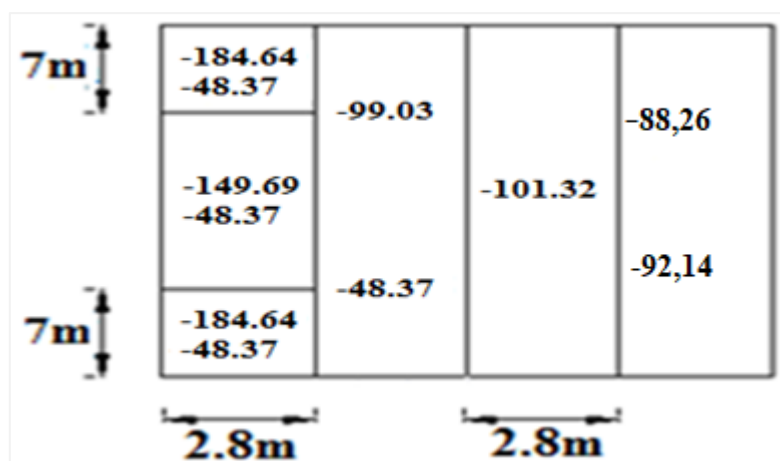
**FigureII.14** : Pression du vent N°3 sur les parois(long-pan)

Tableau II.8 : Pression du vent N°3 sur la toiture

Vent N°3 sur la toiture					
Long-Pan					
Parois	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_{dyn}(daN/m^2)$	$q_j(daN/m^2)$
F	-1,492	+0,6	-2,092	88,26	-184,64
	+0,052	+0,6	-0,548	88,26	-48,37
G	-1,096	+0,6	-1,696	88,26	-149,69
	+0,052	+0,6	-0,548	88,26	-48,37
H	-0,522	+0,6	-1,122	88,26	-99,03
	+0,052	+0,6	-0,548	88,26	-48,37
J	-0,548	+0,6	-1,148	88,26	-101,32
I	-0,400	+0,6	-1,000	88,26	-88,26
	-0,444	+0,6	-1,044	88,26	-92,14

**Figure II.15** : Pression du vent N°3 sur la toiture (Long-pan)

II.4.7 Force de frottement du vent F_{fr}

Le calcul de la force de frottement F_{fr} est conditionnée par les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \frac{d}{h} \geq 3 \\ \frac{d}{b} \geq 3 \end{cases}$$

La force de frottement est donnée par la formule suivant :

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn} \times C_{fr} \times S_{fr})$$

Avec :

- q_{dyn} : Pression dynamique du vent
- C_{fr} : Coefficient de frottement pour l'élément de surface (surface lisse $C_{fr} = 0,01$) voir (Annexe A)
- S_{fr} : L'aire de l'élément de surface : $S_{fr,j} = d \times h_j$
- **Vent sur pignon (sens V1)**

$$\begin{cases} \frac{d}{b} = \frac{90}{30} = 3 \leq 3 \text{ CNV} \\ \frac{d}{h} = \frac{90}{14} = 6,43 > 3 \end{cases}$$

L'une des conditions est vérifiée, il y a lieu de considérer la force de frottement

Tableau II.9 : Force de frottement du vent V1

Surface considérée	$Q_{dyn} \text{ (daN/m}^2\text{)}$	C_{fr}	$S_{fr} \text{ (m}^2\text{)}$	$F_{fr} \text{ (daN)}$
Toiture	88,26	0,01	2700	2383,02
Paroi	81,35	0,01	1080	878,58

- **Vent sur pignon (sens V2 et V3)**

$$\begin{cases} \frac{d}{b} = \frac{30}{90} = 0,33 < 3 \text{ CNV} \\ \frac{d}{h} = \frac{30}{14} = 2,14 < 3 \text{ CNV} \end{cases}$$

L'une des conditions est vérifiée, il y a lieu de considérer la force de frottement

Tableau II.9 : Force de frottement du vent V2, V3

Surface considérée	Q_{dyn} (daN/m ²)	C_{fr}	S_{fr} (m ²)	F_{fr} (daN)
Toiture	88,26	0,01	2700	2383,02
Paroi	81,35	0,01	360	292,86

II.5 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons fourni les principes généraux et procédures pour déterminer les charges agissantes sur la structure étudiée (charges permanentes, surcharges d'exploitations et surcharges climatiques). Les résultats trouvés seront utilisés dans les chapitres prochains qui concernent le dimensionnement des éléments de la structure (panne, poteau, poutre de roulement ...).

Chapitre III : Etude du Pont Roulant

III.1 Introduction

La manutention d'objets lourds dans un hall industriel nécessite souvent l'emploi d'engins spéciaux dits engins de manutention ou de levage. Parmi les plus courants on trouve les ponts roulants, qui ont des caractéristiques fixes fournis par le constructeur.

Les éléments mobiles (chariot, crochet, pont) d'un engin de manutention permettent d'effectuer simultanément trois genres de mouvement :

- Levage : mouvement vertical de la charge levée
- Direction : mouvement du chariot transversal à la halle
- Translation : mouvement du pont roulant longitudinal

Dans notre cas, le pont roulant que comporte notre structure est constitué de deux poutre « pont roulant bi-poutre », de longueur de **69,30m** supportant une charge de **15 tonnes**.

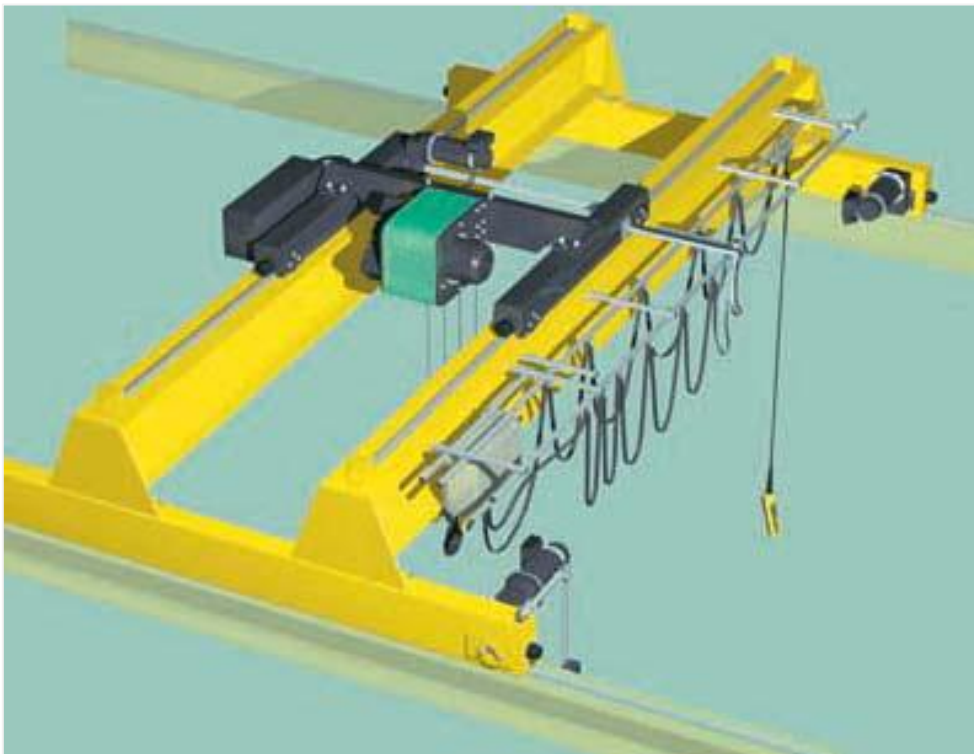


Figure III.1 : Schéma en 3D de pont roulant

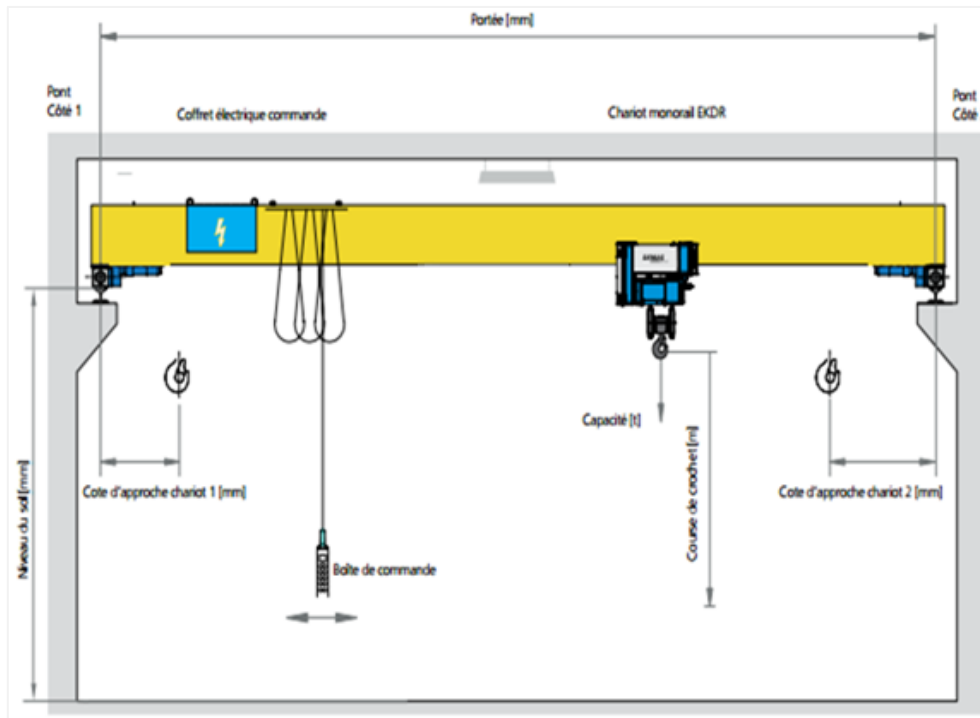


Figure III.2 : Schéma en 2D de chemin de roulement

III.2 La voie de roulement

C'est la structure porteuse de l'engin de levage, constituée de deux poutres de roulement et ses supports, les deux poutres parallèles surmontées d'un rail spécial et sur lesquelles circule le pont roulant.

III.3 La poutre de roulement

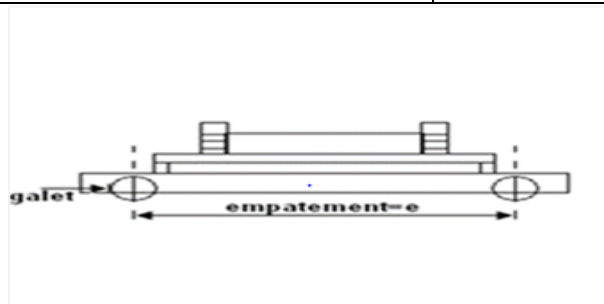
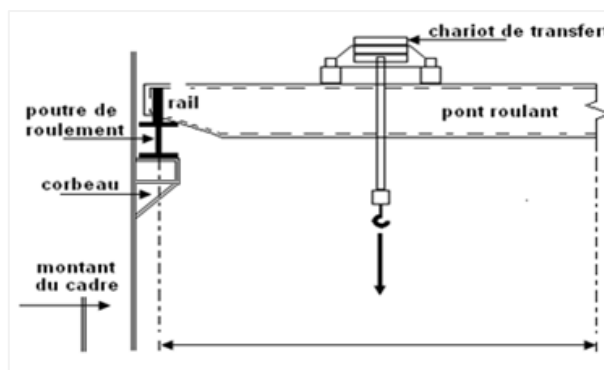
La poutre de roulement est l'élément porteur longitudinal de la voie (profilé laminé, poutre composée à âme pleine ou poutre en treillis). Les poutres de roulement sont des poutres simples ou continues. Leurs appuis sont constitués par corbeaux fixés sur les poteaux de la structure.

III.4 Caractéristiques du pont roulant

Le tableau représente les différentes caractéristiques de notre pont roulant :

Tableau III.1 : Caractéristiques du pont roulant

Caractéristiques	Indices	Valeurs
Capacité du pont	N	15 tonnes
Portée du pont	L	28 m
Empattement (distance entre les deux galets du pont)	E	4,2 m
Poids du pont et de ses équipements	B	3,5 tonnes
Poids du chariot	K	1,5 tonnes
Poids total	B+K	5 tonnes
Longueur de la poutre de roulement	L	7,35 m
Distance minimale du chariot à la poutre de roulement	$a_{\min}$	1 m
Vitesse de levage	V_1	7 m/min
Vitesse de direction du chariot	V_D	20 m/min
Vitesse de translation du pont	V_t	40 m/min

**Figure III.3** : Coupe transversale**Figure III.4** : Coupe longitudinale

Avec :

$a_{\min}$: Distance entre l'extrémité du pont roulant et la position d'arrêt du chariot

b : distance entre l'extrémité du pont roulant et le poteau

L : la portée du pont roulant

e : l'empâtement entre les poutres du pont roulant

III.5 Types de ponts roulants

Les types les plus courants de pont roulant sur des poutres de roulements élevés sont :

- Les ponts roulants posés constitués d'une poutre simple ou double portant entre les chariots d'extrémité
- Les ponts roulants suspendus avec des chariots d'extrémité spéciaux pour lesquels les roues se déplacent sur la semelle inférieure des poutres de roulements

Les ponts roulants sont classés selon deux critères :

- L'intensité de l'usage du pont
- La variation des charges soulevées

Les groupes en fonction de ces caractéristiques selon le CTICM sont présentés sur le tableau suivant :

Tableau III.2 : Charges statiques des ponts roulants (R)

Groupe des appareils					Coefficient de majoration	La Flèche
					Appareils	Horizontales et verticales
Groupe I	A0				1	1/500
Groupe II	A1	B0			1	
Groupe III	A2	B1	C0		1	1/750
Groupe IIII	A3	B2	C1	D0	1,06	
Groupe V		B3	C2	D1	1,12	1/1000
Groupe IV			C3	D2 et D3	1,20	

Classes d'utilisation

- **Classe A** : Utilisation occasionnelle avec longue périodes de repos
- **Classe B** : Utilisation régulière en service intermittent
- **Classe C** : Utilisation régulière avec service intensif
- **Classe D** : Service intensif sévère (période de travail >8h)

Etats de charges

- **0 (très léger)** : Charges très faibles soulevées couramment, charges nominale soulevée exceptionnellement
- **1 (léger)** : Charges de l'ordre du tiers de la charge nominale courante, charge nominale soulevée rarement.
- **2 (moyen)** : Charges entre le tiers et les deux tiers de la charge nominale courante, charges nominale assez fréquente
- **3 (lourd)** : Charges régulièrement au voisinage de la charge nominale

Tableau III.3 : Liste des coefficients de majoration

Coefficient de majoration dynamique		
Groupe	Chemin de roulement	Support de chemin de roulement
I	1,05	1,00
II	1,15	1,05
III	1,25	1,10
III	1,35	1,15

Selon les exigences d'utilisation et le choix de l'entreprise, le pont roulant est de classe **C** et l'état de charges est **2 (moyen)**, groupe **III**.

III.6 Description générale du calcul

En général, les poutres de roulements sont conçues sur deux appuis particulièrement celles destinées à recevoir les ponts de type A, pour que l'alternance de sollicitations $M(+)$, $M(-)$ conduit à réduire les contraintes admissibles en fatigue. Le moment maximum est déterminé par le théorème de BARRE, il est défini comme suit :

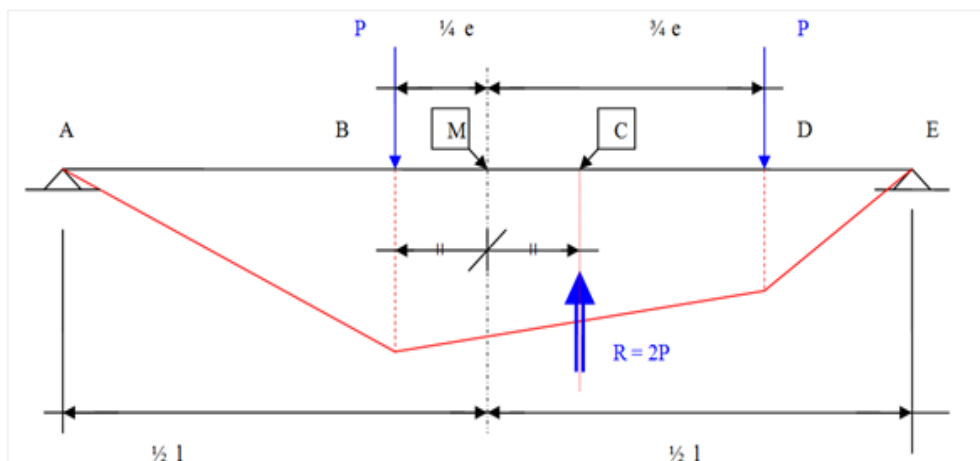


Figure III.5 : Moment Max pour deux charges égales (Théorème de barre)

III.7 Définitions des charges et coefficients

III.7.1 Charges verticales (R_V)

Les charges verticales qui agissent sur le pont roulant sont comme suite :

- Réaction transversale provoquée par le roulement
- Freinage de direction
- Vent sur la poutre dans le cas des poutres de roulement à l'extérieur du hangar

III.7.2 Charges horizontales longitudinales (R_L)

Les charges horizontales longitudinales qui agissent sur le pont roulant sont comme suite :

- Freinage longitudinal (de translation)
- Effet de tamponnement
- Vent sur pont s'il est à l'extérieur du hangar

III.7.3 Coefficients

Selon le CTICM, pour le calcul des chemins de roulement on utilise deux coefficients :

- C : coefficient d'adhérence d'un galet sur son rail
- Ψ : coefficient de majoration dynamique des réactions verticales :
 - Ψ_1 : chemin de roulement
 - Ψ_2 : support de chemin de roulement

Tableau III.4 : Groupe du pont roulant

Groupe du pont roulant	Ψ_1	Ψ_2	C
Pont d'atelier crochet II	1,25	1,10	0,60

III.8 Calcul des réactions des galets d'un pont roulant

On a réussi à nous procurer une fiche technique de la part d'une société fabriquant des ponts roulants de tout type qui s'appelle « **ABUS Levage France** ». Cette fiche technique comporte plusieurs caractéristiques concernant notre pont roulant, et parmi elles on a les réactions suivantes :

III.8.1 Charges statiques (réactions par galet)

Selon le catalogue « ABUS » on a les caractéristiques suivantes (Annexe B) :

Tableau III.5 : Charges statiques des ponts roulants (R)

Efforts	$R_{\max}$ (daN)	$R_{\min}$ (daN)
Pont roulant	11900	3790

III.8.2 Charges verticales (R_V)

Selon CTICM on prend les coefficients de majorations sur les charges verticales :

$$R_{V_{\max}} = \Psi_1 \cdot R_{\max}$$

$$R_{V_{\min}} = \Psi_1 \cdot R_{\min}$$

Tableau III.6 : Charges verticales (R_V)

Efforts	$R_{V_{\max}}$ (daN)	$R_{V_{\min}}$ (daN)
Pont roulant	14875	4737,5

III.8.3 Charges horizontales longitudinales (R_L)

Selon CTICM on prend les coefficients de majorations sur les charges horizontales longitudinales :

$$R_{L_{\max}} = C \cdot R_{\max}$$

$$R_{L_{\min}} = C \cdot R_{\min}$$

Tableau III.7 : Charges horizontales longitudinales (R_L)

Efforts	$R_{L_{\max}}$ (daN)	$R_{L_{\min}}$ (daN)
Pont roulant	7140	2274

III.8.4 Charges horizontales transversales (R_H)

III.8.4.1 Palan au milieu de la portée du pont

$$R_{H1_{\max}} = \pm [0,024(K + N + B) \frac{L}{e} + 0,021(N + K)]$$

$$R_{H1_{\min}} = \pm [0,024(K + N + B) \frac{L}{e} - 0,021(N + K)]$$

Tableau III.8 : Charges horizontales transversales (R_{H1})

Efforts	$R_{H1_{\max}}$ (daN)	$R_{H1_{\min}}$ (daN)
Pont roulant	3547	2854

III.8.4.2 Palan à distance minimale du chemin de roulement

$$R_{H2\max} = \pm[0,0052(K + N + B) \frac{L}{e} + 0,021(N + K)]$$

$$R_{H2\min} = \pm[0,0052(K + N + B) \frac{L}{e} - 0,021(N + K)]$$

Tableau III.9 : Charges horizontales transversales (R_{H2})

Efforts	$R_{H2\max}$ (daN)	$R_{H2\min}$ (daN)
Pont roulant	7280	6587

III.9 Choix du rail

Dans notre cas, on va utiliser des rails A75 maintenues avec des crapauds.

Tableau III.10 : Caractéristiques du rail A75

	Poids (kg/m)	H (mm)	P (mm)	I_y (cm ⁴)	I_z (cm ⁴)	W_{ely} (cm ³)	A (cm ²)
A75	56,2	85	200	1011	531	102,09	45

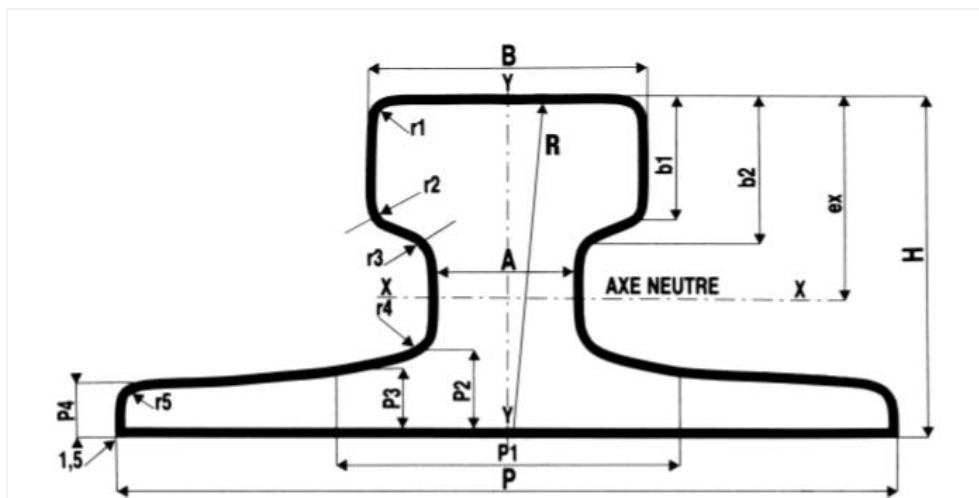


Figure III.6 : Caractéristiques géométriques du rail

III.9.1 Fixation du rail sur la poutre de roulement

Le rail est fixé sur la poutre de roulement à l'aide d'une attache appelée Crapaud (voir figure ci-dessus) :

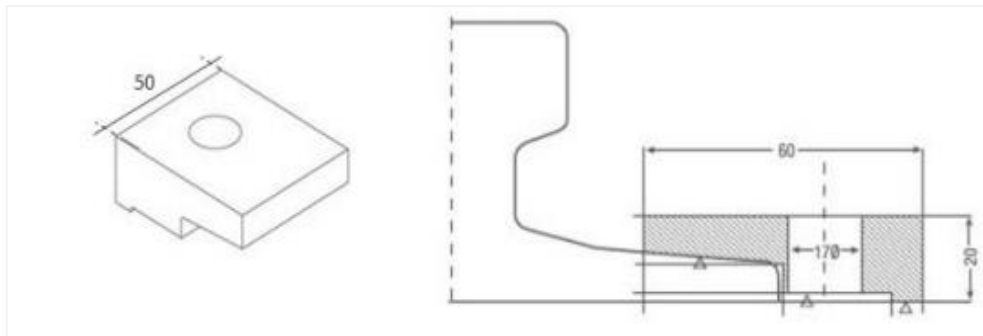


Figure III.7: Crapaud pour rail A75

III.10 Dimensionnement de la poutre de roulement

Le calcul de la poutre du chemin de roulement se fait avec les charges les plus défavorables, soient les charges du pont roulant I selon le règlement « **CCM97** ».

III.10.1 Condition de flèche

Le dimensionnement de la poutre de roulement se fait avec la condition de flèche. La flèche admissible est obtenue quand les deux charges sont en position symétrique par rapport au milieu de la poutre, il faut donc vérifier que :

$$f \leq f_{\max} = \frac{L}{1000} = 0,735 \text{ cm}$$

Selon le logiciel **SAP2000** on a dimensionner par le profilé **HEA450** et il nous a donnés la valeur de la flèche suivante :

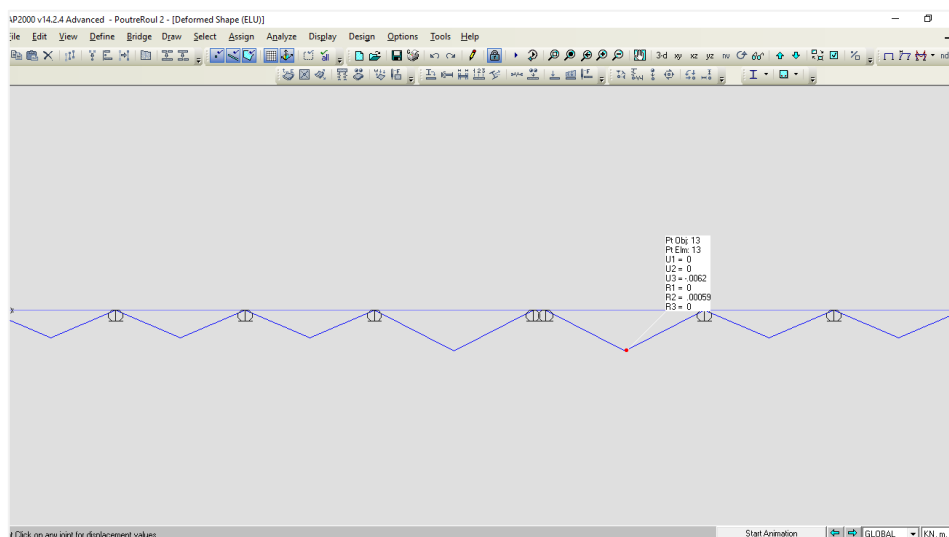


Figure III.8 : Valeur maximale de la flèche

$$f(\text{sap}) = 0,62 \text{ cm} \leq f_{\text{max}} = 0,735 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

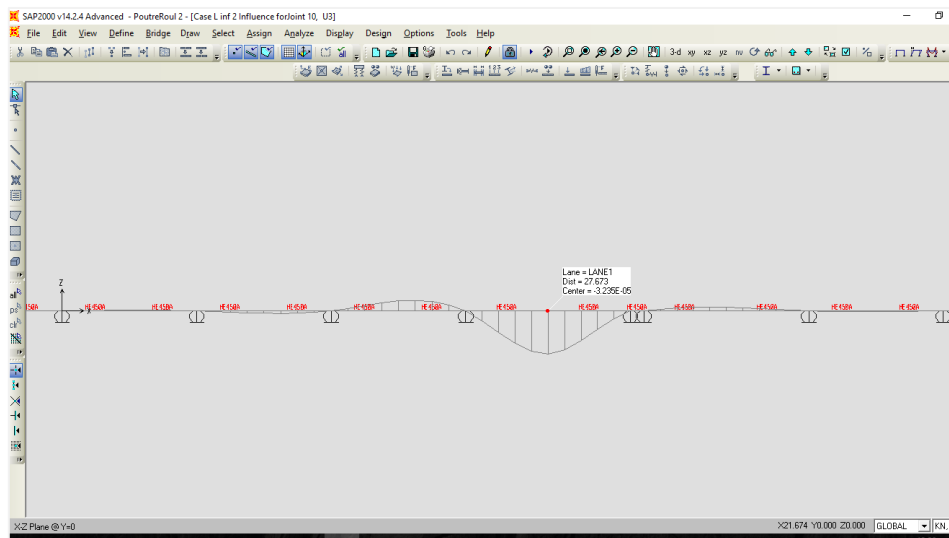


Figure III.9 : Valeur des lignes d'influences

Selon le tableau des profilés laminés à chaud, on choisit un profilé **HEA 450**.

III.10.2 Caractéristiques du profilé

Tableau III.11 : Caractéristiques du profilé HEA450

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P	A	h	b	t _f	t _w	d	I _y	I _z	W _{pl-y}	W _{pl-z}	i _y	i _z
	Kg/m	cm ²	mm	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm
HEA450	140	178	440	300	21	11,5	344	63720	9465	3216	965,5	18,92	7,29

III.10.3 Vérification de la classe du profilé fléchi

- Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon$$

Avec :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\frac{344}{11,5} \leq 72 \sqrt{\frac{235}{235}} \Rightarrow 29,91 < 72 \rightarrow \text{L'âme est de classe I}$$

- Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \varepsilon \Leftrightarrow \frac{150}{21} = 7,14 \leq 10 \Leftrightarrow \text{La semelle est de classe I}$$

La section globale du profilé en **HEA450** de chemin de roulement est de **classe I**

III.10.4 Résistance du profilé sous charges verticales

- Vérification à L'ELU (Flexion)

$$M_{y,sd} \leq M_{c,rd}$$

Avec :

$M_{c,rd}$: Moment résistant de la section transversale à la flexion

$$M_{c,rd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = 687,05 \text{ kN.m}$$

On obtient le moment résistant a partir SAP2000

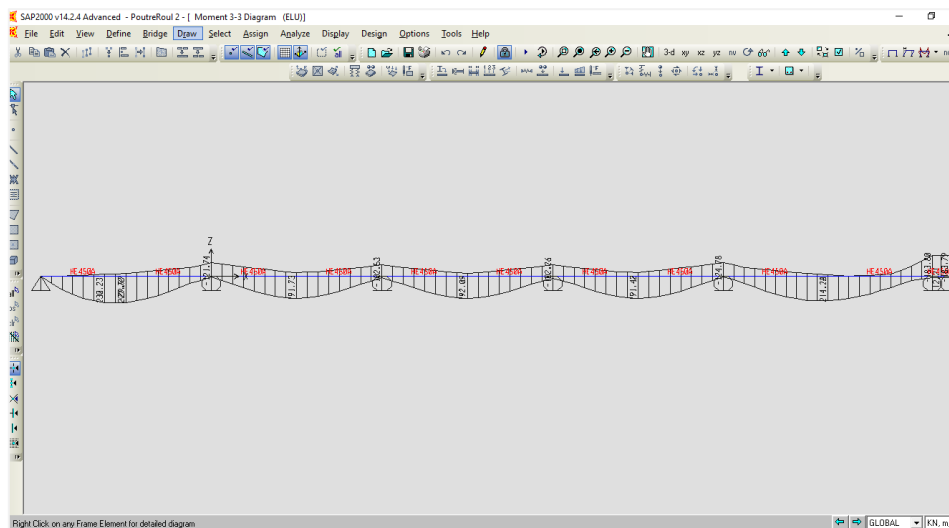


Figure III.10 : Valeur des moments fléchissants

Donc : $M_{y,sd} = 230,23 \text{ KN.m} < M_{c,rd} = 687,05 \text{ KN.m}$ **Condition vérifiée**

III.10.5 Résistance de la section à l'effort tranchant

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd}$$

Avec :

$V_{pl,rd}$: Résistance ultime au cisaillement

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}}$$

$$A_v = A - b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f = 12876 \text{ mm}^2$$

D'où :

$$V_{pl,rd} = \frac{12876 \times 235}{1,1 \times \sqrt{3}}$$

$$V_{pl,rd} = 1588,16 \text{ kN}$$

V_{sd} : Effort tranchant sollicitant à partir logiciel SAP2000

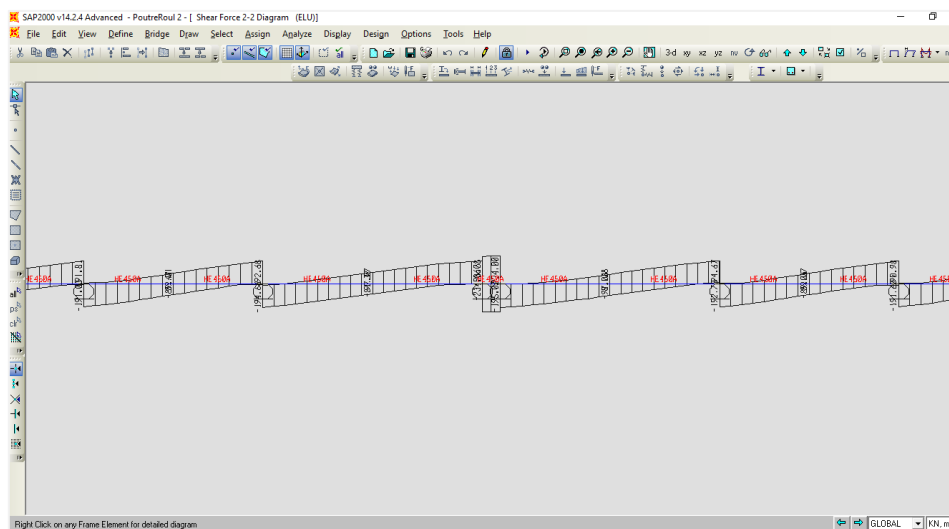


Figure III.11 : Valeur des efforts tranchants

$$V_{sd} = 234 \text{ kN} \ll V_{pl,rd} = 1588,16 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

III.10.6 Vérification sous charge horizontale

$$M_{sd} < M_{crd}$$

Avec :

- M_{crd} : moment résistant de la section transversale à la flexion

$$M_{crd} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = 206,265 \text{ kN.m}$$

- M_{sd} : Moment sollicitant due à R_H a partir logiciel SAP2000

Donc : $M_{sd} = 154,42 \text{ kN.m} < M_{crd} = 206,265 \text{ kN.m}$

Condition vérifiée

III.10.7 Résistance de l'âme au voilement par cisaillement

Si $\frac{d}{t_w} \leq 69 \varepsilon \rightarrow$ il n'est pas nécessaire de vérifier le voilement par cisaillement.

Avec :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{344}{11,5} = 29,91 < 69$$

Donc il n'y a pas lieu de vérifier voilement par cisaillement.

III.10.8 Vérification du résistance au déversement

Le moment résistant de déversement est donné par :

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

Avec :

- $\beta_w = 1$ (Section de classe 1)
- $W_{ply} = 3216 \text{ cm}^3$
- $f_y = 235 \times 10^2 \text{ N/cm}^2$
- $\gamma_{m1} = 1,1$
- χ_{lt} (le facteur de réduction pour le déversement)

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

$$\text{Avec : } \begin{cases} \phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] \\ \alpha_{LT} = 0,21 \text{ pour les profilés laminés} \end{cases}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L \cdot \left[\frac{W_{ply}^2}{I_z I_w} \right]^{0,25}}{C_1^{0,5} \left[1 + \frac{L^2 G I_t}{\pi^2 E I_w} \right]^{0,25}}$$

- C_1 : Facteur dépendant de condition de charge et d'encastrement = 1,132
- $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{21 \cdot 10^6}{2(1+0,3)} = 8,08 \times 10^6 \text{ N/cm}^2$
- I_t : Moment d'inertie de torsion = $243,8 \text{ cm}^4$
- I_w : Moment d'inertie de gauchissement = 4148 cm^6
- I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie = 9465 cm^4

$$\lambda_{LT} = \frac{735 \cdot \left[\frac{3216^2}{9465 \times 4148} \right]^{0,25}}{(1,132)^{0,5} \left[1 + \frac{735^2 \times 8,08 \cdot 10^6 \times 243,8}{\pi^2 \times 21 \cdot 10^6 \times 4148} \right]^{0,25}} = 83,42$$

$$\lambda_1 = 93,9 \quad \varepsilon = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \times \sqrt{\beta_w}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{83,42}{93,9} \right] \times \sqrt{1} = 0,88 > 0,4 \text{ donc il y a risque de déversement}$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + 0,21 \times (0,88 - 0,2) + 0,88^2 \right] = 0,95$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{(0,95 + \sqrt{0,95^2 - 0,88^2})} = 0,764$$

$$M_{b,rd} = \frac{0,764 \times 1 \times 2562000 \times 235}{1,1} = 418,164 \text{ kN.m} > M_{y,sd} = 230,23 \text{ kN.m}$$

Donc la poutre de roulement résiste au déversement.

III.10.9 Résistance de l'âme à la charge transversale

III.10.9.1 Résistance à l'écrasement

Selon le règlement de calcul CCM97 nous avons :

$$f_{sd} \leq R_{y,rd}$$

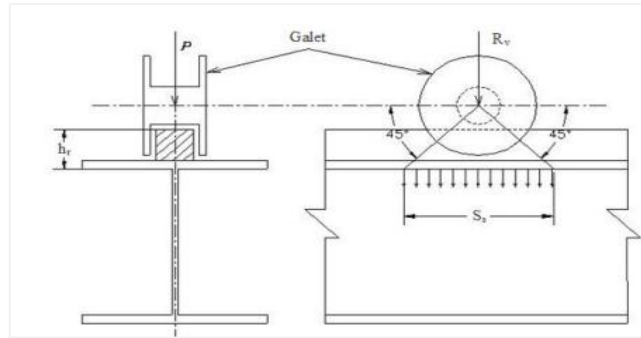


Figure III.12 : l'effort due a l'écrasement

Avec :

$R_{y,rd}$: est l'effort résistant à l'écrasement

$$R_{y,rd} = S_y \cdot t_w \cdot f_{yw} / \gamma_{m1}$$

Avec :

- S_y : longueur d'appui rigide
- $S_y = 2(h_r + t_f) \sqrt{1 - \left(\frac{\gamma_{m0} \cdot \sigma_{f,ed}}{f_{yf}}\right)^2}$
- h_r : la hauteur du rail $\Rightarrow h_r = 85 \text{ mm}$
- t_f : largeur de l'âme du profilé $\Rightarrow t_f = 21 \text{ mm}$
- $\sigma_{f,ed}$: la contrainte longitudinale dans la semelle

$$\sigma_{f,ed} = \frac{M_{y,sd}}{W_{el,y}} = \frac{230,23}{2893 \cdot 10^{-6}} = 79,582 \text{ N/mm}^2$$

Alors ;

$$S_y = 0,196 \text{ m}$$

$$R_{y,rd} = \frac{196,74 \times 11,5 \times 235}{1,1}$$

$$R_{y,rd} = 483,35 \text{ kN}$$

$$f_{sd} = R_{V \max} = 39,02 \text{ kN} < R_{y,rd} = 483,35 \text{ kN}$$

Donc la poutre de roulement résiste à l'effet de l'écrasement.

III.10.9.2 Résistance à l'enfoncement local

La résistance de calcul $R_{a,Rd}$ à l'enfoncement local d'une âme de section en I, H ou U est déterminée par la formule selon CCM97 :

$$F_{sd} \leq R_{a,Rd}$$

$$M_{sd} \leq M_{crd}$$

$$\frac{f_{sd}}{R_{a,Rd}} + \frac{M_{sd}}{M_{crd}} \leq 1,5$$

Avec :

$$R_{a,rd} = 0,5 t_w^2 \cdot (E \cdot f_{yw})^{0,5} \cdot \frac{\left[\left(\frac{t_f}{t_w} \right)^{0,5} + 3 \left(\frac{t_w}{t_f} \right) \cdot \left(\frac{S_s}{d} \right) \right]}{\gamma_{m1}}$$

Où S_s est la longueur de l'appui rigide déterminée en 5.7.2 , mais $\frac{S_s}{d} = \frac{85,13}{344} = 0,25$ -

ne doit pas être pris supérieur à 0,2.

$$R_{a,rd} = \frac{0,5 \times 11,5^2 \times \sqrt{(21 \cdot 10^4) \times 235} \times \left[\left(\frac{21}{11,5} \right)^{0,5} + 3 \times \frac{11,5}{21} \times 0,2 \right]}{1,1} = 709,41 \text{ KN}$$

$$M_{c,rd} = \frac{w_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = 687,1 \text{ kN.m}$$

Donc :

$$F_{sd} = R_{Hmax} = 39,08 \ll R_{a,rd} = 709,41 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$M_{sd} = 154,44 \text{ KN.m} \ll M_{c,rd} = 206,265 \text{ kN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{F_{sd}}{R_{a,rd}} + \frac{M_{sd}}{M_{crs}} = 0,8 \leq 1,5 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Le profilé de la poutre de roulement choisi satisfait les conditions de l'enfoncement local.

III.10.9.3 Résistance au voilement de l'âme

$$\text{Selon CCM97 :} \quad b_{eff} \leq b$$

$$\text{On a :} \quad b_{eff} = \sqrt{(h^2 + S_s^2)} = 398,25 \text{ mm}$$

$$\text{Donc :} \quad b_{eff} = 398,25 \text{ mm} > b = 300 \text{ mm} \quad \text{Condition non vérifiée}$$

L'âme ne résiste pas au voilement local, dans ce cas on rajoute des raidisseurs transversaux intermédiaire d'une épaisseur 10 mm, soudé avec un cordon de 8mm, chaque 1m le long du chemin de roulement.

III.10.9.4 Flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme

$$\frac{d}{t_w} \leq k \cdot \frac{E}{f_{yt}} \cdot \sqrt{\frac{A_w}{A \cdot f_c}}$$

Avec :

- A_w : aire de l'âme
 $A_w = t_w (h - 2t_f) = 4577 \text{ mm}^2$
- A_{fc} : l'aire de la semelle comprimée
 $A_{fc} = b \cdot t_f = 6300 \text{ mm}^2$
- f_{yt} : la limite élastique de la semelle comprimée
 $f_{yt} = 235 \text{ N/mm}^2$
- k : coefficient pris égale à 0.3 pour une semelle de classe 1

$$\begin{cases} k \cdot \frac{E}{f_{yt}} \cdot \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 228,5 \\ \frac{d}{t_w} = 29,91 < 228,5 \end{cases}$$

Il n'y a pas risque de flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme.

III.11 Calcul du support du chemin de roulement

Le chemin de roulement est supporté par une console qui est sollicité par les efforts suivants :

- le poids propre de la poutre de roulement et du rail
- les actions verticales et horizontales des galets du pont roulant
- le poids propre de la console elle-même

III.11.1 Charge verticale

- **ELS**

$$P_1 = G_T \cdot L + R_{vmax} \cdot \left(2 - \frac{e}{L}\right)$$

$$P_1 = (1,25 + 0,562) \cdot \left(\frac{7,35}{2} + \frac{6}{2}\right) + 148,75 \left(2 - \frac{4,2}{\left(\frac{7,35}{2} + \frac{6}{2}\right)}\right) = 216 \text{ kN}$$

- **ELU**

$$P_2 = 1,35 \cdot (G_T \cdot L) + 1,5 \cdot (R_{vmax} \left(2 - \frac{e}{L}\right))$$

$$\begin{aligned} P_2 &= 1,35 \left[(1,25 + 0,562) \cdot \left(\frac{7,35}{2} + \frac{6}{2}\right) \right] + 1,5 \cdot \left[148,75 \left(2 - \frac{3}{\left(\frac{7,35}{2} + \frac{6}{2}\right)}\right) \right] \\ &= 362,3 \text{ kN} \end{aligned}$$

III.11.2 Charge horizontale

$$P_H = 1.5 \cdot R_H \cdot \left(1 - \frac{e}{L}\right) \cdot \Psi_2$$

$$P_H = 1.5 \cdot \left[39,01 \cdot \left(1 - \frac{4,2}{\frac{7,35}{2} + \frac{6}{2}}\right) \right] = 21,69 \text{ kN}$$

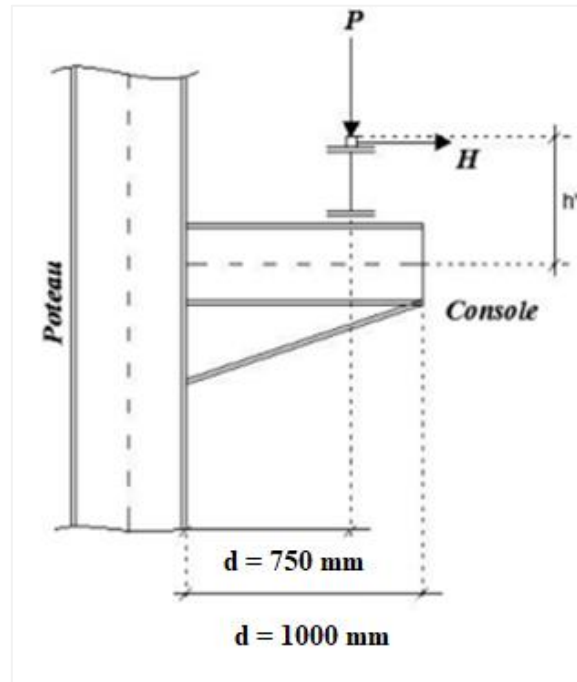


Figure III. 13 : Support du chemin de roulement

III.11.3 Dimensionnement du support de chemin de roulement

La flèche du support de roulement est limitée à $\frac{d}{500}$

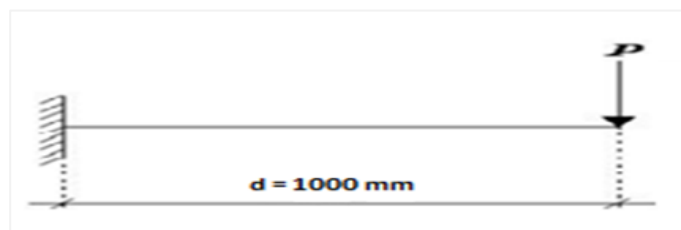


Figure III.14 :Schema statique du support de roulement

$$f = P_1 \frac{d^3}{3EI} \leq \frac{d}{500}$$

$$I_y > \frac{P_1 \cdot d^2 \cdot 500}{3 \cdot E}$$

$$I_y \geq 17922,22 \text{ cm}^4$$

On prend le profilé **HEB360** avec $I_y = 43190 \text{ cm}^4$

D'où on choisit le profilé à partir du tableau de section :

Tableau III .12 : Les caractéristiques du profilé HEB360

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P	A	h	b	t _f	t _w	d	I _y	I _z	W _{pl-y}	W _{pl-z}	i _y	i _z
	Kg/m	cm ²	mm	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm
HEB360	142	180,6	360	300	22,5	12,5	261	43190	10140	2683	1032	15,46	7,49

III.11.4 Vérification de la classe de la section transversale en HEB360

- Classe de l'âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon$$

Avec :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{261}{12,5} = 20,88 < 72 \rightarrow \text{L'âme est de classe I}$$

- Classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{300/2}{22,5} = 6,66 \geq 10 \rightarrow \text{la semelle est de classe I}$$

Donc la section globale est de **section I**

III.11.5 Vérification du profilé au flambement de la semelle comprimée dans le plan d'âme

$$\frac{d}{t_w} \leq k \cdot \left(\frac{E}{f_{yt}} \right) \cdot \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}}$$

Avec :

- A_w : aire de l'âme $\Rightarrow A_w = (h - 2t_f)t_w = 3937,5 \text{ mm}^2$
- A_{fc} : aire de la semelle comprimée $\Rightarrow A_{fc} = h \cdot t_f = 8100 \text{ mm}^2$
- $f_{yt} = 235 \text{ MPa}$
- K : coefficient dépend de la classe de semelle ($K=0.3$ classe I)

$$K \cdot \left(\frac{E}{f_{yt}} \right) \cdot \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 186,91 > \frac{d}{t_w} = 20,88 \text{ Condition vérifiée}$$

Donc la stabilité du profilé HEA280 au flambement de la semelle comprimée est vérifiée.

III.11.6 Vérification à l'effort tranchant

$$V_{plrd} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

A_v : L'aire de cisaillement pour les profilés en H

$$A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f = 6056,25 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{6056,25 \times (235 / \sqrt{3})}{1,1} = 747 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = P = 216 \leq 0,5 V_{pl,rd} = 373,5 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow M_{sd} \leq M_{c,rd}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{2683 \cdot 10^3 \cdot 235}{1,1} = 573,19 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 362,3 \times 1,4 = 507,22 \text{ kN.m}$$

Avec :

$$M_{sd} = 507,22 \text{ kN.m} < M_{c,rd} = 573,19 \text{ kN.m}$$

Le profilé du support HEB 360 résiste au moment plastique de cisaillement.

III.11.7 Vérification de la flèche

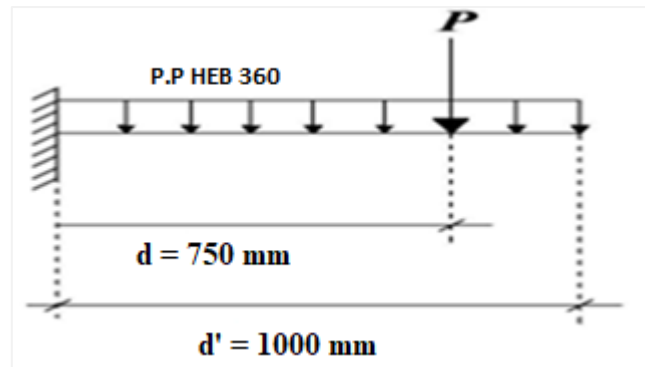


Figure III.15 : Verification de la flèche

$$f_{\max} < f_{\text{adm}} = \frac{d}{500} = 0,28 \text{ cm}$$

$$f_{\max} = \frac{p \cdot d'^3}{3 \cdot EI} = \frac{216000 \times 100}{3(21 \times 10^2) \times 43190} = 0,079 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow f_{\max} < f_{\text{adm}}$$

III.12 Conclusion

A travers ce chapitre, qui présente les caractéristiques et le fonctionnement du pont roulant en prenant compte les charges soulevées, on conclut, d'après les calculs faits, que pour assurer un bon fonctionnement du pont roulant étudié, le profilé en HEA450 vérifie bien les conditions de résistance et de stabilité de la poutre de roulement. Le chapitre suivant consiste à pré-dimensionner les éléments secondaires de la structure pour résister aux différentes sollicitations causées par les charges (G, Q, S).

Chapitre IV : Dimensionnement des Eléments Secondaires

IV.1 Introduction

Ce chapitre consiste à dimensionner les éléments secondaires de la structure, tout d'abord nous commençons par le calcul de la section et du diamètre du chéneau, ensuite nous calculons les pannes de couverture et l'échantignole. Au final, nous faisons le dimensionnement des lisses de bardage et des potelets en vérifiant leur résistance aux différentes sollicitations causées par les charges (G, Q, S, et V).

IV.2 Calcul du chéneau

Le chéneau est une conduite généralement en métal et plus généralement de zinc, serve à collecter les eaux à la base de la toiture, pour en permettre l'évacuation.

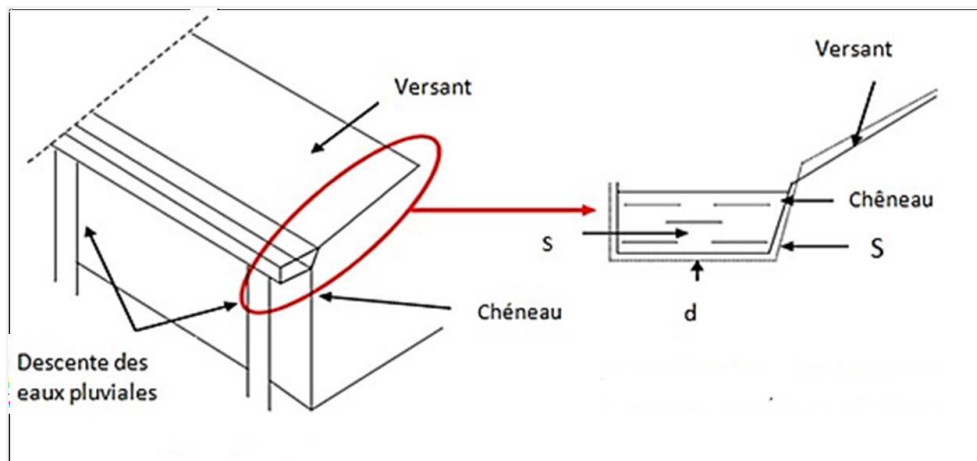


Figure IV.1 : Le chéneau d'eau

- **Calcul de la section et du diamètre du chéneau**

$$S_{\text{versant}} = 15 \times 45 = 675 \text{ m}^2$$

$$\text{Pente} = 2\text{mm/m}$$

A partir des abaques : (Annexe C)

$$\begin{cases} S_{\text{chéneau}} = 680 \text{ cm}^2 \\ d = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

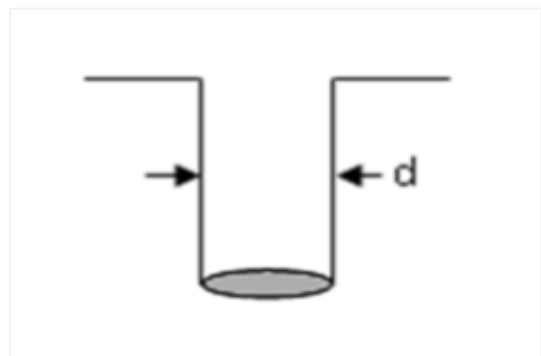


Figure IV.2 : Moignon cylindrique

IV.3 Calcul des pannes de Couverture

Les pannes sont des poutres destinées à supporter la couverture et de transmettre les charges et surcharges s'appliquant sur cette dernière à la traverse ou bien la ferme. Elles sont disposées parallèlement à la ligne de faitage, et elles sont calculés en flexion déviée, sous l'effet des charges permanentes, d'exploitation et climatiques.

Elles sont réalisées soit en profilés formés à chaud en I, ou bien en U, soit en profilés formés à froid, dans notre structure nous utiliserons des IPE.

IV.3.1 Espacement entre pannes

L'espacement entre pannes est défini en fonction de la portée admissible de la couverture. On suppose un espacement moyen de 1,45 m.

IV.3.2 Charges à prendre en considération

- **Charges permanentes** : Poids propre du panneau sandwich TL75 : $G = 0,142 \text{ kN/m}^2$
- **Charges d'entretien** : $Q = 1 \text{ kN}$
- **Action de la neige** : $S = 0,398 \text{ kN/m}^2$
- **Action du vent** : $V = -1,85 \text{ kN/m}^2$

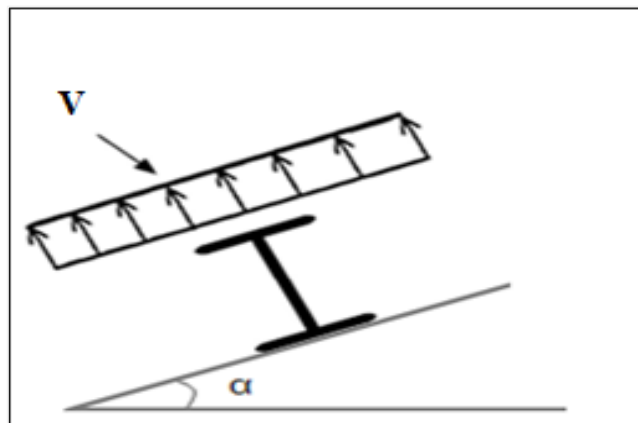


Figure IV.4 : Cas de l'effet du vent

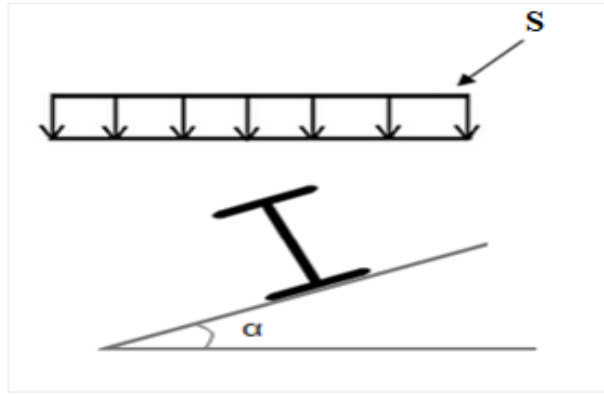


Figure IV.5 : Cas de l'effet de neige

IV.3.3 Moment maximum pour une poutre continue sur 10 appuis simples

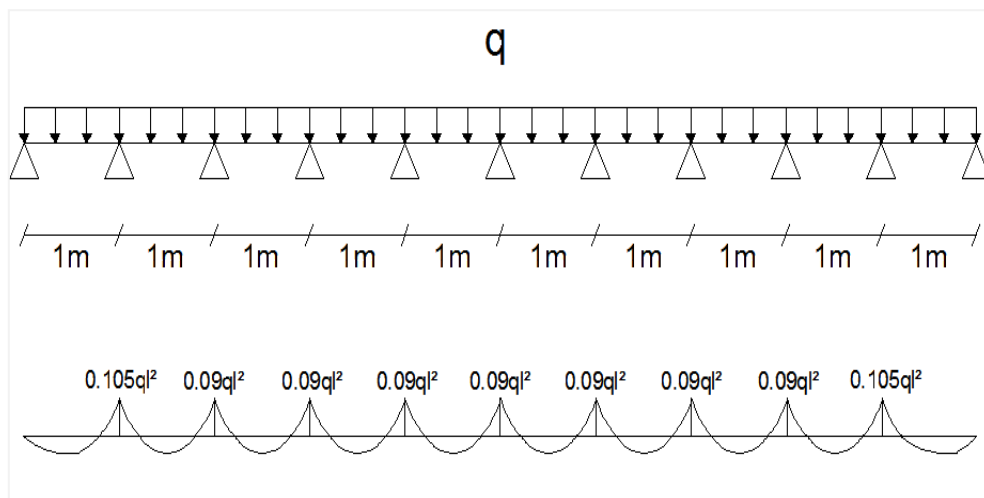


Figure IV.6 : Diagramme des moments fléchissant au niveau de la couverture

Le moment maximum est déterminé par le logiciel SAP2000. Le diagramme résultant des moments fléchissant est montré ci-dessus en figure

$$M_{\max} = 0,105ql^2$$

On suppose un espacement entre pannes : $e = 1,45\text{m}$

$q = 1,35.G + 1,5.Q = 1,35 \times (0,142 \times 1,45) + 1,5 \times (1,85 \times 1,45) = 4,3 \text{ kN/ml}$ (combinaison la plus défavorable)

IV.3.4 Calcul de l'espacement

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} \leq f_y \longrightarrow M_{\max} < f_y \times w \longrightarrow 0,106ql^2 < f_y \times w$$

Avec : $\begin{cases} w \text{ (module de résistance)} \\ W = 5 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{ml} \end{cases}$

$$l \leq \sqrt{\frac{f_y \times w}{0,106 \times q}} \longrightarrow l \leq \sqrt{\frac{235 \times 10^3 \times 5 \times 10^{-6}}{0,105 \times 4,3}} = 1,61 \text{ m}$$

l'espacement calculé ne doit pas dépasser $l = 1,61 \text{ m}$, donc l'espacement supposé est vérifiée.

IV.3.5 Dimensionnement des pannes

Espacement entre pannes : $e = 1,45 \text{ m}$

$$\begin{cases} G = 0,142 \times 1,45 = 0,21 \text{ kN/m} \\ S = 0,398 \times 1,45 = 0,55 \text{ kN/m} \\ V = -1,85 \times 1,45 = -2,68 \text{ kN/m} \end{cases}$$

Couverture $\begin{cases} g_c \cdot \cos \alpha = 0,21 \times \cos(7,6) = 0,21 \text{ kN/ml} \\ g_c \cdot \sin \alpha = 0,21 \times \sin(7,6) = 0,027 \text{ kN/ml} \end{cases}$

panne (IPE 180) $\begin{cases} g_p \cdot \cos \alpha = 0,188 \times \cos(7,6) = 0,186 \text{ kN/ml} \\ g_p \cdot \sin \alpha = 0,188 \times \sin(7,6) = 0,025 \text{ kN/ml} \end{cases}$

Neige $\begin{cases} S \cdot \cos \alpha = 0,55 \times \cos(7,6) = 0,55 \text{ kN/ml} \\ S \cdot \sin \alpha = 0,55 \times \sin(7,6) = 0,072 \text{ kN/ml} \end{cases}$

Vent $\begin{cases} V_z = -2,68 \text{ kN/ml} \\ V_y = 0 \end{cases}$

Charge d'entretien $\begin{cases} Q \cdot \cos \alpha = 1 \times \cos(7,6) = 0,99 \text{ kN} \\ Q \cdot \sin \alpha = 1 \times \sin(7,6) = 0,13 \text{ kN} \end{cases}$

IV.3.6 Calcul des efforts internes

- **ELU**

1^{er} cas : Risque de charge d'entretien et de maintenance

Plan z-z

$$\begin{cases} q_{y1} = 1,35 \times G = 1,35 \times (0,027 + 0,025) = 0,07 \text{ kN/ml} \\ q_{y2} = 1,5 \times Q = 1,5 \times (0,13) = 0,2 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{z, sd1} = \frac{q_y \times l^2}{8} = \frac{0,07 \times 7,35^2}{8} = 0,47 \text{ kN.m} \\ M_{z, sd2} = \frac{q_y \times l}{3} = \frac{0,2 \times 7,35}{3} = 0,49 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$M_{z, sd} = M_{z, sd1} + M_{z, sd2} = 0,47 + 0,49 = 0,96 \text{ kN.m}$$

Plan y-y

$$\begin{cases} q_{z1} = 1,35 \times G = 1,35 \times (0,21 + 0,186) = 0,53 \text{ kN/ml} \\ q_{z2} = 1,50 \times Q = 1,5 \times (0,99) = 1,49 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{y, sd1} = \frac{q_z \times l^2}{8} = \frac{0,53 \times 7,35^2}{8} = 3,56 \text{ kN.m} \\ M_{y, sd2} = \frac{q_z \times l}{3} = \frac{1,49 \times 7,35}{3} = 3,64 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$M_{y, sd} = M_{y, sd1} + M_{y, sd2} = 3,55 + 3,64 = 7,2 \text{ kN.m}$$

2^{ème} cas : Risque de charge de neige

Plan z-z

$$q_y = 1,35 \times G + 1,5 \times S = 1,35 \times (0,027 + 0,025) + 1,5 \times (0,072) = 0,18 \text{ kN /ml}$$

$$M_{z, sd} = \frac{q_y \times l^2}{8} = \frac{0,18 \times 7,35^2}{8} = 1,21 \text{ kN.m}$$

Plan y-y

$$q_z = 1,35 \times G + 1,5 \times S = 1,35 \times (0,21 + 0,186) + 1,5 \times (0,55) = 1,36 \text{ kN/ml}$$

$$M_{y, sd} = \frac{q_z \times l^2}{8} = \frac{1,36 \times 7,35^2}{8} = 9,18 \text{ kN.m}$$

3^{ème} cas : Risque de charge du vent

Plan z-z

$$q_y = 1,35 \times G + 1,5 \times V_2 = 1,35 \times (0,027 + 0,025) + 1,5 \times (0) = 0,07 \text{ kN/ml}$$

$$M_{z, sd} = \frac{q_y \times l^2}{8} = \frac{0,07 \times 7,35^2}{8} = 0,47 \text{ kN.m}$$

Plan y-y

$$q_z = 1,35 \times G + 1,5 \times V_3 = 1,35 \times (0,21 + 0,186) + 1,5 \times (-2,68) = -3,485 \text{ kN/ml}$$

$$M_{y, sd} = \frac{q_z \times l^2}{8} = \frac{3,485 \times 7,35^2}{8} = 23,53 \text{ kN.m}$$

ELS**1^{ier} cas de risque : charge d'entretien et de maintenance****Plan z-z:**

$$\begin{cases} q_{y1} = G = 0,027 + 0,025 = 0,052 \text{ kN/ml} \\ q_{y2} = Q = 0,13 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{z,sd1} = \frac{q_y \times l^2}{8} = \frac{0,052 \times 7,35^2}{8} = 0,35 \text{ kN.m} \\ M_{z,sd2} = \frac{q_y \times l^2}{8} = \frac{0,13 \times 7,35^2}{8} = 0,32 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$M_{z,sd} = M_{z,sd1} + M_{z,sd2} = 0,35 + 0,32 = 0,67 \text{ kN.m}$$

Plan y-y

$$\begin{cases} q_{z1} = G = 0,21 + 0,186 = 0,396 \text{ kN/ml} \\ q_{z2} = Q = 0,99 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{y,sd1} = \frac{q_z \times l^2}{8} = \frac{0,396 \times 7,35^2}{8} = 2,66 \text{ kN.m} \\ M_{y,sd2} = \frac{q_z \times l^2}{8} = \frac{0,99 \times 7,35^2}{8} = 2,43 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Donc :

$$M_{y,sd} = M_{y,sd1} + M_{y,sd2} = 2,66 + 2,43 = 5,09 \text{ kN.m}$$

2^{ème} cas : Risque de la neige**Plan z-z**

$$q_y = G + S = (0,027 + 0,025) + 0,072 = 0,124 \text{ kN/m}$$

$$M_{z,sd} = \frac{q_y \times l^2}{8} = \frac{0,124 \times 7,35^2}{8} = 0,84 \text{ kN.m}$$

Plan y-y

$$q_z = G + S = (0,21 + 0,186) + 0,55 = 0,95 \text{ kN/ml}$$

$$M_{y,sd} = \frac{q_z \times l^2}{8} = \frac{0,95 \times 7,35^2}{8} = 6,9 \text{ kN.m}$$

3^{ème} cas : Risque du ventPlan y-y

$$q_z = G + V = (0,21+0,186) + (-2,68) = -2,28 \text{ kN/ml}$$

$$M_{y,sd} = \frac{q_z \times l^2}{8} = \frac{2,28 \times 7,35^2}{8} = 15,4 \text{ kN.m}$$

Plan z-z

$$q_y = G + V = (0,027+0,025) = 0,052 \text{ kN/ml}$$

$$M_{z,sd} = \frac{q_y \times l^2}{8} = \frac{0,052 \times 7,35^2}{8} = 0,38 \text{ kN.m}$$

On prend le profilé IPE180 :

Tableau IV.1 : Caractéristiques du profilé IPE 180

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P	A	h	b	t _f	t _w	d	I _y	I _z	W _{pl-y}	W _{pl-z}	i _y	i _z
	Kg/m	cm ²	mm	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm
IPE 180	18,8	23,9	180	91	8	5,3	146	1317	100,9	166,4	34,6	7,42	2,05

IV.3.6.1 Condition de flèche (ELS)Plan (y-y)

$$\delta_y \leq \delta_{\max}$$

$$\delta_y = \frac{5 \times q_{sy} \times L_y^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{5 \times 0,052 \times 735^4}{384 \times 21.10^5 \times 100,9} = 0,94 \text{ cm}$$

$$\delta_{\max} = \frac{L_y}{200} = \frac{735}{200} = 3,675 \text{ cm}$$

$$0,94 \text{ cm} < 3,675 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

Plan (z-z)

$$\delta_z \leq \delta_{\max}$$

$$\delta_z = \frac{5 \times q_{sz} \times L_z^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 2,28 \times 735^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 1317} = 3,13 \text{ cm}$$

$$\delta_{\max} = \frac{L_z}{200} = \frac{735}{200} = 3,675 \text{ cm}$$

$$3,13 \text{ cm} < 3,675 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\delta_T = \sqrt{\delta_y^2 + \delta_z^2} = \sqrt{0,94^2 + 3,13^2} = 3,27 \text{ cm} < \delta_{\max} = 3,675 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

IV.3.6.2 Classe du profilé IPE 180

- Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\frac{146}{5,3} \leq 72 \sqrt{\frac{235}{235}} = 27,55 < 72 \rightarrow \text{L'âme est de classe I}$$

- Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon \rightarrow \frac{90}{2 \times 8} = 5,63 \leq 10 \rightarrow \text{La semelle est de classe I}$$

La section globale du profilé **IPE 180** de panne est de **classe I**

IV.3.6.3 Vérification des contraintes

Les pannes travaillant en flexion déviée, il faut que l'équation suivante soit vérifiée :

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

$$\text{Avec } \begin{cases} \alpha = 2 \\ \beta = 1 \end{cases} \text{ (profilé en I, classe 1)}$$

$M_{y,sd}, M_{z,sd}$:

$$\begin{cases} M_{z,sd} = 0,47 \text{ kN.m} \\ M_{y,sd} = 23,53 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{Ny,rd} \\ M_{Ny,rd} = M_{pl,y,rd} \frac{1-n}{1-0,5a} \end{cases}$$

$$\begin{cases} n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}} \text{ avec } N_{sd} = 0 \text{ donc } n = 0 \\ a = \frac{A - (2 \cdot b \cdot tf)}{A} = \frac{2390 - (2 \times 91 \times 8)}{2390} = 0,4 < 0,5 \end{cases}$$

$M_{Nz,Rd}$:

Puisque $n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}} < a \longrightarrow M_{Nz,Rd} = M_{pl,z,Rd} = W_{plz} \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$

$$\left(\frac{M_{ysd} \times \gamma_{m0}}{W_{ply} \times f_y} \right)^2 + \left(\frac{M_{zsd} \times \gamma_{m0}}{W_{plz} \times f_y} \right)^1 \leq 1$$

$$\left(\frac{2353 \times 10^4 \times 1,1}{166,4 \times 10^3 \times 235} \right)^2 + \left(\frac{47 \times 10^4 \times 1,1}{34,6 \times 10^3 \times 235} \right)^1 = 0,52 \leq 1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc, les pannes en **IPE 180** vérifient les contraintes de la flexion déviée.

IV.3.6.4 Résistance de la panne au déversement

Le déversement est un phénomène d'instabilité qui se manifeste par une déformation latérale des parties comprimées de la section de la panne sous l'action du vent en soulèvement.

Le moment résistant au déversement est donné par la relation suivante :

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

Avec :

- $\beta_w = 1$ (Section de classe 1)
- $W_{ply} = 220,64 \text{ cm}^3$
- $f_y = 235 \times 10^2 \text{ N/cm}^2$
- $\gamma_{m1} = 1,1$
- χ_{lt} (le facteur de réduction pour le déversement)

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

Avec :

$$\begin{cases} \phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] \\ \alpha_{LT} = 0,21 \text{ Pour les profilés laminés} \end{cases}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L \cdot \left[\frac{W_{ply}^2}{I_z \cdot I_w} \right]^{0,25}}{C_1^{0,5} \left[1 + \frac{L^2 G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_w} \right]^{0,25}}$$

- C_1 : Facteur dépendant de condition de charge et d'encastrement $C_1 = 1,132$ (Annexe B)
- $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{21 \cdot 10^4}{2(1+0,3)} = 8,08 \times 10^6 \text{ N /cm}^2$
- I_t : Moment d'inertie de torsion = $4,79 \text{ cm}^4$
- I_w : Moment d'inertie de gauchissement = $7,43 \times 10^{-3} \text{ cm}^6$
- I_z : Moment d'inertie de flexion = $100,9 \text{ cm}^4$ (suivant l'axe faible d'inertie)

$$\lambda_{LT} = \frac{735 \cdot \left[\frac{166,4^2}{100,9 \times 7,43 \cdot 10^{-3}} \right]^{0,25}}{(1,132)^{0,5} \left[1 + \frac{735^2 \times 8,08 \cdot 10^6 \times 4,79}{\pi^2 \times 2,1 \cdot 10^7 \times 7,43 \cdot 10^{-3}} \right]^{0,25}} = 43,93$$

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \times \sqrt{\beta_w}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{43,93}{93,9} \right] \times \sqrt{1} = 0,468$$

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21 \times (0,468 - 0,2) + 0,468^2] = 0,638$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{(0,638 + \sqrt{0,638^2 - 0,468^2})} = 0,93$$

$$M_{b,rd} = \frac{0,93 \times 1 \times 166,4 \times 235 \cdot 10^2}{1,1} = 33,06 \text{ kN.m}$$

$$M_{y,sd} = 23,53 \text{ kN.m} < M_{brd} = 33,06 \text{ kN.m}$$

Condition vérifiée

Donc la stabilité au déversement est assurée.

IV.3.6.5 Résistance au voilement par cisaillement

Si $\frac{d}{t_w} \leq 69 \varepsilon$ alors il n'est pas nécessaire de vérifier le voilement par cisaillement.

$$\text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

On a : $\frac{d}{t_w} = \frac{146}{5,3} = 27,55 \leq 69$

Donc, il n'est pas nécessaire de vérifier le voilement par cisaillement.

IV.3.6.6 Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme

La stabilité au flambement sera vérifiée si la condition suivante de règlement « CCM97 » est vérifiée :

$$\frac{d}{t_w} \leq K \times \frac{E}{f_{yt}} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}}$$

Avec :

$$A_w = t_w \times (h - 2 \times t_f) = 5,3 \times (180 - 2 \times 8) = 869,2 \text{ mm}^2 \text{ (aire de l'âme)}$$

$$A_{fc} = b \times t_f = 91 \times 8 = 728 \text{ (aire de la semelle comprimée)}$$

$$f_y = 235 \text{ N/mm}^2 \text{ (limite d'élasticité de la semelle comprimée)}$$

$$E = 21.10^4 \text{ N/mm}^2 \text{ (module d'élasticité)}$$

K = Coefficient pris égal à 0,3 (semelle de classe I)

$$A N: \begin{cases} K \times \frac{E}{f_{yt}} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 0,3 \times \frac{21 \times 10^4}{235} \times \sqrt{\frac{869,2}{728}} = 292,93 \\ \frac{d}{t_w} = \frac{146}{5,3} = 27,55 < 292,93 \end{cases} \quad \text{Condition vérifiée}$$

IV.4 Calcul de l'échantignole

L'échantignole est un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes aux traverses, le principal effort de résistance de l'échantignolle est le moment de renversement dû au chargement surtout sous l'action de soulèvement du vent.

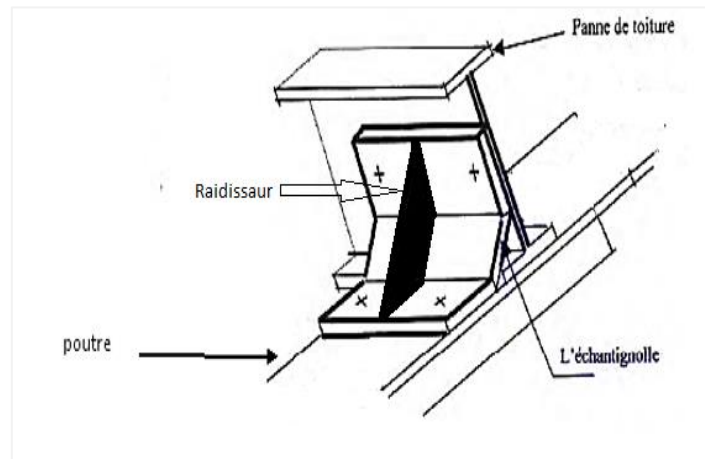


Figure IV.7 : Vue en 3D de l'échantignole

On prend une plaque d'épaisseur : $e = 5 \text{ mm}$

Avec un raidisseur d'épaisseur de 5 mm

IV.5 Calcul des lisses de bardages

IV.5.1 Introduction

Les lisses de bardages sont constituées de poutrelles (IPE, UAP, UPN) ou de profils minces piles. Disposées horizontalement, elles portent sur les poteaux de portiques ou éventuellement sur des potelets intermédiaires. L'entre axe des lisses est déterminé par portée admissible des bacs de bardage.

IV.5.2 Espacement des lisses

Les lisses de bardages sont constituées de poutrelles (IPE, UPN, UPE) ou de profils minces pliés. Etant disposées horizontalement, elles sont portées soit par les poteaux de portiques, soit par les potelets intermédiaires

Notre structure à une hauteur des poteaux de 12 m et d'une hauteur de 14 m jusqu'au faitage, elle est entourée par des murs de maçonnerie d'une hauteur de $9,9 \text{ m}$ donc nous ferons un bardage pour la partie qui reste avec une hauteur de $4,1 \text{ m}$

- Espacement des lisses ($e = 1,4 \text{ m}$)
- Nombre de lisses ($n = 4$)

IV.5.3 Dimensionnement des lisses

Pour les conditions de réalisation et d'esthétique, les lisses de bardage doivent être de même type et de même dimension. Pour dimensionner, on tiendra compte de la valeur la plus défavorable entre la pression de vent exercée sur le pignon et sur le long-pan.

L'action du vent maximale est : $W_{\max} = -1,3 \text{ kN/m}^2$

IV.5.3.1 Efforts sollicitant la lisse

Les lisses sont simplement appuyées sur deux potelets, elles sont soumises à la flexion déviée sous l'effet des charges suivantes :

- Une charge horizontale de la dépression de vent ($-1,3 \text{ kN/m}^2$)
- Une charge verticale due au poids propre du bardage TN40 ($0,109 \text{ kN/m}$)
- Une charge verticale due au poids propre de la lisse UPN 180 ($0,22 \text{ kN/m}$)
- Charge horizontale F_z : $F_z = V_{\max} \times e = -1,3 \times 1,4 = -1,82 \text{ kN/m}$
- Charge verticale F_y : $F_y = (0,109 \times 1,4 + 0,22) = 0,37 \text{ kN/m}$

Tableau IV.2 : Caractéristiques du profilé UPN 180

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P	A	H	B	t _f	t _w	d	I _y	I _z	W _{pl-y}	W _{pl-z}	i _y	i _z
	Kg/m	cm ²	mm	Mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm
UPN 180	22	28	180	70	11	8	133	1350	114	179	42,9	6,95	2,02

IV.3.5.2 Vérification de la condition de la flèche (ELS)

$$\begin{cases} Q_y = g_l \times (g_h \times 1,4) = 0,22 + (0,109 \times 1,4) = 0,37 \text{ kN/ml} \\ Q_z = V \times e = -1,3 \times 1,4 = -1,82 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

$$\delta_y = \frac{5 \times q_y \times l^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{5 \times 37 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 114} = 2,63 \text{ cm}$$

$$\frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm} > 2,63 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

$$\delta_z = \frac{5 \times q_z \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 182 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 1350} = 1,08 \text{ cm}$$

$$\frac{l}{250} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{ cm} > 1,08 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

IV.3.5.3 Condition de la résistance (ELU)

Dans la condition de résistance à l'ELU il faut faire les vérifications suivantes. Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

- **Vérification à la flexion biaxiale**

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

Avec : $\alpha = 2$, $\beta = 1$ pour les sections de classe 1

Plan y-y :

$$M_{z,sd} = 1,35 \times F_y \times \frac{ly^2}{8} = 1,35 \times 0,31 \times \frac{6^2}{8} = 1,88 \text{ kN.m}$$

Plan z-z :

$$M_{y,sd} = 1,5 \times F_z \times \frac{lz^2}{8} = 1,5 \times 1,82 \times \frac{6^2}{8} = 12,3 \text{ kN.m}$$

$$\begin{cases} M_{pl,y} = \frac{w_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{103 \times 23,5}{1,1} \times 10^{-2} = 22 \text{ kN.m} \\ M_{pl,z} = \frac{w_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{28,3 \times 23,5}{1,1} \times 10^{-2} = 6,05 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\left(\frac{12,3}{22} \right)^2 + \left(\frac{2,25}{6,05} \right)^1 = 0,68 < 1$$

Conclusion : Le profilé UPN 180 convient comme lisse de bardage.

IV.6 Calcul des potelets

Les potelets sont des éléments en profile laminé 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 isolants, qui ont pour rôle de transmettre les différents efforts horizontaux à la poutre au vent et les efforts verticaux vers le sol. Sous l'action du vent, le potelet travaille à la flexion composée.

Ils sont considérés comme articulés dans les deux extrémités.

IV.6.1 Calcul des charges et surcharges revenant au potelet le plus chargé

Charge permanente G (poids propre) :

- Poids du bardage = 0,109 kN/m²
 - Poids propre de la lisse = 0,22 kN/ml
 - Poids propre du potelet HEA 240 (estimé) = 0,603 kN/ml
- $$G = (0,22) + (0,109 \times 1,4) = 0,37 \text{ kN}$$

Surcharge climatique du vent (W_1) :

- $W_1 = 1,3 \text{ kN/m}^2$
- $W_1 = 1,3 \times 1,4 = 1,82 \text{ kN/ml}$

Tableau IV. 3 : Caractéristiques du profilé HEA 240

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P	A	H	B	t _f	t _w	d	I _y	I _z	W _{pl-y}	W _{pl-z}	i _y	i _z
	Kg/m	cm ²	mm	Mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm
HEA240	60,3	76,84	230	240	12	7,5	164	7763,17	2768,81	744,62	351,69	10,05	6

IV.6.2 Incidence de l'effort normal

$$N_{sd} \leq \min(0,25 N_{pl,Rd}, 0,5 \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{m0}})$$

$$N_{sd} = 1,35G = 1,35 \times 37,26 = 50,3 \text{ daN (effort normal sollicitant)}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{7684 \times 235}{1,1} = 1641,58 \text{ kN (effort normal plastique résistant)}$$

$$0,25 \cdot N_{pl,Rd} = 410,4 \text{ kN}$$

$$A_w = A - 2 \cdot b \cdot t_f = 7684 - 2 \times (240 \times 12) = 1924 \text{ mm}^2$$

$$N_{pl,Rd} = 0,5 \times \frac{1924 \times 235}{1,1} = 411,04 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 0,503 \text{ kN} \leq \min(410,4; 411,04) = 410,4 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

IV.6.3 Classe du profilé fléchi

- Classe de l'âme fléchi

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon$$

Avec :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\frac{164}{7,5} \leq 72 \sqrt{\frac{235}{235}} \Rightarrow 21,89 < 72 \rightarrow \text{L'âme est de classe I}$$

- Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \varepsilon \Leftrightarrow \frac{120}{12} = 10 \leq 10 \rightarrow \text{La semelle est de classe I}$$

La section globale du profilé **HEA240** du potelet est de **classe I**

IV.6.4 Vérification des contraintes

Les potelets sont soumis à la flexion composée, il faut donc vérifier :

$$M_{Sd} \leq M_{N,Rd}$$

Avec :

M_{Sd} : Moment sollicitant

$$M_{sd} = \frac{q_w \times l^2}{8} = \frac{1,5 \times 1,82 \times 13,6^2}{8} = 63,12 \text{ kN.m}$$

$M_{N,Rd}$: Moment de résistance plastique réduit par la prise en compte de l'effort axial

$$M_{N,Rd} = \frac{M_{ply,Rd} \times (1-n)}{(1-0,5a)}$$

Avec :

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply,Rd} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{744,62 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 161,43 \text{ kN.m}$$

$$n = \frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{0,503}{410,4} = 0,00123$$

$$a = \min\left(\frac{A_w}{A}; 0,5\right) \text{ avec } A_w = A - 2 \cdot b_f \cdot t_f$$

$$\longrightarrow A_w = 7684 - (2 \times 240 \times 12) = 1924 \text{ mm}^2 = 19,24 \text{ cm}^2$$

$$a = \min\left(\frac{19,24}{76,84}; 0,5\right) = 0,25$$

Donc:

$$M_{N,Rd} = \frac{161,43 \times (1 - 0,00123)}{(1 - 0,5 \cdot 0,24)} = 183,22 \text{ kN.m}$$

$$M_{Sd} = 63,12 \text{ kN.m} \leq M_{N,Rd} = 183,22 \text{ kN.m}$$

Condition vérifiée

IV.6.5 Résistance au flambement

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec :

$N_{b,Rd}$: Résistance au flambement

$\beta_A = 1$ Pour les sections de classe I

$$\gamma_{m1} = 1,1$$

χ : Coefficient de réduction

$\bar{\lambda}$: Elancement réduit

$$\bar{\lambda} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] \times \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda}{93,9 \text{ ε}}$$

λ : Calculé à la base des caractéristiques de la section brute

$$\text{Avec: } \begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{230}{240} = 0,96 < 1,2 \\ t_f = 10,2 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \end{cases}$$

Donc, les courbes de flambement considérées par chaque axe sont :

Axe (y-y) : courbe b $\longrightarrow \alpha = 0,34$

Axe (z-z) : courbe c $\longrightarrow \alpha = 0,49$

- **Plan (y-y) :**

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{0,7 \times l_0}{10,05} = \frac{0,7 \times 950}{10,05} = 66,17$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{66,17}{93,9} = 0,704$$

- **Plan (z-z) :**

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{0,7 \times l_0}{6} = \frac{0,7 \times 950}{6} = 110,833$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{110,833}{93,9} = 1,180$$

Donc : $\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 1,180$

χ : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement b :

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

Avec :

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 1,436$$

$$\chi = 0,444$$

$$D'où : N_{b,Rd} = \frac{0,444 \times 7684 \times 235}{1,1} = 728,86 \text{ kN}$$

$$Donc : N_{sd} = 0,503 \text{ kN} < N_{b,Rd} = 728,86 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{0,503}{410,4} = 0,00123$$

$$a = \min\left(\frac{A_w}{A}; 0,5\right) \text{ avec } A_w = A - 2 \cdot b_f \cdot t_f$$

$$A_w = 7684 - (2 \times 240 \times 12) = 1924 \text{ mm}^2 = 19,24 \text{ cm}^2$$

$$a = \min\left(\frac{19,24}{76,84}; 0,5\right) = 0,25$$

Donc:

$$M_{N,Rd} = \frac{161,43 \times (1 - 0,00123)}{(1 - 0,5 \cdot 0,24)} = 183,22 \text{ kN.m}$$

$$M_{Sd} = 68,57 \text{ kN.m} \leq M_{N,Rd} = 183,22 \text{ kN.m}$$

Condition vérifiée

IV.7 Conclusion

A travers ce chapitre, qui présente les caractéristiques et le fonctionnement des éléments secondaires de la structure pour résister aux différentes sollicitations causées par les charges (G, Q, S, V). On conclut, d'après les calculs faits, on a choisi les profilés suivants qui assurent le bon fonctionnement et vérifient bien les conditions de résistance à la fois

Les pannes : un profilé IPE180, les lisses : un profile UPN180, et les potelets : un profilé HEA240.

Chapitre V : Etude Sismique

V.1 Introduction

Les actions sismiques sur un bâtiment sont des actions dynamiques complexes, elles se manifestent par des mouvements essentiellement horizontaux imposées aux fondations. Les forces d'inertie créées par leur masse, qui s'oppose aux mouvements, permettent aux constructions de résister à ces mouvements entraînant, par la même, des efforts dans la structure.

L'objectif visé dans ce chapitre est la détermination des efforts sismiques susceptible à solliciter notre structure. Pour ce faire, il est nécessaire de faire appel à l'une des trois méthodes de calcul préconisées par le « règlement parasismique Algérien RPA 99- v2003- (D.T.R-B.C-2.48), qui met à notre disposition trois méthodes de calcul :

- La méthode statique équivalente
- La méthode d'analyse modale spectrale (spectre de réponse)
- La méthode d'analyse dynamique par un accélérogramme

Suivant la particularité de la structure de notre bâtiment, notre calcul se fera par la méthode d'analyse modale spectrale car elle représente une répartition vertical et horizontale des forces sismiques, et de plus notre structure ne répond pas au condition d'application de la méthode statique équivalente.

V.2 Principe de la méthode

Elle consiste à déterminer les effets extrêmes engendrés par l'action sismique par le calcul des modes propres de vibrations de la structure qui dépendent à la fois de sa masse, de son effet d'amortissement et de ses forces d'inertie à travers un spectre de réponse de calcul.

V.3 Classification

V.3.1 Classification des zones sismiques

Le territoire national est divisé en quatre zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune.

- ZONE 0 : sismicité négligeable
- ZONE I : sismicité faible
- ZONE IIa et IIb : sismicité moyenne
- ZONE III : sismicité élevée

Pour notre cas, et d'après la carte et le tableau cité précédemment ; Tlemcen se situe dans une zone de sismicité faible « ZONE I »

V.3.2 Classification de l'ouvrage

D'après le RPA99V2003, notre ouvrage est classée en Zone I groupe 3. Selon le rapport géotechnique relatif, cet ouvrage on est en présence du sol meuble de catégorie S2.

V.4 Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 < T < T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} - 1 \right) & T_1 < T < T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_1 < T < 0,3 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 0,3 \end{cases}$$

Avec :

- **A** : coefficient d'accélération de zone, donné suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment (zone I)
 - Classification des ouvrages : 3 $\longrightarrow$ **A = 0,05**
- **η** : facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7$$
- **ξ** : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif
 - Acier dense $\longrightarrow$ **$\xi = 5 \%$** $\longrightarrow$ **$\eta = 1$**
- **R** : coefficient de comportement global de la structure donnée en fonction du système de contreventement
 - Mixte portiques /palées triangulées en X $\longrightarrow$ **R = 4**

Q = facteur de qualité donné par la formule suivante : $Q = 1 + \sum P_q = 1,15$

Tableau V.1 : Valeurs des pénalités **P_q**

Critère q	P _q
1-Condition minimales sur les files de contreventement	Observé 0
2-Redondance en plan	Observé 0
3-Régularité en plan	Observé 0
4-Régularité en élévation	Observé 0
5-Control de la qualité des matériaux	Non Observé 0,05
6-Control de la qualité d'exécution	Non Observé 0,10
$\sum P_q = 0,15$	

- Sol supposé meuble $\longrightarrow$ S2 $\longrightarrow$ $\left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0,15 \text{ sec} \\ T_2 = 0,40 \text{ sec} \end{array} \right.$

V.5 Analyse dynamique

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

Elle permet de déterminer pour chaque modes de vibration, les efforts et les déplacements maximums d'une structure lors d'un séisme, qui sont combinés par la suite pour obtenir la réponse de la structure.

V.6 Modélisation de la structure

La modélisation représente l'établissement d'un modèle à partir de la structure réelle. Ce travail sera suivi de certaines modifications en vue d'approcher au maximum le comportement de la structure d'origine.

On fait appel pour la modélisation de notre structure au logiciel **ROBOT**, ce dernier est un logiciel de calcul est de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adapté au bâtiment et ouvrage de génie-civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures, il offre de nombreuses possibilités d'analyses des effets statique et dynamique avec des compléments de conception et de vérification de structure

V.6.1 Etapes de modélisation

- Opter pour un système d'unité (KN et m)
- Définition de la géométrie de base
- Définition des matériaux
- Définition des sections

Tableau V.2 : Eléments métalliques constituant la structure

Elément de la structure	Profilés
Poteaux	HEA 500
Poutre de chemin de roulement	HEA 450
Support de chemin de roulement	HEB 360
Sablière	HEA100
Traverse	IPE 600
Panne	IPE 180
Stabilité	2CAE 90x9

Contreventement	CAE 90x9
Lisse	UPN 180
Potelet	HEA 240

- Affecter à chaque élément les sections déjà prédéfinies
- Définition des charges à appliquer
- Introduction des données sismiques
- Définition des combinaisons des charges
- Définition des conditions aux limites
- Lancer l'analyse

Remarque

les sections définies dans le tableau ont été choisies après plusieurs simulations numériques.

V.7 Analyse modale

Le calcul des effets maximums d'un séisme sur une structure se détermine par le biais de la méthode intitulée « analyse modale spectrale » qui se caractérise par la sollicitation sismique décrite sous la forme d'un spectre de réponse.

Une bonne modélisation permet, à travers ce type d'analyse appliqué à toute forme de structure, d'obtenir des résultats les plus exacts et les plus satisfaisants possibles et dont la fiabilité est extrême.

Le spectre est caractérisé par les données suivantes :

- Zone I
- Groupe d'usage 3
- Coefficient de comportement 4
- Amortissement 5%
- Facteur de qualité 1,15
- Site ferme S2

V.7.1 Analyse modale spectrale

Selon RPA 99 version 2003

Tableau V.3 : Direction de l'excitation

Direction de l'excitation	X (m)	Y (m)	Z (m)
E_x	1	0	0
E_y	0	1	0
E_z	0	0	0

Les périodes propres de vibrations des 3 premiers modes sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau V.4 : Modes propres (Résultat obtenue à partir le logiciel ROBOT)

Mode	Période (sec)
1	0,60
2	0,59
3	0,56

Pour la somme des masses modales effectives qui doit être supérieure ou égale à 90% de la masse totale de la structure nous avons pris 25 modes.

Après avoir introduit l'ensemble de ces données, le spectre de réponse donné par le logiciel ROBOT est comme indiqué sur la figure suivante :

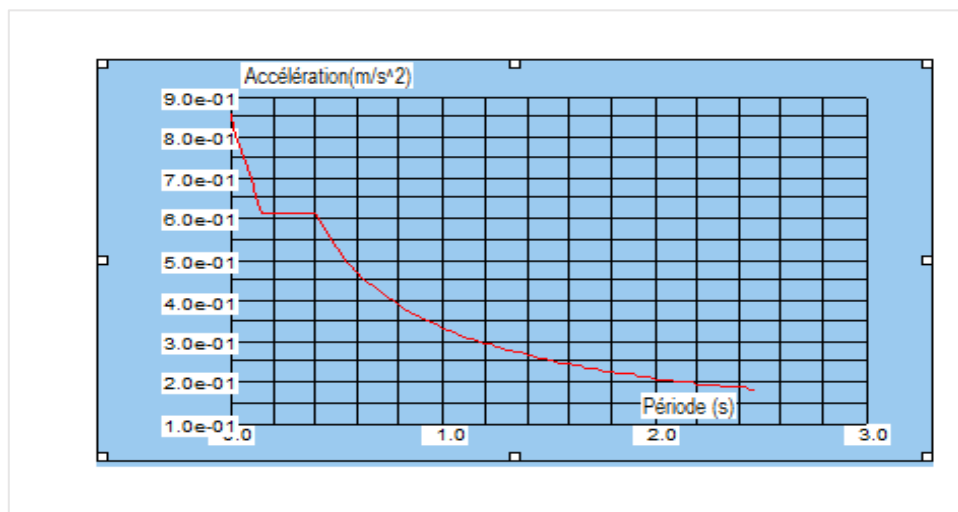


Figure V.1 : Spectre de réponse

V.8 Vérification de la structure

V.8.1 Vérification de la période fondamentale de la structure

La valeur de T calculé par le logiciel ROBOT ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique appropriée par le RPA99 de plus de 30 %.

La période fondamentale obtenue par le logiciel ROBOT : $T = 0,74 \text{ s}$.

La période empirique est donnée par la formule suivante : $T = C_t \times h_n^{\frac{3}{4}}$.

Avec :

C_t : Coefficient donné en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

$C_t = 0,085$ (voir Annexe D)

h_n : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure $h_n = 14\text{m}$

D'où :

$$T = 0,085 \times 14^{\frac{3}{4}} = 0,62\text{s}$$

$$T + 30\%T = 0,81\text{s}$$

Donc : $0,74\text{s} < T + 30\%T = 0,81\text{s}$

Condition vérifiée

V.8.2 Vérification de la force sismique à la base

La combinaison des valeurs modales permet d'obtenir la résultante des forces sismique à la base V_t égale ou supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques, elle-même déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V_t > 0,8V$$

Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats calculés sur 60 modes propres de vibration sont comme suit :

- Effort sismique dans le sens (X) : $V_t = 47,15 \text{ kN}$
- Effort sismique dans le sens (Y) : $V_t = 42,19 \text{ kN}$

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

A : coefficient d'accélération de zone $A = 0,05$

D : facteur d'amplification dynamique moyen

On a : $0 \leq T = 0,29\text{s} \leq T_2 = 0,5 \text{ s}$

$$D = 2,5 \times \eta$$

$$= 2,5 \times 1 = 2,5$$

W (Poids propre de la structure) $= 259868,84 \text{ Kg} = 2549,31 \text{ kN}$ (d'après le logiciel **ROBOT**)

$$\text{Alors : } V = \frac{0,05 \times 2,5 \times 1,15}{4} \times 2549,31$$

$$V = 102 \text{ kN}$$

Tableau V.5 : Résultante des forces sismiques à la base

	$V_t(\text{KN})$	$V(\text{KN})$	80 % $V(\text{KN})$	$V_t > 80\%V$
V_X	122,02	102	81,60	vérifiée
V_Y	117,39	102	81,60	Vérifié

V.8.3 Vérification des déplacements

V.8.3.1 Situation durable

D'après l'article 4.2.2.2 du CCM97 les déplacements horizontal sont limités à :

- $\frac{h}{150}$: sans charge du vent
- $\frac{h}{125}$: avec charge du vent

Avec h : hauteur du poteau

Tableau V.6 : Déplacement max en situation durable

	Combinaison des charges		Déplacement max (cm)	
	Avec vent	Sans vent	Avec vent	Sans vent
Suivant X	1,35G+1,5V3	1,35(G+Q+N)	2,7	1,8
Suivant Y	1,35G+1,5V3	1,35(G+Q+N)	1,6	1,3

$$\text{Avec vent : } \frac{h}{150} = \frac{1200}{150} = 8 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

$$\text{Sans vent : } \frac{h}{125} = \frac{1200}{125} = 9,6 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

V.8.3.1 Situation accidentale

Le RPA99V2003 précise que le déplacement horizontal est calculé sous les forces sismique seul dans l'article 4.4.3, il préconise de limiter les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport au étage qui lui sont adjacent à 1% de la hauteur d'étage suivant l'article 5.10.

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suite :

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

Avec :

R : Coefficient de comportement $R = 4$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques (d'après le logiciel ROBOT)

Il s'agit de vérifier le point le plus haut de la toiture par rapport au sol.

Tableau V.7 : Déplacement max en situation accidentale

Niveau	Déplacement δ_{ek} (cm)		Déplacement relatif δ_k (cm)	
	Suivant X	Suivant Y	Suivant X	Suivant Y
Toiture	0,47	0,63	1,9	2,5

$$\frac{H}{100} = \frac{1400}{100} = 14 \text{ cm}$$

Tous les déplacements sont inférieurs à 14 cm donc condition vérifiée.

V.9 Conclusion

Afin de déterminer les caractéristiques dynamiques de la halle à Ouled Ben Damou à MAGHNIA, un modèle 3D en éléments finis a été construit. Ce modèle a servi de base pour élaborer le calcul sismique. La vérification de la période fondamentale de la structure par rapport à la période empirique donnée par le « RPA » est vérifiée vu le fait que la structure est flexible. Par contre la résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne dépasse pas les 80% de la résultante des forces sismiques.

Chapitre VI: Dimensionnement des Eléments Structuraux

VI.1 Introduction

Le calcul d'une structure exige que sous toutes les combinaisons d'action possible définies réglementairement, la stabilité statique doit être assurée tant globalement, au niveau de la structure, qu'individuellement au niveau de chaque élément.

Les diverses sollicitations, générées par les actions, développent des contraintes au sein même des matériaux ce qui peut provoquer la déformation des éléments qui composent la structure. Il est impératif donc de vérifier que les contraintes et les déformations sont en dessous des limites admissibles conformément à la réglementation pour garantir le degré de sécurité souhaité.

VI.2 Justification des traverses

VI.2.1 Charge répartie sur la traverse

- Poids de la tôle nervurée
- Poids des pannes
- Poids propre de la traverse
- Charge d'entretien

VI.2.2 Caractéristiques de la traverse

Après introduction des charges sur la structure, le logiciel ROBOT nous a proposé comme profilé IPE 600 pour les traverses, ses caractéristiques sont les suivantes :

Tableau VI.1 : Caractéristiques du profilé IPE600

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques						
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm	I _t cm ⁴
IPE600	122	156	600	220	19	12	514	92080	3387	3512	485,6	24,30	4,66	165,4

VI.2.3 Efforts sollicitants

Pour assurer la vérification selon le règlement, on fait appel au logiciel ROBOT pour nous donner les efforts les plus défavorables

- $M_{sd} = 200,56 \text{ kN.m}$
- $V_{sd} = 103,20 \text{ kN}$
- $N_{sd} = 35 \text{ kN}$

VI.2.4 Classe de la section transversale de la traverse

- **Classe de l'âme fléchie**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{514}{12} \leq 72 \sqrt{\frac{235}{235}} \rightarrow 42,83 \leq 72 \rightarrow \text{L'âme est de classe I}$$

- **Classe de la semelle comprimée**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{110}{19} = 5,79 \leq 10 \rightarrow \text{La semelle est de classe I}$$

Donc la section transversale **IPE 600** est de **classe I**

VI.2.5 Vérification de la flèche

$$\delta \leq \delta_{\max}$$

La flèche admissible de la traverse est calculée par le logiciel **ROBOT** : $\delta = 1,9$ cm

$$\delta_{\max} = \frac{L}{200} = \frac{1513}{200} = 7,565 \text{ cm}$$

Avec : L : la longueur de la traverse

Donc : $\delta \leq \delta_{\max}$

Condition vérifiée

VI.2.6 Condition de résistance de la traverse (moment fléchissant + effort tranchant + effort normal)

- **Cisaillement**

La résistance de la section transversale est réduite par la présence de l'effort tranchant, s'il dépasse la moitié de la résistance plastique de calcul

$$V_{pl,rd} = A_v \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right) / \gamma_{m0}$$

Avec :

$$A_v = A - (2b \times t_f) + (t_w + 2r) \times t_f$$

$$= 15600 - (220 \times 2 \times 19) + (12 + 48) \times 19$$

$$A_v = 8380 \text{ mm}^2$$

$$\text{D'où : } V_{pl,rd} = \frac{8380 \times 235}{1,1 \times \sqrt{3}}$$

$$V_{pl,rd} = 1033,61 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 103,2 \text{ kN} < 50\% V_{pl,rd} = 516,81 \text{ kN}$$

Donc on ne tient pas compte de l'effet de l'effort tranchant dans la vérification.

- Résistance de la traverse au déversement (élément comprimés et fléchis) :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{ysd}}{\chi_{LT} \cdot \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Avec :

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

Plan (z-z) :

La courbe de flambement considérée par chaque axe est :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{600}{220} = 2,73 > 1,2 \text{ mm} \\ t_f = 19 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{cases}$$

Axe (z-z) : courbe b $\rightarrow \alpha_z = 0,34$ (Annexe C)

- L'élancement λ_z :

$$\lambda = \frac{l_f}{i_z} = \frac{\frac{15000}{2}}{46,6} = 160,94$$

$$\lambda_1 = 93,9. \varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

- L'élancement réduit $\bar{\lambda}_z$:

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] \times \sqrt{\beta_w} = \frac{141,24}{93,9} \times \sqrt{1} = 1,714$$

Donc : χ_z est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement b.

$$\phi = 0,5[1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0,5 [1 + 0,34 \times (1,714 - 0,2) + 1,714^2] = 2,226$$

$$\chi_z = \frac{1}{2,226 + [2,226^2 - 1,714^2]^{0,5}} = 0,274$$

- Calcul de χ_{LT} :

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

Avec :

- $\phi_{LT} = 0,5[1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$
- $\alpha_{LT} = 0,21$ Pour les profilés laminés
- $\lambda_1 = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \times \sqrt{\beta_w}$
 $\beta_w = 1$ pour les sections de classe 1 et 2
 $\lambda_1 = 93,9. \varepsilon = 93,9 \times \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9$

$$\bullet \lambda_{LT} = \frac{L \cdot \left[\frac{W_{ply}^2}{I_z \cdot I_w} \right]^{0,25}}{C_1^{0,5} \left[1 + \frac{L^2 G I_t}{\pi^2 E I_w} \right]^{0,25}}$$

Avec :

- C_1 : Facteur dépendant de condition de charge et d'encastrement $C_1 = 1,285$ [Annexe C]
- $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{21 \cdot 10^6}{2(1+0,3)} = 8,08 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$
- I_t : Moment d'inertie de torsion = $165,4 \times 10^4 \text{ mm}^4$
- I_w : Moment d'inertie de gauchissement = $2846 \times 10^9 \text{ mm}^6$
- I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie = $3387 \times 10^4 \text{ mm}^4$
- L : longueur de la traverse = $13,23 \times 10^3 \text{ mm}$

$$\lambda_{LT} = \frac{13,23 \times 10^3 \times \left[\frac{(3512 \times 10^3)^2}{3387 \times 10^4 \times 2846 \times 10^9} \right]^{0,25}}{(1,285)^{0,5} \left[1 + \frac{(13,23 \times 10^3)^2 \times 8,08 \cdot 10^4 \times 165,4 \times 10^4}{\pi^2 \times 21 \cdot 10^6 \times 2846 \times 10^9} \right]^{0,25}} = 159,26$$

$$\bullet \bar{\lambda}_{LT} = \frac{159,26}{93,9} = 1,696$$

$\bar{\lambda}_{LT} > 0,4$ donc il y'a risque de déversement

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + 0,21 \times (1,696 - 0,2) + 1,696^2] = 2,095$$

Donc :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{2,095 + [2,095^2 - 1,696^2]^{0,5}} = 0,388$$

$$\bullet K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \quad \text{mais } K_{LT} \leq 1$$

$$\bullet \mu_{LT} = 0,15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0,15 \quad \text{mais } \mu_{LT} \leq 0,9$$

$$\beta_{MLT} = 1,8 - 0,7\psi \quad [\text{Annexe C}]$$

$$\text{Avec } \psi = \frac{M_{max}}{M_{min}} = \frac{-529,90}{459,64} = -1,15$$

$$\beta_{MLT} = 1,8 - (0,7 \times -1,15) = 2,61$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 0,274 \times 2,61 - 0,15 = 0,521$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{0,521 \times 35 \times 10^3}{0,274 \times 15600 \times 235} = 0,981$$

Donc on calcul :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{ysd}}{\chi_{LT} \cdot \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{35 \times 10^3}{0,274 \times \frac{15600 \times 235}{1,1}} + \frac{0,981 \times 200,56 \times 10^6}{0,388 \times \frac{3512 \times 10^3 \times 235}{1,1}} = 0,75 \leq 1$$

La condition est vérifiée

VI.3 Justification des sablières

VI.3.1 Caractéristiques de la sablière

Après introduction des charges sur la structure, le logiciel ROBOT nous a proposé comme profilé HEA 100 pour les sablières, ses caractéristiques sont les suivantes :

Tableau VI.2 : Caractéristiques du profilé HEA 100

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques						
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm	I _t cm ⁴
HEA100	16,7	21,2	96	100	8	5	56	349,2	133,8	83,01	41,14	4,06	2,51	5,24

VI.3.2 Efforts sollicitants

Pour assurer la vérification selon le règlement, on fait appel au logiciel ROBOT pour nous donner les efforts les plus défavorables

- $M_{sd} = 0,99 \text{ kN.m}$
- $N_{sd} = 20,8 \text{ kN}$

VI.3.3 Classe de la section transversale de la sablière

- **Classe de l'âme fléchie**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{56}{5} \leq 72 \sqrt{\frac{235}{235}} \rightarrow 11,2 \leq 72 \rightarrow \text{L'âme est de classe I}$$

- **Classe de la semelle comprimée**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{50}{8} = 6,25 \leq 10 \rightarrow \text{La semelle est de classe I}$$

Donc la section transversale **HEA100** est de **classe I**

VI.3.4 Vérification de la flèche

$$\delta \leq \delta_{\max}$$

La flèche admissible de la sablière est calculée par le logiciel **ROBOT** : $\delta = 0,72 \text{ cm}$

$$\delta_{\max} = \frac{L}{200} = \frac{735}{200} = 3,675 \text{ cm}$$

Avec :

L : la longueur de la sablière

Donc : $\delta \leq \delta_{\max}$

Condition vérifiée

VI.3.5 Condition de résistance

VI.3.5.1 Moment fléchissant + Effort normal

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y \cdot M_{ysd}}{\frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Avec :

$$\gamma_{M1} = 1$$

$\chi_{\min}$: Coefficient de réduction minimal pour le flambement

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

- **Plan (y-y) :**

La courbe de flambement considérée par chaque axe est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{96}{100} = 0,96 < 1,2 \text{ mm} \\ t_f = 8 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Axe (y-y) : courbe b $\rightarrow \alpha_y = 0,34$

- L'élancement λ_y :

$$\lambda = \frac{l_f}{i_y} = \frac{7350}{40,6} = 181,03$$

$$\lambda_1 = 93,9. \varepsilon \quad \text{avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

- L'élancement réduit $\bar{\lambda}_y$:

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] \times \sqrt{\beta_w} = \frac{181,03}{93,9} \times \sqrt{1} = 1,93$$

$$\phi = 0,5 [1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0,5 [1 + 0,34 \times (1,93 - 0,2) + 1,93^2] = 2,66$$

$$\chi_y = \frac{1}{2,66 + [2,66^2 - 1,93^2]^{0,5}} = 0,22$$

- **Plan (z-z) :**

La courbe de flambement considérée par chaque axe est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{96}{100} = 0,96 < 1,2 \text{ mm} \\ t_f = 8 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Axe (z-z) : courbe b $\rightarrow \alpha_z = 0,49$

- L'élancement λ_z :

$$\lambda = \frac{l_f}{i_z} = \frac{7350}{25,1} = 292,83$$

$$\lambda_1 = 93,9. \varepsilon \quad \text{avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

- L'élancement réduit $\bar{\lambda}_z$:

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] \times \sqrt{\beta_w} = \frac{292,83}{93,9} \times \sqrt{1} = 3,12$$

$$\phi = 0,5[1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0,5 [1 + 0,49 \times (3,12 - 0,2) + 3,12^2] = 6,08$$

$$\chi_z = \frac{1}{6,08 + [6,08^2 - 3,12^2]^{0,5}} = 0,089$$

- $\chi_{\min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0,22; 0,089) = 0,089$
- $K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y}$ mais $K_y \leq 1,5$
- $\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2 \times \beta_{My} - 4) + \left[\frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \right]$ mais $\mu_{LT} \leq 0,9$
 $\beta_{My} = 1,8 - 0,7\psi$ [Annexe C]

$$\mu_y = 1,93 \times (2 \times 1,8 - 4) + \left[\frac{83,01 - 72,76}{72,76} \right] = -0,63$$

$$K_y = 1 - \frac{-0,63 \times 20,8 \times 10^3}{0,089 \times 2120 \times 235} = 1,3$$

Donc on calcul :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y \cdot M_{ysd}}{\frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{20,8 \times 10^3}{0,089 \times \frac{2120 \times 235}{1,1}} + \frac{1,3 \times 0,99 \times 10^6}{\frac{83,01 \times 10^3 \times 235}{1,1}} = 0,59 \leq 1$$

La condition est vérifiée.

VI.4 Justification des poteaux

Après plusieurs essais, le profilé HEA500 résiste aux sollicitations qui lui sont appliquées..

VI.4.1 Efforts sollicitants

Pour pouvoir faire la vérification suivant le règlement, on a obtenu les efforts les plus défavorables de l'élément à l'aide du logiciel **ROBOT**.

- $M_{y, sd} = 408,79 \text{ kN.m}$
- $M_{z, sd} = 0,94 \text{ kN.m}$
- $N_{sd} = 152,65 \text{ kN}$
- $V_{sd} = -56,36 \text{ kN}$

VI.4.2 Caractéristiques du profilé du poteau

Tableau VI.3 Caractéristiques du profilé HEA500

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
HEA500	155	197,5	490	300	23	12	390	86970	10370	3949	1059	20,98	7,24

VI.4.3 Classe de la section transversale du poteau

- Classe de l'âme comprimée

$$\frac{d}{t_w} \leq 33 \varepsilon \quad \text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{390}{12} \leq 33 \sqrt{\frac{235}{235}} \rightarrow 32,50 \leq 33 \rightarrow \text{L'âme est de classe I}$$

- Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{150}{23} = 6,52 \leq 10 \rightarrow \text{La semelle est de classe I}$$

Donc la section transversale du poteau est de **classe I**

VI.4.4 Vérification du déplacement

$$\delta \leq \delta_{\max}$$

La flèche admissible du poteau est calculée par le logiciel **ROBOT** : $\delta = 1,1 \text{ cm}$

$$\delta_{\max} = \frac{L}{200} = \frac{1200}{200} = 6 \text{ cm}$$

Avec : L : la longueur du poteau

Donc : $\delta \leq \delta_{\max}$

Condition vérifiée

VI.4.5 Condition de résistance du poteau (moment fléchissant + effort normal)

- Cisaillement

La résistance de la section transversale est réduite par la présence de l'effort tranchant, s'il dépasse la moitié de la résistance plastique de calcul

$$V_{pl,rd} = \frac{0,58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{M0}}$$

$$\text{Avec : } A_v = A - (2b \times t_f) + (t_w + 2r) \times t_f$$

$$= 19750 - (300 \times 2 \times 23) + (12 + 54) \times 23$$

$$A_v = 7468 \text{ mm}^2$$

$$\text{D'où : } V_{pl,rd} = \frac{0,58 \times 7468 \times 235}{1,1}$$

$$V_{pl,rd} = 925,35 \text{ kN}$$

$$\rightarrow V_{sd} = 56,36 \text{ kN} < 50\% V_{pl,rd} = 462,68 \text{ kN}$$

Donc on ne tient pas compte de l'effet de l'effort tranchant dans la vérification.

VI.4.6 Vérification de la résistance à la flexion composée

Comme il y a la flexion composée sur les poteaux, il y a donc un risque de déversement à vérifier.

Le déversement est pris en considération que si $\bar{\lambda}_{LT} \geq 0,4$

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

Section transversale de classe 1 $\rightarrow \beta_w = 1$

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

Puisque les poteaux sont encastres des deux extrémités, les facteurs de longueur effective K et K_w sont pris égaux à 0,5 et donc la formule de λ_{LT} est de forme :

$$\lambda_{LT} = \frac{K \cdot L \cdot \left(\frac{W_{ply}}{I_w I_z} \right)^{0,25}}{\sqrt{C_1} \times \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 + \frac{(KL)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_w} \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{0,5 \times 12000 \times \left(\frac{(3949 \times 10^3)^2}{5643 \times 10^9 \times 10370 \times 10^4} \right)^{0,25}}{\sqrt{3,348} \times \left[\left(\frac{0,5}{0,5} \right)^2 + \frac{(0,5 \times 12000)^2 \times 81000 \times 309,3 \times 10^4}{3,14^2 \times 210000 \times 5643 \times 10^9} \right]^{0,25}} = 36,31$$

Avec $C_1 = 3,348$ selon le diagramme de moment et le facteur de longueur effective K

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{36,31}{93,9} = 0,39 < 0,4$$

$\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,4$, donc il est inutile de prendre en compte le déversement

Donc la formule de vérification de la section sera comme suite :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} A \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y M_{ySd}}{W_{Ply} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z M_{zSd}}{W_{Plz} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

• **Calcul de χ_y et χ_z**

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{\frac{L_{fy}}{i_y}}{93,9\varepsilon} = \frac{\frac{0,5 \times 12000}{209,8}}{93,9} = 0,31 > 0,2 \\ \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{\frac{L_{fz}}{i_z}}{93,9\varepsilon} = \frac{\frac{0,5 \times 12000}{72,4}}{93,9} = 0,88 > 0,2 \end{cases}$$

Donc le flambement sera considéré juste dans les 2 sens (z-z) et (y-y)

Avec :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{490}{300} = 1,6 > 1,2 \rightarrow \begin{cases} y-y \rightarrow \alpha = 0,21 \\ z-z \rightarrow \alpha = 0,34 \end{cases} \\ t_f \leq 40 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0,5 \times [1 + 0,21(0,31 - 0,2) + 0,31^2] = 0,560$$

$$\phi_z = 0,5 \times [1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0,5 \times [1 + 0,34(0,88 - 0,2) + 0,88^2] = 1,003$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0,5}} = \frac{1}{0,560 + [0,560^2 - 0,31^2]^{0,5}} = 0,97$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}} = \frac{1}{1,003 + [1,003^2 - 0,88^2]^{0,5}} = 0,674$$

• **Calcul de k_y et k_z**

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

$$\text{Avec } \mu_y = \bar{\lambda}_y(2 \times \beta_{My} - 4) + \frac{(W_{ply} - W_{ely})}{W_{ely}}$$

β_{My} ; β_{Mz} : Facteurs de moment uniforme équivalent

$$\beta_M = 1,8 - 0,7 \left(\frac{M_{min}}{M_{max}} \right)$$

$$\mu_y = 0,31 \times (2 \times 1,75 - 4) + \frac{3949 \times 10^3 - 3550 \times 10^3}{3550 \times 10^3} = -0,042$$

$$k_y = 1 - \frac{(-0,042) \times 15264,4 \times 10^3}{0,97 \times 197,5 \times 10^2 \times 235} = 1,1$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y}$$

$$\text{Avec } \mu_z = \bar{\lambda}_z (2 \times \beta_{Mz} - 4) + \frac{(W_{plz} - W_{elz})}{W_{elz}}$$

$$\mu_z = 0,88 \times (2 \times 1,75 - 4) + \frac{1059 \times 10^3 - 691,1 \times 10^3}{691,1 \times 10^3} = 0,09$$

$$k_z = 1 - \frac{0,09 \times 15264,6 \times 10^3}{0,674 \times 197,5 \times 10^2 \times 235} = 0,56$$

Après avoir déterminé k_y , k_z , χ_y et χ_z

$$\frac{15264,6}{0,674 \times 197,5 \times 10^2 \times \frac{235}{1,1}} + \frac{1,1 \times 40879,27 \times 10^4}{3949 \times 10^3 \times \frac{235}{1,1}} + \frac{0,56 \times 94,86 \times 10^4}{1059 \times 10^3 \times \frac{235}{1,1}} = 0,59 \leq 1$$

La condition est vérifiée

VI.5. Justification des stabilités

On choisit un double profilé en **2L90x90x10** et on vérifie sa résistance.

$$N_{c,sd} \leq N_{c,Rd}$$

Avec : $N_{c,sd} = 86,79$ kN (obtenue par le logiciel **ROBOT**)

VI.5.1 Les éléments comprimés

VI.5.1.1 Vérification au flambement

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

$N_{c,Rd}$: Résistance au flambement

L : longueur de flambement = 10,86 m,

$$L = \frac{10,86}{2} = 5,43 \text{ m}$$

$\beta_A = 1$ (la section es de classe I)

$$\gamma_{m1} = 1,1$$

χ : Coefficient de réduction

$\bar{\lambda}$: Elancement réduit

$$\bar{\lambda} : (\lambda / \lambda_1) \sqrt{\beta_A} = \lambda / 93,9 \text{ cm}$$

λ : calculé à la base des caractéristiques de la section brute :

Donc, les courbes de flambement considérées par chaque axe sont :

Axe (y-y) : courbe c $\longrightarrow \alpha = 0,49$

Axe (z-z) : courbe c $\longrightarrow \alpha = 0,49$

- **Plan (y-y) :**

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{1}{2,73} = \frac{543}{2,73} = 198,90 \rightarrow \bar{\lambda}_y = 2,120$$

- **Plan (z-z) :**

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{1}{2,41} = \frac{543}{2,41} = 198,90 \rightarrow \bar{\lambda}_z = 2,120$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 2,120$$

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5[1 + 0,49 \times (2,12 - 0,2) + 2,12^2] = 3,218$$

X: Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement c :

$$\chi = \frac{1}{3,218 + [3,218^2 - 2,120^2]^{0,5}} = 0,177$$

D'où :

$$N_{c,Rd} = 0,177 \times \frac{1 \times 2 \times 1550 \times 235}{1,1} = 117,22 \text{ kN}$$

$$N_{c,sd} = 86,79 \text{ kN} < N_{c,Rd} = 117,22 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VI.5.1.2 Résistance plastique de la section brute

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{2 \times 1550 \times 235}{1,1} = 662,27 \text{ kN} > N_{c,sd} = 86,79 \text{ kN}$$

VI.5.1.3 Résistance ultime

$$N_{u,Rd} = 0,9 \frac{A_{net} \times F_u}{\gamma_{m1}}$$

$$A_{net} = 1550 \text{ cm}^2 \text{ (tableau des sections)}$$

$$N_{u,Rd} = 0,9 \times \frac{2 \times 1550 \times 360}{1,25} = 803,52 \text{ kN}$$

VI.5.1.4 Résistance plastique de calcul de la section nette

$$N_{\text{net,Rd}} = \frac{A_{\text{net}} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1550 \times 235}{1,1} = 331,14 \text{ kN}$$

VI.5.1.5 Vérification

$$\min (N_{\text{pl,Rd}}, N_{\text{u,Rd}}, N_{\text{nett,Rd}}) = 331,14 \text{ kN} \geq N_{\text{t,sd}} = 86,79 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

On conclure que le palée de stabilité en **2L90x90x10** résiste aux phénomènes d'instabilité.

VI.6 Justification des poutres au vent (contreventements)

On choisit une cornière en **L90x90x10** et on vérifie sa résistance.

$$N_{\text{c,sd}} \leq N_{\text{c,Rd}}$$

Avec : $N_{\text{c,sd}} = 73,16 \text{ kN}$ (obtenue par le logiciel **ROBOT**)

VI.6.1 Les éléments comprimés

VI.6.1.1 Vérification au flambement

$$N_{\text{c,Rd}} = \frac{\chi \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

$N_{\text{c,Rd}}$: Résistance au flambement

L : longueur de flambement = 10,86 m,

$$L = \frac{7,90}{2} = 3,95 \text{ m}$$

$\beta_A = 1$ (la section es de classe I)

$$\gamma_{m1} = 1,1$$

χ : Coefficient de réduction

$\bar{\lambda}$: Elancement réduit

$$\bar{\lambda} : (\lambda / \lambda_1) \sqrt{\beta_A} = \lambda / 93,9\epsilon$$

λ : calculé à la base des caractéristiques de la section brute :

Donc, les courbes de flambement considérées par chaque axe sont :

Axe (y-y) : courbe c $\longrightarrow \alpha = 0,49$

Axe (z-z) : courbe c $\longrightarrow \alpha = 0,49$

- **Plan (y-y) :**

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{1}{2,73} = \frac{395}{2,73} = 144,69 \rightarrow \bar{\lambda}_y = 1,541$$

- **Plan (z-z) :**

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{1}{2,41} = \frac{395}{2,73} = 144,69 \rightarrow \bar{\lambda}_z = 1,541$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 1,541$$

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5[1 + 0,49 \times (1,541 - 0,2) + 1,541^2] = 2,016$$

X: Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement c :

$$\chi = \frac{1}{2,016 + [2,016^2 - 1,541^2]^{0,5}} = 0,302$$

D'où :

$$N_{c,Rd} = 0,302 \times \frac{1 \times 2 \times 1550 \times 235}{1,1} = 200 \text{ kN}$$

$$N_{c,sd} = 73,16 \text{ kN} < N_{c,Rd} = 200 \text{ kN} \quad \textbf{Condition vérifiée}$$

VI.6.1.2 Résistance plastique de la section brute

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{1550 \times 235}{1,1} = 331,14 \text{ kN} > 200 \text{ kN}$$

VI.6.2.3 Résistance ultime

$$N_{u,Rd} = 0,9 \frac{A_{net} \times F_u}{\gamma_{m1}}$$

$$A_{net} = 1550 \text{ cm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0,9 \times \frac{1550 \times 360}{1,25} = 401,76 \text{ kN}$$

VI.6.2.4 Vérification

$$\min(N_{pl,Rd}, N_{u,Rd}, N_{net,Rd}) = 331,14 \text{ kN} \geq N_{t,sd} = 73,16 \text{ kN} \quad \textbf{Condition vérifiée}$$

On conclure que les poutres au vent en **L90x90x10** résistent aux phénomènes d'instabilité.

VI.7 Conclusion

Ce chapitre résume les résultats du dimensionnement des éléments de la structure par rapport aux efforts sollicitant (voir le tableau ci-dessous).

Tableau VI.4 : Elément de la structure

Eléments de la structure	Profilés
Poteaux	HEA500
Traverses	IPE 600
Sablières	HEA 100
Contreventements	L90×90×9
Stabilités	2L90×90×9

Chapitre VII : Calcul Des Assemblages

VII.1 Introduction

La conception et le calcul des assemblages ont une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces constituant la structure. En effet, les assemblages constituent un dispositif qui permet de réunir et de solidariser les pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations régnant dans les différents composants structurels, en cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est remis en cause.

Le calcul des différents éléments structuraux est fait selon le règlement **CCM97**.

VII.2 Liaison Poteau-Traverse (HEA500-IPE600)

L'assemblage poteau-traverse est réalisé à l'aide d'une soudure d'une platine à l'extrémité de la traverse pour permettre son assemblage à l'aile d'un poteau par boulonnage

On installe aussi un jarret sous la traverse pour assurer une meilleure résistance aux flexions, ce qui permet d'obtenir un bras de levier suffisamment résistant.

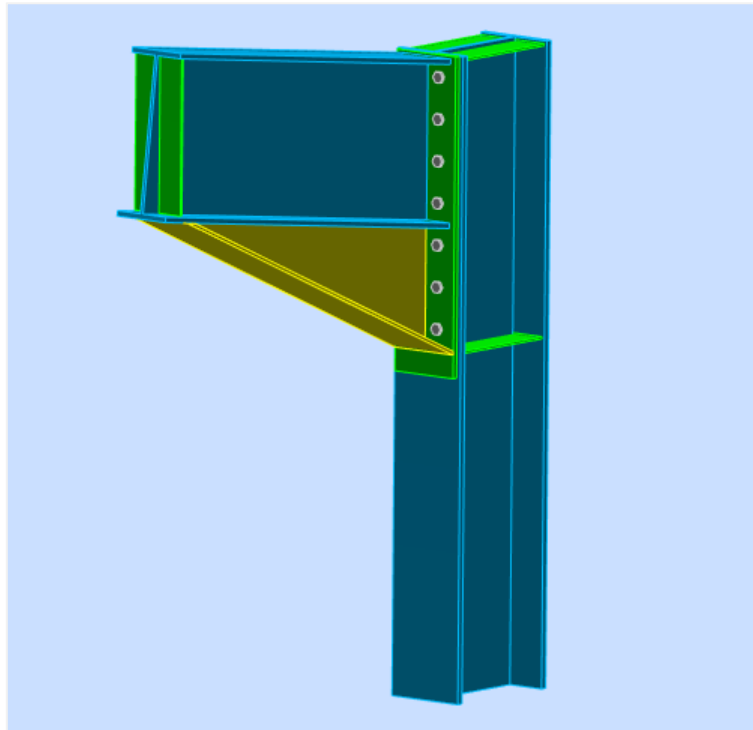


Figure VII.1 : Vue 3D de l'assemblage poteau-traverse (HEA 500–IPE 600)

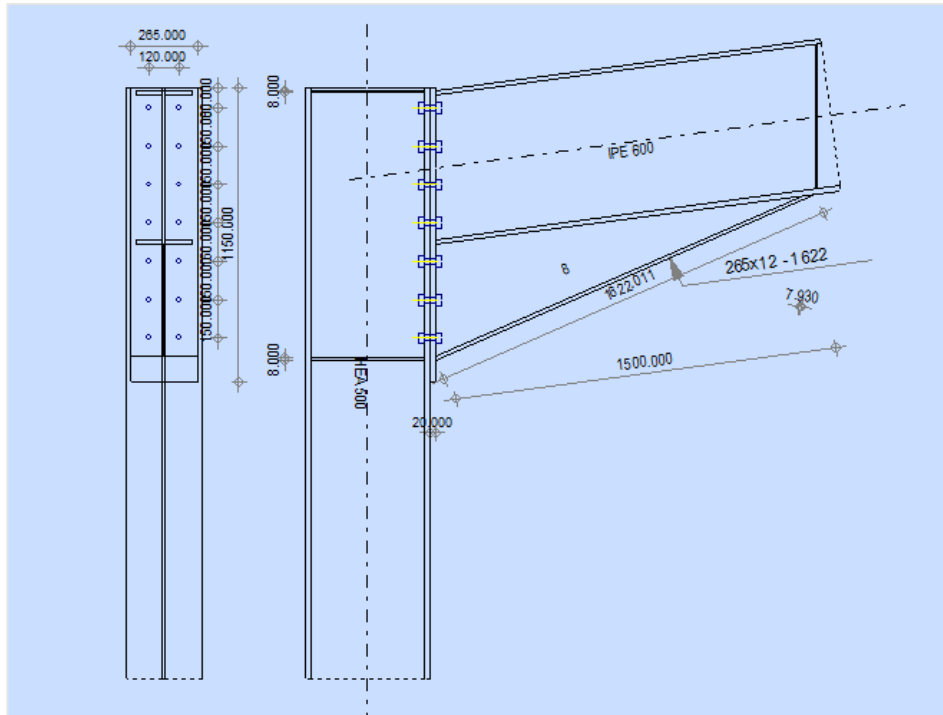


Figure VII.2 : Détail de l'assemblage poteau-traverse (HEA 500–IPE 600)

VII.2.1 Efforts Sollicitant

Les efforts sollicitants sur la liaison « Poteau-traverse » les plus défavorables calculés par le logiciel **ROBOT** sont :

- $N_{sd} = 88,04 \text{ kN}$
- $V_{sd} = 43,37 \text{ kN}$
- $M_{sd} = 340,64 \text{ kN.m}$

Epaisseur de la platine : $t = 20 \text{ mm}$

On prend un cordon de soudure d'épaisseur $a = 8 \text{ mm}$

VII.2.2 Soudure de la platine

VII.2.2.1 Soudure de la semelle tendue

$$N_d \leq R_s$$

Avec :

$$N_d = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd} = \frac{340,64 \times 10^3}{600} + 88,04 = 655,77 \text{ kN}$$

$$R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{M_1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 8 \sqrt{2} \times 440 \times 10^{-3}}{1,1} = 744,44 \text{ kN}$$

$$N_d = 655,77 \text{ kN} < R_s = 744,44 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

VII.2.2.2 Soudure de l'âme

$$V_{sd} \leq R_S$$

$$R_S = \frac{0,7 \times f_y \times a\sqrt{2} \times l}{\gamma_{M_1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 8\sqrt{2} \times 1124 \times 10^{-3}}{1,1} = 1901,71 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 43,37 \text{ kN} < R_S = 1901,71 \text{ kN}$$

Condition vérifiée**VII.2.3 Disposition constructives**

Après plusieurs simulations, on opte pour un assemblage formé de deux files de 7 boulons HR 10.9 $\Phi 20\text{mm}$.

VII.2.3.1 Pince longitudinale e_1

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t$$

Avec :

- $d_0 = \Phi + 2 = 20 + 2 = 22 \text{ mm}$
- $t = 20 \text{ mm}$

$$28,8 \text{ mm} \leq e_1 \leq 240 \text{ mm}$$

Alors on prend $e_1 = 80 \text{ mm}$

VII.2.3.2 Pince transversale e_2

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq 12t$$

$$36 \text{ mm} \leq e_2 \leq 240 \text{ mm}$$

Alors on prend $e_2 = 80 \text{ mm}$

VII.2.4 Calcul des boulons sollicités en traction

$$F_{t,rd} \geq N_{sd}$$

$$F_{t,rd} = \frac{f_{ub} \times A_s \times 0,9}{\gamma_{M_2}} = \frac{1000 \times 245 \times 0,9}{1,25} = 176,4 \text{ kN}$$

$$F_{t,rd} = 176,4 \text{ kN} > N_{sd} = 88,04 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

VII.2.5 Calcul des boulons sollicités au cisaillement

$$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$$

Avec :

$$F_{v,Rd} = 0,5 \times f_{ub} \times A_s / \gamma_{M_1} = 0,5 \times 1000 \times 10^{-3} \times 303 / 1,25 = 121,2 \text{ kN}$$

$$F_{v,Ed} = \frac{V_{sd}}{7} = \frac{43,37}{7} = 6,2 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = 6,2 \text{ kN} < F_{v,Rd} = 121,2 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

VII.2.6 Vérification de la pression diamétrale

$$F_{b,Ed} \leq F_{b,Rd}$$

Avec :

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times f_u \times d \times t / \gamma_{M_2} = 2,5 \times 360 \times 22 \times 20 \times 10^{-3} / 1,25 = 316,8 \text{ kN}$$

$$V_d = 6,2 \text{ kN} < F_{b,Rd} = 316,8 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

VII.3 Liaison Traverse-Traverse (IPE 600-IPE600)

L'assemblage traverse-traverse est réalisé par la soudure d'une platine à l'extrémité de la traverse puis elle est percée symétriquement (même perçage est effectué sur la platine de l'autre traverse) pour permettre de solidariser les deux éléments.

pour assurer une bonne résistance aux flexions on installe des jarrets sous les traverses pour permettre d'obtenir un bras de levier assez important.

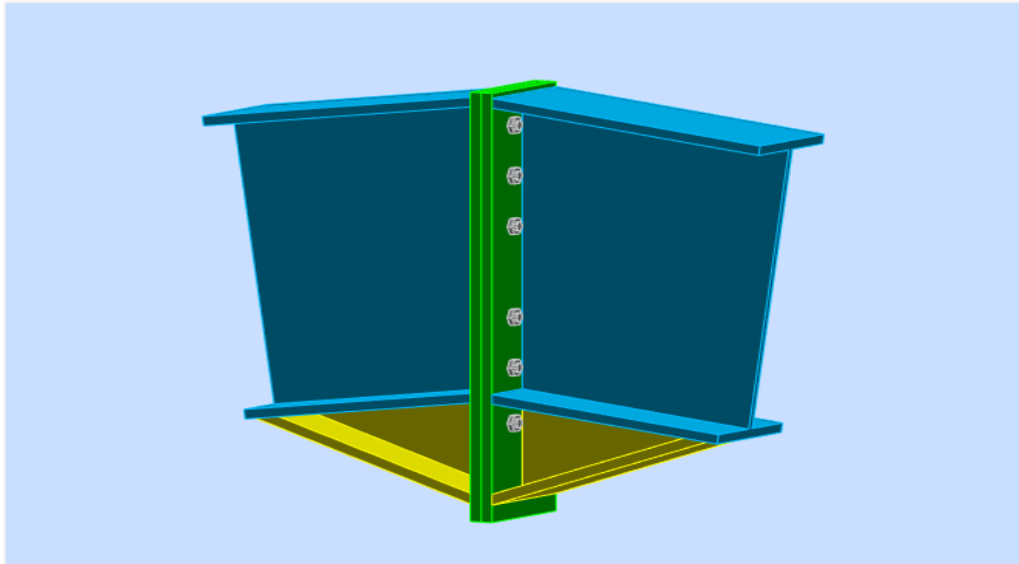


Figure VII.3 : Vue 3D de l'assemblage traverse-traverse (IPE600– IPE600)

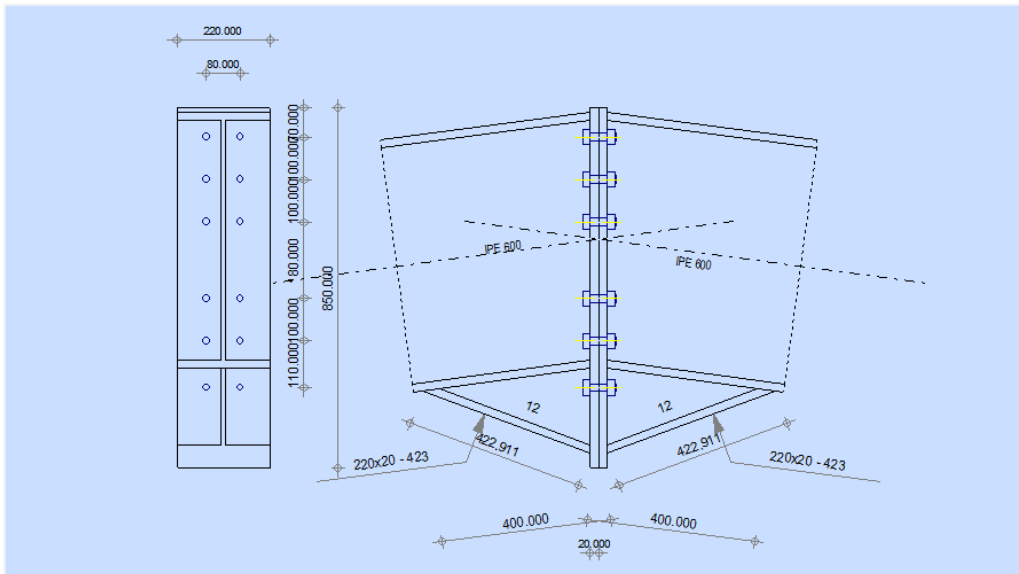


Figure VII.4 : Détail de l'assemblage traverse-traverse (IPE600 – IPE600)

VII.3.1 Efforts sollicitants

Les efforts sollicitants sur la liaison « Traverse-Traverse » les plus défavorables calculés par le logiciel **ROBOT** sont :

- $N_{sd} = 152,2 \text{ kN}$
- $M_{sd} = 532,3 \text{ kN.m}$
- $V_{sd} = 15,7 \text{ kN}$

VII.3.2 Soudure de la platine**VII.3.2.1 Cordon de soudure**

Epaisseur de la platine : $t = 20 \text{ mm}$

On prend : $a = 12 \text{ mm}$ pour la soudure de la semelle

$a = 8 \text{ mm}$ pour la soudure de l'âme

VII.3.2.2 Soudure de la semelle tendue

$$N_d \leq R_S$$

Avec :

$$N_d = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd} = \frac{532,3 \times 10^3}{600} + 152,2 = 1039,4 \text{ kN}$$

$$R_S = \frac{0,7 \times f_y \times a\sqrt{2} \times l}{\gamma_{M_1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 12\sqrt{2} \times 440 \times 10^{-3}}{1,1} = 1116,7 \text{ kN}$$

$$N_d = 1039,4 \text{ kN} < R_S = 1116,7 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

VII.3.2.3 Soudure de l'âme

$$V_{sd} \leq R_S$$

$$R_S = \frac{0,7 \times f_y \times a\sqrt{2} \times l}{\gamma_{M_1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 8\sqrt{2} \times 1124 \times 10^{-3}}{1,1} = 1901,71 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 15,7 \text{ kN} < R_S = 1901,71 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

VII.3.3 Disposition constructives

Après plusieurs simulations, on opte pour un assemblage formé de deux files de 6 boulons HR 10.9 $\Phi 20 \text{ mm}$.

VII.3.3.1 Pince longitudinale e_1

On prend $e_1 = 70 \text{ mm}$

Vérification de la pince : $1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t$

Avec :

- $d_0 = \Phi + 2 = 20 + 2 = 22 \text{ mm}$
- $t = 20 \text{ mm}$

$$26,4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 240 \text{ mm}$$

VII.3.3.2 Pince transversale e_2

On prend $e_2 = 70 \text{ mm}$

Vérification de la pince : $1,5d_0 \leq e_2 \leq 12t$

$$33 \text{ mm} \leq e_2 \leq 240 \text{ mm}$$

VII.3.4 Calcul des boulons sollicités en traction

$$F_{t,rd} \geq N_{sd}$$

$$F_{t,rd} = \frac{f_{ub} \times A_s \times 0,9}{\gamma_{M_2}} = \frac{1000 \times 245 \times 0,9}{1,25} = 176,4 \text{ kN}$$

$$F_{t,rd} = 176,4 \text{ kN} > N_{sd} = 152,2 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

VII.3.5 Calcul des boulons sollicités au cisaillement

$$F_{v,Ed} \leq \frac{V_R}{\gamma_{M_1}}$$

Avec :

$$V_R = 0,4 \times f_{ub} \times A_s = 0,4 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 98 \text{ kN}$$

$$F_{v,Ed} = \frac{V_{sd}}{6} = \frac{15,7}{6} = 2,62 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = 2,62 \text{ kN} < \frac{V_R}{\gamma_{M_1}} = 89,09 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

VII.3.6 Vérification de la pression diamétrale

$$F_{b,Ed} \leq \frac{L_R}{\gamma_{M_1}}$$

Avec :

$$\frac{L_R}{\gamma_{M_1}} = 2,5 \times f_u \times d \times t \times \frac{1}{1,25} = 2,5 \times 360 \times 20 \times 20 \times 10^{-3} \times \frac{1}{1,25} = 288 \text{ kN}$$

$$F_{b,Ed} = 2,62 \text{ kN} < \frac{L_R}{\gamma_{M_1}} = 288 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

VII.4 Assemblage Poteau – Sablière (HEA500– HEA100)

Cet assemblage est réalisé avec boulonnage de l'âme de la sablière à l'aide d'une cornière boulonnée avec l'âme du poteau.

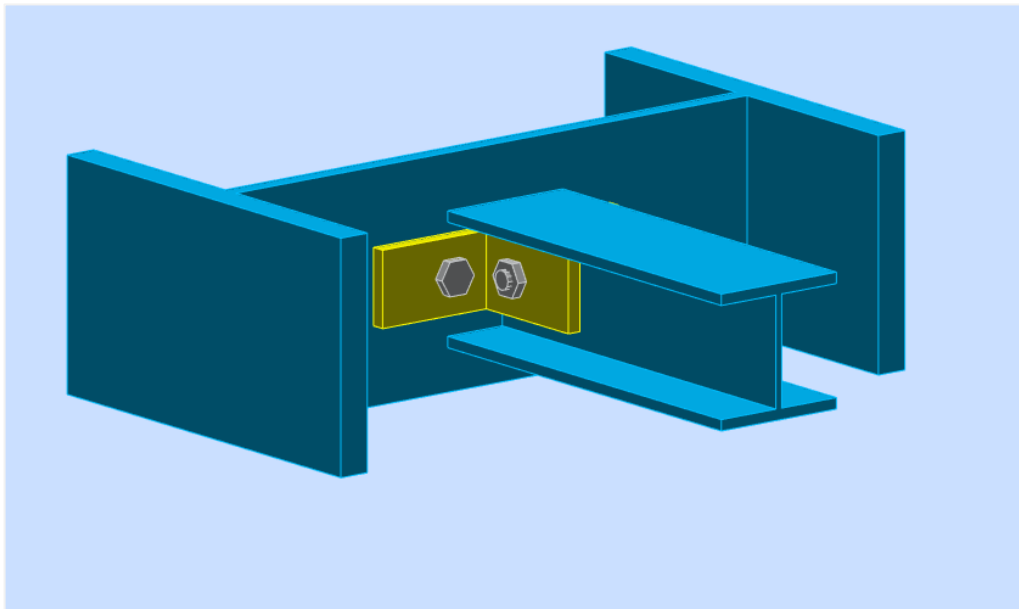


Figure VII.5 : Assemblage poteau-sablière (HEA500–HEA100)

VII.4.1 Efforts sollicitant

Les efforts sollicitants sur la liaison « Poteau-Sablière » les plus défavorables calculés par le logiciel **ROBOT** sont :

- $N_{sd} = 25,3 \text{ kN}$
- $V_{sd} = 0,6 \text{ kN}$

VII.4.2 caractéristiques de la cornière

On prend L 100×100×10

- La hauteur de la cornière : $h = 100 \text{ mm}$
- La cornière est sollicitée en cisaillement
- La longueur du plan de cisaillement $l = 100 \text{ mm}$
- Le diamètre de trou $d_0 = 20 \text{ mm}$

VII.4.3 Disposition constructive

L'assemblage est réalisé avec une file verticale de 1 boulon Ø18 classe 5,6. (Annexe D)

$$t = \min(t_w ; t_{\text{cornière}}) = \min(5 ; 10) = 5 \text{ mm}$$

$$d_0 = \emptyset + 2 = 20 \text{ mm}$$

- **Pinces (e_1, e_2)**

On prend $e_1 = 27,5 \text{ mm}$

On prend $e_2 = 40 \text{ mm}$

VII.4.4 Vérification au cisaillement

$$F_{v,Sd} \leq F_{v,Rd}$$

Avec $F_{v,Sd}$ l'effort de cisaillement du boulon le plus sollicité

$$F_{v,Rd} = 0.6 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0.6 \times \frac{192 \times 500}{1.25} = 46,08 \text{ kN}$$

$$F_{v,Sd} = 25,3 \text{ kN} < F_{v,Rd} = 46,08 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

- **Cisaillement par effort tranchant (V_{sd})**

$$V_{sd} \leq n \cdot F_{v,Rd}$$

Avec n le nombre de boulons $n = 2$

$$2 \times F_{v,Rd} = 2 \times 0.6 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 2 \times 0.6 \times \frac{192 \times 500}{1.25} = 92,16 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 0,6 \text{ kN} < 2 \times F_{v,Rd} = 92,16 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

VII.4.5 Vérification de la pression diamétrale

$$F_{v.Sd} \leq F_{b.Rd}$$

$$F_{b.Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

Avec : $\alpha = \min\left(\frac{e_2}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(0,46; 0,42; 1,39; 1) = 0,42$

$$F_{b.Rd} = \frac{2,5 \times 0,42 \times 360 \times 18 \times 10}{1,25} = 54,43 \text{ kN}$$

$$F_{v.Sd} = 25,3 \text{ daN} < F_{b.Rd} = 54,43 \text{ kN} \quad \textbf{Condition vérifiée}$$

VII.4.6 Vérification a la traction

$$\frac{F_{t.Sd}}{2} \leq F_{t.Rd}$$

Avec $F_{t.Sd}$ l'effort de traction du boulon le plus sollicité

$$F_{t.Rd} = 0,9 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0,9 \times \frac{192 \times 500}{1,5} = 57,6 \text{ kN}$$

$$F_{t.Sd} = \frac{25,3}{2} = 12,65 \text{ kN} < F_{t.Rd} = 57,6 \text{ kN} \quad \textbf{Condition vérifiée}$$

VII.4.7 Vérification au poinçonnement de la platine

$$F_{t.Sd} \leq B_{p.Rd}$$

$$B_{p.Rd} = \frac{0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{mb}} = \frac{0,6 \times 3,14 \times 29,09 \times 10 \times 360}{1,25} = 157,92 \text{ kN}$$

$$F_{t.Sd} = 25,2 \text{ kN} < B_{p.Rd} = 157,92 \text{ kN} \quad \textbf{Condition vérifiée}$$

VII.5 Assemblage des contreventements en croix de S^t André (2CAE 90×90×9)

Cet assemblage est réalisé à l'aide d'un boulonnage d'un gousset au milieu avec les deux barres du contreventement qui forment un X

Ces barres du contreventement sont boulonnées avec le gousset soudé avec le poteau.

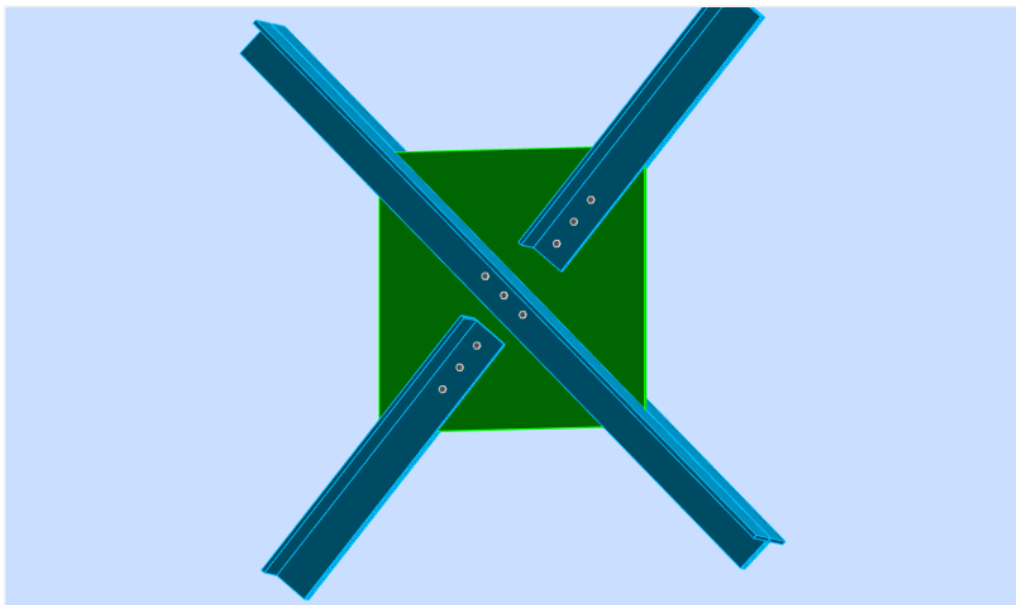


Figure VII.6 : Assemblage contreventement en croix de saint André

VII.5.1 Efforts sollicitant

Les efforts sollicitants sur la liaison de l'assemblage « contreventement en X » les plus défavorables calculés par le logiciel **ROBOT** sont :

- $N_{sd} = 28,93 \text{ kN}$

VII.5.2 Caractéristiques du gousset

La dimension du gousset : $500 \times 500 \text{ mm}^2$

Epaisseur $t = 10 \text{ mm}$

VII.5.3 Disposition constructive

L'assemblage est réalisé avec une file de 2 boulons $\varnothing 10$ classe 4,6 dans chaque côté de la barre.

$$t = \min(t_w ; t_{\text{cornière}}) = \min(9 ; 16) = 9 \text{ mm}$$

$$d_0 = 11 \text{ mm}$$

- **Entraxes (p_1)**

$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t$ Alors on prend $p_1 = 60 \text{ mm}$

- **Pinces (e_1)**

$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t$ Alors on prend $e_1 = 40 \text{ mm}$

VII.5.4 Vérification au cisaillement

$$\frac{V_{sd}}{2} \leq n F_{v,Rd}$$

Avec (n) le nombre de boulons $n = 2$

$$2 \times F_{v,Rd} = 2 \times 0,6 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 2 \times 0,6 \times \frac{58 \times 400}{1,25} = 22,27 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{sd}}{2} = 14,46 \text{ kN} < 2 \times F_{v,Rd} = 22,27 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VII.5.5 Vérification de la pression diamétrale

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq F_{b,Rd}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(1,21; 1,57; 1,11; 1) = 1$$

$e_1 = 40 \text{ mm}$ et $p_1 = 60 \text{ mm}$

$d_0 = 11 \text{ mm}$ et $\gamma_{mb} = 1,25$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 1 \times 360 \times 10 \times 9}{1,25} = 64,8 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{sd}}{2} = 11,46 \text{ kN} < F_{b,Rd} = 64,8 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VII.6 Assemblage poteau – console de la poutre de roulement (HEA500 – HEB360)

L'assemblage est réalisé par une soudure d'une platine en bout de la poutre, puis de percer la platine symétriquement, les mêmes percages qui sont effectués sur l'aile du poteau, permettent de solidariser les deux éléments assemblés.

On installe aussi un jarret sous la poutre pour permettre d'obtenir un bras de levier important, et pour assurer une bonne résistance aux flexions

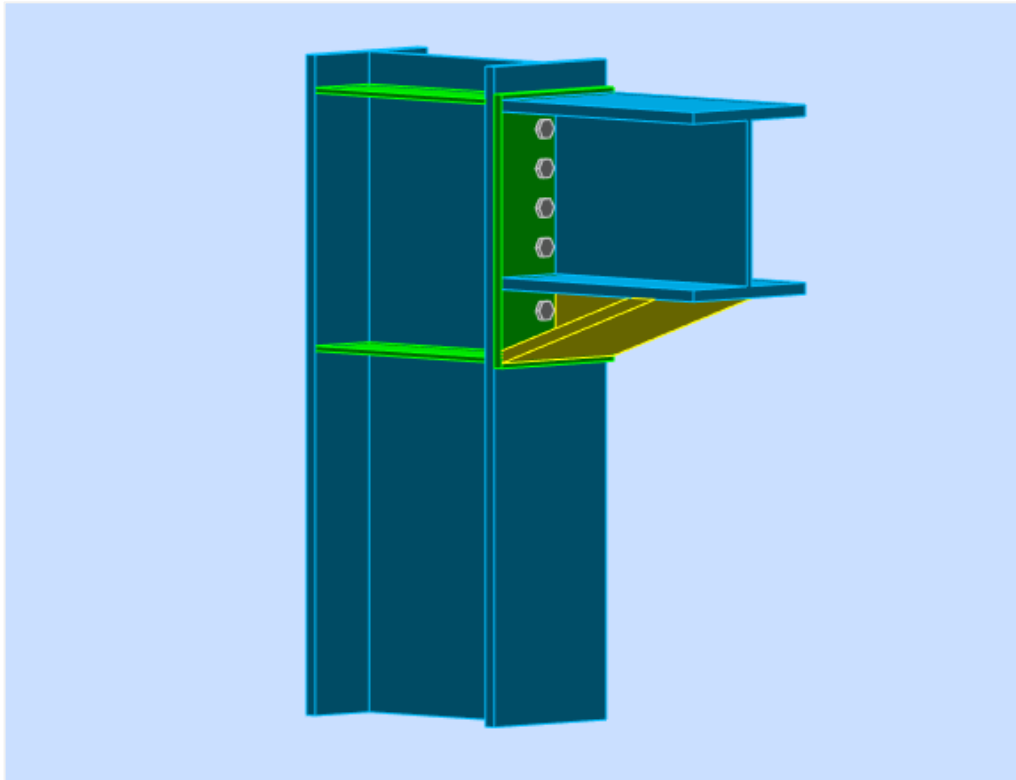


Figure VII.7 : Assemblage poteau-console de la poutre de roulement

VII.6.1 Efforts sollicitant

Les efforts sollicitants sur la liaison « poteau-console de la poutre de roulement » les plus défavorables calculés par le logiciel **ROBOT** sont :

- $N_{sd} = 105,5 \text{ kN}$
- $M_{sd} = 104,1 \text{ kN.m}$
- $V_{sd} = 82,3 \text{ kN}$

VII.6.2 Soudure de la platine

VII.6.2.1 Cordon de soudure

- Epaisseur de la platine : $e_p = 20 \text{ mm}$
- Epaisseur de la semelle **HEB 360** : $t_f = 22,5 \text{ mm}$
- Epaisseur de l'âme **HEB 360** : $t_w = 12,5 \text{ mm}$

On prend une valeur commune : $a = 5 \text{ mm}$ (Annexe D)

VII.6.2.2 Vérification de la soudure de la semelle a la traction

$$N_{sd} \leq F_{w,rd}$$

$$N_{sd} = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd} = \frac{104,1 \times 10^3}{360} + 105,5 = 394,67 \text{ kN}$$

$$F_{w,rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

- La nuance d'acier utilisé est S235 donc $\begin{cases} \beta_w = 0,8 \\ \gamma_{mw} = 1,25 \end{cases}$
- La longueur totale des cordons de soudure de la semelle $\sum l = 600 \text{ mm}$

$$F_{w,rd} = \frac{5 \times 600 \times 360}{\sqrt{2} \times 0,8 \times 1,25} = 763,68 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 105,5 \text{ kN} < F_{w,rd} = 763,68 \text{ kN} \quad \textbf{Condition vérifiée}$$

VII.6.2.3 Vérification de la soudure de l'âme au cisaillement

$$V_{sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

- La nuance d'acier utilisé est S235 donc $\begin{cases} \beta_w = 0,8 \\ \gamma_{mw} = 1,25 \end{cases}$
- La longueur totale des cordons de soudure de la semelle $\sum l = 360 \text{ mm}$

$$F_{v,rd} = \frac{5 \times 360 \times 360}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 374,12 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 82,3 \text{ kN} < F_{v,rd} = 374,12 \text{ kN} \quad \textbf{Condition vérifiée}$$

VII.6.3 Disposition constructive

Pour des raisons pratiques on évite toujours la mise en œuvre dans un même assemblage des boulons de diamètres différents.

On prend deux files de 5 boulons $\varnothing 20$ classe 10.9

L'épaisseur la plus mince : $t = \min(t_f; t_{\text{platine}}) = \min(23; 20) = 20 \text{ mm}$

$d_0 = \varnothing + 2 = 22 \text{ mm}$ (Annexe D)

- **Entraxes (p_1, p_2)**

On prend $p_1 = 75 \text{ mm}$

On prend $p_2 = 75 \text{ mm}$

On prend $p_3 = 75 \text{ mm}$

On prend $p_4 = 120 \text{ mm}$

- **Pinces (e_1, e_2)**

On prend $e_1 = 70 \text{ mm}$

On prend $e_2 = 110 \text{ mm}$

VII.6.4 Vérification à la traction

$$F_{t.Sd} \leq F_{t.Rd}$$

Avec $F_{t.Sd}$ l'effort de traction du boulon le plus sollicité

$$F_{t.Rd} = 0,9 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0,9 \times \frac{245 \times 1000}{1,5} = 147 \text{ kN}$$

$$F_{t.Sd} = 105,5 \text{ kN} < F_{t.Rd} = 147 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

VII.6.5 Vérification au poinçonnement de la platine

$$F_{t.Sd} \leq B_{p.Rd}$$

$$B_{p.Rd} = \frac{0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{mb}} = \frac{0,6 \times 3,14 \times 32,32 \times 20 \times 360}{1,25} = 350,73 \text{ kN}$$

$$F_{t.Sd} = 105,5 \text{ kN} < B_{p.Rd} = 350,73 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

VII.6.6 Vérification au cisaillement

$$V_{sd} \leq n F_{v,Rd}$$

Avec n le nombre de boulons $n = 10$

$$10 \times F_{v,Rd} = 10 \times 0,5 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 10 \times 0,5 \times \frac{245 \times 1000}{1,25} = 980 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 82,3 \text{ kN} < 10 \times F_{v,Rd} = 980 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VII.6.7 Vérification de la pression diamétrale

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq F_{b,Rd}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(1,06; 0,88; 2,77; 1) = 0,88$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}} = \frac{2,5 \times 0,88 \times 360 \times 20 \times 20}{1,25} = 253,44 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{sd}}{10} = 8,23 \text{ kN} < F_{b,Rd} = 253,44 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VII.6.8 Vérification de la combinaison traction cisaillement

$$\frac{V_{sd}}{n \times F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1,4 \times F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{82,3}{980} + \frac{105,5}{1,4 \times 147} = 0,60 \leq 1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

VII.7 Assemblage en pieds de poteaux (encastrée)

Cette partie, traite les liaisons en pieds de poteaux, qui sont encastrés. Ces liaisons impliquent donc la transmission d'un effort vertical de compression ou de soulèvement suivant les combinaisons de cas de charges considérées, un moment flechissant, et un effort horizontal.

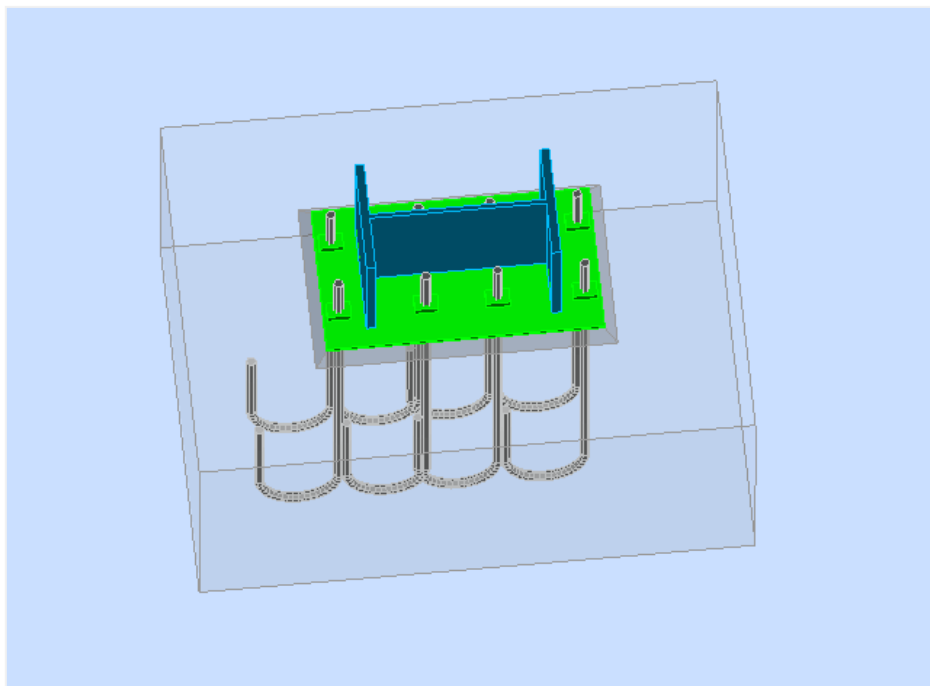


Figure VII.8 : Vue en 3D de la jonction poteau-fondation

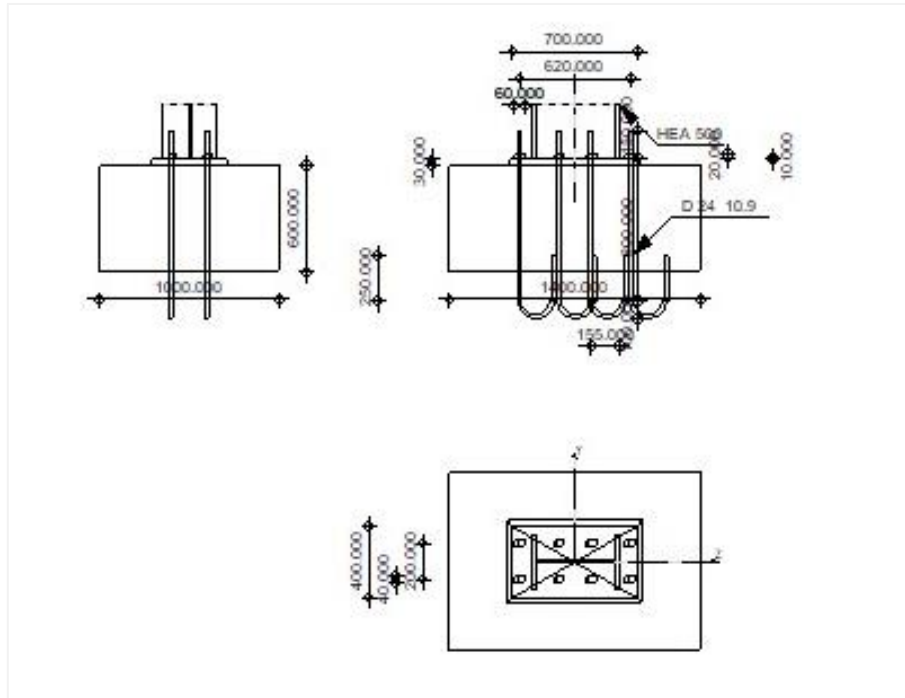


Figure VII.9 : Détail de la jonction poteau-fondation

VII.7.1 Efforts sollicitants

Les efforts sollicitants sur la liaison « Pieds de poteau » les plus défavorables calculés par le logiciel **ROBOT** sont :

- $N_{sd} = -207,73 \text{ kN}$
- $M_{sd} = 840,65 \text{ kN.m}$

VII.7.2 Dimensionnement de la plaque d'assise

C'est un plat en acier rectangulaire soudé à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le contour de la section du profilé constituant le poteau.

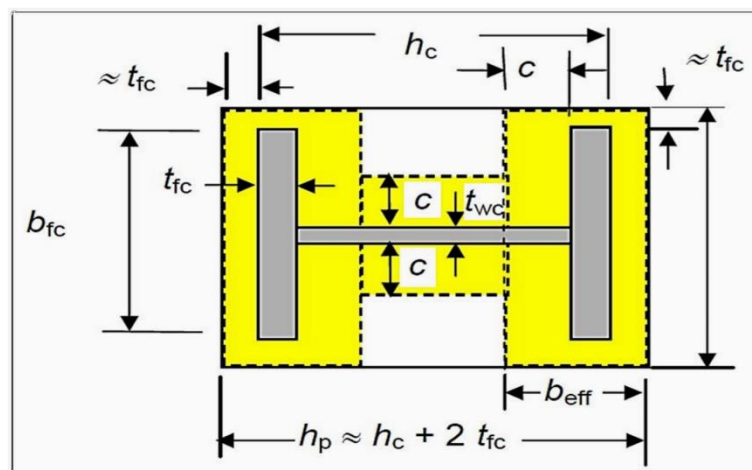


Figure VII.10 : Dimensions de la plaque d'assise

- **Cordon de soudure**

Semelle **HEA 500** : $a_s = 0,7 \times t_f = 0,7 \times 23 = 16,10 \Rightarrow$ On prend $a_s = 17 \text{ mm}$

Ame **HEA 500** : $a_a = 0,7 \times t_w = 0,7 \times 12 = 8,4 \text{ mm} \Rightarrow$ On prend $a_a = 9 \text{ mm}$

- **Résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement**

- La valeur du coefficient du matériau de scellement est : $\beta_j = \frac{2}{3}$
- Les dimensions de la fondation étant inconnues, prendre : $\sqrt{\frac{A_{cl}}{A_{co}}} \times 0,5 = \alpha = 1,5$
- La résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement :

$$f_{j,d} = \alpha \cdot \beta_j \times f_{cd} = f_{cd} = 16,7 \text{ N/mm}^2$$

- Résistance de calcul du béton à la compression : $f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \times f_{ck}}{\gamma_c}$

Où : $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ La valeur de α_{cc} est donnée dans l'Annexe nationale. Sa valeur recommandée est de : $\alpha_{cc} = 1,0$.

La résistance de calcul du béton devient : $f_{cd} = \frac{1 \times 25}{1,5} = 16,7 \text{ N/mm}^2$

VII.7.2.1 Estimation de l'aire de la plaque d'assise

Une estimation de l'aire requise de la plaque d'assise est donnée par la plus grande des deux valeurs suivantes :

$$A_{c0} = \frac{1}{h_c \times b_{fc}} \times \left(\frac{N_{j,Ed}}{f_{cd}} \right)^2 = \frac{1}{490 \times 300} \times \left(\frac{207730}{16,7} \right)^2 = 1053 \text{ mm}^2$$

$$A_{c0} = \frac{N_{j,Ed}}{f_{cd}} = \frac{207730}{16,7} = 12439 \text{ mm}^2$$

On prend $A_{c0} = 12439 \text{ mm}^2$ qui est le plus grand.

VII.7.2.2 Choix du type de la plaque d'assise

Comme estimation pour A_{c0} on a : $A_{c0} = 12439 \text{ mm}^2 < 0,95 \times 490 \times 300 = 139650 \text{ mm}^2$, donc on conclure la plaque à projection courte est satisfaisante.

Les dimensions en plan adéquates pour la plaque d'assise à projection courte sont choisies comme suit :

$$b_c = 400 \text{ mm} > b_{fc} + 2 t_{fc} = 300 + 2 \times 23 = 346 \text{ mm}$$

$$h_c = 700 \text{ mm} > h_{fc} + 2 t_{wc} = 490 + 2 \times 23 = 536 \text{ mm}$$

Ce qui nous donne $A_{c0} = 400 \times 700 = 280000 \text{ mm}^2 > 12439 \text{ mm}^2$

VII.7.2.3 Vérification de la résistance de calcul de la plaque d'assise

Pour une plaque d'assise à projection courte, la valeur de la largeur d'appui additionnelle, c , est donnée par la formule suivante :

$$c = \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

Où : $A = +2$

$$B = -(b_{fc} - t_{wc} + h_c) = -(300 - 12 + 490) = -778 \text{ mm}$$

$$C = \frac{0,5N_{j,Ed}}{f_{j,d}} - (2b_{fc}t_{wc} + 4t_{fc}^2 + 0,5h_ct_{wc} - t_{fc}t_{wc}) = -12361 \text{ mm}^2$$

La largeur additionnelle est de :

$$c = \frac{778 - \sqrt{778^2 - 4 \times 2 \times -12361}}{2 \times 2} = 15,30 \text{ mm}$$

On vérifie qu'il n'y a pas de recouvrement des zones en T :

$$c \leq \frac{h_c - 2t_{fc}}{2} = \frac{490 - 2(23)}{2} = 222 \text{ mm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

On vérifie que la largeur de la plaque d'assise est adéquate :

$$c \leq \frac{b_p - t_w}{2} = \frac{300 - 12}{2} = 144 \text{ mm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

La résistance de calcul d'une plaque d'assise de poteau symétrique soumise à un effort normal de compression centré s'obtient au moyen de l'expression :

$$N_{j,Rd} = (2A_{c0,f} + A_{c0,w}) \times f_{j,d}$$

$$\text{Où : } A_{c0,f} = (b_{fc} + 2t_{fc})(c + 2t_{fc}) = (300 + 2 \times 23)(11,50 + 2 \times 23) = 19895 \text{ mm}$$

$$A_{c0,w} = (h_c - 2c - 2t_{fc})(2c + 2t_{wc})$$

$$A_{c0,w} = (490 - (2 \times 11,5) - (2 \times 23))(2 \times 11,5 + 12) = 14735 \text{ mm}$$

$$\text{Par conséquent : } N_{j,Rd} = (2 \times 19895 + 14735) \times 16,7 \times 10^{-3} = 910,57 \text{ kN}$$

$$N_{j,Ed} = 207,73 \text{ kN} < N_{j,Rd} = 910,57 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VII.7.2.4 Détermination de l'épaisseur de la plaque d'assise

L'épaisseur de la plaque devra satisfaire aux conditions suivantes :

$$t_p \geq t_{p,\min} = \frac{c}{\sqrt{\frac{f_y}{3 \times f_{jd} \times \gamma_{M0}}}} = \frac{11,5}{\sqrt{\frac{235}{3 \times 17,6 \times 1,1}}} = 5,71 \text{ mm}$$

L'épaisseur est faible et pour des raisons pratiques on opte pour une épaisseur pour la plaque d'assise de : $t_p = 10 \text{ mm}$

VII.7.3 Vérification des boulons d'ancrage

- $M_{sd} = 840,65 \text{ kN.m}$
- $N_{sd} = 312,96 \text{ kN}$

On suppose une tige d'ancrage de diamètre $\varnothing = 24 \text{ mm}$ de classe

- **Résistance des boulons d'ancrages**

La résistance des boulons d'ancrage est donnée comme suite :

$$F_{t,Rd,anchor} = \min [F_{t,Rd} ; F_{t,Rd,bond}]$$

- **Résistance des boulons à la traction**

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M0}} = \frac{0,9 \times 400 \times 353}{1,25} = 102 \text{ kN}$$

- **Résistance de calcul par adhérence entre le béton et le boulon d'ancrage**

$$F_{t,Rd,bond} = \frac{1}{2,25} \pi \times d \times l_1 \times F_{bd}$$

Pour $\varnothing < 32 \text{ mm}$

Avec : F_{bd} : Contrainte d'adhérence

l_1 : La longueur de la tige 800 mm

$$F_{bd} = \frac{0,36 \times \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = \frac{0,36 \times \sqrt{25}}{1,5} = 1,2 \text{ MPa}$$

$$F_{t,Rd,bond} = \frac{1}{2,25} \pi \times 24 \times 800 \times 1,2 = 32,17 \text{ kN}$$

Alors : $F_{t,Rd,anchor} = \min [F_{t,Rd} ; F_{t,Rd,bond}] = 32,1 \text{ kN}$

• **Taille des boulons d'ancrages**

On suppose deux rangées de boulons d'ancrage sur la projection de la plaque d'assise pour qu'ils seront adéquats (soit 8 boulons d'ancrage de section A_s).

$$4. F_{t,Rd,anchor} \geq \max F_{t,Ed}$$

Comme une première estimation, il est supposé que la résistance complète à la traction de la section des boulons d'ancrage puisse être atteinte :

$$F_{t,Rd,anchor} = \frac{0,9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M0}}$$

La section des boulons requise est donnée comme suit :

$$A_s \geq F_{t,Ed} \times \frac{\gamma_{M0}}{3,6 \times f_{ub}}$$

$$A_s \geq 312,96 \times 10^{-3} \times \frac{1,25}{3,6 \times 400}$$

$$A_s \geq 271,66 \text{ mm}^2$$

Donc on prend un diamètre des boulons d'ancrages $\varnothing = 24 \text{ mm}$ avec $A_s = 353 \text{ mm}^2$

Il est indispensable de vérifier cette dernière hypothèse quant à la résistance à la traction du boulon d'ancrage au moment d'établir les détails définitifs des longueurs d'ancrage d'adhérence.

On détermine aussi :

- $r = 3 \times \varnothing = 3 \times 24 = 72 \text{ mm}$
- $l_2 = 2 \times \varnothing = 2 \times 24 = 48 \text{ mm}$
- $l_1 = 20 \times \varnothing = 20 \times 24 = 480 \text{ mm}$
- g_c : le dosage du béton $g_c = 350 \text{ kg/m}^3$

On doit vérifier ces 2 conditions dans le pied de poteau :

$F_{t,Rd} < 0$ (Compression) donc aucune vérification

$F_{t,Rd} > 0$ (Traction) on vérifie cette condition :

$$F_{t,sd} = -\frac{N_{sd}}{8} + \frac{M_{sd}}{2 \times d}$$

$$F_{t,sd} \leq F_{t,Rd} = \min(F_{t,acier,Rd} ; F_{t,béton,Rd})$$

$$F_{t,sd} = -\frac{207,73}{8} + \frac{840,65}{2 \times (700 - 23)} = 26,59 \text{ kN}$$

$$F_{t,sd} = 26,59 \text{ kN} \geq F_{t,Rd} = \min(F_{t,acier,Rd} = 102 \text{ kN} ; F_{t,béton,Rd} = 32,17 \text{ kN}) = 32,17 \text{ kN}$$

$$F_{t,sd} = 26,59 \text{ kN} \geq F_{t,Rd} = 32,17 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

VII.8 Conclusion

Ce chapitre traite l'étude des assemblages entre les différents éléments de la structure pour assurer la stabilité et la sécurité de cette dernière. L'assemblage des éléments principaux comme poteau-traverse est assuré par 2 files de 7 boulons HR10.9 de diamètre 20mm, tandis que celui traverse-traverse est mis en place par 2 files de 6 boulons HR10.9 de diamètre 20mm. Pour les assemblages des éléments secondaires comme poteau-sablière est réalisé avec une file d'un boulon de classe 5.6 d diamètre 18mm, tandis que celui de contreventement en croix de St André est assuré par une file de 2 boulons de classe 4.6 de diamètre de 10mm dans chaque côté de la barre. Enfin pour l'assemblage de pied de poteau est mis en place par 2 files de 4 tige d'ancrage de classe 10.9 de diamètre 24mm. Le chapitre qui suit concerne le calcul des fondations de notre ouvrage.

Chapitre VIII : Calcul des Fondations

VIII.1 Introduction

Les fondations d'une construction sont les parties de l'ouvrage qui sont en contact directe avec le sol. Elles transmettent les charges de la superstructure au sol, c'est pourquoi elles constituent une partie très importante puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble de la structure. Le dimensionnement des fondations est fait selon le règlement BAEL91.

Le choix du type de fondation dépend du :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

Des essais de reconnaissance du sol ont été réalisés pour une école juste à côté de notre projet par le Laboratoire Des Travaux Public De l'Ouest.

Essais géotechniques : des échantillons remaniés ou sous forme de carottes, appartenant à la formation des argiles et des grès, ont été prélevés, sur lesquels des essais d'identification classique « physico-chimique », ainsi des essais mécaniques de « résistance à la compression simple » ont été programmés. (Annexe E)

- **Système de fondation :**

Vu l'hétérogénéité des sols en places, représentée par de grès bruns, qui se trouve à des profondeurs et d'épaisseurs variables, sous différents aspects, à savoir fragmenter à compact, altéré par endroit, ou sous forme d'intercalation ; avec des argiles verdâtres pâteuses raides à indurées, parfois pâteuses ; l'ensemble est masqué par une couche centimétrique de sable fin conglomeratique et de remblai. Il est donc recommandé de passer par un système de fondation superficielle, sur des semelles isolées, avec un ancrage dans les formations géologiques naturelles des grès et/ou des argiles. (Annexe E)

- **Portance des sols :**

La contrainte admissible du sol selon le rapport géotechnique $\overline{\sigma}_{sol} = 1,8 \text{ bars} = 0,18 \text{ MPa}$

VIII.2 Charge à prendre en considération

On va dimensionner pour des semelles isolées sollicitée à un moment fléchissant et un effort normal. Pour assurer la vérification selon le règlement, on fait appel au logiciel ROBOT pour nous donner les efforts les plus défavorables :

- $N_u = 312,96 \text{ KN}$
- $N_s = 193,08 \text{ KN}$
- $M_s = 535,64 \text{ kN.m}$

VIII.3 Dimensionnement de la semelle

VIII.3.1 Détermination de A et B

On a :

$$\frac{a}{b} = \frac{700}{400} = \frac{7}{4} = 1,75 \text{ m} \Rightarrow a = 1,75b \rightarrow \text{Semelle rectangulaire}$$

On suppose $A = 1,4 \text{ m}$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \Rightarrow \begin{cases} A = B \times \frac{a}{b} \\ B = A \times \frac{b}{a} = 1400 \times \frac{400}{700} \\ \rightarrow B = 0,80 \text{ m} \end{cases}$$

Donc on prend $B = 1 \text{ m}$

$$\sigma_{\text{sol}} = \frac{N_s}{A \times B} = \frac{193,08 \times 10^3}{(1,4 \times 1) \times 10^3} = 0,14 \text{ MPa} = 1,4 \text{ bars}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 1,4 \text{ bars} \leq \overline{\sigma}_{\text{sol}} = 1,8 \text{ bars} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

Donc on les dimensions de la semelle $(A \times B) = (1,4\text{m} \times 1\text{m})$

VIII.3.2 Détermination de d et h

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

$$\frac{B - b}{4} \leq d \leq A - a$$

$$\frac{1,2 - 0,4}{4} \leq d \leq 1,4 - 0,6$$

$$15 \text{ cm} \leq d \leq 80 \text{ cm}$$

$d_{\text{min}} = 40 \text{ cm}$, Donc on prend $d = 55 \text{ cm}$

Alors $h = 55 + 5 = 60 \text{ cm}$

VIII .3.1.2 Calcul du ferrailage

- ELU

$$A_U = \frac{N_U \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{\text{st}}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa}$$

$$N_U = 312,96 \text{ kN} \quad (\text{Calculé par ROBOT-Au niveau des pieds de poteaux})$$

$$A_U = \frac{312,96 \times 10^{-3} \times (1,4 - 0,6)}{8 \times 0,55 \times 347,82} = 1,63 \text{ cm}^2$$

- **ELS**

$$A_S = \frac{N_S \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{n \times f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$N_S = 193,08 \text{ kN} \quad (\text{Calculé par ROBOT})$$

$$A_S = \frac{193,08 \cdot 10^{-3} (1,4 - 0,6)}{8 \cdot 0,55 \cdot 201,63} = 1,74 \text{ cm}^2$$

Le **RPA** exige une section minimale $A_{\min} = 0,6\%B \rightarrow A_{\min} = 6 \text{ cm}^2$

Conclusion : Nous avons $A_S > A_U$ donc on prend un ferrailage de $8T12 = 9,03 \text{ cm}^2$

VIII.3.1.3 Détermination de la hauteur du patin 'e'

$$e \geq \max(6\phi + 6\text{cm}, 15\text{cm})$$

$$e \geq \max(12 ; 15\text{cm}) \text{ donc on prend } e = 15 \text{ cm}$$

VIII.3.1.4 Calcul de l'espacement

$$s_t = \frac{1,4 - 0,20}{7} = 0,17\text{m}$$

On prend $s_t = 17 \text{ cm}$

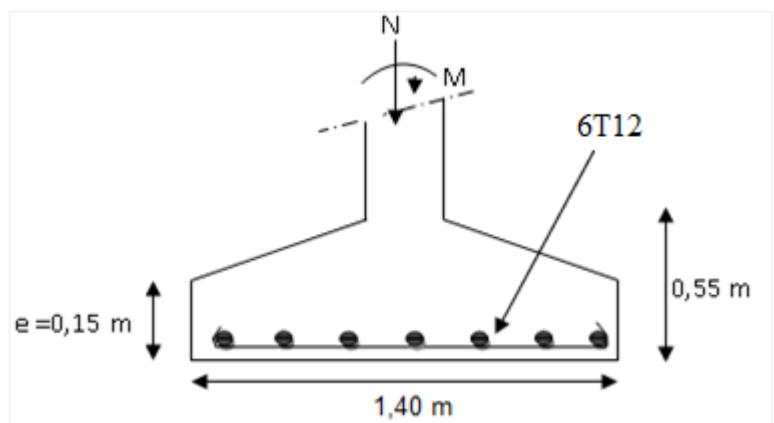


Figure VIII.1 : Ferrailage des semelles isolées

VIII.3.1.5 Calcul de l'espacement des cadres

Le RPA99 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :

$$S_t \leq (20 \text{ cm} ; 15\phi_t)$$

$$S_t \leq (20 \text{ cm} ; 15 \times 1,2 \text{ cm}) = (20 \text{ cm} ; 18 \text{ cm})$$

Alors on adopte un espacement $S_t = 18 \text{ cm}$

VIII.4 CALCUL DES LONGRINES

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entre elles, elles sont soumises à un effort de traction.

Une longrine est posée directement sur un béton de propreté pour empêcher la pollution du béton frais de la longrine par le sol support lors du coulage du béton. Le béton de propreté offre également un support uniforme à la longrine.

VIII.4.1 Dimensionnement des longrines

Selon le RPA99, pour un sol de type S2 (site ferme) les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : 25 cm x 30 cm.

VIII.4.2 Calcul du ferrailage

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \max \left[\frac{N}{\alpha} ; 20 \text{ kN} \right]$$

Avec :

- N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.
- α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée, pour les sols S2 ($\alpha = 15$) car le sol est de bonne résistance avec $\overline{\sigma}_{sol} = 1,8 \text{ bars} > 1,5 \text{ bars}$

– L'ELU

$$\frac{N_u}{\alpha} = \frac{312,96}{15} = 20,86 \text{ kN}$$

– L'ELS

$$\frac{N_s}{\alpha} = \frac{193,08}{15} = 12,87 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow F = \max[20,86 ; 12,87 ; 20] \text{ kN} = 20,86 \text{ kN}$$

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}}$$

– L'ELU

$$A_{stu} = \frac{F}{\sigma_{stu}} = \frac{20,86 \times 10^{-3}}{347,82} = 0,60 \text{ cm}^2$$

– L'ELS

$$A_{sts} = \frac{F}{\sigma_{sts}} = \frac{20,86 \times 10^{-3}}{201,63} = 1,03 \text{ cm}^2$$

Le RPA99 exige une section minimale : $A_{\min} = 0,6\% B = 0,6\% (25 \times 30) = 4,5 \text{ cm}^2$

On prend donc $A_{st} : 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$

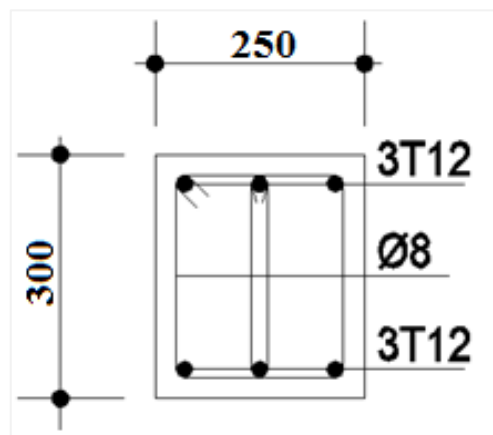


Figure VIII.2 : Ferrailage des longrines

VIII.4.3 Vérification de condition de non fragilité

$$A_{st} \leq 0,23 b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st} = 6,79 \text{ cm}^2 \\ 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 30 \times \frac{25}{400} = 10,78 \text{ cm}^2 \\ A_{st} = 6,79 \text{ cm}^2 < 10,78 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Condition Vérifiée

VIII.4.4 Calcul des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_{\min}; \frac{b}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{300}{35}; 1; \frac{250}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min(8,5; 1; 25) \text{ mm}$$

Alors on prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

VIII.4.5 Calcul de l'espacement des cadres

Le RPA99 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :

$$S_t \leq (20 \text{ cm} ; 15\phi_t = 15 \times 8 = 12 \text{ cm})$$

$S_t \leq (20 \text{ cm} ; 12 \text{ cm})$ Alors on adopte un espacement $S_t = 10 \text{ cm}$

VIII.5 Conclusion

Ce chapitre traite l'étude des fondations reportent les charges permanentes G (poids propres) et les charges d'exploitation Q à un niveau convenable en assurant la stabilité et la sécurité de la structure.

Chapitre IX : Protection de la structure

IX.1 Introduction

Malgré ses grands avantages, l'acier est un matériau qui présente quelques inconvénients, notamment la mauvaise résistance à la corrosion et au feu. C'est pourquoi chaque élément de la structure métallique doit subir un traitement spécifique contre ces deux facteurs. Il existe plusieurs types de protections selon l'usage et l'implantation de la structure.

IX.2 La Corrosion

Pour assurer la durabilité de l'ouvrage exigée par l'utilisateur, il est nécessaire de compter sur la permanence des qualités essentielles de l'acier, en particulier ses propriétés mécaniques. Or, exposée à l'atmosphère, la surface de l'acier se détériore par corrosion. La forme de corrosion la plus courante est la corrosion uniforme, ou généralisée, qui se traduit par la formation de la rouille. Ce produit composé d'oxydes plus ou moins hydratés, ne se forme qu'en présence d'oxygène et d'eau à température ordinaire. Il y a plusieurs techniques de prévention contre la corrosion, et le choix de la technique correspondante dépend essentiellement de l'agressivité du milieu ambiant, la durée de protection envisagée et les possibilités de mise en œuvre et d'entretien.

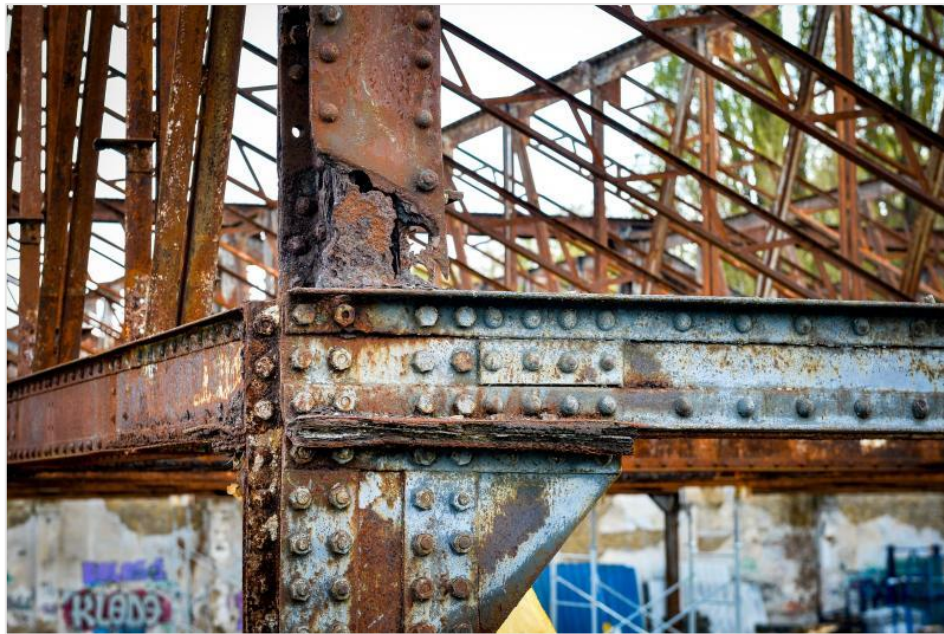


Figure IX.1 : Exemple d'une structure corrodé

IX.2.1 Les Revêtements

La mise en peinture est le système de protection anticorrosion le plus courant et aussi une technique classique pour isoler l'acier de l'effet oxydant de l'air. On applique alors un primaire inhibiteur de corrosion sur l'acier non traité, puis une couche intermédiaire avant de mettre la finition.

Ce système se caractérise de la facilité de la mise en œuvre, généralement il est réalisé en partie en atelier puis en partie sur chantier. La durabilité de cette protection dépend du milieu ambiant, de la maintenance, mais aussi de la préparation des surfaces à peindre.



Figure IX.2 : Un type de revêtement d'une peinture anti corrosion

IX.2.2 Les Traitements

Le zinc isole l'acier des milieux et produits agressifs en s'interposant et formant une barrière. Au contact de l'atmosphère, il se recouvre d'une couche protectrice et stable, qui assure une protection prolongée. Ce métal se distingue par sa très faible vitesse de corrosion. Autre avantage, le zinc assure la protection électrochimique de l'acier par effet cathodique (pouvoir sacrificiel) en cas de blessure du revêtement.

La durée de vie du revêtement dépendra principalement des agents de corrosion et de la stabilité de ses produits.

IX.3 Le Feu

Dans le contexte d'un incendie, l'acier a une mauvaise réputation, bien qu'il soit incombustible. On lui reproche de n'avoir qu'une faible résistance aux températures élevées et de faciliter la propagation du feu par conduction de chaleur. Les caractéristiques mécaniques de l'acier diminuent effectivement lorsque la température augmente, ce qui signifie qu'au cours d'un incendie, il peut y avoir risque d'effondrement de la structure.

Le principe de développement du feu repose sur la présence de trois éléments :

- Le combustible (matériaux, produits...)
- Le comburant (oxygène)
- La source de chaleur

La durée de stabilité au feu d'un profile métallique sans traitement spécifique n'excède que rarement la demi-heure lorsqu'il est placé sous une charge courante. Pour augmenter le délai et

ainsi satisfaire aux exigences, il est donc nécessaire de limiter l'échauffement des profilés en acier, pour cela diverse technique existent, on site parmi elles :

- Protection par peinture intumescente
- Protection par produit projeté :
 - Les produits de ciment ou de plâtre
 - Les produits à base de fibre minérale

IX.3.1 Protection par peinture intumescente

La peinture intumescente permet d'atteindre la résistance au feu requise tout en conservant les qualités esthétiques de la structure. Sous l'action de la chaleur, cette peinture forme une mousse microporeuse isolante appelée « meringue », elle peut être appliquée par projection, à la brosse ou au rouleau.

Ce type de peinture peut faire l'objet de la protection de notre projet, parmi les peintures on peut choisir la « Aithon A90 », qui résiste jusqu'à 120 min à une température allant de 270°C à 300.



Figure IX.3 : Protection par système intumescent

IX.3.2 Protection par produit projeté

Les différents systèmes de protection comprennent les produits à base de vermiculite et de ciment ou de plâtre dans lesquels des composants chimiques absorbant la chaleur.

IX.3.2.1 Protection par plâtre

Les ensembles en acier absorbent rapidement la chaleur. Lorsque leur masse est relativement faible, ils perdent rapidement leurs caractéristiques mécaniques. La limite élastique et le module d'élasticité chutent d'environ 40 % à la température de 470°C.

On peut donc protéger la structure par ce type de plâtre appelée « Placoplatre ».

La mise en œuvre de protections en plaques standard ou spéciales retarde la montée en température de l'acier et assure la stabilité au feu des structures métalliques.

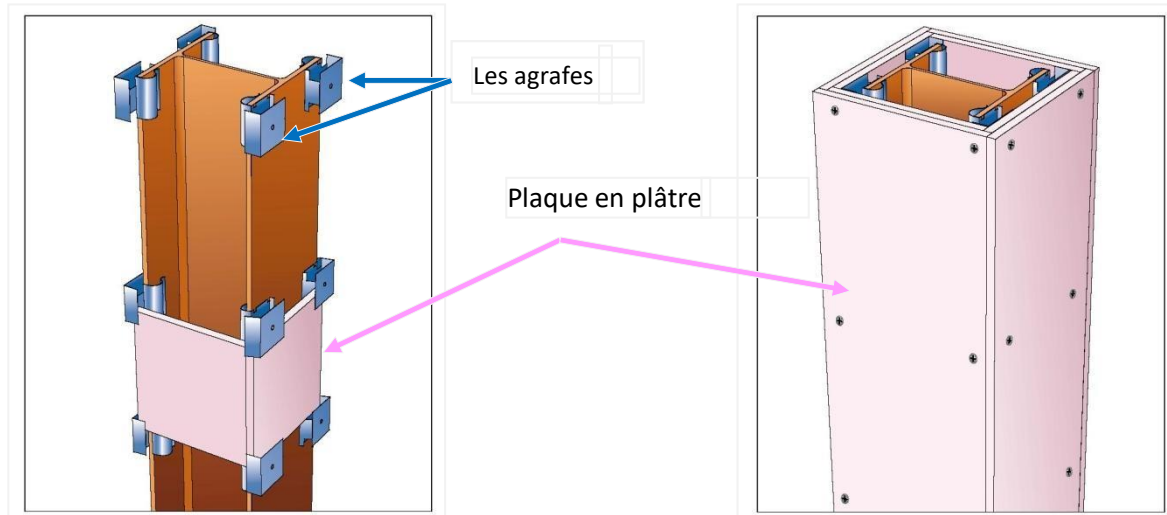


Figure IX.4 : Protection du profilé par plaque en plâtre

IX.3.2.2 Protection par plaques

Ces systèmes de protection (**secs**) incluent les systèmes à base de plaques composées de fibres minérales ou de vermiculite de fibre minérale. Ces plaques peuvent être collées sur le support ou bien vissées sur la structure ou sur d'autres plaques, sachant que ces produits sont fabriqués avec des épaisseurs fiables. Ils présentent une certaine souplesse d'installation, ils sont propres, causent peu de dommages aux constructions environnantes et offrent une bonne finition de surface.

IX.3.3 Vérification de la résistance des éléments secondaires et structuraux

- Principe de base

Vérification de la fonction porteuse d'une structure pour la durée d'exposition au feu donnée (t) :

$$E_{fi,d} \leq R_{fi,d,t}$$

$E_{fi,d}$: Valeur de calcul des effets des actions dans la situation d'incendie (EUROCODE 3 Partie 1-2)

$R_{fi,d,t}$: Valeur de calcul de la résistance correspondante dans la situation d'incendie (EUROCODE 3 Partie 1-2)

- Différents types d'analyse structurale
 - Analyse globale de structure
 - Analyse de parties de structure
 - Analyse par éléments

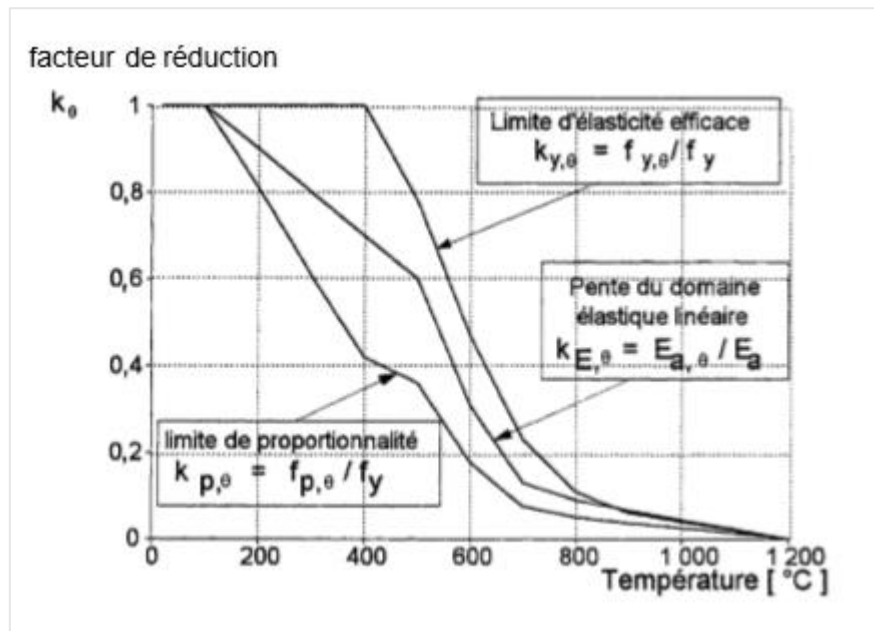


Figure IX.5 : Facteurs de réduction pour la relation contrainte-déformation de l'acier à des températures élevées

IX.3.3.1 Analyse par élément pour calculer la résistance au feu à R60

Cette analyse consiste à vérifier les éléments indépendants et de vérifier aussi les effets des dilatations axiales ou dans le plan peuvent être négligés. C'est une méthode simple à appliquer et généralement en condition de feu nominal.

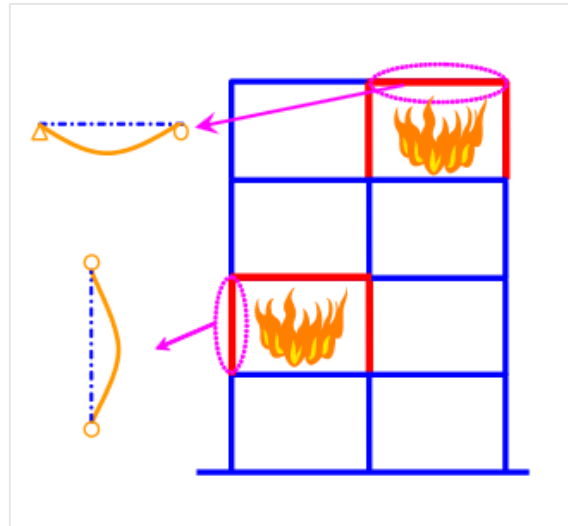


Figure IX.6 : Exemple d'une analyse d'un poteau

- **Pannes**

Cette méthode est basée sur la résistance plastique de l'élément et est relative à une vérification classique de résistance au feu des éléments en flexion simple. Elle place en sécurité, et selon CTICM :

$$q_{fi,Ed} < q_{fi,Rd}$$

On vérifie la structure a 60 min car $8m < H = 14m < 28m$ (Annexe F), donc on prend :

- $R60 = 60 \text{ min}$
- $\theta = 700^\circ\text{C}$

$$q_{fi,Ed} = G + 0,2 \times S_n$$

- $q_{fi,Ed}$ Est la charge linéique [N/m] égale à la charge surfacique multipliée par l'espacement des pannes
- G est la charge permanente incluant le P.P de la panne IPE180 = 18,8 ; le poids de la toiture et les éventuelles surcharges d'équipements
- S_n La charge de la neige

$$G_T = (G_{\text{panne}} + G_{\text{Toi}}) \times 1,45 = (18,8 + 14,2) \times 1,45 = 0,47 \text{ daN/m}$$

$$S_n = 0,398 \times 1,45 = 0,57 \text{ daN/m}$$

$$q_{fi,Ed} = G + 0,2 \times S_n = 0,47 + 0,2 \times 0,57 = 0,59 \text{ kN/m}$$

$$q_{fi,Rd} = \frac{\alpha \times K_{y,\theta} \times W_{pl,y} \times f_y}{L^2}$$

- $\alpha = 8$ dans le cas d'une panne isostatique
- $K_{y,\theta} = 0,230$ (Annexe E)

$$q_{fi,Rd} = \frac{8 \times 0,230 \times 220,6 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^5}{7,35^2} = 1,33 \text{ kN/m}$$

$$q_{fi,Ed} = 0,59 \text{ kN/m} < q_{fi,Rd} = 1,33 \text{ kN/m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Poteau**

Utilisation du modèle de calcul simplifié pour les éléments comprimés, on prend exemple du poteau sous charges axiales (calcul au flambement) et selon CTICM :

$$N_{fi,Ed} < N_{b,fi,Rd}$$

On vérifie la structure a 60 min car $8\text{m} < H = 14\text{m} < 28\text{m}$ (Annexe F), donc on prend :

- $R60 = 60 \text{ min}$
- $\theta = 700^\circ\text{C}$

$$N_{fi,Ed} = G + \varphi_1 Q_1 + \Sigma \varphi_{2,i} Q_i$$

Avec φ_1 facteur pour la valeur fréquente de l'action variable dominante, dans notre ouvrage est une halle industrielle de catégorie E de stockage donc on prend $\varphi_1 = 0,9$

$$N_{fi,Ed} = G + 0,9 Q$$

$$\text{Avec } G_T = (G_{\text{poteau}} + G_{\text{Toi}} + G_{\text{rail}}) \times 7,35 = 16,57 \text{ kN}$$

$$Q_T = (Q_{V3} \times 7,35) = (130,16 \times 7,35) = 9,57 \text{ kN}$$

$$N_{fi,Ed} = 1657 + (0,9 \times 957) = 25,18 \text{ kN}$$

$$N_{b,fi,Rd} = \frac{\chi_{fi} \times A \times K_{y,\theta} \times f_y}{\gamma_{M,fi}}$$

$$\text{Facteur de réduction à } \theta = 700^\circ\text{C} \begin{cases} K_{y,\theta} = 0,230 \\ K_{E,\theta} = 0,130 \end{cases} \text{ (Voir Annexe E)}$$

$$\text{Facteur de réduction : } \chi_{fi,d} = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}_\theta^{-2}]^{0,5}}$$

$$\bar{\lambda}_\theta = \bar{\lambda} \sqrt{\frac{K_{y,\theta}}{K_{E,\theta}}}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{kz}}{i_z \times \lambda_a} = \frac{0,5 \times 12000}{72,4 \times 93,9} = 0,882$$

$$\bar{\lambda}_\theta = 0,882 \times \sqrt{\frac{0,230}{0,130}} = 1,173$$

$$\alpha_\theta = 0,65$$

$$\phi = 0,5 [1 + \alpha_\theta \bar{\lambda}_\theta + \bar{\lambda}_\theta^2] = 0,5 [1 + 0,65 \times 1,173 + 1,173^2] = 1,569$$

$$\chi_{fi,d} = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}_\theta^{-2}]^{0,5}} = \frac{1}{1,569 + [1,569^2 - 1,173^2]^{0,5}} = 0,383$$

$$N_{b,fi,Rd} = \frac{\chi_{fi,d} \times A \times K_{y,\theta} \times f_y}{\gamma_{M,fi}} = \frac{0,383 \times 19750 \times 0,230 \times 23,5}{1} = 408,85 \text{ kN}$$

$$N_{fi,Ed} = 25,18 \text{ kN} < N_{b,fi,Rd} = 408,85 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

IX.4 Conclusion

Puisque la structure correspond à une halle industrielle, les systèmes de protection les plus convenables contre la corrosion et contre le feu sont respectivement : la protection par peinture vue la fréquence et la facilité de son exécution, et par plaque PROMATECT pour une raison essentiellement esthétique ; Sachant que les épaisseurs de cette plaque PROMATECT qui nous permet de protéger les éléments de notre structure exposés au feu. Enfin, on a utilisé l'analyse par élément pour calculer la résistance au feu pendant 60 min à 700°C selon les exigences réglementaires.

CONCLUSION GENERALE

Notre projet de fin d'étude consistait à réaliser l'étude d'un hall industriel en charpente métallique comportant un pont roulant. Il contient deux halls formant une usine de fabrication de l'acier inoxydable fini et semi fini à Ouled Bendamou (Maghnia).

Ce travail nous a permis d'approfondir nos connaissances en analyse et en calcul de structure, non seulement pour le calcul nécessitant des logiciels, mais aussi pour les vérifications et les dimensionnements manuels. Il nous a donné l'occasion de nous habituer avec les différents outils informatiques (Robot, SAP2000), ainsi que les différents règlements régissant les principes de conception et de calcul de l'ouvrages qui sont CCM97, RNV99 v.2013, RPA99 v.2003, CTICM et l'Eurocode 3 pour le dimensionnement des structures.

A la fin de l'étude effectuée, on déduit que :

- Les actions du vent, pour notre projet, sont les plus défavorables dans les constructions métalliques par rapport à l'action sismique pour leur flexibilité.
- L'utilisation du logiciel ROBOT dans notre étude nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique, dans le but de faciliter les calculs, et d'être le plus proche possible du comportement réel de la structure
- La présence de pont roulant génère un mauvais comportement à la structure vis-à-vis du séisme
- Le calcul de la résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne dépasse pas les 80% de la résultante des forces sismiques, comme exigé par le règlement
- La disposition de contreventement joue un rôle très important dans le comportement global de la structure
- La protection de la structure est obligatoire vis-à-vis de la fonction de cet ouvrage, c'est pour cela qu'on a proposé des solutions et des vérifications des éléments contre le feu et la corrosion

Enfin, notre objectif final lors de cette étude est l'obtention d'un ouvrage résistant et garantissant une sécurité globale. Ce travail était une première expérience pour nous dans ce vaste domaine, et il nous a permis d'acquérir des connaissances de base pour mettre le premier pas dans notre future vie professionnelle.

Bibliographie

1. **ABUS** « Levage France » partenaire en Algérie, sarl S.HADDAD Djafar, 2015.
2. **Access Steel EUROCODE mode easy** « Calcul d'assemblage de pied poteaux encastrés SN043a-FR-EU » EUROCODE 3 édité et diffusée par l'Association Française de Normalisation (AFNOR), 2009.
3. **B.A.E.L 91 : BETON ARME AUX ETATS LIMITES, TROISIEME TIRAGE**, EYROLLES, 1997.
4. BAGHDADLI A. et DJELTI A., « Etude d'un Hall D'exposition En Charpente Métallique (RDC+2) A Oran », PFE Master, Université de Tlemcen, 2017.
5. BOUTASTA A. et BOURDIM M., « Etude et Dimensionnement d'un Bâtiment Industriel Avec un Pont Roulant à Arzew », PFE Master, Université de Tlemcen, 2012.
6. **Charges permanentes et charges d'exploitations** « Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie) », 2008.
7. **Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-48 ; REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/ VERSION 2003 »**. Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003, (Algérie).
8. **Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT RNV 99/version 2013**, Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie).
9. **EUROCODE 3** « Calcul des structures en acier » calculs des éléments résistants d'une construction métallique, office des publications universitaires, 2009.
10. **EUROCODE 3 Partie 1-2** « Calcul du comportement au feu » édité et diffusée par l'Association Française de Normalisation (AFNOR), 1997-2012
11. GAOUAR F., « Etude et Dimensionnement d'une Halle à Marée avec un Pont Roulant au Port de Bouzedjar, PFE Master, Université de Tlemcen, 2016.
12. **LAHLOU DAHMANI** « CALCUL DES ELEMENTS DE CONSTRUCTION METALLIQUE SELON L'EUROCODE 3 » Edition Eyrolles Paris, 2005.
13. **Recommandations pour le calcul et l'exécution des chemins de roulement de ponts roulants** « CTICM ». Annexe de l'EUROCODE 3 partie 6, édité et diffusée par l'Association Française de Normalisation (AFNOR), 2002.
14. TALBI M.A. et BRAHIMI S.M., « Etude d'un Hall de Stockage de Produits Agricoles avec un Pont Roulant à El Aricha (Wilaya de Tlemcen) », PFE Master, Université de Tlemcen, 2017.

ANNEXES

Annexe A

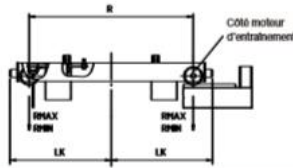
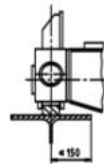
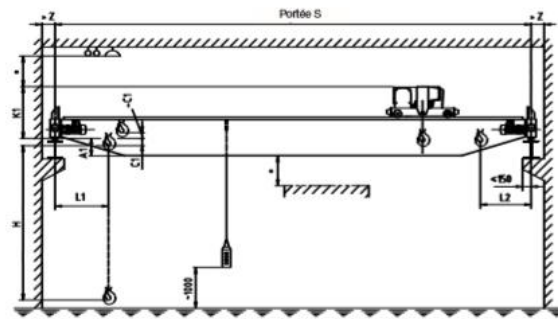
Etude de Pont Roulant



it K1 peuvent
onction des
ts existants
e manutention,
ment de la liaison
mmiers.

s, veuillez
avage France.

Ponts bipoutres ZLK



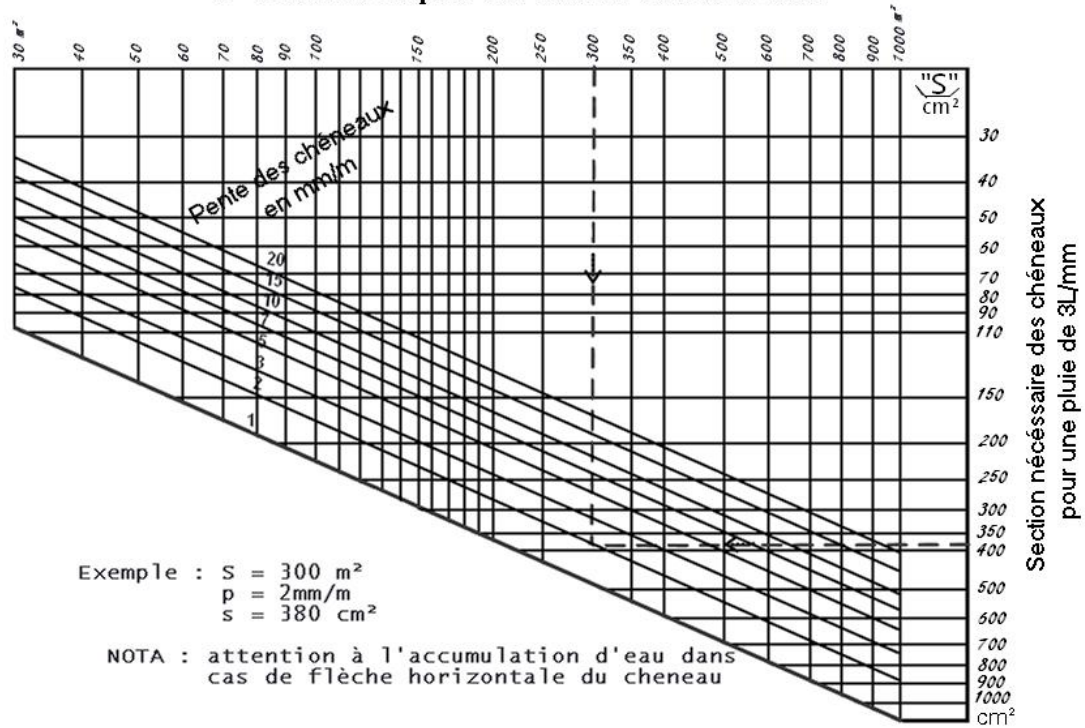
FEM 1Am	20	500	770	-30	660	660	150	9000	2900	1730	46.0	14.3
VL = 0.8/5 m/min	22	560	810	-70	660	660	170	9000	3200	1895	49.0	17.0
	24	500	870	-130	660	660	180	9000	3800	2250	55.0	22.7
	26	500	870	-130	660	660	180	9000	3800	2250	58.7	26.3
	28	700	870	-130	660	660	180	9000	4600	2650	61.9	29.3
	30	700	870	-130	660	660	180	9000	4600	2650	66.1	33.3
	32	660	920	-180	660	660	180	9000	5100	2965	76.0	42.9
	34	900	920	-180	660	660	180	9000	5100	2965	78.7	45.6
8000 kg Chariot treuil GM 3080 H6 FEM 3m	10	300	860	10	760	760	150	10000	2700	1605	45.7	9.0
	14	400	860	10	760	760	150	10000	2700	1630	49.7	11.1
	16	460	900	-30	760	760	170	10000	2900	1745	52.4	13.1
	18	460	900	-30	760	760	170	10000	2900	1745	53.9	14.2
	20	460	900	-30	760	760	170	10000	2900	1745	56.6	16.4
	22	560	900	-30	760	760	170	10000	3200	1930	59.3	18.9
	24	500	960	-90	760	760	180	10000	3800	2250	65.8	25.0
	26	700	960	-90	760	760	180	10000	3800	2250	68.5	27.5
VL = 0.8/5 m/min	28	700	960	-90	760	760	180	10000	4600	2650	71.0	29.6
	30	650	1010	-140	760	760	180	10000	4600	2715	79.2	37.7
	32	900	1010	-140	760	760	180	10000	5100	2965	85.6	43.7
	34	900	1010	-140	760	760	180	10000	5100	2965	87.9	45.9
10 000 kg Chariot treuil GM 5100 H6 FEM 2m	10	260	900	-30	760	760	170	10000	2700	1620	55.6	10.5
	14	360	900	-30	760	760	170	10000	2700	1645	60.0	12.5
	16	460	900	-30	760	760	170	10000	2900	1745	62.8	14.6
	18	460	900	-30	760	760	170	10000	2900	1745	64.5	15.7
	20	500	960	-90	760	760	180	10000	2900	1785	67.8	18.6
	22	500	960	-90	760	760	180	10000	3200	1950	71.0	21.4
	24	700	960	-90	760	760	180	10000	3800	2250	76.0	26.0
	26	700	960	-90	760	760	180	10000	3800	2250	78.0	27.8
VL = 0.8/5 m/min	28	700	960	-90	760	760	180	10000	4600	2650	82.7	32.1
	30	660	1010	-140	760	760	180	10000	4600	2715	91.7	40.8
	32	900	1010	-140	760	760	180	10000	5100	2965	95.1	43.9
	34	900	1010	-140	760	760	180	10000	5100	3005	101.0	49.2
12 500 kg Chariot treuil GM 5125 L6 FEM 2m	10	300	1090	40	790	790	180	10000	2700	1665	70.4	13.2
	14	400	1090	40	790	790	180	10000	2900	1765	75.8	15.5
	16	400	1090	40	790	790	180	10000	2900	1765	78.6	17.2
	18	500	1090	40	790	790	180	10000	2900	1765	81.4	19.4
	20	500	1090	40	790	790	180	10000	2900	1765	83.3	20.7
	22	700	1090	40	790	790	180	10000	3200	1950	86.4	23.2
	24	650	1140	-10	790	790	180	10000	3800	2315	91.8	28.0
	26	650	1140	-10	790	790	180	10000	3800	2315	95.9	31.7
VL = 0.8/5 m/min	28	900	1140	-10	790	790	180	10000	4200	2515	103.0	37.4
	30	900	1140	-10	790	790	180	10000	4600	2715	107.0	42.0
	32	900	1140	-10	790	790	180	10000	5100	3005	114.0	47.6
	34	1150	1140	-10	790	790	180	10000	5100	3005	119.0	53.1
16 000 kg Chariot treuil GM 5160 H6 FEM 1Am	10	300	1090	40	790	790	180	10000	2700	1665	87.1	15.4
	14	350	1140	-10	790	790	180	10000	2900	1830	94.7	19.1
	16	450	1140	-10	790	790	180	10000	2900	1830	97.9	21.1
	18	460	1140	-10	790	790	180	10000	2900	1865	102.0	23.4
	20	650	1140	-10	790	790	180	10000	3200	2015	105.0	26.6
	22	650	1140	-10	790	790	180	10000	3200	2015	108.0	28.3
	24	650	1140	-10	790	790	180	10000	3800	2315	113.0	32.3
	26	900	1140	-10	790	790	180	10000	3800	2315	116.0	35.5
VL = 0.8/5 m/min	28	900	1140	-10	790	790	180	10000	4200	2515	119.0	37.9
	30	900	1140	-10	790	790	180	10000	4600	2735	127.0	45.2

Annexe B

Chapitre IV : Etude des Eléments Secondaires

Calcul de la section des cheneaux

"S" Surfaces en plan des combs desservis en m^2



CALCUL DU DIAMETRE DES DESCENTES D'EAU

(écartement maxi des descentes = 30m)

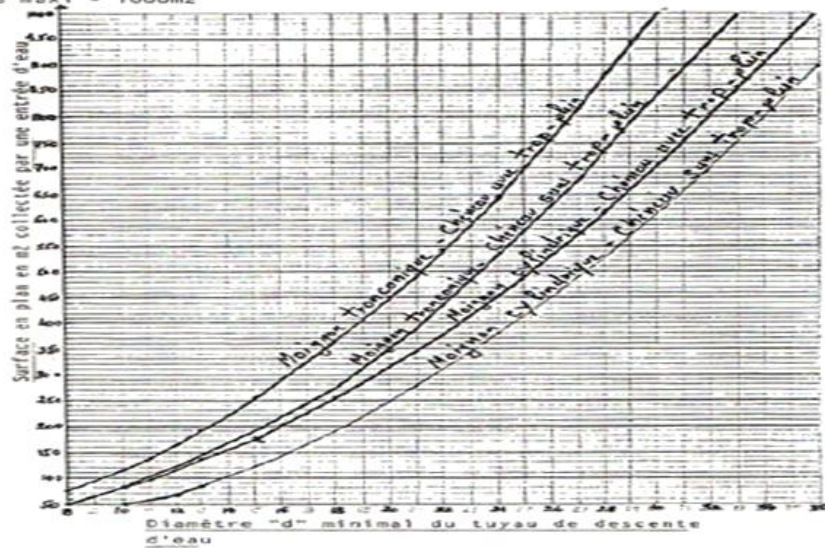
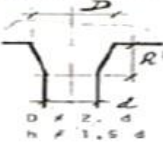
(Δ mini = 8cm)

ϕ maxi = 1000m2

toignes cylindrique



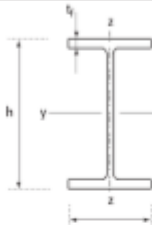
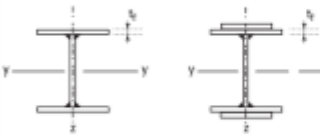
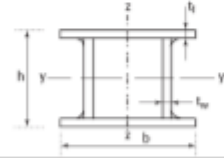
toignes tronconique



Annexe C

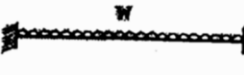
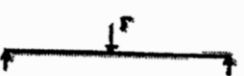
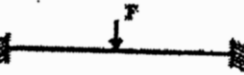
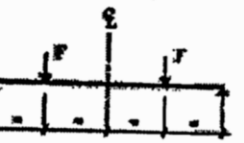
Chapitre VI : Dimensionnement des Eléments Structuraux

Tableau 6.2 - Choix de la courbe de flambement pour une section transversale

Section transversale		Limites	Flamb. selon l'axe	Courbe de flamb. ¹	
				S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Section en I laminées		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ y-y z-z	a b	a_0 a_0
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$ y-y z-z	b c	a a
		$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$ y-y z-z	b c	a a
			$t_f > 100 \text{ mm}$ y-y z-z	d d	c c
Sections en I soudées		$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	b c
		$t_f > 40 \text{ mm}$	y-y z-z	c d	c d
Sections creuses		Finies à chaud	Quelconque	a	a_0
		Formées à froid	Quelconque	c	c
Sections en calisson soudées		En général (sauf comme indiqué ci-dessous)	Quelconque	b	b
		Soud. épaisses : $a > 0,5 t_f$ $h/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	Quelconque	c	c
Sections en U, T et pleines			Quelconque	c	c
Sections en L			Quelconque	b	b

Courbe de flambement	A	B	C	D
Facteur d'imperfection α	0,21	0,34	0,49	0,79

Le coefficient C_1 et β_{MLT} :

Tableau B.1.2 Coefficients C_1 , C_2 et C_3 , pour différentes valeurs de k , dans le cas de charges transversales					
Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

Facteur	Axe de flexion	points maintenus suivant la direction
$\beta_{M,y}$	y-y	z-z
$\beta_{M,z}$	z-z	y-y
β_{MLT}	y-y	y-y

Tableau 55.4 : Facteurs de moment uniforme équivalent

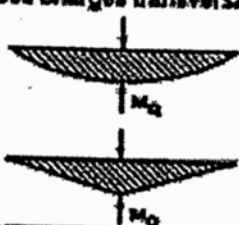
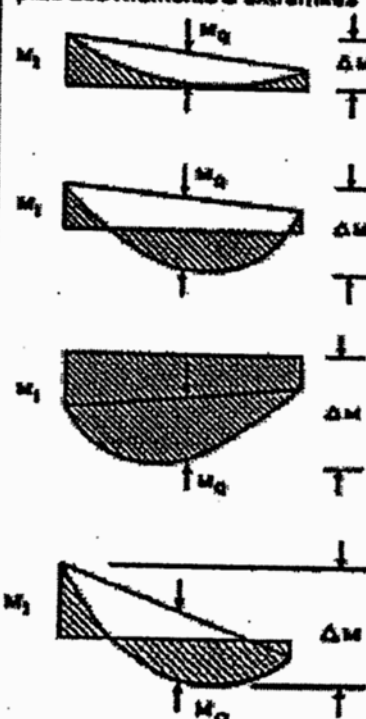
Diagramme de moment	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
Moments d'extrémités  $-1 \leq \psi \leq 1$	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
Moments dus à des charges transversales 	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
Moments dus à des charges transversales plus des moments d'extrémités 	$\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q = \max M $ dû aux charges transversales seulement $\Delta M = \begin{cases} \max M & \text{pour diagramme de moment sans changement de signe} \\ \max M + \min M & \text{pour diagramme de moment avec changement de signe} \end{cases}$

Figure 55.4 : Valeurs des facteurs de moment uniforme équivalent

Annexe D

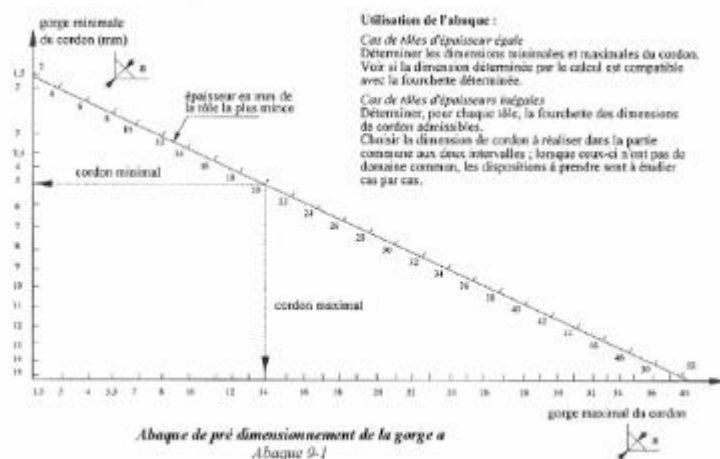
Chapitre VI : Calcul des Assemblages

Désignations	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
d	12	14	16	18	20	22	24	27	30
d ₀ trou normal	13	15	18	20	22	24	26	30	33
A	113	154	201	254	314	380	452	573	707
A _s	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561
Ø rondelle	24	27	30	34	37	40	44	50	52
d _m	19,39	22,63	25,86	29,09	32,32	36,63	38,79	44,17	49,56

d diamètre nominal du boulon (celui de la partie non filetée)
d₀ diamètre du trou normal
A aire de la section de la tige lisse du boulon
A_s section résistante de la partie filetée
d_m moyenne entre surangle et surplat pour le calcul de B_{p,8d} (valeurs pour les boulons HM uniquement).

Tableau 3.1 - Valeurs nominales de la limite d'élasticité f_{yb} et de la résistance ultime à la traction f_{ub} pour les boulons

Classe de boulons	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (MPa)	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} (MPa)	400	400	500	500	600	800	1000



Chapitre VIII : Calcul des Fondations

Laboratoire des Travaux Publics de l'Ouest
Unité de Tlemcen

SONDAGE CAROTTE						FORAGE		TUBAGE		
Dossier N° : 75/ES/UT/2015 Projet : Groupe scolaire type B1 à Ouled Ben Damou Maghnia Chef de Poste : BenMaammar Ingénieur Chef de Projet : Mr R.DIB Coordonnées : Sondeuse : ...TERREDO 2..... X = Y =						Ø mm	Jusqu'à	Ø mm	Jusqu'à	SONDAGE N° 01 Feuille N° 01
						Dates	Echantillons Paraffines (m)	Piézo	Carottage	
			Passe (m)	Récup (%)						
30/06/2015				100%		0.3		Sable fin conglomératique		
				100%		1		Grès brun fissuré altéré en sable entre: 1.00-1.50m ; 1.90-2.00m		
				100%		2				
				100%		3				
				100%		4				
				100%		5				
				100%		6				
				100%		6.6				
				100%		7		Grès brun conglomératique avec une fine passée d'argile entre: 7.80-7.90m		
				100%		8				
						9				
						10				
						11				
						12				
						13				
						14				
						15				
Niveau d'eau (m)						Pertes d'Eau (m)				
			Remarques							
			- Fin de sondage à 8.00 m							

LTPU - Unité de Tlemcen

Etablie le : 22/07/2015

Révisée le : 26/07/2015

Indice de révision : 1

ETUDE DE SOL : GROUPE SCOLAIRE TYPE B1

OULED BEN DAMOU - MAGHNIA

DPT T: R.D / H.D / N.B

A 11 / 15

TABLEAU DES CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES ET CHIMIQUES

PROJET : Groupe Scolaire Type B1 Ouled Bendamou Maghnia

Dossier N°: 75/ES/UT/2015
Client: Commune de Maghnia

SONDAGE / Puits		1	1	2	3	4
PROFONDEUR (m)		1,65-1,90	5,50-6,00	3,70-4,00	2,20-3,00	3,10-3,50
NATURE APPARENTE DES ECHANTILLONS		Grés	Marne	Grés	Marne	Grés
ESSAIS PHYSIQUES	POIDS VOLUMIQUE SEC (γ_d) t / m ³					
	TENEUR EN EAU NATURELLE (W %)					
	DEGRE DE SATURATION (SR %)					
	POIDS VOLUMIQUE HUMIDE (γ_h) t / m ³					
	Granulo & Sédimen	Argile %	13		13	
		Limon %	24		24	
		Sable %	45		41	
		Gravier %	18		22	
	Tamisat à 0,08 mm %		58		56	
	Tamisat à 2 mm %		82		78	
	Limite d'Atterberg WL %		37		38	
	Indice de plasticité IP %		15		16	
	Limite de Retrait WR %					
	Equivalent de Sable E.S %					
ESSAIS MECANIQUES	Pression de Consolidation (bars)					
	Coefficient de Tassement					
	Coefficient de Gonflement					
	Permeabilité (K) à 1,25 bars cm / s					
	Permeabilité (K) à 2,50 bars cm / s					
	Pression de Gonflement (sg) bars					
	COMPRESSION SIMPLE Rc Kg /cm ²		435	210		600
	CISAILLEMENT	U	W %			
			C Kpa			
			ϕ (°)			
		C	W %			
			C Kpa			
			ϕ (°)			
		CD	W %			
			C KPa			
			ϕ (°)			
ESSAIS CHIMIQUES	CaCO ₃ %		5			
	V. du Bleu %					
	SO ₄ mg / Kg					
	SO ₄ %					
	M. O %					
	C. L. mg / Kg					

LTPO - Unité de Tiemcen

Établie le : 22/07/2015

Révisée le : 26/07/2015

Indice de révision : 1

ETUDE DE SOL : GROUPE SCOLAIRE TYPE B1

OULED BEN DAMOU - MAGHNIA

DPT T: R.D / H.D / N.B

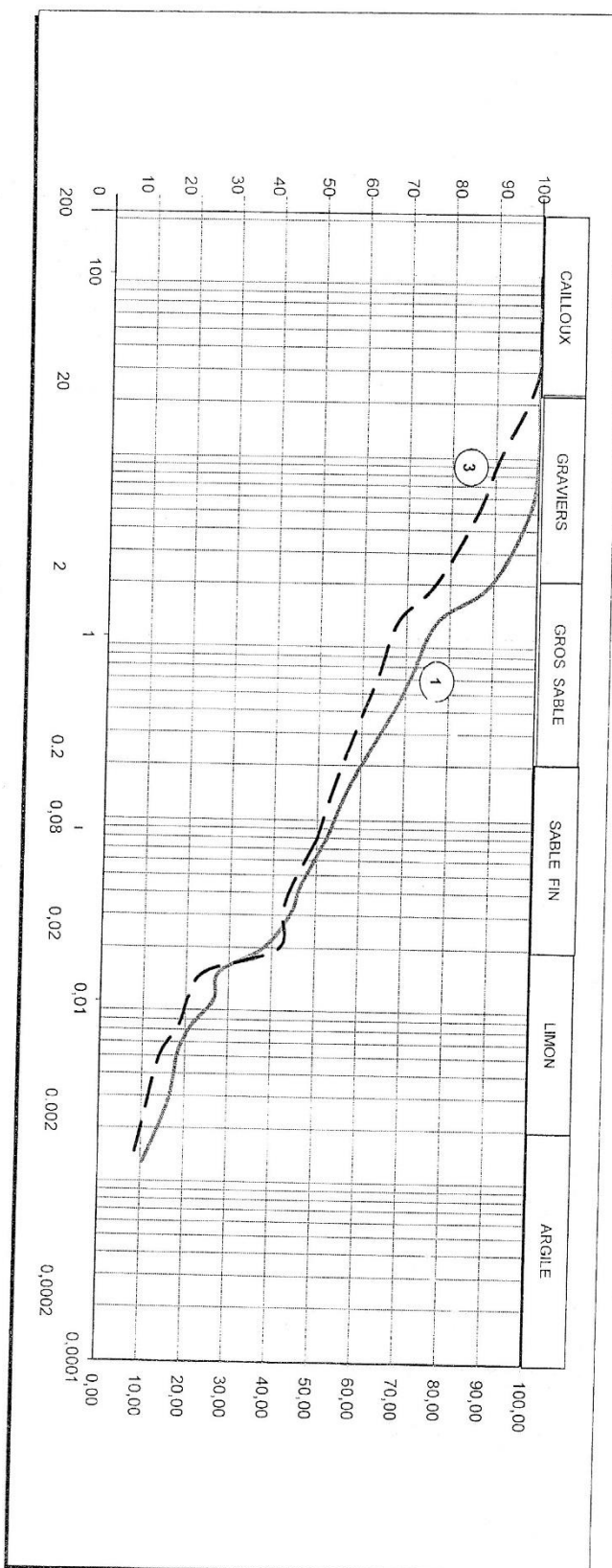
A 2 / 15

L. T. P. O.

UNITE : E. TLEMGCN
Dpt Technique

Sce Géotechnique

CLIENT		Commune de Maghnia		Date	12/07/2015
PROJET		Groupe Scolaire Type B1 Ouled Bendamou Maghnia			
Designatio	{ (1)	S:	4	Prof: 5,00-5,50	
échantillons	{ (3)	S:	5	Prof: 4,20-4,80	
ANALYSE GRANULOMETRIQUE					



	Tamisé à 2 mm	Tamisé à 80 microns	Limites d'Atterberg		Argile (%)	Limon (%)	CaCO ₃ (%)	V de bleu (%)
Echantillon N° 01	89	52	WL (%)	LP (%)	13	22	5	
Echantillon N° 03	77	50	30	12	8	25		

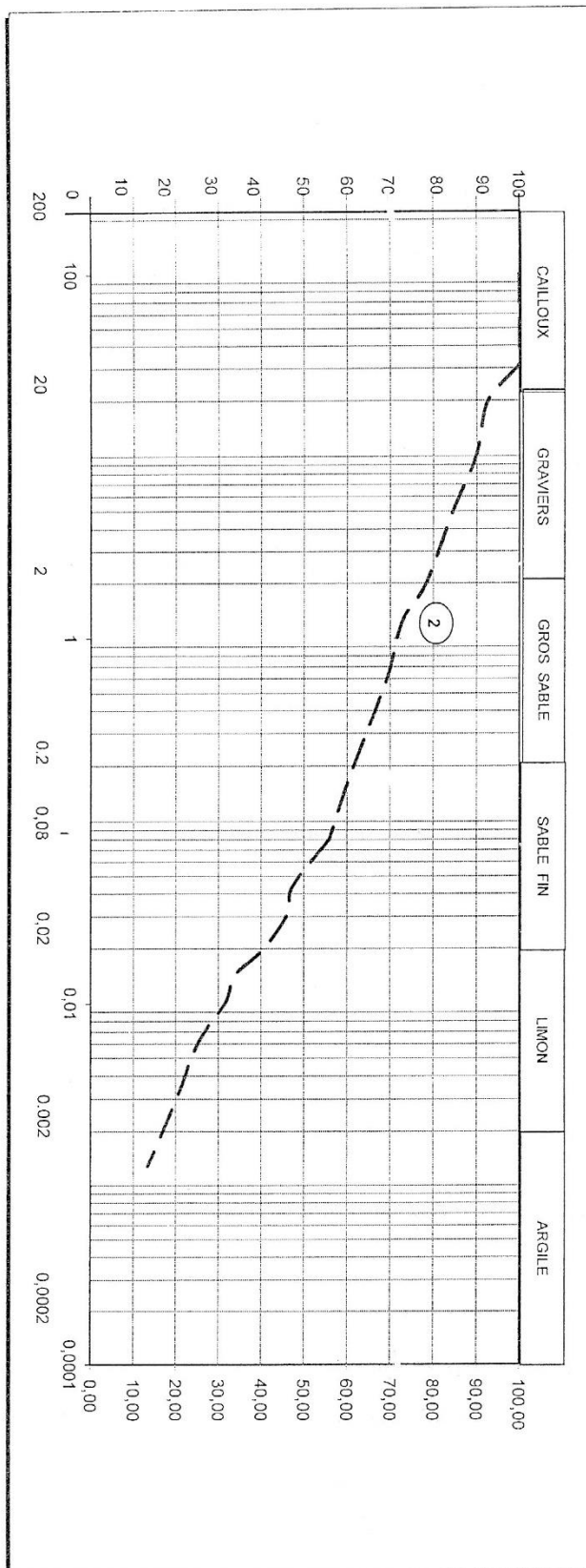
M5.2

LTPO – Unité de Tlemcen		DPT T: R.D / H.D / N.B	A 6 / 15
Etablie le : 22/07/2015	ETUDE DE SOL : GROUPE SCOLAIRE TYPE B1		
Révisée le : 26/07/2015	OULED BEN DAMOU – MAGHNIA		
Indice de révision : 1			

L. T. P. O.

Scie Geotechnique

CLIENT	Commune de Maghnia	Date	12/07/2015
PROJET	Groupe Scolaire Type B1 Ouled Bendamou Maghnia		
des	{ (2) } S: 3		Prof: 2.20-3.00
ANALYSE GRANULOMETRIQUE			



Annexe F

Chapitre IX : Protection de la Structure

	Bâtiment à simple RDC	Bâtiment multi-étagé			
		H ≤ 8m	8 < H ≤ 28m	28 < H ≤ 50m	50m < H
R0	Bâtiment industriel Immeuble bureau ERP ^(a) (5 cat.)	Bâtiment industriel Immeuble bureau ERP ^(b) (5 cat.)	X	X	X
R15	X	Hab. ^(d) (fam. 1)	X	X	X
R30	ERP ^(a) (1,2,3 et 4 cat.)	ERP ^(a) (2,3 et 4 cat.) Hab. ^(d) (fam. 2)	X	X	X
R60	X	ERP ^(b) (1 cat.)	ERP ^(c) (2,3,4 et 5 cat.) Hab. ^(d) (fam. 3) – Bâtiment industriel Immeuble bureau	X	X
R90	X	X	ERP (1 cat.)	Hab. ^(d) (fam. 4)	X
R120	X	X	X	IGH (sauf habitation)	IGH (H≤200m)
≥ R180	X	X	X	X	IGTH (H≤200m)

^(a) RO selon conditions de l'article C014 de l'arrêté du 25 juin 1980
^(b) RO pour la structure de toiture selon conditions de l'article C013 de l'arrêté du 25 juin 1980
^(c) RO selon condition de l'article C015 de l'arrêté du 25 juin 1980
^(d) Degré de stabilité au feu exigé pour les éléments verticaux porteurs et les planchers

Tableau 1 : Exigences de résistance au feu en fonction du type de bâtiment

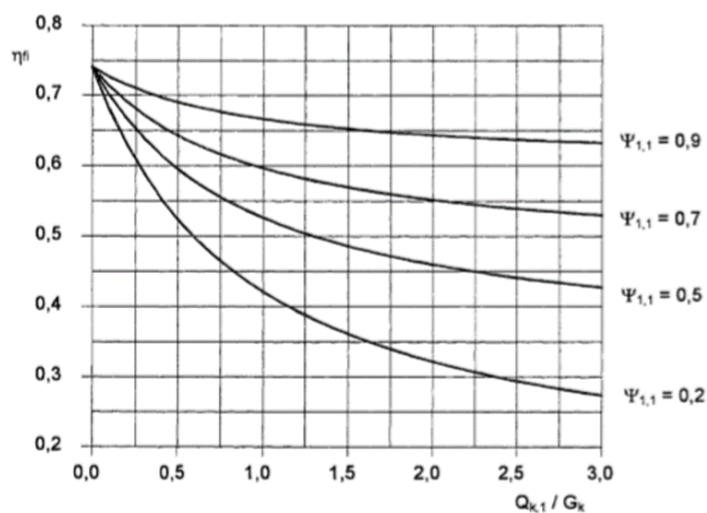


Figure 2.1 : Variation du facteur de réduction η_f en fonction de $Q_{k,1}/G_k$

Température de l'acier θ_a	Facteur de réduction pour les sections à parois minces laminées à chaud et soudées		
	$k_{E,\theta}$	$k_{0,2p,\theta}$	$k_{y,\theta}$
20 °C	1,000	1,000	1,000
100 °C	1,000	1,000	1,000
200 °C	0,900	0,896	1,000
300 °C	0,800	0,793	1,000
400 °C	0,700	0,694	1,000
500 °C	0,600	0,557	0,780
600 °C	0,310	0,318	0,470
700 °C	0,130	0,150	0,230
800 °C	0,090	0,078	0,110
900 °C	0,0675	0,048	0,060
1000 °C	0,045	0,032	0,040
1100 °C	0,0225	0,046	0,020
1200 °C	0,000	0,000	0,000
Pour des valeurs intermédiaires de température de l'acier, une interpolation linéaire peut être utilisée.			

Tableau 5 : Facteurs de réduction pour l'acier au carbone pour le calcul aux températures élevées

Pour les portiques multi-travées, cette vérification doit être menée pour chaque travée.

Profil	$W_{pl,y}$ $\times 10^{-6} (m^3)$	15 min		Profil	$W_{pl,y}$ $\times 10^{-6} (m^3)$	15 min	
		$\theta_a (°C)$	$k_{y,\theta}$			$\theta_a (°C)$	$k_{y,\theta}$
IPEA100	33,98	713	0,214	IPE270	484,0	670	0,301
IPE100	39,41	708	0,220	IPEA300	541,8	680	0,279
IPEA120	49,87	711	0,216	IPE300	628,4	664	0,316
IPE120	60,73	705	0,224	IPEA330	701,9	671	0,298
IPEA140	71,60	710	0,218	IPE330	804,3	655	0,338
IPE140	88,34	702	0,228	IPEA360	906,8	662	0,321
IPEA160	99,09	708	0,221	IPE360	1019	644	0,364
IPE160	123,9	698	0,236	IPEA400	1144	656	0,335
IPEA180	135,3	705	0,225	IPE400	1307	635	0,387
IPE180	166,4	693	0,246	IPEA450	1494	648	0,355
IPEA200	181,7	700	0,229	IPE450	1702	624	0,411
IPE200	220,6	688	0,259	IPEA500	1946	635	0,385
IPEA220	240,2	695	0,242	IPE500	2194	612	0,441
IPE220	285,4	683	0,272	IPEA550	2475	624	0,413
IPEA240	311,6	689	0,255	IPE550	2787	598	0,476
IPE240	366,6	675	0,289	IPEA600	3144	608	0,449
IPEA270	412,5	686	0,264	IPE600	3512	582	0,524

Tableau 2 : Valeurs du facteur de réduction $k_{y,\theta}$ pour les profilés en acier de type IPE

Profil	$W_{pl,y}$ $\times 10^{-6}$ (m ³)	15 minutes		Profil	$W_{pl,y}$ $\times 10^{-6}$ (m ³)	15 minutes	
		θ_a (°C)	$k_{y,s}$			θ_a (°C)	$k_{y,s}$
HE100A	83,01	675	0,288	HE220A	568,5	630	0,398
HE100B	104,20	652	0,344	HE220B	827,0	564	0,582
HE100M	235,80	533	0,678	HE220M	1419,0	454	0,882
HE120A	119,5	676	0,288	HE240A	744,6	614	0,437
HE120B	165,2	639	0,376	HE240B	1053,0	548	0,630
HE120M	350,6	518	0,723	HE240M	2117,0	406	0,986
HE140A	173,5	669	0,305	HE260A	919,8	606	0,456
HE140B	245,4	626	0,409	HE260B	1283,0	541	0,653
HE140M	493,8	505	0,765	HE260M	2524,0	401	0,998
HE160A	245,1	659	0,329	HE280A	1112	598	0,476
HE160B	354,0	607	0,454	HE280B	1534	534	0,675
HE160M	674,6	488	0,805	HE280M	2996,0	396	1,000
HE180A	324,9	653	0,341	HE300A	1383	582	0,525
HE180B	481,4	593	0,492	HE300B	1899,0	519	0,719
HE180M	883,4	477	0,831	HE300M	4078	353	1,000
HE200A	429,5	643	0,366	HE320A	1628	567	0,572
HE200B	642,5	577	0,541	HE320B	2149	508	0,756
HE200M	1135,0	464	0,859	HE320M	4435	353	1,000
HE340A	1850	558	0,599	HE600A	5350	513	0,738
HE340B	2408	501	0,776	HE600B	6425	471	0,843
HE340M	4718	357	1,000	HE600M	8772	401	0,997
HE360A	2088	549	0,626	HE650A	6136	511	0,746
HE360B	2683	495	0,791	HE650B	7320	470	0,846
HE360M	4989	362	1,000	HE650M	9657	407	0,984
HE400A	2562	538	0,661	HE700A	7032	505	0,764
HE400B	3232	486	0,809	HE700B	8327	465	0,856
HE400M	5571	370	1,000	HE700M	10540	413	0,971
HE450A	3216	527	0,694	HE800A	8699	506	0,762
HE450B	3982	479	0,825	HE800B	10230	468	0,851
HE450M	6331	379	1,000	HE800M	12490	422	0,951
HE500A	3949	518	0,724	HE900A	12580	499	0,782
HE500B	4815	472	0,840	HE900B	14440	463	0,861
HE500M	7094	387	1,000	HE900M	16990	431	0,931
HE550A	4622	516	0,731	HE1000A	12820	499	0,7812
HE550B	5591	472	0,841	HE1000B	14860	464	0,858
HE550M	7933	394	1,000	HE1000M	16570	439	0,9137

Tableau 4 : Valeurs du facteur de réduction $k_{y,s}$ pour les profilés en acier de type HE