

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة

التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة أبي بكر بلقايد -

تلمس -

Université Aboubakr Belkaïd - Tlemcen -

Faculté de TECHNOLOGIE



MÉMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme de **MASTER**

Spécialité: **Génie Civil**

Option: **Constructions Métalliques et Mixtes**

Par: **EL MEZOUAR Abderahmen**

GHALEM Abdelhadi

Thème

**ÉTUDE ET DIMENSIONNEMENT D'UN HALL INDUSTRIEL À
PLUSIEURS VERSANTS**

Devant le jury composé de :

Dr. SELKA Ghouti

Président

Dr. HAMDAOUI Karim

Examineur

Pr. BOUMECHA Nadir

Examineur

Dr. KAZI TANI Nabil

Encadreur

Dr. MISSOUM Abdelghani

Encadreur

Année universitaire : 2017-2018

❖ *Remerciement*

Tout d'abord nous adressons nos plus sincères sentiments de reconnaissance et de remerciement envers le bon DIEU, le clément et le miséricordieux, lequel nous a accordé la force et le courage de mener bien ce modeste travail.

Nous exprimons notre profonde reconnaissance et notre parfaite gratitude à mes encadreur, Monsieur Kazi Tani Nabil et Monsieur Missoum Abdelghani pour le temps que vous aviez pris pour nous aidez à réaliser ce projet, votre aides inestimables, et vos précieux conseils et leur sérieux. Nous ont aider à mener à bien ce travail

Nous tenons à exprimer notre gratitude à l'ingénieur Nadir BENCHOUK, nous somme très reconnaissable pour le temps qu'il a pris pour nous, pour son aides inestimables qui nous a orienter dans la bonne voie avec ces conseils

Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porte à notre travail en acceptant de l'examiner et de l'enrichir par leurs propositions.

Nous remercions aussi tous les enseignants du département (génie civil) et Particulièrement le professeur BOUMACHRA Nadir et Monsieur BOUTASTA Amine pour leurs aides et soutien qui ont servi à la réalisation de ce modeste travail.

Enfin, nos remerciements à tous nos amis, nos collègues qui nous ont soutenu et encouragé pour la réalisation de cet humble mémoire.

❖ *Dédicaces*

J'ai l'honneur de dédier ce travail à :

Mes très chers parents, qui m'ont encouragés et soutenu tout au long de mon cursus, et aux quels je ne rendrai jamais assez, et ainsi que tous toutes ma famille.

À GHALEM Abdelhadi mon frère et mon binôme et pour son aide et son courage.

À Sari Hassoun Sami et Anes Kherbouche avec qui j'ai beaucoup partagé et à qui je dois beaucoup de respect pour leur travail qu'ils ont fait

*Mes dédicaces vont également à la promotion de GENIE CIVIL 2017-2018
Abderahmen*

Je dédie cet humble travail :

A mes parents qui me sont les plus chers, qui m'ont soutenu tout au long de mon parcours scolaire, que Dieu les garde et les protège

À toute ma famille, mes frères, mes sœurs

A mon très chère ami et binôme EL mezouar Abderrahmen

Sans oublier toute la promotion de CMM 2017/2018

Enfin, je le dédie à tous mes amis, et une mention spéciale pour qui nous a beaucoup aidé et à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de cet humble travail

Abdelhadi

Résumé

Notre projet de fin d'études consiste à faire une étude et dimensionnement d'un hall industriel possédant un plancher mixte ainsi qu'un pont roulant, ce ouvrage destiné à la fabrication mécanique, composé de deux halls situé à la commune de Remchi, Wilaya de « Tlemcen ». Il est constitué de plusieurs portiques, stabilisés par des contreventements, et couvert par une toiture à quatre versants symétriques. Ce projet est élaboré en plusieurs étapes ; en premier lieu l'évaluation des charges et surcharges ainsi que les effets des actions climatiques 'neige et vent' selon le règlement Algérien « **RNV 99 V2013** », ensuite le dimensionnement des différents éléments (secondaires et porteurs), après l'étude dynamique de l'ouvrage selon le règlement parasismique Algérien « **RPA 99 V 2003** », puis l'étude des assemblages selon le « **CCM 97** », et enfin l'étude de l'infrastructure selon le « **BAEL 91** », et comme logiciel nous avons utilisé le «**ROBOT ANALYSIS STRUCTURAL**».

Mots clés : Charpente métallique –bâtiment –Dimensionnement- Assemblage- Séisme.

ملخص

مشروعنا يتوقف في دراسة وتصميم مبنى صناعي يحتوي على رافعة متحركة وطاً بق للمكاتب . هذا المبنى مخصص للصناعة الميكانيكية الذي يقع ببلدية الرمشي. ولاية « تلمسان » حيث تمت دراسة هذا المشروع مرورا بعدة مراحل تتمثل أولها في تقييم فضلا على آثار المناخ (التلوج و الرياح) وفقا للقواعد الجزائرية, « **RNV99V2013** » ثم دراسة مقاييس عناصر المبنى الأساسية منها والثانوية بعد دراسة زلزالية وفقا للقواعد الجزائرية للزلازل , « **RPA99V2003** » وبعد ذلك حساب الوصلات و التجمعات وفقا للتنظيم, « **CCM97** » وكخطوة نهائية تمت دراسة البنية التحتية وفقا لقواعد « **BAEL91** » وبالنسبة للبرامج اعتمدنا على « **ROBOT** » .

الكلمات المفتاحية: الهياكل المعدنية – مبنى – القياس – التجميع – الزلازل

Abstract

Our project of end of studies is to study and design a building industrial having a floor mixed and travelling crane consists of two halls located in the commune of Remchi, Wilaya of « Tlemcen ». it is composed of several frames, stabilized by bracing, and covered by a roof with four symmetrical slopes. The work is developed through several stages ; first of all, the assessment of loadings as climate effects (snow and wind) under the Algerian climatic rules « **RNV 99 V2013** », and the evaluation of the structural steel's secondary and principal elements according to their resistances, then, the dynamic analysis study according to the Algerian earthquake codes « **RPA99 V2003**» to choose the bracing system those ensure the stability of the structure, then, the assemblies are studied by the « **CCM 97** ». Finally, the foundations are dimensioned according to the code « **BAEL 91** ». For the structural analysis, the used software is «**ROBOT ANALYSIS STRUCTURAL**».

Keywords: Steel structure –Assembly – Earthquake.

Tables des matières

Remerciement.....	III
Dédicaces.....	IV
Liste des notations.....	V
Résumé.....	VI
Liste des tableaux.....	VII
Listes des figures.....	VIII
Chapitre-1 Généralité et présentation de l'ouvrage.....	3
1.1 Introduction :.....	3
1.2 CCM 97 règle de conception et de calcul des structures en acier.....	4
1.2.1 Action permanente G_i	5
1.2.2 Actions variable Q_i :.....	5
1.2.3 Actions accidentelles A_i :.....	5
1.3 Réglementation parasismique :.....	6
1.4 Coefficient du vent :.....	7
1.5 Coefficient neige :.....	8
1.6 Présentation de l'ouvrage :.....	9
1.6.1 Localisation géographique :.....	10
1.6.2 Présentation du fonctionnement du bâtiment :.....	10
1.6.3 Conception des Structures : Le choix d'une conception doit:.....	10
1.6.4 Caractéristique géométrique :.....	11
1.7 Matériaux : Pour notre projet, on a choisit les matériaux de constructions suivants :.....	12
1.7.1 Acier :.....	13
1.7.2 Béton :.....	14
1.7.3 L'acier utilisé dans l'infrastructure :.....	14
1.8 Couverture et bardage :.....	14
Chapitre-2 Détermination des charges Climatique.....	15
2.1 Introduction.....	16
2.2 Détermination de l'action du vent.....	16
2.2.1 Détermination de la pression aérodynamique.....	17
2.2.2 Calcul de la pression dynamique de point q_p	17

2.2.3	Coefficient de pression extérieur.....	18
2.2.4	Coefficient de pression intérieur.....	22
2.2.5	Détermination de la pression statique du vent	25
2.3	Détermination de l'action de la neige :	30
2.3.1	La charge caractéristique de la neige par unité de surface.....	30
Chapitre-3	Dimensionnement des éléments secondaires	31
3.1	Étude des pannes pour la toiture à plusieurs versants.....	32
3.1.1	Fonctionnement de base	32
3.1.2	Choix des panneaux de couverture.....	32
3.1.3	Dimensionnement des pannes.....	34
3.1.4	Vérification de la résistance de la panne.....	39
3.1.5	Resistance de la panne au déversement	41
3.1.6	Calcul des liernes	43
3.1.7	Assemblage des pannes à la structure principale :	44
3.2	Étude des pannes (lanternant linéaire)	47
3.2.1	Introduction pour cette partie les données géométriques sont les suivant :	47
3.2.2	Évaluation des charges et surcharges :	47
3.2.3	Vérification de la résistance des pannes	50
3.2.4	Resistance de la panne au déversement	53
3.3	Étude de la panne pour l'avancement de toiture	54
3.3.1	Dimensionnement des panneaux de couverture	54
3.3.2	Dimensionnement des pannes :	56
3.3.3	Vérification de la résistance des pannes	60
3.3.4	Resistance de la panne au déversement	60
3.3.5	Dimensionnement de l'échantignolle.....	61
3.4	Dimensionnement des lisses de bardage	65
3.4.1	Détermination du poids propre du bardage :	66
3.4.2	Détermination de la portée maximale pour le bardage :	67
3.4.3	Détermination des charges et surcharges.....	68
3.4.4	Vérification de la sécurité structurelle dans le domaine élastique :	69
3.4.5	Vérification au déversement :	71
3.4.6	Calcul des liernes de long- pan.....	73
3.5	Les potelets :	74
3.5.1	Évaluations des charges et surcharges revenantes au potelet le plus Sollicité ...	74

3.5.2	Détermination de la section du potelet :	75
3.5.3	Vérification de la section à la résistance :	75
3.5.4	Vérification d'élément aux instabilités :	77
3.6	Calcul des chéneaux	80
3.6.1	Introduction	80
3.6.2	Dimensionnement de chéneau de rive :	80
3.6.3	Dimensionnement de chéneau intermédiaire :	81
Chapitre-4 Calcul et dimensionnement du chemin de roulement		82
4.1	Introduction :	82
4.1.1	Caractéristiques des ponts roulants :	83
4.2	Classification des ponts roulants	84
4.2.1	Coefficient et Classements des ponts roulants selon le CTICM.....	84
4.2.2	Description générale du calcul	85
4.2.3	Définition des charges	85
4.2.4	Calcul des réactions des galets de pont roulant	86
4.2.5	Le choix du rail de roulement.....	86
4.3	Pré dimensionnement de la poutre de roulement.....	88
4.3.1	Condition de la flèche	88
4.3.2	Classe du profilé HEB 300 Tableau 53.1 CCM97	90
4.3.3	Vérification de la résistance de la poutre de roulement	91
4.3.4	Résistance de l'âme à la charge transversale :	93
4.3.5	Calcul du support du chemin de roulement :	95
Chapitre-5 Etude du Plancher mixte et des Escalier		100
5.1	Etude de la dalle mixte	100
5.1.1	Introduction.....	100
5.1.2	Les caractéristiques des matériaux utilisés	101
5.1.3	Procédure de calcul	102
5.1.4	Dimensionnement de la dalle mixte du plancher :	102
5.1.5	Vérification de la tôle en tant que coffrage :	104
5.1.6	Vérification de la dalle mixte	105
5.1.7	Etude et dimensionnement de la poutre mixte (Solive):	110
5.1.8	Etude et dimensionnement de la poutre principale (sommier).....	118
5.2	Etude de l'escalier :	122

5.2.1	Dimensionnement de cornière de support :.....	124
5.2.2	Dimensionnement de limon :.....	125
5.2.3	Dimensionnement de la poutre palière.....	128
Chapitre-6 Etude Sismique.....		131
Introduction		131
6.1 Analyse de la structure		132
6.1.1	Méthode de calcul.....	132
6.1.2	Calcul de la force sismique total	132
6.1.3	Vérification de la résultante des forces sismiques.....	138
Chapitre-7 Vérifications des éléments structuraux.....		141
7.1 Introduction.....		141
7.1.1	Vérification de la traverse IPE450.....	141
7.1.2	Vérification de la traverse débordante IPE270	146
7.1.3	Vérification des poteaux (Halle) :	151
7.1.4	Vérification des poteaux de la mezzanine HEA200 :.....	156
7.1.5	Vérification de la poutre au vent.....	162
7.1.6	Vérification des diagonales de palée de stabilité.....	164
7.1.7	Vérification des tirants.....	166
Chapitre-8 Calcul des d'assemblage.....		168
8.1 Introduction:.....		168
8.1.1	Assemblage poteau – traverse (IPE450-IPE450).....	168
8.1.2	Vérification de la soudure de la semelle a la traction	170
8.1.3	Vérification de la soudure de l'âme au cisaillement.....	170
8.1.4	Détermination des efforts dans les boulons	170
8.1.5	Détermination de diamètre requise des boulons :	171
8.1.6	Vérification à la résistance de l'assemblage :	171
8.1.7	Vérification des boulons à l'interaction cisaillement-traction.....	171
8.1.8	Vérification au poinçonnement de la semelle du poteau	172
8.1.9	Vérification à la pression diamétrale :	172
8.1.10	Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue	172
8.1.11	Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée.....	173

8.1.12	Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée.....	174
8.2	Assemblage travers – traverse (IPE450-IPE450).....	174
8.2.1	Vérification de la soudure de la semelle a la traction	175
8.2.2	Vérification de la soudure de l'âme au cisaillement.....	176
8.2.3	Détermination des efforts dans les boulons	176
8.2.4	Détermination de diamètre requise des boulons	176
8.2.5	Vérification à la résistance de l'assemblage.....	177
8.2.6	Vérification des boulons a l'interaction cisaillement-traction	177
8.2.7	Vérification au poinçonnement de la semelle du poteau	177
8.2.8	Vérification a la pression diamétrale	178
8.3	Assemblage des diagonales de palée de stabilité (2L100X100X8).....	178
8.3.1	Vérification de la soudure gousset-semelle du poteau à la traction.....	179
8.3.2	Vérification au cisaillement des boulons	179
8.3.3	Vérification a la pression diamétrale	180
8.3.4	Vérification à la résistance du bloc.....	180
8.4	Assemblage par axe d'articulation	181
8.4.1	Résistance au cisaillement de l'axe	182
8.4.2	Résistance à la pression diamétrale de la chape et de l'axe d'articulation	182
8.4.3	Résistance à la flexion de l'axe.....	182
8.4.4	Résistance de l'axe au cisaillement et à la flexion Combinée.....	182
8.4.5	Vérification à la résistance des boulons M10	183
8.4.7	Vérification au poinçonnement de la semelle formule 6.2-CCM97	184
8.4.8	Vérification de la soudure à la traction (tirant-pièce) :	185
8.5	Assemblage poutre principale- solive	185
8.5.1	Vérification au cisaillement des boulons tableau 6.5.3-CCM97	186
8.5.2	Vérification de la Pression diamétral tableau6.5.3-CCM97.....	186
8.5.3	Vérifier le cisaillement du bloc.....	186
8.6	Assemblage Panne-travers	187
8.6.1	Résistance des boulons au cisaillement tableau 6.5.3-CCM97	188
8.6.2	Résistance des boulons à l'effort combinée traction-cisaillement.....	188
Chapitre-9 Détail d'ancrages et Fondation.....		189
9.1	Pieds de poteaux.....	189
9.1.1	Dimensionnement de la plaque d'assise.....	190
9.1.2	Resistance du béton à la compression	190

9.1.3	Resistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement.....	190
9.1.4	Estimation de l'aire de la plaque d'assise.....	190
9.1.5	Cordon de soudure	191
9.1.6	Calcul de la résistance à la flexion en présence de l'effort axial.....	191
9.1.7	Vérification de la résistance de tiges d'ancrage	194
9.1.8	Résistance de la partie tendue de l'assemblage	195
9.1.9	Résistance à la flexion de la plaque d'assise (par unité de longueur)	196
9.1.10	Vérification à la résistance en flexion	196
9.2	Étude de l'infrastructure.....	197
9.2.1	Introduction.....	197
9.2.2	Détermination des sollicitations.....	197
9.2.3	Dimensionnement de la semelle	197
9.2.4	Vérification des contraintes.....	198
9.2.5	Vérification de la stabilité au renversement.....	199
9.2.6	Détermination des armatures de la semelle	199
9.2.7	Calcul des longrines	202
9.2.8	Vérification de la condition de non fragilité	203
9.2.9	Ferraillage transversal	203
9.2.10	Calcul d'espacement des cadres	203
9.2.11	Le fut	204

Liste des tableaux

Tableau 1. 1 : valeur des coefficients partiels de sécurité.....	5
Tableau 1. 2 : Classification des zones sismiques.....	7
Tableau 1. 3 : vitesse de référence correspondent à chaque zone.....	8
Tableau 1. 4: charge de la neige correspondent à chaque zone.....	9
Tableau3. 1: Les portées maximales en fonction des charges pour une travée (Annexe 1)..	33
Tableau3. 2: caractéristique géométrique du profilé IPE 140.....	37
Tableau3. 3: Caractéristique géométrique du profilé	37
Tableau3. 4: caractéristique géométrique du profilée IPE 140.....	57
Tableau3. 5: Charges maximales admissible en Dan/m ² en fonction des portées d'utilisation (Annexe3).....	65
Tableau3. 6:Caractéristiques géométriques du profile UPN 140.....	67
Tableau3. 7: Caractéristiques géométriques de L'IPE 270	73
Tableau4. 1 : Caractéristiques du pont roulant. (Annexe5).....	81
Tableau4. 2 : Caractéristiques géométriques du pont roulant.....	82
Tableau4. 3 : Coefficient et classement des ponts roulants	82
Tableau4. 4 : Coefficient et classement des ponts roulants	82
Tableau4. 5 : Caractéristiques géométriques du rail.....	85
Tableau4. 6 : Caractéristiques du profilé HEB300	87
Tableau4. 7: Caractéristiques du profilé IPE270.....	95
Tableau 5. 1:Caractéristique du profilée Hi-bond 55-800 (Annexe7).....	99
Tableau 5. 2: charge à considérer au stade construction.....	101
Tableau 5. 3: charge à considérer au stade final	102
Tableau 5. 4 : Caractéristique géométrique du profilé IPE220	109
Tableau 5. 5: Caractéristique géométrique du profilé IPE360	122
Tableau6. 1 : pénalité de vérification.	135
Tableau6. 2 : Vérification de l'effort tranchant à la base	139
Tableau6. 3 : déplacement max en situation durable.....	140
Tableau6. 4 : déplacement relative en situation accidentelle	141
Tableau7. 1: Caractéristique du profilé IPE 450.....	144
Tableau7. 2: Caractéristiques du profilé IPE 270.....	148
Tableau7. 3: Caractéristiques du profilé IPE 450.....	153
Tableau7. 4 : Caractéristiques du profilé HEA200	158
Tableau7. 5 : Caractéristiques géométriques du profilée L90X90X10.....	162
Tableau7. 6 : Caractéristiques géométriques du profilé L100X100X8.....	166
Tableau7. 7 : Caractéristiques géométriques tron 76x4.....	168

Tableau8. 1: Caractéristique géométrique de boulon M18.....	172
Tableau8. 2:Caractéristique géométrique de boulon M18.....	178
Tableau8. 3: Caractéristique géométrique de boulon M16.....	180
Tableau8. 4: Caractéristique géométrique de boulon M14.....	187
Tableau9. 1: Caractéristiques de boulon M30	195
Tableau9. 2 : ferrailage choisit pour la semelle au dessous de poteau.	204

Listes des figures

Figure1. 1 : Représentation des zones de la vitesse de référence sur le territoire national....	7
Figure1. 2: Représentation des zones de la charge de neige	8
Figure1. 3 : Vue 3D sur la structure	9
Figure1. 4 : Vue 3D sur La structure.....	10
Figure1. 5 : Localisation géographique.....	10
Figure1. 6 : Vue en plan de la séparation interieur dans l'usine niveau 0	11
Figure1. 7 : vue en plan sur le bloc administratif niveau +4,00m.....	11
Figure1. 8 : Coupe vertical sur la face devant.....	12
Figure1. 9: Coupe vertical sur la face derrière	13
Figure1. 10 : Coupe vertical sur le long-pan	13
Figure2. 1 : Représentation et dénominations des directions du ve.....	15
Figure2. 2 : Légende relative pour les parois verticale direction V1	18
Figure2. 3 : légende pour les toitures à versant multiple direction V1	19
Figure2. 4 : Légende relative pour les parois verticale direction V2	20
Figure2. 5 : légende pour les toitures à versant multiple direction V2	21
Figure2. 6: coefficient de pression intérieur C_{pi} pour la direction V1.....	22
Figure2. 7 : coefficient de pression intérieur C_{pi} pour la direction V3.....	23
Figure2. 8 : Coefficient de pression intérieur C_{pi} pour la direction V4	24
Figure2. 9 : Répartition des pressions sur la toiture - Direction du vent V1	25
Figure2. 10 : Répartition des pressions sur la toiture - Direction du vent V2	26
Figure2. 11 : Répartition des pressions sur la toiture - Direction du vent V3	27
Figure2. 12 : Répartition des pressions sur la toiture - Direction du vent V4	28
Figure2. 13 : Représentation des charges du vent en dépression appliquée sur la toiture débordant de direction V2 et V3	29
Figure2. 14 : répartition de la charge neige sur la toiture	30
Figure3. 1: répartition de la charge du vent sur la panne.....	32
Figure3. 2: illustration de la disposition des pannes sur la structure	33
Figure3. 3: répartition de la charge d'entretien sur la panne	34
Figure3. 4: Sens du chargement climatique appliqué sur la panne.....	34
Figure3. 5: Vue en plan d'un versant de toiture	42
Figure3. 6: coupe vertical sur l'échantignolle	44
Figure3. 7: Répartition de la charge du vent sur la couverture.....	53
Figure3. 8: Les portées maximales en fonction des charges pour deux travées (Annexe 2).....	54
Figure3. 9: illustration de la disposition des pannes sur l'avancement de toiture	54
Figure3. 10: Vue en plan de l'avancement de toiture.....	62
Figure3. 11 : poids propre correspondant à chaque épaisseur (Annexe 3).....	65
Figure3. 12 : Disposition des lisses sur le poteau.....	66
Figure3. 13: disposition des liernes sur le bardage.....	71
Figure3. 14: illustration de la disposition des potelets.....	72
Figure3. 15: Coupe vertical sur le chéneau	78

Figure4. 1 : Schéma 3D du pont roulant	81
Figure4. 2 : Schéma 2D du pont roulant	81
Figure4. 3 : Moment max pour deux charges égales (Théorème de Barré).	83
Figure4. 4 : Coupe transversale du rail	85
Figure4. 5 : Schéma de la poutre de roulement avec le rail.	85
Figure4. 6 : schéma statique de la poutre de roulement	86
Figure4. 7: illustrations des efforts appliqués sur la poutre de roulement par le galet	86
Figure4. 8 : illustration des galets sur la poutre de roulement	92
Figure4. 9 : coupe vertical sur le support du chemin de roulement	94
Figure4. 10: schéma statique du support de chemin de roulement.....	94
Figure4. 11 : Digramme du moment fléchissant du support de chemin de roulement	96
Figure4. 12: coupe vertical sur la répartition des charges sur le support du chemin de roulement	96
Figure5. 1:vue en plan sur le planchée administrative	98
Figure5. 2: Caractéristique géométrique de la tôle	100
Figure5. 3: disposition des solives au niveau de la dalle mixte	101
Figure5. 4: Largeur moyenne (Annexe 12)	105
Figure5. 5 : Structure porteuse	108
Figure5. 6 : schéma statique de la solive.....	108
Figure5. 7: composent géométrique	110
Figure5. 8: disposition et espacement entre les solives	112
Figure5. 9: Axe neutre situé dans la dalle de béton	113
Figure5. 10: position de l'axe neutre.....	115
Figure5. 11: caractéristique géométrique des goujons à tête.....	116
Figure5. 12: longueur critique des poutres simplement appuyées	117
Figure5. 13 : coupe vertical sur la poutre principale.....	119
Figure5. 14: schéma statique de la poutre principal.....	120
Figure5. 15: Composent géométriques.....	121
Figure5. 16 : Vue en plan de notre escalier métallique	123
Figure5. 17: Escalier droit avec un palier intermédiaire	123
Figure5. 18: illustration du support d'appuis de la tôle	125
Figure5. 19 : La distribution des charges sur le limon	126
Figure5. 20 : coupe vertical sur les marches et les contre marche.....	126
Figure5. 21: Schémas statique représentant les charges sur le limon	128
Figure5. 22 : Schéma statique de la poutre palière.....	129
Figure6. 1: Schéma du spectre de réponse suivant X.....	137
Figure6. 2 : Schéma du spectre de réponse suivant Y.....	137
Figure6. 3: Mode de déformation 1.....	138
Figure6. 4 : Mode de déformation 2.....	138
Figure6. 5: Mode de déformation 3.....	139
Figure6. 6 : valeur limite des flèches horizontales des bâtiments industriels.....	140
Figure7. 1: Vue en 3D de la structure illustration de la travers la plus sollicitée	142
Figure7. 2 : Coupe vertical de la Traves débordante	148

Figure7. 3 : Vue en 3D de la structure illustration du poteau le plus sollicitée	153
Figure7. 4: Vue en 3D de la structure illustration du poteau le plus sollicitée	158
Figure7. 5: vue en plan illustrant l'emplacement de la poutre au vent.....	163
Figure7. 6: coupe vertical sur le long-pan illustrant les diagonal de palée de stabilité.....	165
Figure7. 7 : Vue en plan sur l'avancement de toiture	167
Figure8. 1: vue en plan de l'assemblage poteau-traves.....	169
Figure8. 2: Désignation des entraxes et des pinces.	170
Figure8. 3: vu en plan de l'assemblage traves-traves	175
Figure8. 4: Désignation des entraxes et des pinces.	176
Figure8. 5: Assemblage des diagonales doubles cornières avec gousset	179
Figure8. 6 : Assemblage par axe d'articulation	182
Figure8. 7: Conditions géométriques à satisfaire par les chapes des assemblages par axe d'articulation	183
Figure8. 9 : vue en plan de l'assemblage de la chape avec tirant.....	184
Figure8. 10 : Assemblage solive-poutre principale	187
Figure8. 11: illustrations de la zone cisailée.....	188
Figure8. 12: assemblage panne-échantignole/ échantignole-travers	189
Figure9. 1: Assemblage de pied de poteau rigide.....	191
Figure9. 2: illustration moment+ effort normal.....	194
Figure9. 3: illustration de la partie comprimée du pied de poteau	195
Figure9. 4: disposition constrictive.....	196
Figure9. 5: Longueur d'allongement du boulon d'ancrage	198
Figure9. 6 : Ferrailage des semelles.....	204
Figure9. 7 : Schéma de ferrailage des longrines.....	206

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.
- $C_{p,net}$: Coefficient de pression nette.
- C_e : Coefficient d'exposition.
- C_d : Coefficient dynamique.
- E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier ($E=2.1 \cdot 10^5$ MPa).
- F : Force en générale.
- G : Module d'élasticité transversale de l'acier ($G=81000$ MPa).
- G : Charge permanente.
- I : Moment d'inertie.
- K_0 : Coefficient de flambement.
- K_t : Facteur de terrain.
- L : Longueur.
- M : Moment de flexion.
- M_{sd} : Moment fléchissant sollicitant.
- M_{Rd} : Moment résistant par unité de longueur 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_{csd} : Effort normal de compression.
- $N_{c,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression.
- Q : Charge d'exploitation.
- R : Coefficient de comportement de la structure.

S : La charge de la neige.
 V_{sd} : Valeur de calcul de l'effort tranchant.
 $V_{\text{réf}}$: Vitesse de référence du vent.
 W_{pl} : Module de résistance plastique.
 W : Poids de la structure.

Minuscules latines

f : La flèche.
 f_y : Limite d'élasticité.
 h : Hauteur d'une pièce.
 L : Longueur d'une pièce (Poutre, Poteau).
 L_f : Longueur de flambement.
 t : Épaisseur d'une pièce.
 t_f : Épaisseur d'une semelle de poutre.
 t_w : Épaisseur de l'âme de poutre.
 Z : Hauteur au-dessus du sol.
 Z_0 : Paramètre de rugosité.
 Z_{eq} : Hauteur équivalente.

Minuscules grecques

λ_{LT} : Élancement de déversement.
 \emptyset_{LT} : Rotation de déversement.
 τ : Contrainte limite de cisaillement en élasticité.
 ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier.
 σ_a : Contrainte de l'acier.
 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

Introduction Générale

Le projet de fin des études est l'occasion pour mettre en pratique l'ensemble des connaissances acquises durant le cursus de formation de master tout en respectant les règlements régissant les principes de conception et de calcul d'ouvrages « RNV 2013, RPA 99v2003 et CBA 93 » ainsi qu'à utiliser intelligemment des outils de calcul pour des structures complexes.

L'étude d'une structure métallique est réalisée par un dimensionnement aux états limites ultimes et de servis tout en tenant compte des actions qu'elles soient permanentes, d'exploitation et surcharges tel que la neige, le vent. Ce travail consiste à étudier un hangar métallique de type halle par un dimensionnement et une vérification des éléments constituant la structure d'une part et l'ouvrage lui-même dans sa globalité d'autre part. L'étude concerne donc le petit élément « qu'il soit un boulon, une soudure, un échantignolle » jusqu'au grand élément « panne, portique » voir la structure en 3D. Le calcul d'une structure exige sous toutes combinaisons d'actions possibles définies par le règlement Algérien « CCM 97 » une stabilité de l'ensemble de la structure ou locale de chacun de ces composants.

Le travail est structuré de la manière suivante. Dans un premier temps, on présentera notre ouvrage (lieu et caractéristiques géométriques) dans le premier chapitre, puis une étude climatique sera détaillée en chapitre 2. Le dimensionnement et vérifications des éléments secondaires et du chemin de roulement seront abordés respectivement aux chapitres 3 et 4. Le cinquième chapitre portera sur le plancher mixte et les escaliers, puis une étude sismique selon la réglementation parasismique Algérienne est faite au chapitre 6. Les calculs de la résistance et d'instabilité des éléments structuraux seront traités au chapitre 7. Par la suite, on réalisera les calculs des assemblages tel que Poutre Poteau, Pied de Poteau, Contreventement et seront mentionnés au chapitre 8, ensuite, on s'intéressera aux vérifications des fondations en dernier chapitre, à savoir, le chapitre 9. Ce modeste travail sera achevé par une conclusion générale qui fera la synthèse des principaux résultats et d'éventuelles perspectives.

Chapitre-1

Généralité et présentation de l'ouvrage

1.1 Introduction

Le domaine de la construction est un domaine vaste, qui a connu dans son histoire plusieurs rénovations, non seulement dans les procédés de conception et de réalisation, mais aussi dans les techniques et les matériaux utilisés dans les structures selon le besoin. Ainsi on a désormais une variété de choix dans les matériaux, le béton armé, le béton précontraint, l'acier et l'aluminium.

En Europe, le fer a commencé à faire son apparition comme élément de construction au XVIII^e siècle, alors que les matériaux usuels à cette époque étaient le bois et la pierre. Au XIX^e siècle, avec l'introduction du fer comme élément de construction, les méthodes de conception furent bouleversées. Le concepteur ne travailla plus en effet avec des éléments singuliers, mais avec des profilés standards en I, T, L. Les progrès techniques dans le domaine sidérurgique contribuèrent à l'apparition d'un nouveau matériau : l'acier.

À la première moitié du XX^e siècle, l'acier a subi une forte concurrence au béton. L'engouement pour ce nouveau matériau entraîna une baisse significative du nombre d'ouvrages en métal construits durant cette période, cependant, que de nombreux concepteurs contribuèrent à faire évoluer la construction métallique et à sensibiliser la profession sur ses avantages et sa rationalité. La situation était toute inverse en Amérique du Nord où l'acier répondait de manière tout à fait satisfaisante à la création d'immeubles de grande hauteur à coûts modérés, et fut utilisé massivement.

Actuellement, en Algérie, l'utilisation de la charpente métallique est fortement employée dans le secteur industriel, pour le quel le gouvernement algérien a accordé la priorité à la mise en place d'un tissu industriel public et privé diversifié. Pour les concepteurs et les ingénieurs en génie civil, un défi à relever

les constructions industrielles où les grandes portées sont très courantes dans les bâtiments industriels leur fonctionnalités ainsi que leur qualité architecturale sont influencées par de nombreux facteurs; par exemple le plan d'implantation, la polyvalence et la qualité souhaitée pour le bâtiment ; l'acier offre de nombreuses possibilités agréables et flexibles, En outre l'aspect économique de la structure joue un rôle important pour les grandes portées et le dimensionnement est optimisé afin de réduire la quantité de matériaux .

Dans le cadre de notre formation d'ingénieur en génie civil à la faculté de Abou bakr belkaid de Tlemcen, un projet d'étude doit être réalisé. Il s'agit d'étudier un hall industriel destiné à la fabrication mécanique. Le projet compte un certain nombre de particularités qui nécessitent un travail rigoureux ; une étude doit être faite à partir des plans architecturaux donc, il faut proposer une géométrie de portique étudier la stabilité de la structure, faire le choix technologique concernant l'enveloppe du bâtiment. Ce travail nous a amené à définir les hypothèses de charges telle que le vent, neige, séisme ; l'élaboration de la note de calcul concernant les éléments structuraux et Les éléments secondaires (panne, lisse, potelet...etc.)

L'étude est réalisée selon les normes suivantes :

- Règlement Neige et vent 2013 DTR C 2-47 « RNV 2013 »
- Règlement parasismique algérien DTR B.C 2.48 « RPA99v2003 »
- Règles de conception et de calcul des structures en acier DTR B.C 2.44 « CCM97 »
- Charges permanentes et charge d'exploitation DTR B.C 2.2.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé DTR B.C 2.41 « CBA93 »
- Calcul des structures en acier ENV 1993-1-1« Eurocode3 »
- Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton ENV1994-1-1 « Eurocode4 »

1.2 CCM 97 règles de conception et de calcul des structures en acier

Le CCM97 est un document technique réglementaire qui a pour objectif de fournir une codification du dimensionnement par calcul et des vérifications des structures de bâtiments à ossatures métalliques. Dans ce présent passage, nous

allons justifier l'origine des combinaisons d'actions ultimes et de service utilisées pour cette structure. Les actions que le CCM97 prévoit sont comme suit :

1.2.1 Actions permanentes G_i

Comprenant :

- Le poids propre des éléments structuraux
- Le poids propre des éléments fixes
- Les poussés et pression des terres et hydrostatiques
- Les déformations permanentes imposées à la construction telle que les déplacements différentiels des appuis.

1.2.2 Actions variable Q_i :

Comprenant :

- Les charges d'exploitations
- Les charges appliquées en cours d'exécution
- Les actions climatiques

1.2.3 Actions accidentelles A_i :

Comprenant :

Les actions sismiques, les explosions, les chocs,...etc. Pour ce qui concerne les états limites, le CCM97 explique que les états limite permettent de combiner les charges G , Q , S , W , E , afin de simuler au mieux un phénomène qui peut se produire, en prenant en compte, qui représente la limite maximal considérée pour les charges.

Grace à ces combinaisons, nous pourront déterminer les efforts maximal et les déplacements ultimes afin de les comparés à l'effort ou au déplacement toléré.

Les valeurs des coefficients partiels de sécurité à prendre en considération sont représentés dans le tableau suivant :

	Action permanente (γ_G)	Action variable (γ_Q)	
		Action variable de base	Action variable d'accompagnement
Effet favorable $\gamma_{G,inf}$	1,0	0	0
Effet défavorable $\gamma_{G,supr}$	1,35	1,5	1,5

Tableau 1. 1 : valeur des coefficients partiels de sécurité

Pour l'état limite ultime ELU :

- Prise en compte d'une seule action variable la plus défavorable la combinaison sera représentée comme suit : $\gamma_{Gi,sup} \cdot G_{kj} + 1,50 \cdot Q_{k,max}$

$$1,35 \cdot G_{kj} + 1,50 \cdot Q_{k,max}$$

- Prise en compte de plusieurs actions variables défavorables la combinaison sera représentée comme suit : $\sum_j \gamma_{Gi,sup} \cdot G_{kj} + 1,35 \cdot \sum_{i>1} Q_{ki}$

$$1,35 \cdot G_{kj} + 1,35 \cdot Q_{k,max} + 1,35 \cdot W$$

$$1,35 \cdot G_{kj} + 1,35 \cdot Q_{k,max} + 1,35 \cdot S$$

- Prise en compte d'une seule action variable dirigée vers le haut exemple vent en dépression $\gamma_{Gi,inf} \cdot G_{kj} + 1,50 \cdot W^-$

$$1 \cdot G_{kj} + 1,50 \cdot W^-$$

Pour l'état limite de servis ELS :

- Prise en compte uniquement de l'action variable la plus défavorable

$$\sum_j G_{kj} + Q_{k,max}$$

$$G_{kj} + Q_{k,max}$$

- Prise en compte de toutes les actions variables défavorables

$$\sum_j G_{kj} + 0,9 \sum_{i>1} Q_{ki}$$

$$G_{kj} + 0,9Q_{k,max} + 0,9 \cdot S$$

$$G_{kj} + 0,9Q_{k,max} + 0,9 \cdot W$$

1.3 Réglementation parasismique Algérien

La réglementation relative à la construction parasismique se compose de texte d'origine législative et de texte technique, les présentes règles viennent d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des effets des d'actions sismiques par conception et dimensionnement appropriés. Pour les ouvrages courants, les objectifs ainsi visés consistent à doter la structure rigide et suffisante pour limiter les dommages non structuraux et d'éviter les dommages structuraux. D'une ductilité et d'une capacité de dissipation pour d'énergies adéquates pour permettre une résistance à effondrement, sans perte de stabilité.

Zones de sismicités	
Zone 0	Sismicités négligeable
Zone I	Sismicités faible
Zone IIa et IIb	Sismicités moyenne
Zone III	Sismicités élevée

Tableau 1. 2 : Classification des zones sismiques

1.4 L'effet du vent :

Les actions du vent varient en fonction du temps et s'appliquent directement sur les surfaces extérieures des constructions fermées. Sont directement appliqués sur les surfaces intérieures et extérieures des constructions.

Par ailleurs, Les pressions qui s'exercent sur les éléments de la surface engendrent des forces perpendiculaires à la surface de la construction où des éléments de façade individuels.

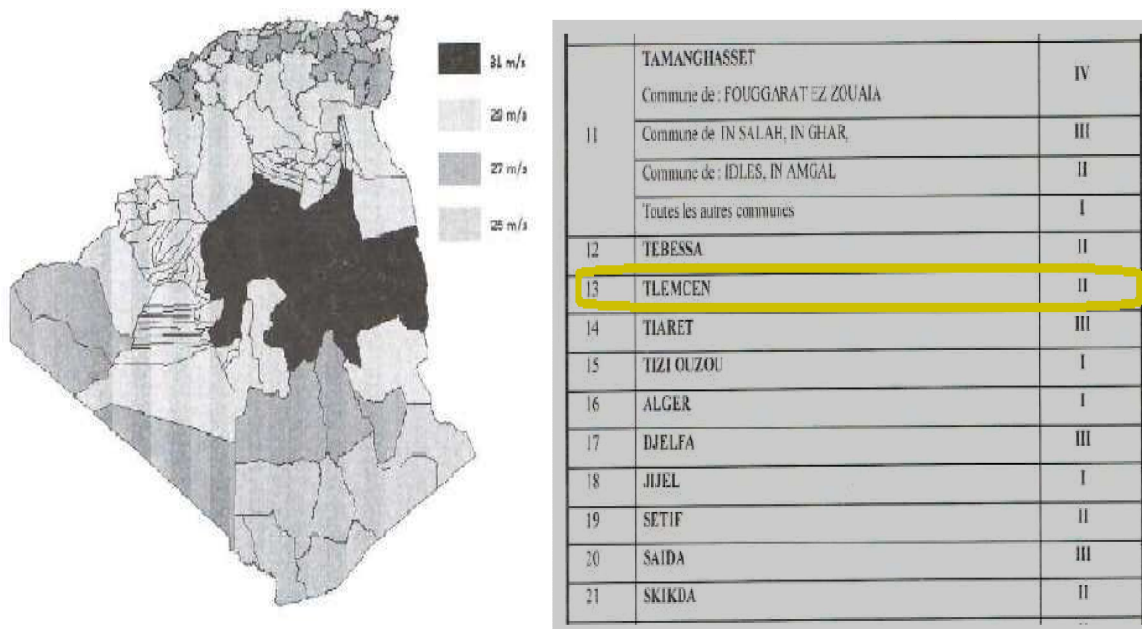


Figure 1. 1 : Représentation des zones de la vitesse de référence sur le territoire national

Zones	Vitesse de référence (m/s)
I	25
II	27
III	29
IV	31

Tableau 1. 3 : Vitesse de référence correspondant à chaque zone

1.5 Action de la neige

La neige peut se déposer sur une toiture de nombreuses manières différentes suivant la forme de la toiture, ses propriétés thermiques, la rugosité de sa surface, l'importance de la quantité de chaleur engendrée sous la toiture, les caractéristiques du terrain environnant et celles des conditions météorologiques locales, en particulier l'importance des vents, les variations de température et la fréquence des précipitations (pluie ou neige). Par ailleurs, les dépôts de neige peuvent résulter d'une accumulation provenant de différentes directions ou d'une ou plusieurs chutes de neige au cours d'un même épisode climatique.

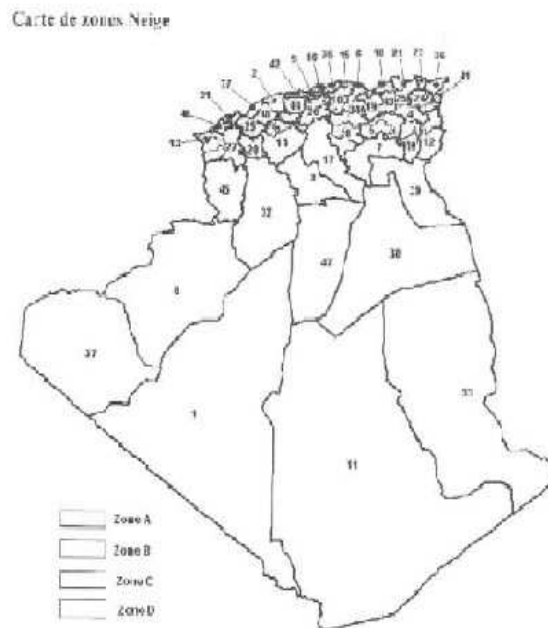


Figure 1. 2 : Représentation des zones de la charge de neige

Zones	Charge de la neige (KN/m ²)
Zone A	$S_k = \frac{0,07H + 15}{100}$
Zone B	$S_k = \frac{0,04H + 10}{100}$
Zone C	$S_k = \frac{0,0325H}{100}$
Zone D	<i>pas de charge de neige dans cette zone</i>

Tableau 1. 4 : Charge de la neige correspondent à chaque zone

1.6 Présentation de l'ouvrage

Ce projet est un hall industriel en charpente métallique qui se compose d'un bâtiment principal comportant quatre versants et un plancher en mezzanine intérieur.

La surface totale de l'ouvrage est de 2112 m². La hauteur du hall est de 9 .60 m un lanterneau linéaire au dessus du bâtiment s'élève à une hauteur de 10.90 m

L'ouvrage dispose d'un lanterneau linéaire au quelle s'associer des panneaux vitrés peuvent servir pour la ventilation et l'évacuation des fumées et des gaz chauds en cas d'incendie



Figure 1. 3 : Vue (A) en perspective (3D) de la structure.



Figure 1. 4 : Vue (B) en perspective (3D) de la structure.

1.6.1 Localisation géographique

Le projet se situe dans la commune de Remchi, Wilaya de Tlemcen classée comme zone I de faible sismicité selon le RPA99v2003.



Figure 1. 5 : Localisation géographique

1.6.2 Présentation du fonctionnement du bâtiment

Le hall industriel a une forme en plan rectangulaire de dimension 44,0x48,0 m destiné à la production des pièces mécaniques. Le portique comporte un plancher en mezzanine intérieure qui va servir comme un poste de contrôle sur l'atelier de fabrication. Ce dernier accueille des bureaux, salle de réunion un laboratoire de testes et des vestiaires. Les coupes et les plans d'ensemble suivant figure 1.6-1.7 montrent la répartition des activités dans le bâtiment.

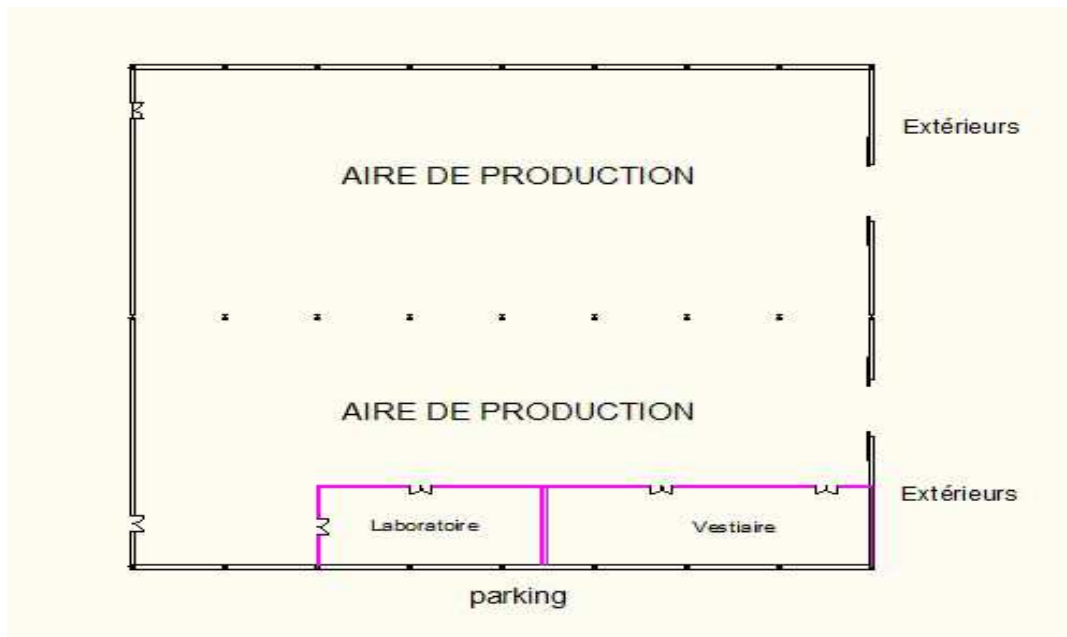


Figure 1. 6 : Vue en plan de la séparation interieure dans l'usine niveau 0

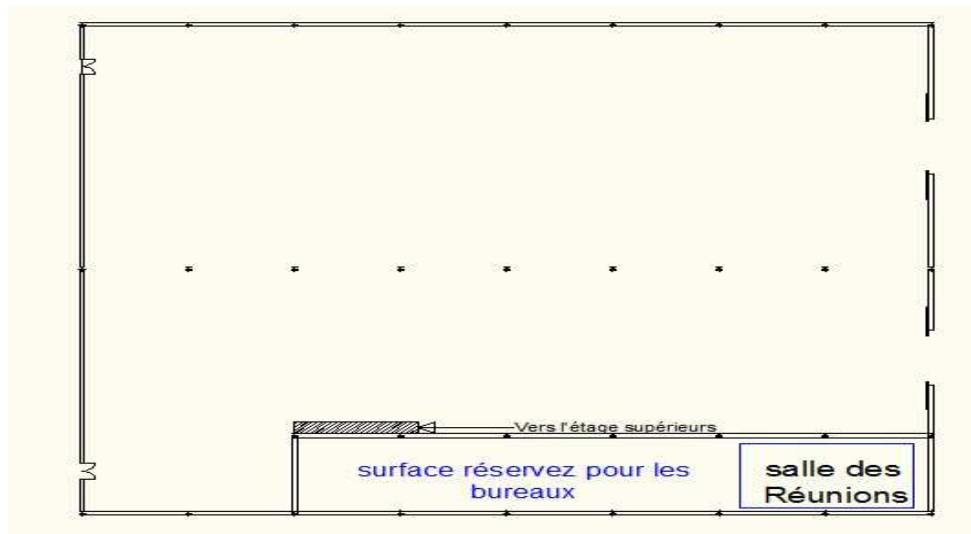


Figure 1. 7 : Vue en plan sur le bloc administratif niveau +4,00m

1.6.3 Conception de la Structure

Le choix d'une conception doit:

- Être économique et économique
- Assuré la stabilité d'ensemble de la structure

Le dimensionnement doit être :

- Capable de résister aux efforts maximaux
- Capable de se déplacer dans les tolérances admissibles

1.6.4 Caractéristiques géométriques

Suivant les plans architecturaux, les dimensions de la structure se présentent comme suit :

- Longueur de l'ouvrage (long-pan) $L= 48\text{m}$
- Largeur (pignon) $l= 44\text{m}$
- Hauteur totale $H=9.60\text{ m}$
- Hauteur de lanterneau $a=1.30\text{m}$
- Hauteur du poteau $h= 8\text{m}$
- Pente du versant est 15%

Pour notre structure nous disposons de deux portes coulissantes de $(4,0 \times 5,0)\text{m}$ situées la face devant du pignon qui permet le passage des engins, et deux portes situées à la face arrière de dimension $(1.60 \times 2.10)\text{ m}$ considérée comme issue de secours

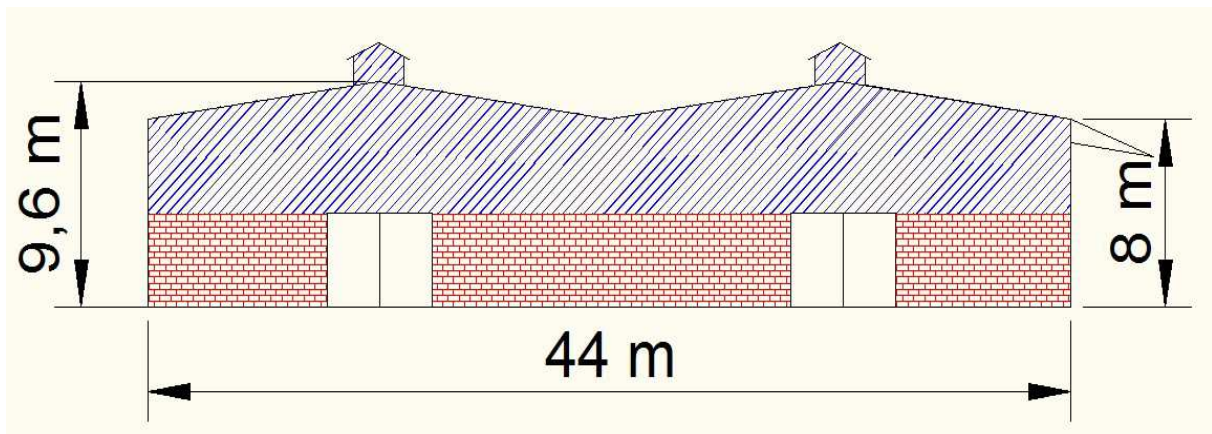


Figure 1. 8 : Coupe vertical sur la face devant

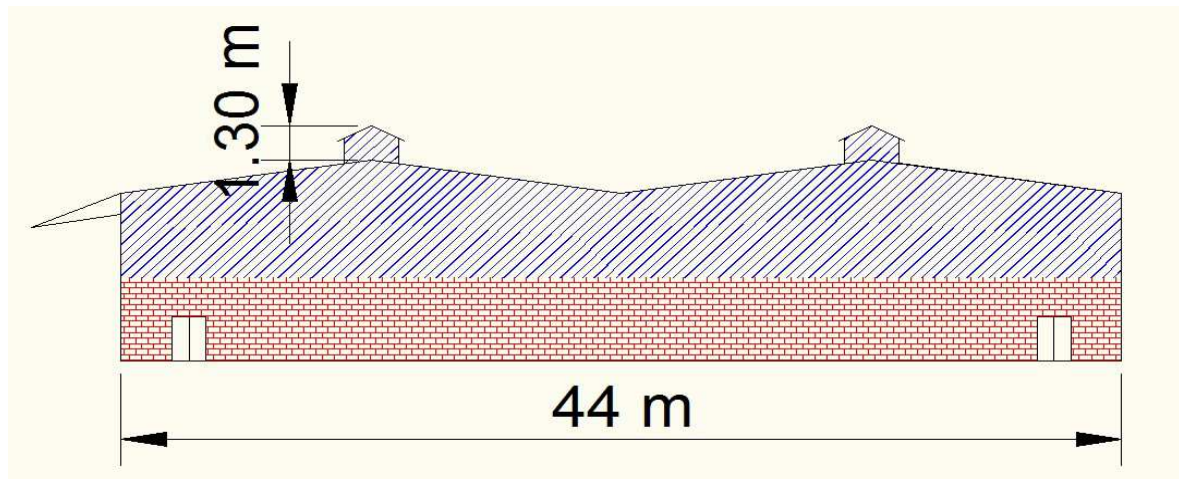


Figure 1. 9 : Coupe sur la face pignon

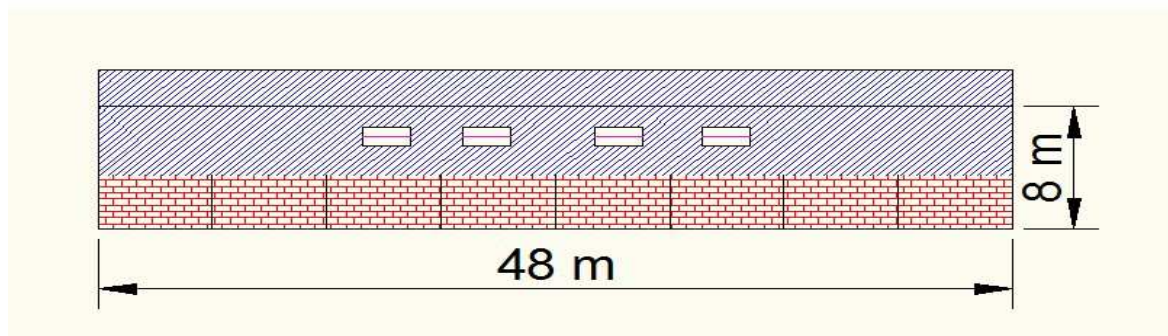


Figure 1. 10 : Coupe sur le long-pan

1.7 Matériaux

Pour notre projet, on a choisit les matériaux de constructions suivants :

1.7.1 Acier

Dans le monde de la construction métallique, l'acier fait l'objet d'une normalisation rigoureuse, dans laquelle on spécifier la limite d'élasticité f_y , la résistance à la rupture f_u et l'allongement à la rupture ξ . Le choix de la nuance d'aciers dépend des facteurs techniques et économiques.

Pour notre ouvrage le choix de la nuance d'acier choisi est de type Fe360 car elle repend avantageusement de prévenir avant de rompre, temps, par exemple, pour l'évacuation des personnes, contrairement aux ruptures brutales des aciers durs. Cette qualité représente donc une sécurité dans l'exploitation des structures.

Les valeurs des propriétés mécaniques utilisées dans le calcul sont comme suit :

Limite d'élasticité $f_y=235\text{Mpa}$

La contrainte de rupture $f_u=360\text{Mpa}$

Le module de Young $E = 210\,000\text{Mpa}$

Le coefficient de poisson $\nu=0.3$

Le module de cisaillement $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

La masse volumique de l'acier $\rho=7850\text{kg/m}^3$

1.7.2 Béton

L'utilisation du béton dans notre projet est destinée pour l'infrastructure et du plancher collaborant. Le béton choisi est de type CPA classé à 350Kg/m^3 de caractéristiques mécaniques suivant :

Résistance à la compression $f_{c28}=25\text{MPa}$

Résistance à la traction $f_{t28}=0.6+0.06f_{c28}= 2.1\text{MPa}$

Le poids volumique $\rho=2500\text{Kg/m}^3$

1.7.3 L'acier utilisé dans l'infrastructure

L'acier utilisé comme des armatures longitudinales et transversales pour les fondations est un acier de haute adhérence HA de nuance Fe 400 dont les caractéristiques suivantes :

- La limite d'élasticité $f_e=400\text{MPa}$.
- Le coefficient de sécurité pour les situations courantes $\gamma_s = 1.15$
- La contrainte admissible à l'ELU $f_{sc} = f_e/\gamma_s = 348\text{Mpa}$
- Le module de Young $E_s=200\,000\text{MPa}$.

1.8 Couverture et bardage

- Choix du système de couverture

Un grand nombre de facteurs entre en ligne lors de la sélection d'un élément ou d'un système de toiture à fin de satisfaire les critères de conception, parmi les principaux facteurs que nous avons choisis lors de la sélection de produit et de système de la toiture sont :

- Assurée le fonctionnement élémentaire de la protection face aux intempéries
- Fournir une isolation thermique
- Satisfaire à l'exigence acoustique les quelles peuvent comprendre le contrôle du bruit de réverbération dans l'espace intérieur
- Satisfaire à l'exigence relative à la charge de neige de vent et aux autres charges d'exploitation

Ce pendent le choix qui répond à nos exigences, c'est le système panneaux sandwich type TL-75 qui est constitué d'un parement extérieur et un parement intérieur qui sont collés à une mousse rigide en polyuréthane. Ces caractéristiques ce présentent comme suite :

- Epaisseur totale 75mm
- Largeur de panneau 1000mm
- Poids du panneau 14.2 kg/m²
- Classement de la résistance au feu M2

- Le choix du système de bardage

Le bardage répondant à l'exigence d'une isolation thermique et acoustique est le système panneaux sandwich de type LL60 les caractéristiques sont les suivant :

- Epaisseur de la nervure 0.5 mm
- Largeur 1000mm
- Poids volumique du panneau 13kg/m²

Ce panneau enveloppe les parois verticales du pignon et du long-pan d'une hauteur de 4.50m de haut en bas, par contre la partie inférieure est enveloppée par un mur en maçonnerie double parois

Chapitre-2

Détermination des charges Climatiques

2.1 Introduction

Les effets climatiques sur une structure métallique sont souvent prépondérants. Une étude approfondie est détaillée doit être menée minutieusement afin de déterminée les différentes actions et sollicitations.

La réglementation nationale le (RNV 2013) nous fournir les principes généraux et procédures à suivre afin de mieux prévoir ce phénomène et de mener des calculs conformes. Les pressions du vent appliques sur les structures métalliques dépendent des facteurs suivants.

- La région
- Le site d'implantation
- La hauteur de la construction
- La forme géométrique
- La forme de la toiture

2.2 Détermination de l'action du vent

- Effet de la région :

Notre hall industriel se situe à la wilaya de Tlemcen dans la commune de Remchi selon le règlement RNV 2013 la région est classée comme zone II, la pression dynamique de référence est de $43,5 \text{ daN/m}^2$

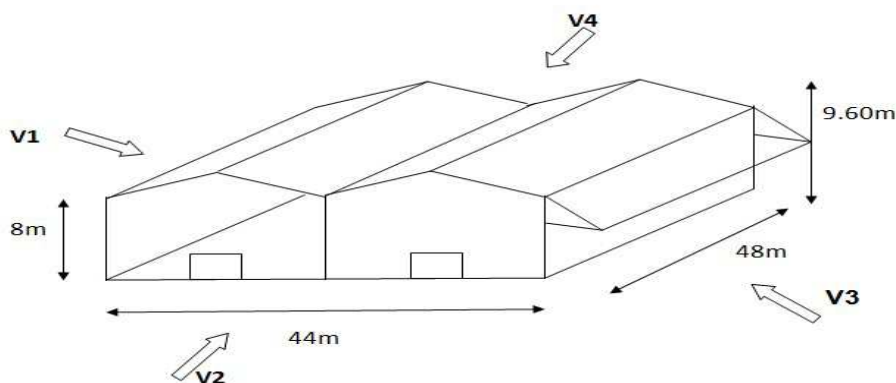


Figure 2. 1 : Représentation et dénominations des directions du vent

- Effet du site :

Le règlement RNV2013 prévoit également la nature du terrain. Notre ouvrage se trouve dans une zone « à couverture végétale régulière » donc nous nous situant dans une catégorie de terrain 3 avec un facteur de terrain $k_t = 0.215$, paramètre de rugosité $Z_0 = 0.3$ m, $Z_{min} = 5$ met le coefficient $\xi = 0.61$

Les donnée relative au site telle que la pression de référence ainsi que la vite de référence sont représenté dans le tableau suivant :

Site plat	$C_t(Z)=1$	<i>RNV2013 chapitre2.4.5 §2.4.5.1</i>
Tlemcen (Zone 2)	$q_{réf} = 43.5 \text{ daN /m}^2$ $V_{réf} = 27 \text{ m/s}$	<i>RNV2013 chapitre2.3, §2.3.1</i>
Terrain de catégorie 3	$K_t = 0.215$ $Z_0 = 0.3 \text{ m}$ $Z_{min} = 5 \text{ m}$ $\xi = 0.61$	<i>RNV2013 chapitre2.4.4 §Tableau 2.4</i>

Tableau 2. 1 : Données relatives au site

2.2.1 Détermination de la pression aérodynamique

La pression aérodynamique $W(Z_j)$ agissant sur une paroi est obtenue comme suit

$$W(z_j) = q_p(Z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [\text{daN /m}] \quad \text{RNV2013 chapitre2.5.2, §2.6}$$

Avec :

- C_{pe} est le coefficient de pression extérieur
- C_{pi} est le coefficient de pression intérieur

2.2.2 Calcul de la pression dynamique de point q_p

La pression dynamique de pointe $q_p(z)$ est la pression dynamique utilisée dans les calculs, elle dépend du climat, du lieu, de la hauteur de référence, de la rugosité du terrain et du Coefficient de topographie.

$$q_p(Z) = q_{ref} \times C_e$$

Avec :

- $q_{ref} = 43,5 \text{ daN/m}^2$
- C_e : Coefficient d'exposition

➤ Coefficient d'exposition

$$C_e = C_r^2(Z) \times C_t^2(Z) \times [1 + 7I_v] \quad \text{RNV2013 chapitre 2.4, §2.4.2}$$

- Coefficient de rugosité **RNV2013 chapitre2.4.4**

Terrain de catégorie 3 : $K_t=0,215$ $Z_0=0,3\text{m}$ $Z_{\min}=5\text{m}$ $\xi=0.61$

$$C_r(Z) = K_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)$$

$$C_r(9.6) = 0.215 \times \ln\left(\frac{9.6}{0.3}\right) = 0,745$$

- Intensité de turbulence **RNV2013 chapitre2.4.6**

$$I_v = \frac{1}{c_t(Z) \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} \quad \text{pour } Z = 9.60 \text{ m} > Z_{\min}$$

$$I_v = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{9.60}{0.3}\right)} = 0,288$$

$$C_{ex}(9.60) = 0.745^2 \times 1^2 \times [1 + 7(0.288)]$$

$$C_{ex}(9.60) = 1,673$$

Donc la valeur de la pression dynamique de point est de :

$$Q_p = 43,5 \times 1,673 = 72.77 \text{ DaN/m}^2$$

2.2.3 Coefficient de pression extérieure

Les valeurs des coefficients de pression extérieure données dans les tableaux du RNV2013 sont attachées à des zones bien définies. Les coefficients dépendent de la dimension de la surface chargée produisant l'action du vent dans la section à calculer.

➤ Pour un vent perpendiculaire au long-pan (V1)

- Parois verticale : **RNV2013 chapitre5.2.1**

Pour cette direction du vent, les dimensions sont les suivantes :

- b=48 m
- d=44 m
- h=9,80 m

$$C_p = C_{pe,10} \quad \text{car } S < 10\text{m}^2 \quad \text{chapitre2013 chapitre5, §5.1.1.2}$$

Avec S : est la surface chargée

$$e = \text{Min}(b, 2h) = \text{Min}(48, 19,20) = 19,20 \text{ m}$$

44 m > 19,20 m Cas où $d > e$ se présente

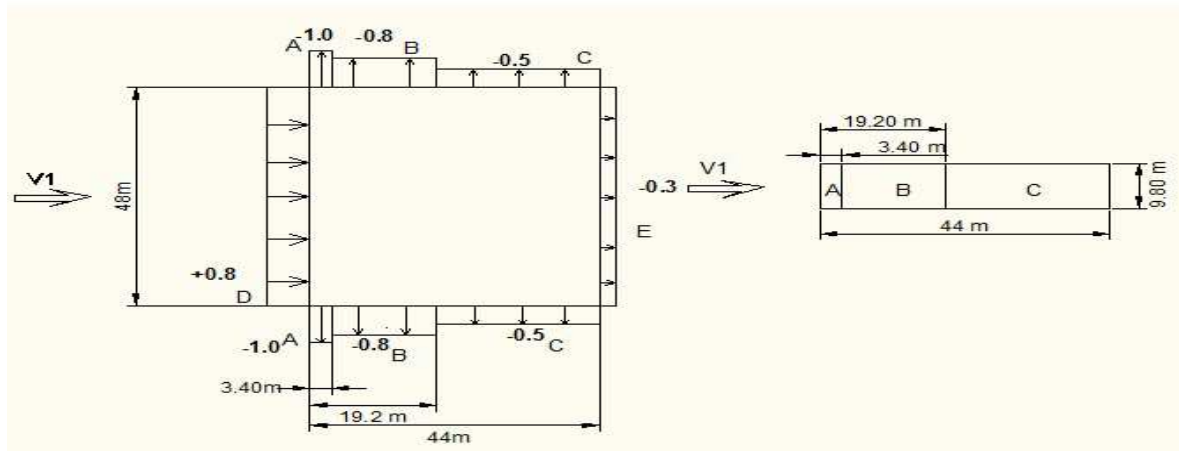


Figure 2. 2 : Légende relative pour les parois verticale (direction V1)

Le calcul des coefficients de pressions extérieures est obtenu à partir de formules suivantes :

$$C_{pe} = C_{pe,1} \quad \text{Si } S \leq 1 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) \quad \text{Si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,10} \quad \text{Si } S \geq 10 \text{ m}^2$$

RNV2013 Chapitre 5 § 5.1.1.1

Les coefficients de pression extérieures pour les parois verticale sont présentés dans le tableau suivant :

Zone	Parois latérale			Parois au vent	Parois sous le vent
	A.A'	B.B'	C.C'	D	E
Surface (m ²)	33.64	151.68	238.08	460.80	460.80
$C_{pe,10}$	-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau 2. 2 : Légende relative pour les parois verticales (direction V1)

- Versant de Toiture :

Les zones pour les toitures et les coefficients de pression extérieure $c_{pe,10}$ qui y sont attachées, sont définies dans le RNV2013 Chapitre 5, §5.1.8, le cas d'une toiture à versant multiple ce présent.

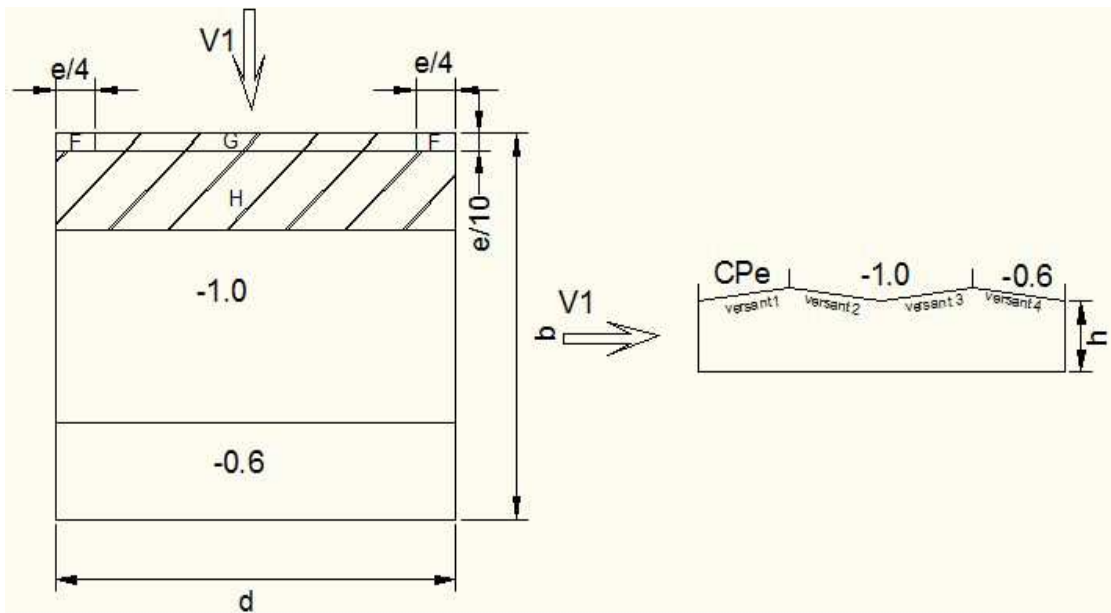


Figure 2. 3 : Légende pour les toitures à versant multiple (direction V1)

Le règlement RNV2013 cite dans son paragraphe 5.1.8.2 que « pour un vent perpendiculaire aux génératrices, on prendra les valeurs de C_{pe} des toitures à double versant pour $\alpha < 0^\circ$ »

Les coefficients de pression extérieure C_{pe} pour le versant face au vent sont déterminés à partir d'une interpolation linéaire entre l'angle -15 et -5 , les valeurs des coefficients sont présentées dans le tableau suivant :

Angle de pente α	C_{pe} pour vent de direction $\theta=0^\circ$		
	F	G	H
9.27°	-2.37	-1.23	-0.83

Tableau 2. 3 : Coefficient de pression extérieure C_{pe} pour le versant 1 face au vent de toiture

➤ Pour un vent perpendiculaire au pignon (V2)

Pour cette direction du vent les dimensions sont les suivantes :

- Parois verticales

Pour cette direction du vent qui représente un taux d'ouverture de 10% les dimensions sont les suivant :

- $b=44$ m
- $d=48$ m

- $h=9,80 \text{ m}$

$$C_p = C_{pe,10} \quad \text{car } S < 10\text{m}^2 \quad \text{RNV2013 chapitre5, §5.1.1.2}$$

Avec : S est la surface charger

$$e = \text{Min}(b, 2h) = \text{Min}(44, 19.20) = 19,20 \text{ m}$$

$48 \text{ m} > 19,20 \text{ m}$; Le cas où $d > e$ se présente ici

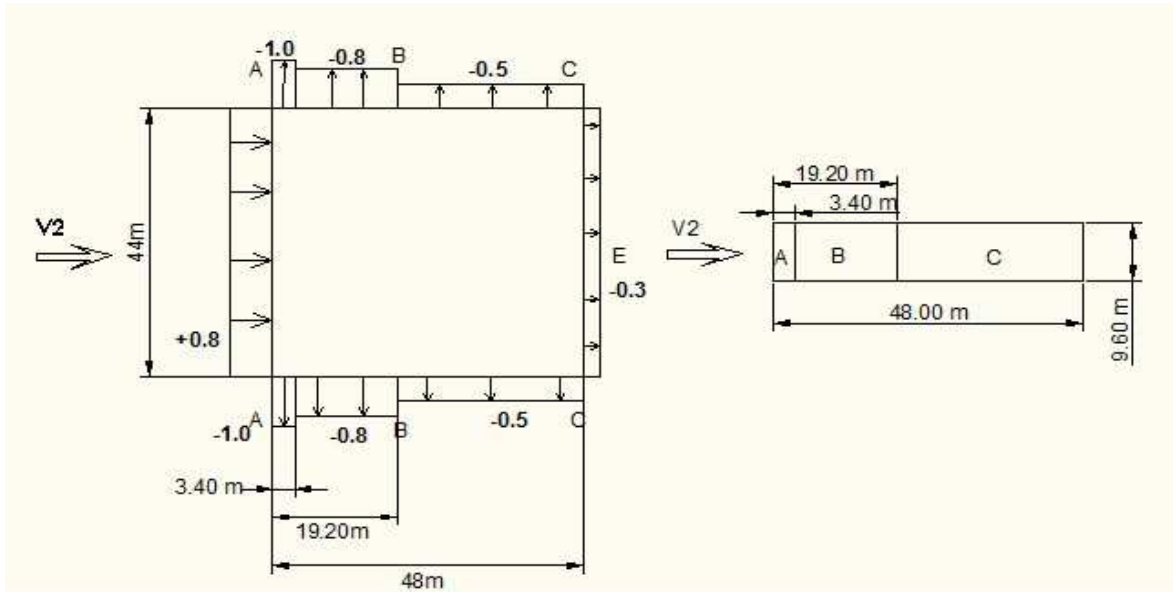


Figure2. 4 : Légende relative pour les parois verticales (V2)

Les coefficients de pression extérieurs pour les parois verticale sont présentés dans le tableau suivant :

Zone	Parois latérale			Parois au vent	Parois sous le vent
	A.A'	B.B'	C.C'	D	E
Surface (m ²)	33.64	151.68	276.48	211.2	211.2
$C_{pe,10}$	-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau 2. 4 : Coefficient de pression extérieur « C_{pe10} » pour les parois vertical direction V2

- Versant de toiture :

Les zones pour les toitures et les coefficients de pression extérieure $c_{pe,10}$ qui y sont attachées, sont définies dans le RNV2013 Chapitre 5, §5.1.8.

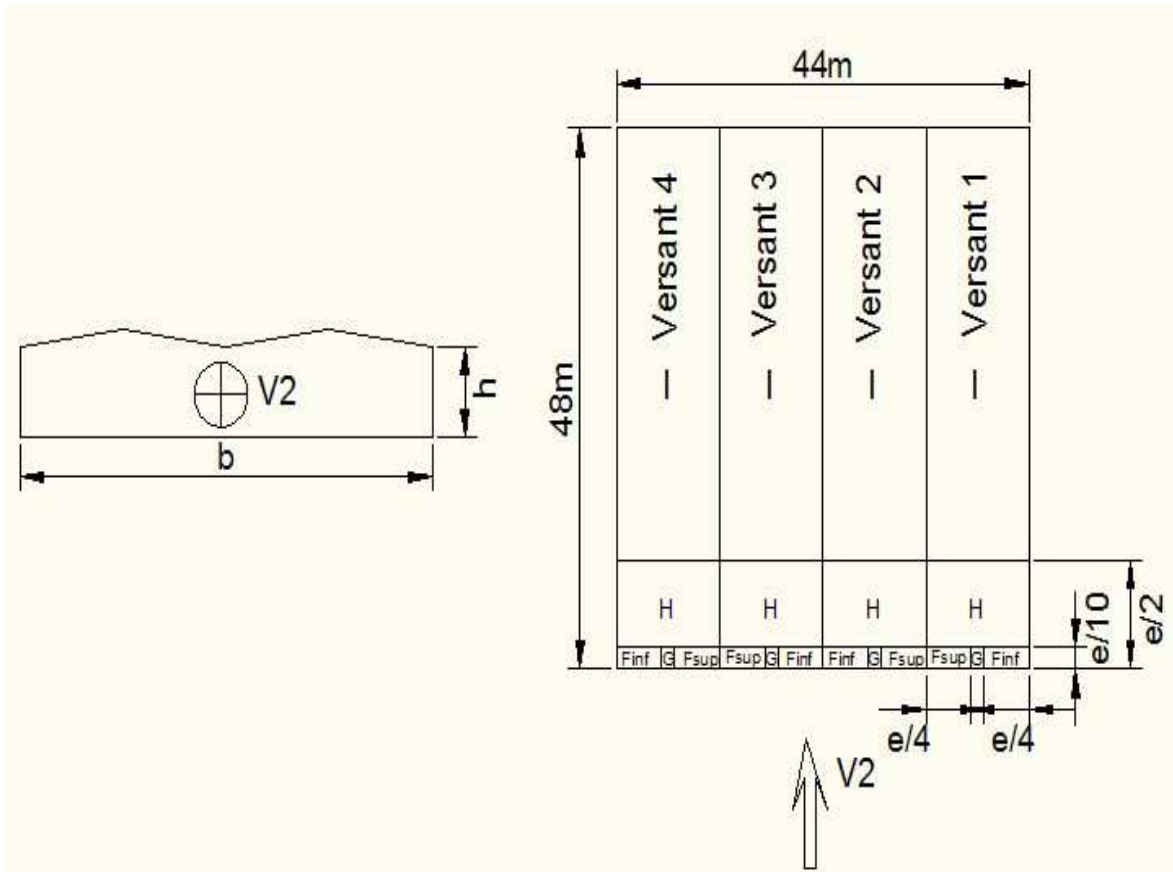


Figure 2. 5 : Légende pour les toitures à versant multiple (V2)

Le règlement RNV2013 nous cite dans son paragraphe 5.1.8.1 que pour « un vent dont la direction est parallèle la génératrice, les coefficients de pression pour chaque versant s'obtiennent on utilise les valeurs de toiture a un versant pour $\theta=90^\circ$ »

Les coefficients de pression extérieure C_{Pe10} pour un angle de 8.27° sont déterminés à partir de l'interpolation linéaire entre l'angle de 5° et 15°

Angle α	F_{sup}	F_{inf}	G	H	I
8.27°	-2.01	-1.94	-1.83	-0.67	-0.57

Tableau 2. 5 : Coefficient de pression extérieur pour la toiture (direction V2)

2.2.4 Coefficient de pression intérieur

Le coefficient de pression intérieure C_{Pi} dépend de la dimension et de la répartition des ouvertures dans l'enveloppe du bâtiment.

- Pour un vent perpendiculaire au long-pan (V1)

Pour cette direction le taux d'ouverture est de 3%

On commence tout d'abord à déterminer l'indice de perméabilité μ_p

$$\mu_p = \frac{\sum \text{aire des ouvertures ou } C_{pe} < 0}{\sum \text{aire de tout les ouvertures}}$$

$$\mu_p = \frac{5.74 + 40}{5.74 + 12 + 40} = 0,8$$

Le coefficient de pression intérieur C_{pi} est donné en fonction de l'indice de perméabilité μ_p Figure 5.14 du Règlement RNV2013 en fonction du rapport h/d

$$h/d = 9.60/44 = 0.21 \text{ On utilise la courbe } h/d \leq 0,25$$

Pour $\mu_p=0,8$ on lit $C_{pi}=-0,2$

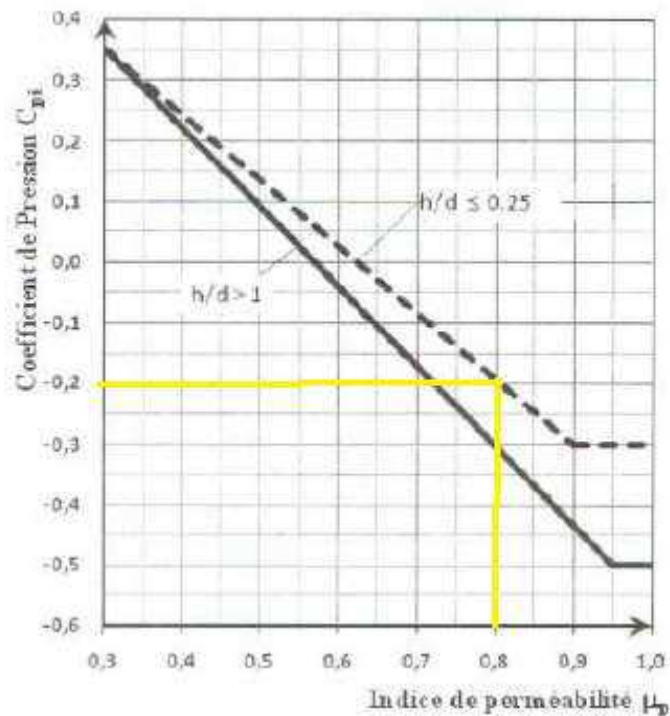


Figure 2. 6: Coefficient de pression intérieure C_{pi} pour la direction V1

- Pour un vent perpendiculaire au pignon (V2)

Pour cette direction du vent, le taux d'ouverture est de 10%, on peut constater que cette face est admise comme une face dominante selon le RNV2013 §5.2.14 « une face d'un bâtiment est considérée comme dominante lorsque l'aire des ouvertures dans la dite face est au moins égale à deux fois l'aire des ouvertures et des fuites d'air dans l'autre face »

$C_{pi} = 0.90 \times C_{pe}$: Lorsque l'aire des ouvertures de la face dominante est au moins égale à trois fois l'aire des ouvertures dans les autres faces RNV2013§5.2.2.1

Coefficient de pression extérieure de la face dominante: $C_{pe} = +0.8$

$$C_{pi} = 0.90 \times 0.8 = +0,72$$

- Pour un vent perpendiculaire au long-pan (V3)

Pour cette direction le taux d'ouverture est de 0%

$$\mu_p = \frac{\sum \text{aire des ouvertures ou } C_{pe} < 0}{\sum \text{aire de tout les ouvertures}}$$

$$\mu_p = \frac{5,74 + 40 + 12}{5,74 + 12 + 40} = 1$$

$$h/d = 9,60/44 = 0.21 \quad \text{On utilise la courbe } h/d \leq 0,25$$

Pour $\mu_p=1$ on lit $C_{pi} = -0,3$

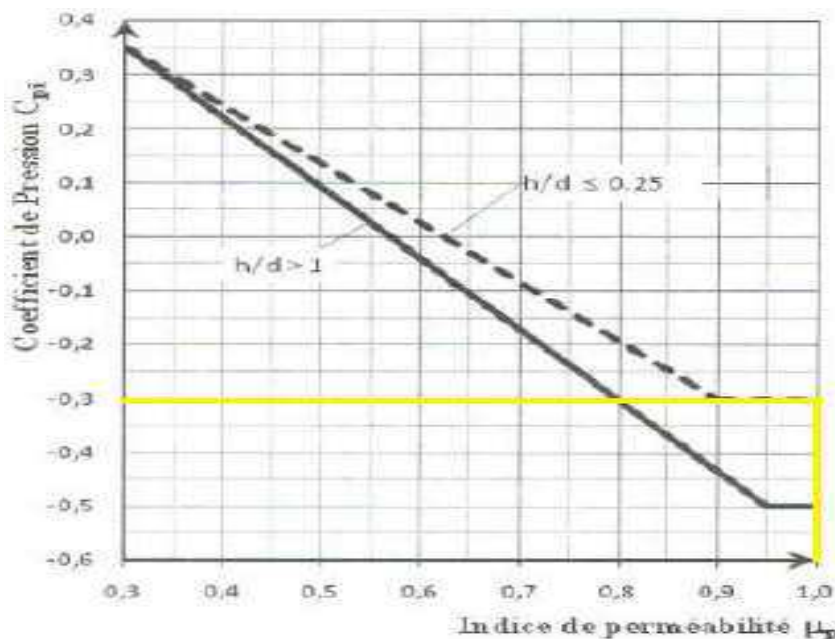


Figure2. 7 : Coefficient de pression intérieur C_{pi} pour la direction V3

➤ Pour un vent perpendiculaire au pignon (V4)

Pour cette direction le taux d'ouverture est de 1.5%

- L'indice de perméabilité μ_p :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{aire des ouvertures ou } C_{pe} < 0}{\sum \text{aire de tout les ouvertures}}$$

$$\mu_p = \frac{40 + 12}{5.74 + 12 + 40} = 0,9$$

$$h/d = 9,60/48 = 0,2 \quad \text{On utilise la courbe } h/d \leq 0.25$$

Pour $\mu_p=0.9$ on lit $C_{pi}=-0,3$

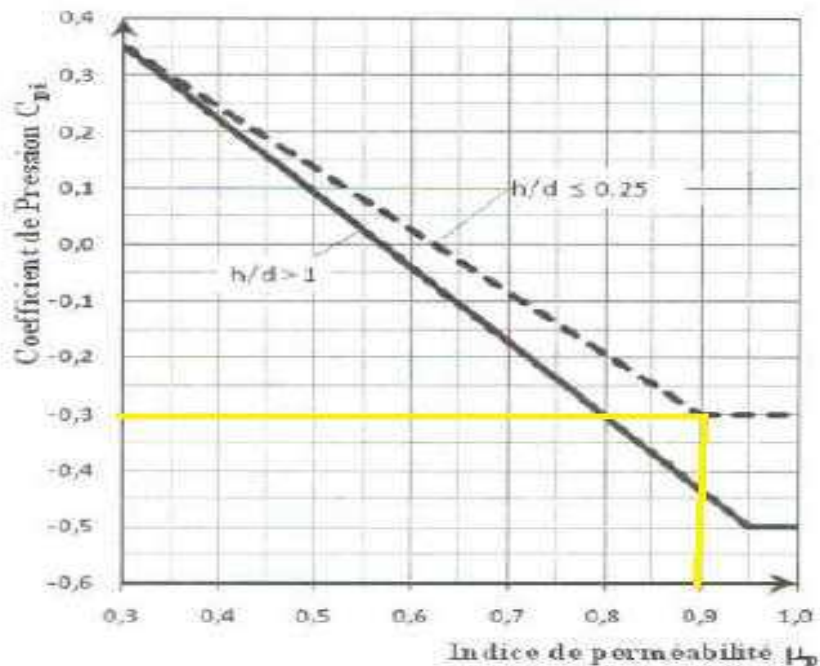


Figure2. 8 : Coefficient de pression intérieur C_{pi} pour la direction V4

2.2.5 Détermination de la pression statique du vent

Après avoir défini tous les coefficients telle que la pression dynamique, coefficient de pression intérieur et extérieur, on peut calculer la pression due au vent pour :

➤ Direction V1

Parois verticales :

Zone	q_{dyn} (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - c_{pi}$	q_{fin} (daN/m ²)
D	72.77	+0.8	-0.2	1	72,77
A	72.77	-1.0	-0.2	-0.8	-58,21
B	72.77	-0.8	-0.2	-0.6	-43.66
C	72.77	-0.5	-0.2	-0.3	-21,83
E	72.77	-0.3	-0.2	-0.1	-7.27

Tableau 2. 6 : Pressions du vent sur parois vertical - Direction V1-

Toiture :

Zone	$q_{dyn}(\text{daN/m}^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - c_{pi}$	$q_{fin}(\text{daN/m}^2)$
F	72.77	-2.37	-0.2	-2.17	-157,91
G	72.77	-1.23	-0.2	-1.03	-74,95
H	72.77	-0.83	-0.2	-0.63	-45,84
K	72.77	-1.0	-0.2	-0.8	-58,21
L	72.77	-0.6	-0.2	-0.4	-29,10

Tableau 2. 7 : Pressions du vent sur toiture -Direction V1-

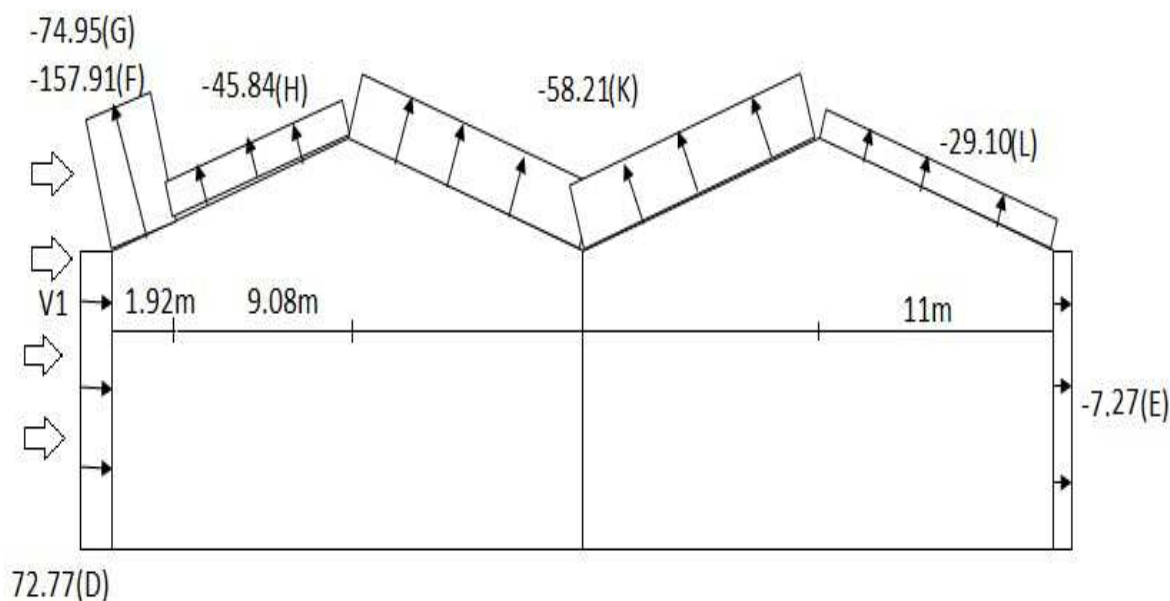


Figure2. 9 : Répartition des pressions - Direction du vent V1-

➤ **Direction V2 :**

Parois verticales :

Zone	$q_{dyn}(\text{daN/m}^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - c_{pi}$	$q_{fin}(\text{daN/m}^2)$
D	72.77	+0.8	+0.72	0.08	5.82
A	72.77	-1.0	+0.72	-1.72	-125.16
B	72.77	-0.8	+0.72	-1.52	-110.61
C	72.77	-0.5	+0.72	-1.22	-88.77
E	72.77	-0.3	+0.72	-1.02	-74.22

Tableau 2. 8: Pressions du vent sur parois verticale – Direction V2-

Toiture :

Zone	$q_{dyn}(\text{daN/m}^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - c_{pi}$	$q_{fin}(\text{daN/m}^2)$
F _{sup}	72.77	-2.01	+0.72	-2.74	-198.66
F _{inf}	72.77	-1.94	+0.72	-2.66	-193.56
G	72.77	-1.83	+0.72	-2.55	-185.57
H	72.77	-0.67	+0.72	-1.39	-101.15
I	72.77	-0.57	+0.72	-1.29	-93.87

Tableau 2. 9 : Pressions du vent sur toiture –Direction V2-

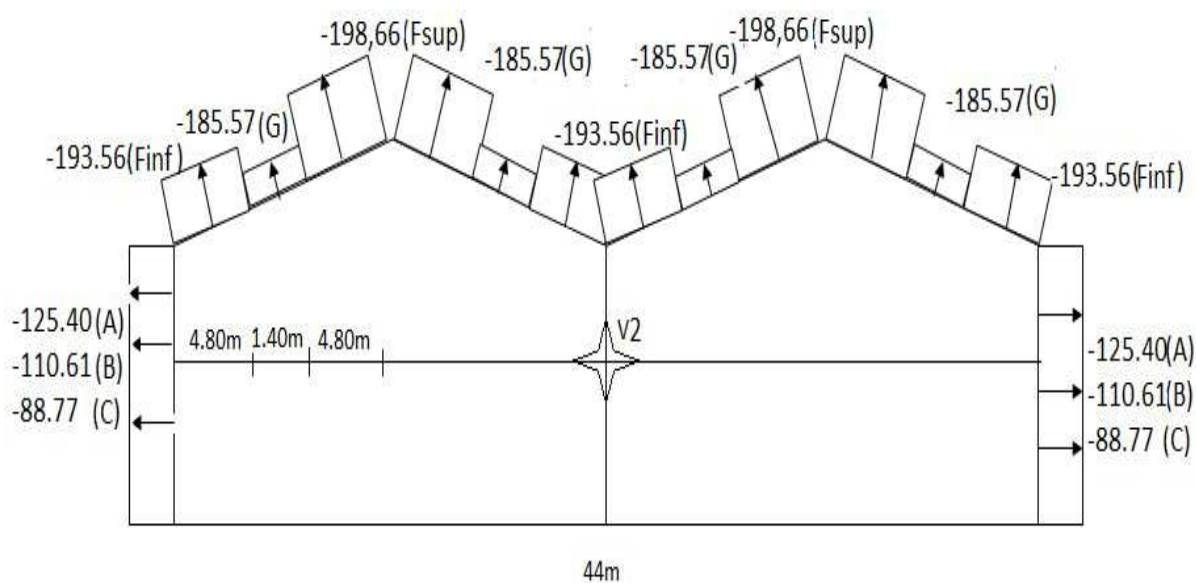


Figure2. 10 : Répartition des pressions - Direction du vent V2

➤ Direction V3 :

Parois vertical :

Zone	$q_{dyn}(\text{daN/m}^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - c_{pi}$	$q_{fin}(\text{daN/m}^2)$
D	72.77	+0.8	-0.3	1.1	+80.04
A	72.77	-1.0	-0.3	-0.7	-50.96
B	72.77	-0.8	-0.3	-0.5	-36.38
C	72.77	-0.5	-0.3	-0.2	-14.55
E	72.77	-0.3	-0.3	0	0

Tableau 2. 10 : Pressions du vent sur parois vertical -Direction V3-

Toiture :

Zone	$q_{dyn}(\text{daN/m}^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_{fin}(\text{daN/m}^2)$
F	72.77	-2.37	-0.3	-2.07	-150.63
G	72.77	-1.23	-0.3	-0.93	-67.67
H	72.77	-0.83	-0.3	-0.53	-38.56
K	72.77	-1.0	-0.3	-0.7	-50.93
L	72.77	-0.6	-0.3	-0.3	-21.83

Tableau 2. 11 : pressions du vent sur toiture -Direction V3-

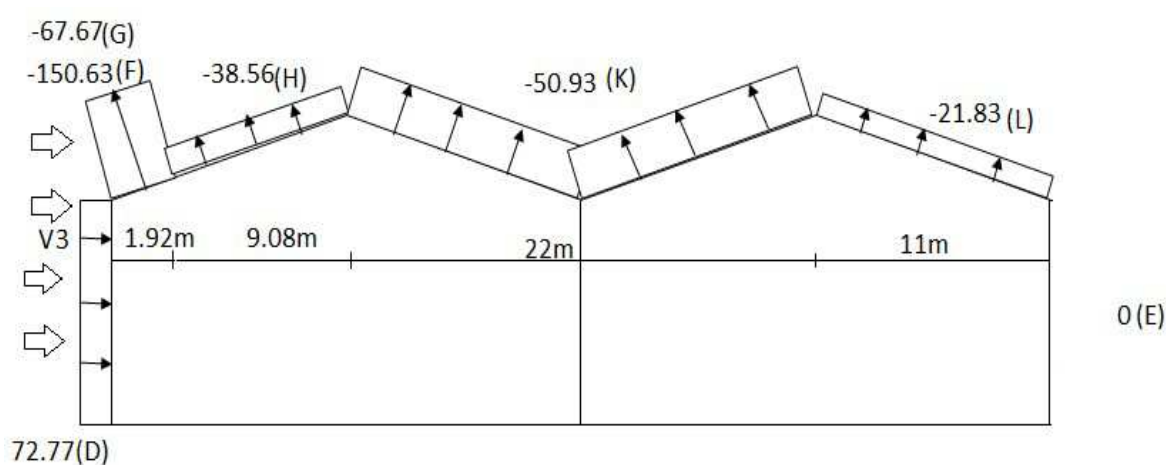


Figure2. 11 : Répartition des pressions - Direction du vent V3

➤ Direction V4 :

Parois verticales :

Zone	$q_{dyn}(\text{daN/m}^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_{fin}(\text{daN/m}^2)$
D	72.77	+0.8	-0.3	1.1	+80.04
A	72.77	-1.0	-0.3	-0.7	-50.96
B	72.77	-0.8	-0.3	-0.5	-36.38
C	72.77	-0.5	-0.3	-0.2	-14.55
E	72.77	-0.3	-0.3	0	0

Tableau 2. 12: pressions du vent sur parois vertical – Direction V4 –

Toiture :

Zone	$q_{dyn}(\text{daN/m}^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_{fin}(\text{daN/m}^2)$
F _{sup}	72.77	-2.01	-0.3	-1.71	-124.43
F _{inf}	72.77	-1.94	-0.3	-1.64	-119.34
G	72.77	-1.83	-0.3	-1.53	-111.33
H	72.77	-0.67	-0.3	-0.37	-24.01
I	72.77	-0.57	-0.3	-0.27	-19.64

Tableau 2. 13 : Pressions du vent sur toiture direction -Direction V4 -

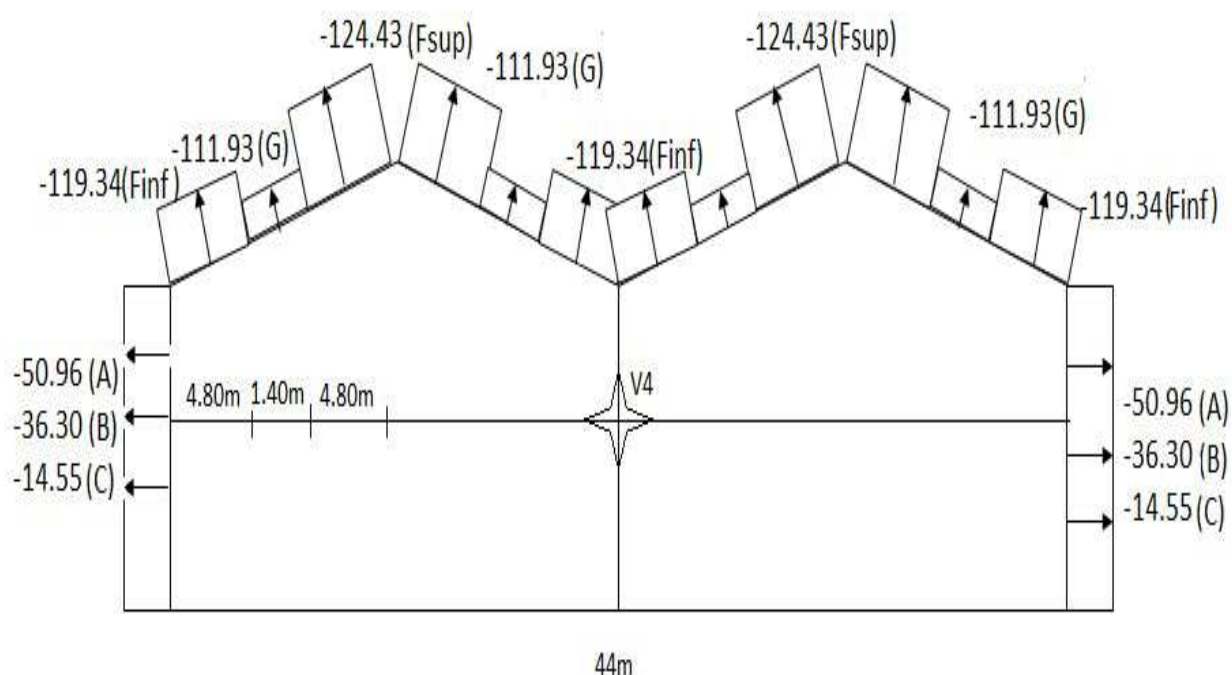


Figure2. 12 : Répartition des pressions - Direction du vent V4

- **Toiture débordante :**

Dans le Règlement RNV2013 le chapitre5, §5.1.10.1 nous cite que dans un « cas de toiture avancées de type (a) fig5.10.a du règlement, la pression exercée sur la partie supérieure est égale à la pression de la zone définie pour la toiture elle-même. La pression exercée sur la partie inférieure égale à la pression de la zone du mur directement rattachée à l'avancée de toits »

Direction du vent	V1		V2		V3		V4	
	Face sup	Face inf.	Face sup	Face inf.	Face sup	Face inf.	Face sup	Face inf.
Charge (daN/m ²)	-28,93	-7,23	-193.56	-125,40	-150,63	-50.96	-119,34	-50,96

Tableau 2. 14 : Ensembles des pressions exercées sur la toiture débordante

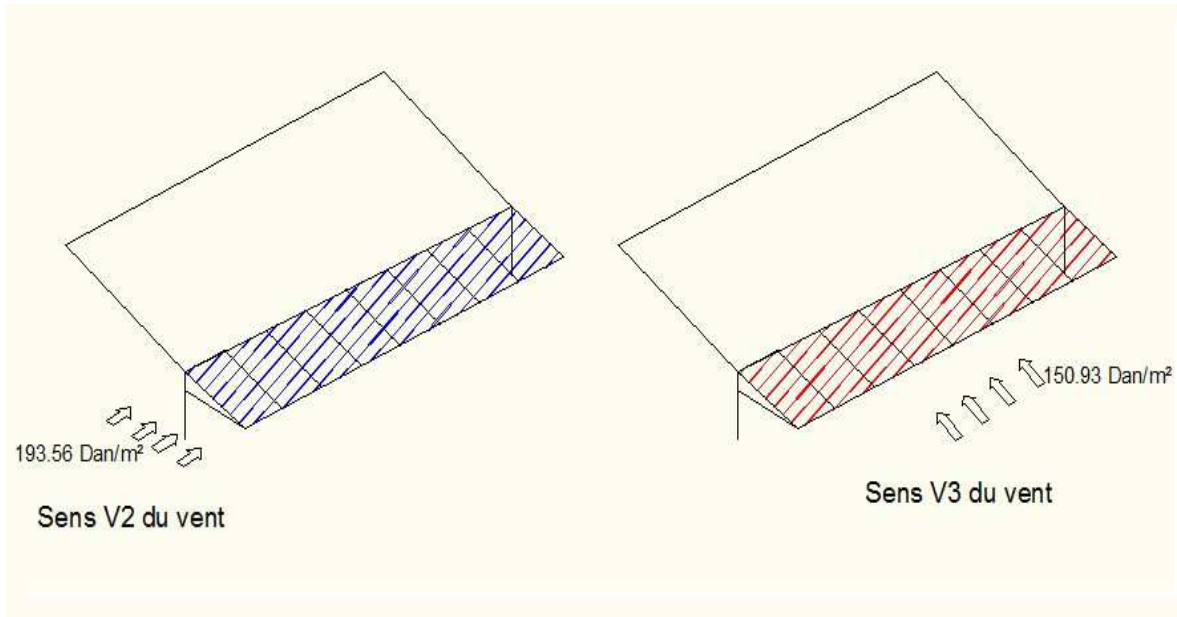


Figure 2. 13 : Représentation des charges du vent en dépression appliquées sur la toiture débordante de (direction V2 et V3)

2.3 Détermination de l'action de la neige :

Le calcul de la surcharge climatique de la neige est en fonction de la localisation géographique et de l'altitude de lieu.

2.3.1 La charge caractéristique de la neige par unité de surface

$$S = \mu \times S_k \text{ (daN/m}^2\text{) } \textit{RNV2013 chapitre1 §3.1.1(1)}$$

Avec:

- S : Charge caractéristique de la neige par unité de surface.
- μ : Coefficient d'ajustement des charges, en fonction de la forme de la toiture.
- S_k : Charge de la neige sur le sol.

➤ Charge de neige sur le sol :

Notre projet se trouve dans la banlieue de Remchi dont l'altitude H est de 213 m wilaya de Tlemcen.

-Tlemcen classée en zone A avec : H= 213 m

Zone A :

$$S_k = \frac{0.07H + 15}{100} = \frac{0.07 \times 213 + 15}{100} = 0,3 \text{ kN/m}^2$$

$$s_k = 0,3 \text{ kN/m}^2$$

➤ Coefficient de forme de la toiture :

Notre structure possède une forme de toiture à versant multiples symétriques selon le *RNV 2013 chapitre 1* §6.2.3.1, le coefficient de forme de toiture se présente comme suit :

$$\alpha=8.27^\circ \quad (\text{pente du versant}) \quad 0 \leq \alpha \leq 30^\circ$$

$$\begin{cases} \mu_1 = 0.8 \\ \mu_2 = 0.8 + 0.8 \left(\frac{\alpha}{30} \right) = 1.02 \end{cases}$$

- Les charges de la neige sont comme suit :

$$\begin{cases} s_1 = \mu_1 \times s_k = 0.8 \times 0.3 = 0.24 \text{ kN/m}^2 \\ s_2 = \mu_2 \times s_k = 1.02 \times 0.3 = 0.30 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

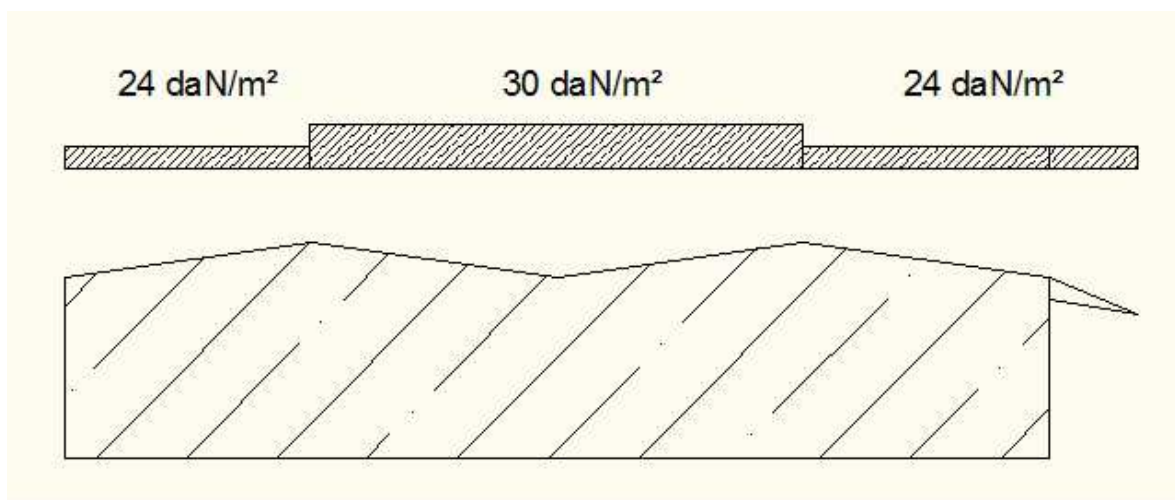


Figure 2. 14 : Répartition de la charge neige sur la toiture

Chapitre-3

Dimensionnement des éléments secondaires

3.1 Étude des pannes pour la toiture à plusieurs versants

3.1.1 Fonctionnement de base

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

Un empannage comprend non seulement les pannes elles-mêmes mais également les éventuelles éclisses qui réalisent la continuité des pannes, les échantignoles qui assurent la liaison entre pannes et structure principale, les liernes et bretelles éventuelles qui sont pour le maintien latérale des pannes.

3.1.2 Choix des panneaux de couverture

Pour le choix de notre système de couverture il s'est avéré qu'une couverture de type TL 75 remplit les critères de conception, les principaux facteurs qu'elles étaient prise en compte lors de la sélection du produit était :

- Assurer la fonction élémentaire de protection face aux intempéries
- Satisfaire les exigences acoustiques
- Satisfaire à l'exigence nationale imposée par les documents réglementaires relatifs aux charges de neige, de vent et aux autres charges d'exploitation.

➤ La charge supportée par la toiture

- | | |
|---------------------------------|------------------------------|
| - Charge d'entretien | $Q=44.44 \text{ daN/ml}$ |
| - Action de la neige | $S=29.7 \text{ daN/m}^2$ |
| - Action du vent | $W= -119 \text{ daN/m}^2$ |
| - Poids propre de la couverture | $G_c = 14.2 \text{ daN/m}^2$ |

Charge équivalente du vent :

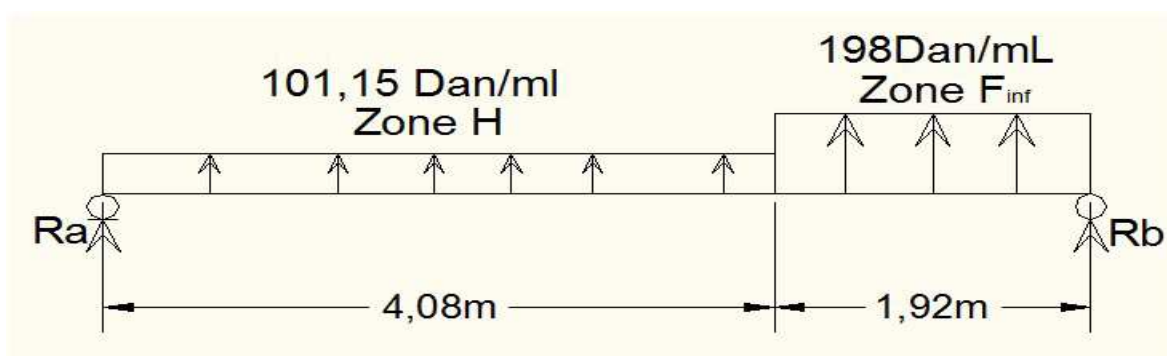


Figure 3. 1: Répartition de la charge du vent sur la panne

$W_1 = 101,15 daN/ml$: Représente la charge due à la dépression à la zone H

$W_2 = 198 daN/ml$: Représente la charge due à la dépression à la zone Fi

Avec :

$$R_A + R_B - W_1 \times 4.08 - W_2 \times 1.92 = 0$$

$$R_B + R_A = 792.85 daN$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow 6. R_B - W_2 \cdot L_2 \cdot 5,05 - W_1 \cdot L_1 \cdot 2,04 = 0$$

Avec :

$$L_1 = 4.08m \quad ; \quad L_2 = 1,92 m$$

$$R_B = 459.65 daN$$

$$R_A = 333,197 daN$$

$$M(x) = R_A \cdot x - 412,7(x - 2,04) - 198 \cdot \frac{(x - 4.08)^2}{2}$$

$$M(X)' = 0 \Rightarrow x = 3,67 m$$

$$M(3.65) = M_{max} = 533.5 daN \cdot m$$

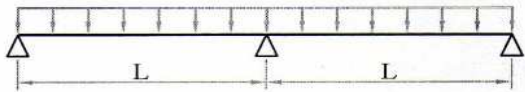
$$q_{eq} = \frac{8 \cdot M_{max}}{l^2} = 119 daN/m^2$$

La combinaison de charge à prendre en considération et qui est la plus défavorable est:

$$G - W = 14,2 - 119 = 104,8 daN/m^2$$

D'après le tableau (3.1), en voit bien qu'un panneau de type TL75 d'épaisseur 75 mm repose sur trois appuis avec un entraxe de $e = 4.82m$, peut résister à une charge ultime de $120 daN/m^2$. Donc on adopte un entraxe entre panne de 1.60 m

POUTRES A 02 TRAVEES



charges daN/m ²	20	40	60	80	100	120	140	160	180	200	220	240	260	280	300
Type															
TL 75	8.75	6.95	6.07	5.52	5.12	4.82	4.58	4.38	4.21	4.07	3.94	3.83	3.73	3.63	3.55

Tableau 3. 1: Les portées maximales en fonction des charges pour une travée (Annexe 1)

3.1.3 Dimensionnement des pannes

- Chaque panne repose sur deux appuis d'une distance de $L = 6\text{ m}$
- On dispose 7 fils de pannes sur chaque versant de la toiture
- La pente de la toiture : 15%
- Espacement entre pannes adoptée est de 1.6 m

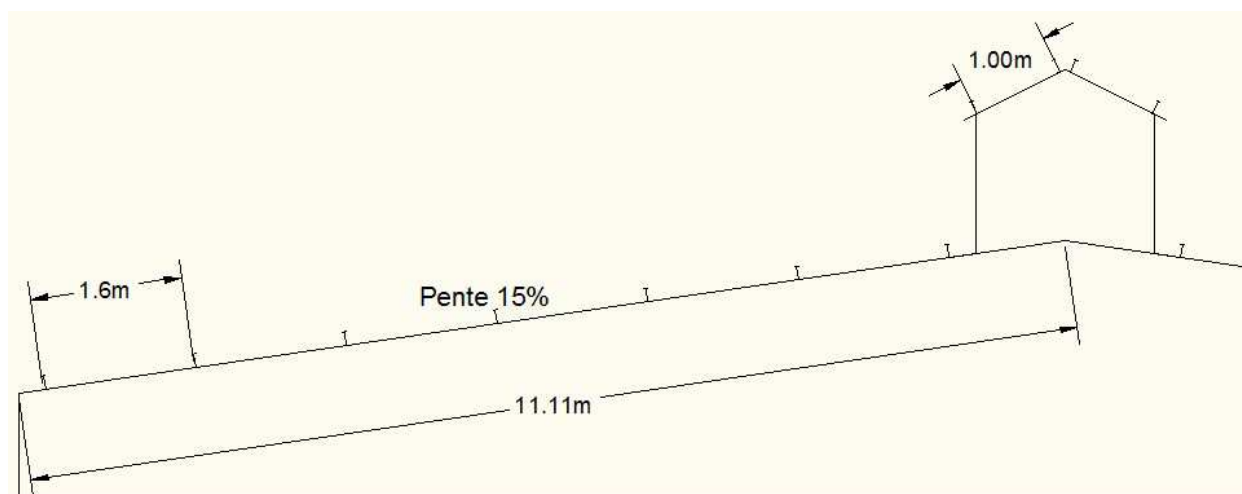


Figure3. 2: illustration de la disposition des pannes sur la toiture

- **Évaluation des charges et surcharges**
 - Poids propre de la couverture (panneau sandwich) : $14,2\text{ daN/m}^2$
 - La charge de la neige : $30\text{ DaN/m}^2 \cdot \cos 8,27 = 29,7\text{ daN/m}^2$
 - La charge du vent dépression : -119 daN/m^2

Surcharge d'entretien (P) §7.3.1 DTR BC 2.2

Dans le cas des toitures inaccessibles en considère uniquement une charge d'entretien qui est égales à 100Kg chacune situées à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne. La charge uniformément répartie P due aux surcharges d'entretien est obtenue en égalisant les deux moments maximaux dus à P et aux charges ponctuelles P', la charge

d'entretien n'est pas cumulable à celle de la neige car on suppose qu'on évite de réaliser les travaux significatifs en couverture par temps de neige.

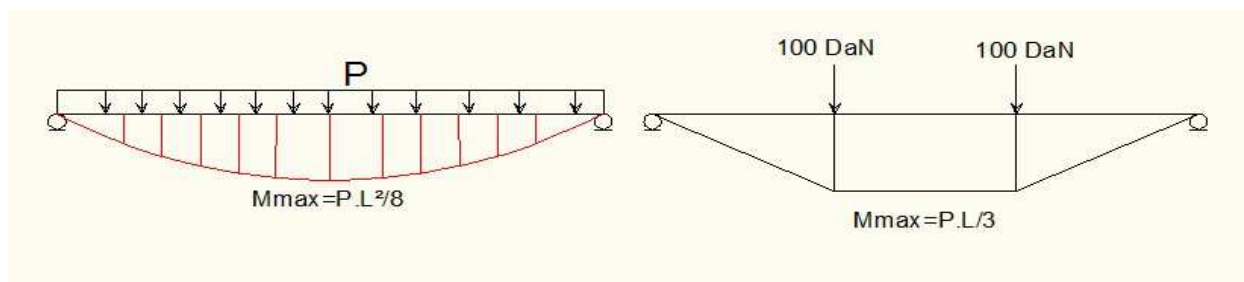


Figure 3. 3: Répartition de la charge d'entretien sur la panne

$$M_{MAX} = \frac{p'.l}{3} = \frac{p.l^2}{8} \Rightarrow p = \frac{8.p'}{3l} = \frac{800}{18} = 44,44 \text{ daN/ml}$$

➤ **La charge supportée par la panne**

- Charge d'entretien $Q=44.44 \text{ daN/ml}$
- Action de la neige $S=29.7 \text{ daN/m}^2$
- Action du vent $W= -119 \text{ daN/m}^2$
- Poids propre de la couverture $G_c = 14.2 \text{ daN/m}^2$

Actions par mètre linéaire

- $G_c = 22.72 \text{ daN/ml}$
- $Q_{ent} = 44.44 \text{ daN/ml}$
- $S = 47.52 \text{ daN/ml}$
- $W = -190.4 \text{ daN/ml}$

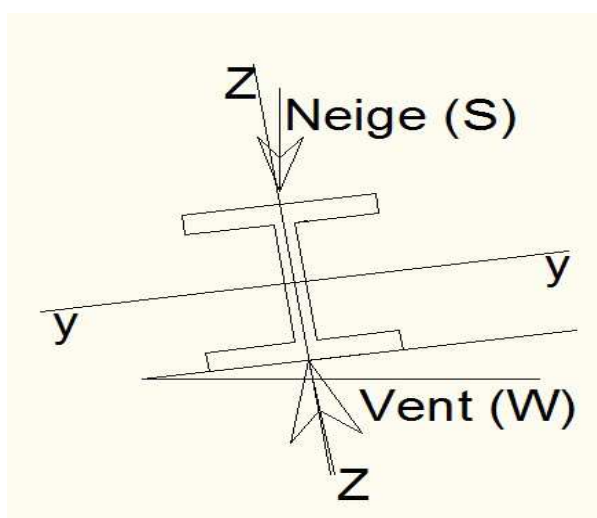


Figure 3. 4: Sens du chargement climatique appliqué sur la panne

➤ **Décomposition des charges**

- Suivant l'axe (z-z) :

$$G_{cz} = G_c \cdot \cos \alpha = 22,72 \times 0,989 = 22,47 \text{ daN / ml}$$

$$S_z = S \cdot \cos \alpha = 47,52 \times 0,989 = 47 \text{ daN / ml}$$

$$W_z = W = -190,4 \times 1,00 = 190,4 \text{ daN / ml}$$

$$Q_{ent,z} = Q_{ent} \cdot \cos \alpha = 44,44 \times 0,989 = 43,95 \text{ daN / ml}$$

- Suivant l'axe (y-y) :

$$G_{cy} = G_c \cdot \sin \alpha = 22,72 \times 0,144 = 3,271 \text{ daN / ml}$$

$$S_y = S \cdot \sin \alpha = 47,52 \times 0,144 = 6,842 \text{ daN / ml}$$

$$W_y = 0$$

$$Q_{ent,y} = Q_{ent} \cdot \sin \alpha = 44,44 \times 0,144 = 6,40 \text{ daN / ml}$$

➤ **Les combinaisons d'actions (ELU)**

$$\mathbf{q_1 = 1.35G + 1.5Q}$$

$$q_{1y} = 1.35(3.271) + 1.5(6.40) = 14.015 \text{ daN/ml}$$

$$q_{1z} = 1.35(22.47) + 1.5(43.95) = 96.260 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y\text{sd}} = \frac{q_z \cdot l^2}{8} = 433,17 \text{ daN.m}$$

$$M_{z\text{sd}} = \frac{q_y \cdot l^2}{8} = 63,067 \text{ daN.m}$$

$$\mathbf{q_2 = 1.35G + 1.5S}$$

$$q_{2y} = 1.35(3.271) + 1.5(6.842) = 14.67 \text{ daN/ml}$$

$$q_{2z} = 1.35(22.47) + 1.5(47) = 100.834 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y\text{sd}} = \frac{q_z \cdot l^2}{8} = 453,753 \text{ daN.m}$$

$$M_{z\text{sd}} = \frac{q_y \cdot l^2}{8} = 66,015 \text{ daN.m}$$

- Dépression, (Vent, -)

$$q_3 = G + 1.5W$$

$$q_{3y} = (3.271) + 1.5(0) = 3.271 \text{ daN/ml}$$

$$q_{3z} = (22.47) + 1.5(-190.4) = -263.13 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y,sd} = \frac{q_z \cdot l^2}{8} = 1184,08 \text{ daN.m}$$

$$M_{z,sd} = \frac{q_y \cdot l^2}{8} = 14,715 \text{ daN.m}$$

- Les moments sollicitant max :

$$M_{y,sd} = 1184,08 \text{ daN.m}$$

$$M_{z,sd} = 66,015 \text{ daN.m}$$

➤ **Les combinaisons d'actions (ELS)**

On ne considérera dans nos calculs que les cas les plus défavorables :

$$q_2 = G + S$$

$$q_{2y} = (3.271) + (6.842) = 10.113 \text{ daN/ml}$$

$$q_{2z} = (22.47) + (47) = 69.47 \text{ daN/ml}$$

$$q_3 = G + W$$

$$q_{3y} = (3.271) + (0) = 3.271 \text{ daN/ml}$$

$$q_{3z} = (22.47) + (-190.4) = -167.93 \text{ daN/ml}$$

- Le dimensionnement se fait par la condition de limitation de la flèche (ELS) :

$$f_z = \frac{5 \times q_{sz} \times L_z^4}{384 \times EI_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm} \quad \text{Tableau 4.1 CCM 97}$$

Les valeurs limites recommandées pour les flèches vertical est de $L/200$ selon

$$I_y \geq \frac{5 \times q_{sz} \times L_z^4}{384 \times E \times \frac{L}{200}} = \frac{5 \times 1,68 \times 600^4}{384 \times 21.10^5 \times 3} = 450 \text{ cm}^4$$

On adopte un IPE140 de caractéristiques suivantes :

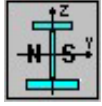
profilé	 PARAMETRES DE LA SECTION								
	A Cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	I _y Cm ⁴	I _z Cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³
IPE 140									
MATERIAU ACIER S235	16,4	140	73	6,9	4,7	541	44,9	88,34	19,25

Tableau 3. 2: Caractéristique géométrique du profilé IPE 140

Introduire le poids propre de la panne

$$G_T = p_{couv} + p_{panne}$$

$$G_T = 22.72 + 12.9 = 35.62 \text{ daN/ml}$$

$$G_{TZ} = G_T \cdot \cos \alpha = 35.62 \times 0.989 = 35.23 \text{ daN / ml}$$

$$G_{TY} = G_T \cdot \sin \alpha = 35.62 \times 0.144 = 5.13 \text{ daN / ml}$$

Les combinaisons deviennent

ELU :

$$q_2 = 1.35G + 1.5S$$

$$q_{2y} = 1.35(5.13) + 1.5(6.842) = 17,2 \text{ daN/ml}$$

$$q_{2z} = 1.35(35.23) + 1.5(47) = 118,06 \text{ daN/ml}$$

$$q_3 = G + 1.5W$$

$$q_{3y} = (5,13) + 1.5(0) = 5,13 \text{ daN/ml}$$

$$q_{3z} = (35,23) + 1.5(-190,4) = -250,37 \text{ daN/ml}$$

Les charges maximales à l'ELU sur à la panne la plus sollicitée sont :

$$q_z = -250,37 \text{ daN/ml}$$

$$q_y = 17,2 \text{ daN/ml}$$

➤ **Détermination de moment sollicitant ELU**

- Axe z-z :

$$M_{ysd} = \frac{q_z \cdot l^2}{8} = 1126.66 \text{ daN.m}$$

- Axe y-y :

$$M_{zsd} = \frac{q_y \cdot l^2}{8} = 77,4 \text{ daN.m}$$

3.1.4 Vérification de la résistance de la panne

Classe du profilé IPE 140 **Tableau 53.1 CCM97**

- Classe de l'âme fléchie : $\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon$ avec : $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{112}{4,7} = 23,83 \leq 72 \quad \text{L'âme est de classe 1}$$

- Classe de la semelle comprimée : $\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{36,5}{6,9} = 5,29 \leq 10 \quad \text{La semelle est de classe 1}$$

Donc la section du profilé global est de classe 1

➤ Vérification au cisaillement ELU

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{z,sd} \leq 0,5V_{plz,r} \quad \text{Art 5.4.6(2)CCM97}$$

$$V_{y,sd} \leq V_{ply,rd} \quad \text{Avec} \quad A_{vz} = 7,64 \text{ cm}^2 \quad \text{voir tableau}$$

$$V_{z,sd} = \frac{Q_{zsd} \cdot l}{2} = \frac{2,5 \times 6}{2} = 7,5 \text{ kN}$$

$$V_{plz,r} = \frac{A_{vz} \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{m0}} = \frac{7,64 \cdot (2350/\sqrt{3})}{1,1} = 94,23 \geq 2V_{z,sd} = 15 \text{ kN}$$

Donc, la résistance au cisaillement est vérifiée

➤ Résistance au voilement par cisaillement **CCM97 art 5.6.1(1)**

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

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

On a :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{112,2}{4,7} = 23,9 < 69$$

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

➤ **Vérification à l'état limite ultime**

Les pannes travaillant en flexion déviée, il faut vérifier que :

$$\left(\frac{M_{ysd}}{M_{ply,rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{zsd}}{M_{plz,rd}}\right)^\beta \leq 1 \quad \text{Art 5.4.8 (11)CCM 97}$$

Pour les sections en I et H : $\alpha = 2$ $\beta = 1$

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

$$\left(\frac{11,26 \times 10^2 \times 1,1}{88,34 \times 23,5}\right)^2 + \left(\frac{0,77 \times 10^2 \times 1,1}{19,25 \times 23,5}\right)^1 = 0,54 \leq 1 \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc, La panne en IPE140 vérifier les contraintes de la flexion déviée

➤ **Condition de la flèche (ELS)**

- Vérification de la flèche suivant (y-y)

$$q_y = (5.13) + (6.842) = 12 \text{ daN/ml}$$

$$f_y = \frac{5 \times q_{sy} \times L_y^4}{384 \times E \times I_z}$$

$$f_y = \frac{5 \times 0,12 \times 600^4}{384 \times 21.10^5 \times 44,92} = 2.14 \text{ cm} < 3 \text{ cm}$$

- Vérification de la flèche suivant (z-z)

$$q_z = (35.23) + (-190.4) = -155.17 \text{ daN}$$

$$f_z = \frac{5 \times q_{sz} \times L_z^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$f_z = \frac{5 \times 1.55 \times 600^4}{384 \times 21.10^5 \times 541.2} = 2.3 \text{ cm} < 3 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

3.1.5 Résistance de la panne au déversement

Chaque fois qu'un élément structural élancé est chargé dans son plan rigide, il a une certaine tendance à présenter une instabilité dans un plan plus flexible. Dans le cas d'une poutre fléchie selon son axe de forte inertie, la ruine peut survenir sous une forme d'instabilité qui implique à la fois une flèche latérale et une rotation de torsion.

Pour notre structure l'action exercée par le vent sur les toitures est une action de soulèvement, un soulèvement significatif en toiture à une influence sensible sur la conception de l'empannage : semelle inférieurs des pannes comprimée à maintenir vis-à-vis du déversement.

➤ **Le moment résistant de déversement est donné par la relation suivante**

$$M_{brd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}} \quad \text{Art 5.5.2 (5.48)CCM97}$$

Où $\beta_w = 1$ pour les sections de classe 1 ou 2

χ_{LT} : le facteur de réduction pour le déversement

Pour les poutres à sections constantes et doublement symétriques (profilés laminés I et H), l'élanement λ_{lt} vaut :

$$\lambda_{lt} = \frac{L/i_z}{c_1^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}} \quad \text{Annexe B (B.26)CCM97}$$

$c_1 = 1.132$ **Annexe B. Tableau B.1.2 CCM97**

Où c_1 : Facteur dépendant de conditions de charge et d'encastrement

$L = 300$ cm avec L : Distance du lierne placée à mi- travée de la panne

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon \quad \bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_w]^{0,5} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\lambda_{lt} = \frac{L/i_z}{c_1^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}} = 115.06$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{115.06}{93,9} = 1.22$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\left(\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2} \right)} \leq 1 \quad \text{Art 5.5.1.2 (5.46) CCM97}$$

Où
$$\phi_{lt} = 0,5 \times \left[1 + \alpha_{lt} \left(\bar{\lambda}_{LT}^2 - 0,2 \right) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$\alpha_{LT} = 0,21$ Pour les profilés laminés

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + 0,21(1,22 - 0,2) + 1,22^2] = 1,35$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,35 + \sqrt{1,35^2 - 1,22^2}} = 0.52 < 1$$

$$M_{b,rd} = \frac{0,52 \times 1 \times 88,34 \times 23,5}{1,1} = 9.81 \text{ kN.m}$$

$$M_{y,sd} = 11.26 \text{ kN.m}$$

$$M_{y,sd} \geq M_{b,rd} \quad \text{Condition non vérifiée}$$

Après une première tentative de vérification du déversement de la panne IPE140 sur une longueur de 6,00 m la panne ne vérifie pas vis-à-vis de ce dernier, On essaye un profilé IPE 160

$$\chi_{LT} = 0.56$$

$$M_{b,rd} = \frac{0,56 \times 1 \times 123,9 \times 23,5}{1,1} = 14,87 \text{ kN.m}$$

$$M_{y,sd} \leq M_{b,rd} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion : La section en IPE 160 assure une bonne résistance vis à vis des différents cas d'instabilité, il est convenable pour les pannes de notre structures à plusieurs versants

3.1.6 Calcul des liernes

Le liernage des pannes d'une toiture aux fonctions suivantes :

- En phase de montage du bâtiment :

Il assure la rectitude des pannes avant mise en place de la couverture elle permet une mise en œuvre correcte des fixations couverture sur panne et de obtenir un aspect satisfaisante des pannes vues de l'intérieur du bâtiment

- En phase d'exploitation du bâtiment :

Elle apporte aux pannes un maintien latéral où elle peut limiter la longueur de déversement sous moment négatif ou positif de plus elle permet de limiter la longueur de flambement latérale dans le cas où d'effort normal exercé sur la panne est importante

Pour remplir correctement ces fonctions correctement, il faut créer dans le plan de chaque versant, un élément structural raide : les liernes seuls ne suffisent pas il faut leur associer des « bretelles »

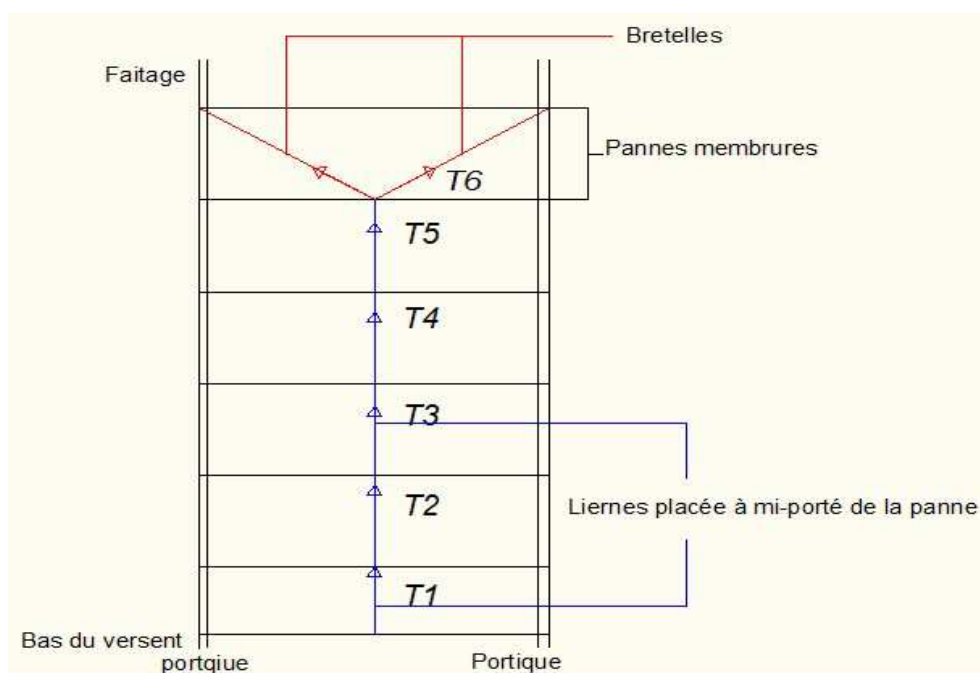


Figure 3. 5:Vue en plan d'un versant de toiture

➤ Calcul de l'effort maximal revenant aux liernes

La réaction R au niveau du lierne :

$$q_y = [1.35(G_{IPE160} + G_{Couverture}) + 1.5S] \cos \alpha = 0.17kN$$

$$R = 1.25Q_y \times \frac{l}{2} = 1,25 \times 0,17 \times 3 = 0,637 kN$$

Effort de traction dans le tronçon de lierne L1 provenant de la panne :

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{0.637}{2} = 0.318 \text{ kN}$$

$$T_2 = T_1 + R = 0.955 \text{ kN}$$

$$T_3 = T_2 + R = 1.592 \text{ kN}$$

$$T_4 = T_3 + R = 2.229 \text{ kN}$$

$$T_5 = T_4 + R = 2.866 \text{ kN}$$

Effort dans les diagonales L₆: $2T_6 \cdot \sin \theta = T_5$

$$\theta = \arctg \frac{1.60}{3} = 28^\circ \Rightarrow T_6 = \frac{T_5}{2 \sin \theta} = \frac{2.866}{0.939} = 3.05 \text{ kN}$$

Remarque : Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction, et soumis à des efforts croissants, au fur et à mesure qu'ils se rapprochent du faitage.

➤ **Dimensionnement des liernes**

Le tronçon le plus sollicité est : L₆

Condition de vérification à la résistance plastique de la section

$$N_{t,sd} \leq N_{pl,rd}$$

$$\frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow A \geq \frac{\gamma_{m0} \cdot N_{tsd}}{f_y} = \frac{1 \times 3.05}{23.5} \Rightarrow A \geq 0.129 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \geq 0.172 \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0.129}{3.14}} \Rightarrow \phi \geq 0.405 \text{ cm}$$

Soit une barre ronde de diamètre : $\phi = 5 \text{ mm}$

Pour des raisons pratiques et pour plus de sécurité, on opte pour une barre ronde de diamètre $\phi = 12 \text{ mm}$

3.1.7 Assemblage des pannes à la structure principale

La fonction de ces assemblages est de transmettre les actions appliquées à la toiture (ensemble constitué de l'empannage et de la couverture) à la structure principale. L'assemblage de la panne à la structure principale peut être réalisé :

- Soit par boulonnage direct de la semelle inférieure de la panne sur la semelle supérieure de travers de portique
- Soit par l'intermédiaire d'un échantignole, simple ou double

La deuxième solution, par échantignole, est la plus utilisée car elle permet un montage plus facile et permet aussi de donner la raideur nécessaire à l'attache vis-à-vis à l'effort parallèle au versant. Pour notre structure c'est l'assemblage adopté

L'échantignolle est réalisé au moyen d'un plat plié, il est dimensionné en flexion sous l'effet de l'effort de soulèvement du vent et de l'effort suivant le sens du versant

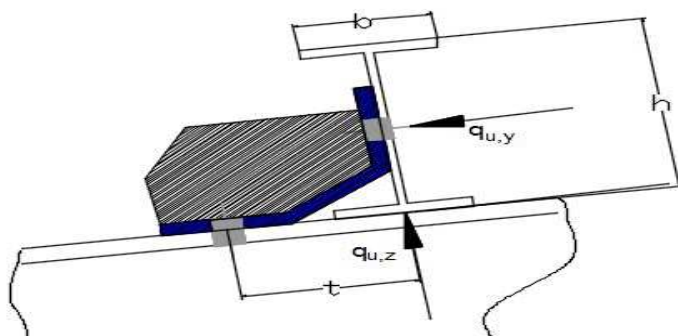


Figure 3. 6: Coupe verticale sur l'échantignolle raidie

➤ Détermination des charges :

- Efforts de soulèvement

$$Q_{zsd} = G \cdot \cos \alpha + 1.5w = -2.50 \text{ kN/ml}$$

- Efforts suivant rampant:

$$Q_{ysd} = (1.35G \cdot 1.5S) \sin \alpha = 0.17 \text{ kN/ml}$$

L'excentrement (t) est limité par la condition suivante:

$$2\left(\frac{b}{2}\right) \leq t \leq 3\left(\frac{b}{2}\right)$$

Pour IPE 160 : $b = 8.2 \text{ cm}$ et $h = 16 \text{ cm}$

$$8.2 \text{ cm} \leq t \leq 12.3 \text{ cm} ; \text{ soit } t = 10 \text{ cm}$$

- Échantignolle de rive :

$$R_z = Q_{zsd} \times \frac{l}{2} = 2.50 \times \frac{6}{2} = 7.5 \text{ kN}$$

$$R_z = Q_{ysd} \times \frac{l}{2} = 0.17 \times \frac{6}{2} = 0.51 \text{ kN}$$

- Échantignolle intermédiaire :

$$R_z = 2 \times 7.5 = 15 \text{ kN}$$

$$R_y = 2 \times 0.51 = 1.02 \text{ kN}$$

- Calcul du moment de renversement :

$$M_R = R_z \times t \times R_y \times \frac{h}{2} = 15 \times 10 + 1.02 \times 8 = 15800 \text{ daN.cm}$$

➤ **Choix de la section**

$$M_{sd} \leq M_{el,Rd}$$

Moment de résistance élastique de la section brute

$$M_{el,Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \quad \text{Art 5.4.5.1 (2)CCM97}$$

$$M_{sd} = M_R \leq \frac{W_{el} \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

➤ **Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle**

$$W_{el} \geq \frac{M_R \cdot \gamma_{m0}}{f_y}$$
$$\Rightarrow W_{el} \geq \frac{15800 \times 1.1}{2350} = 7.4 \text{ cm}^3$$

Pour les sections rectangulaires

$$W_{el} = \frac{b \times e^2}{6}$$

$$e \geq \sqrt{\frac{6 \times w_{el}}{b}} = \sqrt{\frac{6 \times 7.4}{19}} = 15 \text{ mm}$$

b = 19cm est la largeur de la traverse IPE450

On prend un échantignolle de 15 mm d'épaisseur

Remarque : pour des raisons pratiques on prendra un échantignolle de 6 mm raidie

3.2 Étude des pannes (lanternant linéaire)

3.2.1 Introduction

pour cette partie les données géométriques sont les suivant :

- Chaque panne repose sur deux appuis d'une distance de 6m
- On dispose deux fils de pannes sur chaque versant de toiture
- La pente de chaque versant est : 38%
- Espacement entre pannes $d = 1$ m

3.2.2 Évaluation des charges et surcharges

Les charges permanentes (G) estimée à :

- Poids propre de la couverture (panneau sandwich) 14.2 daN/m^2
- La charge de la neige $24 \cos 21 = 22,4 \text{ daN/m}^2$
- La charge du vent dépression -119 daN/m^2

Charge d'exploitation : estimée à $44,44 \text{ daN/ml}$

➤ Charges à prendre en considération

- Charge d'entretien $Q = 44,44 \text{ daN/ml}$
- Action de la neige $S = 22,4 \text{ daN/m}^2$
- Action du vent $W = -119 \text{ daN/m}^2$
- Poids propre de la couverture $G_c = 14,2 \text{ daN/m}^2$

Actions par mètre linière

- $G_c = 11,29 \text{ daN/ml}$
- $Q_{ent} = 44,44 \text{ daN/ml}$
- $S = 17,8 \text{ daN/ml}$
- $W = -94,6 \text{ daN/ml}$

➤ Décomposition des charges

- Suivant l'axe (z-z) :

$$G_{cz} = G_c \cdot \cos \alpha = 11,29 \times 0,933 = 10,53 \text{ daN / ml}$$

$$S_z = S \cdot \cos \alpha = 17,8 \times 0,933 = 16,6 \text{ daN / ml}$$

$$W_z = W = -94,6 \times 1,00 = 94,6 \text{ daN / ml}$$

$$Q_{ent.z} = Q_{ent} \cdot \cos \alpha = 44,44 \times 0,933 = 41,46 \text{ daN / ml}$$

- Suivant l'axe (y-y) :

$$G_{cy} = G_c \cdot \sin \alpha = 11,29 \times 0,358 = 4,04 \text{ daN / ml}$$

$$S_y = S \cdot \sin \alpha = 17,8 \times 0,358 = 6,372 \text{ daN / ml}$$

$$W_y = 0$$

$$Q_{ent,y} = Q_{ent} \cdot \sin \alpha = 44,44 \times 0,358 = 15,9 \text{ daN / ml}$$

➤ **Les combinaisons d'actions (ELU)**

$$\mathbf{q_1 = 1.35G + 1.5Q}$$

$$q_{1y} = 1.35(4,04) + 1.5(15,9) = 29,304 \text{ daN/ml}$$

$$q_{1z} = 1.35(10,53) + 1.5(41,46) = 76,408 \text{ daN/ml}$$

$$M_{ysd} = \frac{q_z \cdot l^2}{8} = 343,83 \text{ daN.m}$$

$$M_{zsd} = \frac{q_y \cdot l^2}{8} = 131,868 \text{ daN.m}$$

$$\mathbf{q_2 = 1.35G + 1.5S}$$

$$q_{2y} = 1.35(4,04) + 1.5(6,37) = 15 \text{ daN/ml}$$

$$q_{2z} = 1.35(10,53) + 1.5(16,6) = 39,115 \text{ daN/ml}$$

$$M_{ysd} = \frac{q_z \cdot l^2}{8} = 176,017 \text{ daN.m}$$

$$M_{zsd} = \frac{q_y \cdot l^2}{8} = 67,5 \text{ daN.m}$$

Dépression (Vent, -)

$$\mathbf{q_3 = G + 1.5W}$$

$$q_{3y} = (4,04) + 1.5(0) = 4,04 \text{ daN/ml}$$

$$q_{3z} = (10,53) + 1.5(-94,6) = -131,37 \text{ daN/ml}$$

$$M_{ysd} = \frac{q_z \cdot l^2}{8} = 591,165 \text{ daN.m}$$

$$M_{zsd} = \frac{q_y \cdot l^2}{8} = 18,18 \text{ daN.m}$$

➤ **Les moments sollicitant maximum**

$$M_{ysd} = 591,165 \text{ daN.m}$$

$$M_{zsd} = 131,868 \text{ daN.m}$$

➤ **Les combinaisons d'actions (ELS)**

On ne considère que le cas le plus défavorable :

$$q_2 = G + Q$$

$$q_{1y} = (4.04) + (15.9) = 19.94 \text{ daN/ml}$$

$$q_{1z} = (10.53) + (41.46) = 52 \text{ daN/ml}$$

$$q_3 = G + W$$

$$q_{3y} = (4.04) + (0) = 4.04 \text{ daN/ml}$$

$$q_{3z} = (10.53) + (-94.6) = -84.07 \text{ daN/ml}$$

- Le dimensionnement est tiré à partir de la condition de limitation de la flèche (ELS)
- Suivant (z-z)

$$f_z = \frac{5 \times q_{sz} \times L_z^4}{384 \times EI_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q_{sz} \times L_z^4}{384 \times E \times \frac{L}{200}} = \frac{5 \times 0.84 \times 600^4}{384 \times 21.10^5 \times 3} = 225 \text{ cm}^4$$

On adopte un IPE120 de caractéristiques suivantes

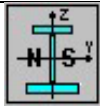
profilé	 PARAMETRES DE LA SECTION								
	A Cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	I _y Cm ⁴	I _z Cm ⁴	w _{ply} cm ³	w _{plz} cm ³
IPE 120									
MATERIAU ACIER S235	13,2	13.2	120	64	6.3	4.4	317.8	27.67	60.73

Tableau 3. 3: Caractéristique géométrique du profilé

- Introduire le poids propre de la panne

$$G_{Total} = p_{couv} + p_{panne}$$

$$G_{Total} = 11.29 + 10.4 = 21,69 \text{ daN/ml}$$

$$G_{z,total} = G_T \cdot \cos \alpha = 21,69 \times 0,933 = 20,23 \text{ daN / ml}$$

$$G_{y,total} = G_T \cdot \sin \alpha = 21,69 \times 0,358 = 7,76 \text{ daN / ml}$$

La combinaison la plus défavorable devient :

➤ **Combinaison à ELU**

$$q_1 = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_{1y} = 1,35(7,76) + 1,5(15,9) = 34,32 \text{ daN/ml}$$

$$q_{1z} = 1,35(20,23) + 1,5(41,46) = 89,5 \text{ daN/ml}$$

$$q_3 = G + 1.5W$$

$$q_{3y} = (7,76) + 1,5(0) = 7,76 \text{ daN/ml}$$

$$q_{3z} = (20,23) + 1,5(-94,6) = -121,67 \text{ daN/ml}$$

Les charges maximales à l'ELU sur la panne la sont :

$$q_z = -121,67 \text{ daN/ml}$$

$$q_y = 34,32 \text{ daN/ml}$$

➤ **Détermination du moment sollicitant à l'ELU**

Axe z-z :

$$M_{y_{sd}} = \frac{q_z \cdot l^2}{8} = 547,51 \text{ daN.m}$$

Axe y-y :

$$M_{z_{sd}} = \frac{q_y \cdot l^2}{8} = 154,44 \text{ daN.m}$$

3.2.3 Vérification de la résistance des pannes

Classe du profilé IPE 120

Tableau 53.1 CCM97

- Classe de l'âme fléchie : $\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon$ avec : $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{93,4}{4,4} = 21,13 \leq 72 \quad \text{L'âme est de classe 1}$$

- Classe de la semelle comprimée : $\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{32}{6.3} = 5 \leq 10 \quad \text{La semelle est de classe 1}$$

Donc, la section du profilé global est de classe 1

➤ **Vérification au cisaillement**

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{z,sd} \leq 0.5V_{plz,r} \quad \text{art 5.4.6(2)CCM97}$$

Avec : $A_{vz} = 6.3 \text{ cm}^2$

$$V_{z,sd} = \frac{q_{zsd} \cdot l}{2} = \frac{1.21 \times 6}{2} = 3.63 \text{ kN}$$

$$V_{plz,r} = \frac{A_{vz} \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{m0}} = \frac{6.3 \cdot \left(\frac{2350}{\sqrt{3}} \right)}{1.1} = 77.71 \text{ kN} \geq 2V_{z,sd} = 7.26 \text{ kN}$$

Donc, la résistance de la panne vis-à-vis au cisaillement est vérifiée

➤ **Resistance au voilement par cisaillement CCM97 Art 5.6.1(1)**

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

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

On a :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{93.4}{4.4} = 21.22 < 69$$

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

➤ **Vérification à l'état limite ultime**

Les pannes travaillant en flexion déviée, il faut vérifier que :

$$\left(\frac{M_{ysd}}{M_{ply,rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{zsd}}{M_{plz,rd}} \right)^\beta \leq 1 \quad \text{Art 5.4.8 (11)CCM 97}$$

Pour les profilés en I classe 1 $\alpha = 2$ $\beta = 1$

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

$$\left(\frac{5.5 \times 10^2 \times 1,1}{60.73 \times 23,5}\right)^2 + \left(\frac{1.54 \times 10^2 \times 1,1}{13.58 \times 23,5}\right)^1 = 0.71 \leq 1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc, La panne en IPE120 vérifier la contrainte à la flexion déviée

➤ **Vérification de la flèche**

Suivant (y-y)

$$q_y = (7.76) + (15.9) = 23.66 \text{ daN/ml}$$

$$f_y = \frac{5 \times q_{sy} \times L_y^4}{384 \times E \times I_z}$$

$$f_y = \frac{5 \times 0,23 \times 600^4}{384 \times 21.10^5 \times 27.67} = 6.67 \text{ cm} < 3 \text{ cm} \quad \text{condition non vérifiée}$$

Donc, on ajoute des liernes à mi-portée

$$f_y = \frac{2.05 \times 0,23 \times 300^4}{384 \times 21.10^5 \times 27.67} = 0.17 \text{ cm} < 1.5 \text{ cm}$$

Suivant (z-z)

$$q_z = (20.23) + (-94.6) = -74.37 \text{ daN}$$

$$f_z = \frac{5 \times q_{sz} \times L_z^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$f_z = \frac{5 \times 0.74 \times 600^4}{384 \times 21.10^5 \times 317.8} = 1.9 \text{ cm} < 3 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification au cisaillement**

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{z,sd} \leq 0.5V_{plz,r} \quad \text{Art 5.4.6 (5.20)CCM97}$$

Où A_{vz} est l'aire de cisaillement $A_{vz} = 6.3 \text{ cm}^2$

$$V_{z,sd} = \frac{q_{z,sd} \cdot l}{2} = \frac{1.21 \times 6}{2} = 3.63 \text{ kN}$$

$$V_{plz,r} = \frac{A_{vz} \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{m0}} = \frac{6.3 \cdot (2350/\sqrt{3})}{1.1} = 77.71 \text{ kN} \geq V_{z,sd} = 8.01 \text{ kN}$$

Donc, la résistance de la panne vis-à-vis au cisaillement est vérifiée

3.2.4 Résistance de la panne au déversement

$$M_{brd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}} \quad \text{Art 5.5.2 (5.48)CCM97}$$

Où $\beta_w = 1$ pour les sections de classe 1 ou 2

χ_{LT} : le facteur de réduction pour le déversement

$$\lambda_{lt} = \frac{L/i_z}{c_1^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}} \quad \text{Annexe B. (B.26)CCM97}$$

$c_1 = 1.132$ **Annexe B. Tableau B.1.2 CCM97**

Où c_1 : Facteur dépend des conditions de charge et d'encastrement

$L = 300 \text{ cm}$ avec L : Distance du lierne placée à mi-travée de la panne

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon \quad \bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_w]^{0,5} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\lambda_{lt} = \frac{L/i_z}{c_1^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}} = 120.29$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{120.29}{93,9} = 1.28$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\left(\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2} \right)} \leq 1 \quad \text{Art 5.5.1.2 (5.46) CCM97}$$

Avec :

$$\phi_{lt} = 0,5 \left[1 + \alpha_{lt} \left(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2 \right) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\alpha_{LT} = 0,21 \quad \text{Tableau 55.1 CCM97}$$

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21(1.28 - 0,2) + 1.28^2] = 1.43$$

Donc :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,43 + \sqrt{1,43^2 - 1.28^2}} = 0.5$$

$$M_{b,rd} = \frac{0,5 \times 1 \times 60.73 \times 23,5}{1,1} = 6.5 \text{ kN.m}$$

$$M_{y,sd} = 5.5 \text{ kN.m}$$

$$M_{y,sd} \leq M_{b,rd} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion : La section en IPE 120 assure une bonne résistance vis à vis des différents cas d'instabilité, donc il est convenable pour les pannes de notre structure.

3.3 Étude de la panne pour l'avancement de toiture

3.3.1 Dimensionnement des panneaux de couverture

Pour le choix de notre système de couverture il s'est avéré qu'une couverture de type TN40 remplit les critères de conception de la toiture

➤ La charge supportée par la toiture

- Charge d'entretien Q=44.44 daN/ml
- Action de la neige S=23,7 daN/m²
- Action du vent W= -116,9 daN/m²

- Poids propre de la couverture $G_c = 9,81 \text{ daN/m}^2$

Charge équivalente du vent :

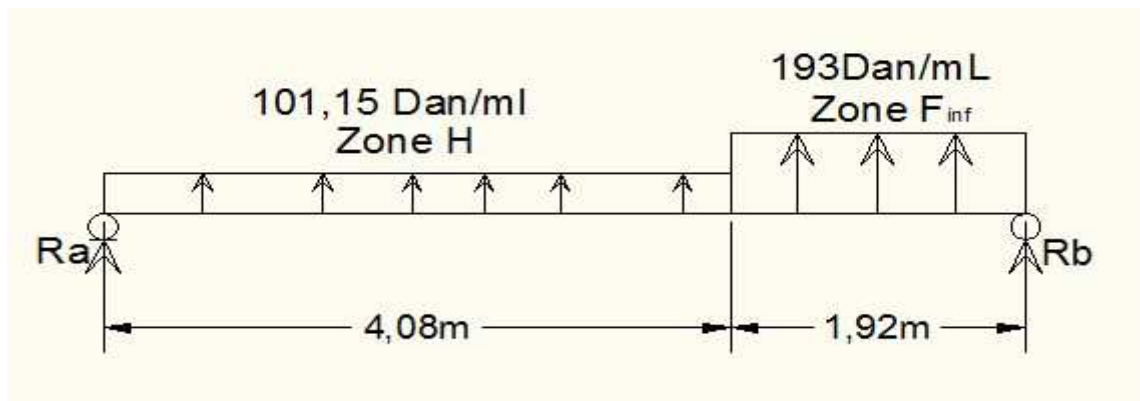


Figure 3. 7: Répartition de la charge du vent sur la couverture

$W_1 = 101.15 \text{ daN/ml}$: Charge due à la dépression à la zone H

$W_2 = 193 \text{ daN/ml}$: Charge due à la dépression à la zone F

Avec :

$$R_A + R_B - W_1 \times 4.08 - W_2 \times 1.92 = 0$$

$$R_B + R_A = 783.257 \text{ daN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow 6R_B - W_2 \cdot L_2 \cdot 5,05 - W_1 \cdot L_1 \cdot 2,04 = 0$$

$$R_B = 452.203 \text{ daN}$$

$$R_A = 331.054 \text{ daN}$$

$$M(x) = R_A \cdot x - 412,7(x - 2.04) - 193 \cdot \frac{(x - 4.08)^2}{2}$$

$$M(X)' = 0 \Rightarrow x = 3.65 \text{ m}$$

$$M(3.65) = M_{max} = 526.057 \text{ daN.m}$$

$$q_{eq} = \frac{8 \cdot M_{max}}{l^2} = 116.9 \text{ daN/m}^2$$

La Combinaison de charge à prendre en considération et qui est la plus défavorable est :

$$G-W = 9,81-116,9=107,1\text{daN/m}^2$$

D'après le tableau (3.8) on voit bien qu'un panneau de type TN40 d'épaisseur 1mm repose sur trois appuis avec un entraxe 3.00m, peut résister à une charge de 135 daN/m². On adopte un entraxe de 1,70 m

		TN 40/1000															
		PORTEE m															
EPAISSEUR mm		1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,5	3,75	4			
▲	0,5	439	281	185	143	109	86	70	58	48	40	33	28	24			
	0,6	614	393	273	200	153	115	84	63	48	38	31	26	22			
	0,7	716	458	318	234	179	135	98	73	57	47	39	32	27			
	0,8	820	524	364	267	205	154	112	84	65	51	41	33	28			
	1,0	1024	655	455	334	256	193	140	105	81	64	51	41	34			
▲	0,5	570	365	252	180	141	111	90	73	62	53	45	38	32			
	0,6	768	491	341	251	192	152	123	101	81	64	51	41	34			
	0,7	896	573	398	292	224	177	143	118	93	74	59	48	40			
	0,8	1025	656	455	334	256	202	164	135	108	85	68	55	45			
	1,0	1280	819	569	418	320	253	204	169	135	108	85	69	57			

Figure 3. 8: Les portées maximales en fonction des charges pour deux travées (Annexe 2)

3.3.2 Dimensionnement des pannes

- Chaque panne repose sur deux appuis d'une portée de 6m
- On dispose 3 fils de pannes sur l'avancement de toiture
- La pente de chaque versant est : 17%
 - Espacement entre pannes admis est de 1.7 m

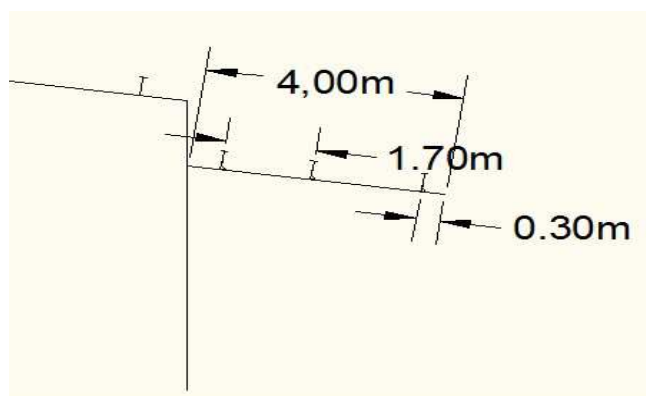


Figure 3. 9: Illustration de la disposition des pannes sur l'avancement de toiture

➤ Évaluation des charges et surcharges

- Les charges permanentes (G):
 - Poids propre de la couverture (TN40) 9.81daN/m²
 - La charge de la neige 24 daN/m² cos 9.13°=23.7 daN/m²
 - La charge du vent dépression -116.9 daN/m²
 - Surcharge d'entretien (P) : 44,44 daN/ml

➤ Charges à prendre en considération

- Charge d'entretien $Q=44.44 \text{ daN/ml}$
- Action de la neige $S=23.7 \text{ daN/m}^2$
- Action du vent $W= -116.9 \text{ daN/m}^2$
- Poids propre de la couverture $G_c = 9.81 \text{ daN/m}^2$

Actions par mètre linéaire

- $G_c = 16.67 \text{ daN/ml}$
- $Q_{ent} = 44.44 \text{ daN/ml}$
- $S = 40.3 \text{ daN/ml}$
- $W = -198.73 \text{ daN/ml}$

➤ **Décomposition des charges**

- Suivant l'axe (z-z) :

$$G_{cz} = G_c \cdot \cos \alpha = 16.67 \times 0.987 = 16.48 \text{ daN / ml}$$

$$S_z = S \cdot \cos \alpha = 40.3 \times 0.987 = 39.77 \text{ daN / ml}$$

$$W_z = W = -198.73 \times 1.00 = 198.73 \text{ daN / ml}$$

$$Q_{ent.z} = Q_{ent} \cdot \cos \alpha = 44.44 \times 0.987 = 43.86 \text{ daN / ml}$$

- Suivant l'axe (y-y) :

$$G_{cy} = G_c \cdot \sin \alpha = 16.67 \times 0.158 = 2.63 \text{ daN / ml}$$

$$S_y = S \cdot \sin \alpha = 40.3 \times 0.158 = 6.367 \text{ daN / ml}$$

$$W_y = 0$$

$$Q_{ent.y} = Q_{ent} \cdot \sin \alpha = 44.44 \times 0.158 = 7.021 \text{ daN / ml}$$

➤ **Les combinaisons d'actions (ELU)**

$$\mathbf{q_1 = 1.35G + 1.5Q}$$

$$q_{1y} = 1.35(2.63) + 1.5(7.021) = 14.082 \text{ daN/ml}$$

$$q_{1z} = 1.35(16.48) + 1.5(43.86) = 88.04 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y_{sd}} = \frac{q_z \cdot l^2}{8} = 396.18 \text{ daN.m}$$

$$M_{z_{sd}} = \frac{q_y \cdot l^2}{8} = 63.369 \text{ daN.m}$$

$$\mathbf{q_2 = 1.35G + 1.5S}$$

$$q_{2y} = 1.35(2.63) + 1.5(6.367) = 13.101 \text{ daN/ml}$$

$$q_{2z} = 1.35(16.48) + 1.5(39.77) = 81.903 \text{ daN/ml}$$

$$M_{ysd} = \frac{q_z \cdot l^2}{8} = 368.56 \text{ daN.m}$$

$$M_{zsd} = \frac{q_y \cdot l^2}{8} = 58.95 \text{ daN.m}$$

- Vent dépression :

$$\mathbf{q_3 = G + 1.5W}$$

$$q_{3y} = (2.63) + 1.5(0) = 2.63 \text{ daN/ml}$$

$$q_{3z} = (16.48) + 1.5(-198.73) = -281.615 \text{ daN/ml}$$

$$M_{ysd} = \frac{q_z \cdot l^2}{8} = 1267.267 \text{ daN.m}$$

$$M_{zsd} = \frac{q_y \cdot l^2}{8} = 11.835 \text{ daN.m}$$

- Les moments sollicitant maximum :

$$M_{ysd} = 1267.267 \text{ daN.m}$$

$$M_{zsd} = 63.369 \text{ daN.m}$$

➤ **Les combinaisons d'actions (ELS)**

On ne considérera dans nos calculs que les cas les défavorables :

$$\mathbf{q_2 = G + Q}$$

$$q_{1y} = (2.63) + (7.021) = 9.651 \text{ daN/ml}$$

$$q_{1z} = (16.48) + (43.86) = 60.34 \text{ daN/ml}$$

$$\mathbf{q_3 = G + W}$$

$$q_{3y} = (2.63) + (0) = 2.63 \text{ daN/ml}$$

$$q_{3z} = (16.48) + (-198.73) = -182.25 \text{ daN/ml}$$

➤ **Le dimensionnement se fait par la condition de limitation de la flèche (ELS) :**

$$f_z = \frac{5 \times q_{sz} \times L_z^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q_{sz} \times L_z^4}{384 \times E \times \frac{L}{200}} = \frac{5 \times 1,82 \times 600^4}{384 \times 21.10^5 \times 3} = 487.5 \text{ cm}^4$$

On adopte un IPE140 de caractéristique suivantes

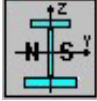
profilé	 PARAMETRES DE LA SECTION								
	A Cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	I _y Cm ⁴	I _z Cm ⁴	w _{ply} cm ³	w _{plz} cm ³
MATERIAU ACIER S235	16,4	140	73	6,9	4,7	541	44,9	88,34	19,25

Tableau 3. 4: Caractéristique géométrique du profilé IPE 140

Introduire le poids propre de la panne :

$$G_T = p_{couv} + p_{panne}$$

$$G_T = 16.67 + 12.9 = 29.57 \text{ daN/ml}$$

$$G_{TZ} = G_T \cdot \cos \alpha = 29.57 \times 0.987 = 29.18 \text{ daN / ml}$$

$$G_{TY} = G_T \cdot \sin \alpha = 29.57 \times 0.158 = 4.67 \text{ daN / ml}$$

Les combinaisons deviennent :

ELU :

$$\mathbf{q_1 = 1.35G + 1.5Q}$$

$$q_{1y} = 1.35(4.67) + 1.5(7.021) = 16.83 \text{ daN/ml}$$

$$q_{1z} = 1.35(29.18) + 1.5(43.86) = 105.183 \text{ daN/ml}$$

$$\mathbf{q_3 = G + 1.5W}$$

$$q_{3y} = (4.67) + 1.5(0) = 4.67 \text{ daN/ml}$$

$$q_{3z} = (29.18) + 1.5(-198.73) = -268.91 \text{ daN/ml}$$

Les charges maximales à ELU revenant à la panne la plus sollicitée sont :

$$q_z = -268.91 \text{ daN/ml}$$

$$q_y = 16.83 \text{ daN/ml}$$

➤ **Détermination des moments sollicitant ELU**

Axe z-z :

$$M_{y_{sd}} = \frac{q_z \cdot l^2}{8} = 1210,1 \text{ daN.m}$$

Axe y-y :

$$M_{z_{sd}} = \frac{q_y \cdot l^2}{8} = 75,73 \text{ daN.m}$$

3.3.3 Vérification de la résistance des pannes

Classe du profilé IPE 140

Tableau 53.1 CCM97

- Classe de l'âme fléchie $\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon$ avec $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$
 $\frac{112}{4,7} = 23,83 \leq 72$ L'âme est de classe 1
- Classe de la semelle comprimée $\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$
 $\frac{36,5}{6,9} = 5,29 \leq 10$ La semelle est de classe 1

Donc le profilé IPE140 est de Classe 1

➤ Vérification au cisaillement ELU

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{z,sd} \leq 0,5V_{plz,r} \quad \text{Art 5.4.6 (5.20)CCM97}$$

Avec : $A_{vz} = 7,64 \text{ cm}^2$ voir tableau des sections

$$V_{z,sd} = \frac{Q_{zsd} \cdot l}{2} = \frac{2,67 \times 6}{2} = 8,01 \text{ kN}$$

$$V_{plz,r} = \frac{A_{vz} \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{m0}} = \frac{7,64 \cdot \left(\frac{2350}{\sqrt{3}} \right)}{1,1} = 94,23 \geq 2V_{z,sd} = 16,02 \text{ kN}$$

Donc, la résistance es au cisaillement est vérifiée

➤ Résistance au voilement par cisaillement CCM97 art 5.6.1(1)

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

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

On a :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{112,2}{4,7} = 23,9 < 69$$

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

➤ **Vérification à l'état limite ultime**

Les pannes travaillant en flexion déviée, il faut vérifier que :

$$\left(\frac{M_{ysd}}{M_{ply,rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{zsd}}{M_{plz,rd}} \right)^\beta \leq 1 \quad \text{Art 5.4.8 (11)CCM 97}$$

Pour les sections en I et H : $\alpha = 2$ $\beta = 1$

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

$$\left(\frac{12,10 \times 10^2 \times 1,1}{88,34 \times 23,5} \right)^2 + \left(\frac{0,757 \times 10^2 \times 1,1}{19,25 \times 23,5} \right)^1 = 0,60 \leq 1 \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc, La panne en IPE140 vérifier les contraintes de la flexion déviée

➤ **Condition de la flèche(ELS)**

- suivant (y-y)

$$q_y = (4,67) + (7,021) = 11,7 \text{ daN/ml}$$

$$f_y = \frac{5 \times q_{sy} \times L_y^4}{384 \times EI_z}$$

$$f_y = \frac{5 \times 0,117 \times 600^4}{384 \times 21 \cdot 10^5 \times 44,92} = 2,10 \text{ cm} < 3 \text{ cm}$$

- suivant (z-z) :

$$q_z = (29,18) + (-198,73) = -155,17 \text{ daN}$$

$$f_z = \frac{5 \times q_{sz} \times L_z^4}{384 \times EI_y}$$

$$\Rightarrow f_z = \frac{5 \times 1,69 \times 600^4}{384 \times 21 \cdot 10^5 \times 541,2} = 2,5 \text{ cm} < 3 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

3.3.4 Résistance de la panne au déversement

- Le moment résistant de déversement donne par la relation suivante :

$$M_{brd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}} \quad \text{Art 5.5.2 (5.48)CCM97}$$

Où $\beta_w = 1$ pour les sections de classe 1 ou 2

χ_{LT} : le facteur de réduction pour le déversement

$$\lambda_{lt} = \frac{L/i_z}{c_1^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}} \quad \text{Annexe B (B26)CCM97}$$

$$c_1 = 1.132 \quad \text{Annexe B. Tableau B.1.2 CCM97}$$

Où c_1 : Facteur dépendant des conditions de charge et d'encastrement

$L = 300$ cm avec L : Distance du lierne placée à mi travée de la panne

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon \quad \bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_w]^{0,5} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\lambda_{lt} = \frac{L/i_z}{c_1^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}} = 115.06$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{115.06}{93,9} = 1.22$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\left(\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2} \right)} \leq 1$$

$$\text{Avec : } \phi_{lt} = 0.5 \left[1 + \alpha_{lt} \left(\bar{\lambda}_{LT}^2 - 0,2 \right) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\alpha_{LT} = 0,21 \quad \text{Tableau 55.1 CCM97}$$

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + 0,21(1,22 - 0,2) + 1,22^2] = 1,35$$

Donc :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,35 + \sqrt{1,35^2 - 1,22^2}} = 0,52$$

$$M_{b,rd} = \frac{0,52 \times 1 \times 88,34 \times 23,5}{1,1} = 9,81 \text{ kN.m}$$

$$M_{y,sd} = 12,1 \text{ kN.m}$$

$$M_{y,sd} \leq M_{b,rd} \quad \text{Condition non vérifiée}$$

Après une première tentative de vérification du déversement de la panne IPE140 sur une longueur de 6,0 m la panne ne vérifie pas vis-à-vis de ce dernier, On essaye un profilé IPE 160

$$\chi_{LT} = 0,56$$

$$M_{b,rd} = \frac{0,56 \times 1 \times 123,9 \times 23,5}{1,1} = 14,87 \text{ kN.m}$$

$$M_{y,sd} \leq M_{b,rd} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion

La section en IPE 160 assure une bonne résistance vis à vis des différents cas d'instabilité, donc il est convenable pour les pannes de notre avancement de toiture.

3.3.4. Étude Dimensionnement des liernes

- Calcul de l'effort maximal revenant aux liernes

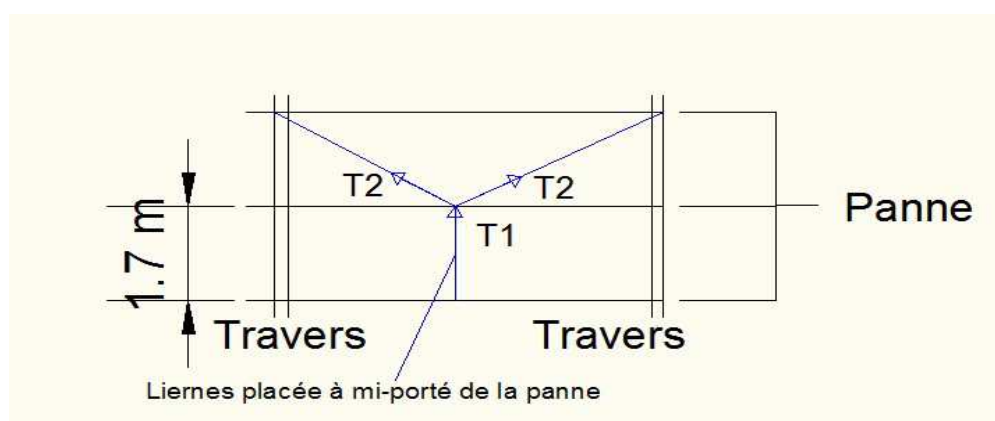


Figure 3. 10: Vue en plan de l'avancement de toiture

La réaction R au niveau du lierne :

$$q_y = [1.35(G_{IPE160} + G_C) + 1.5Q] \cos \alpha = 0.17 \text{ kN}$$

$$R = 1.25Q_y \times \frac{l}{2} = 1,25 \times 0,17 \times 3 = 0,637 \text{ kN}$$

Effort de traction dans le tronçon de lierne L1 provenant de la panne sablière :

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{0.637}{2} = 0.318 \text{ kN}$$

Effort dans les diagonales L₂: $2T_2 \cdot \sin \theta = T_1$

$$\theta = \arctg \frac{1.70}{3} = 29.5^\circ \Rightarrow T_2 = \frac{T_1}{2 \sin \theta} = \frac{0.318}{0.984} = 0.323 \text{ kN}$$

➤ Dimensionnement de la section :

Le tronçon le plus sollicité est : L₂

Condition de vérification à la résistance plastique de la section :

$$N_{tsd} \leq N_{plrd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A \geq \frac{\gamma_{m0} \cdot N_{tsd}}{f_y} = \frac{1 \times 0.323}{23.5} \Rightarrow A \geq 0.0137 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \geq 0.172 \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0.129}{3.14}} \Rightarrow \phi \geq 0.132 \text{ cm}$$

Soit une barre ronde de diamètre : $\phi = 5 \text{ m}$

Pour des raisons pratiques et pour plus de sécurité, on opte pour une barre ronde de diamètre $\phi = 12 \text{ mm}$

3.3.5 Dimensionnement de l'échantignolle

➤ **Calcul des charges revenant à l'échantignolle :**

- Effort de soulèvement

$$Q_{zsd} = G \cdot \cos \alpha + 1.5w = -2.66 \text{ kN/ml}$$

- Effort suivant rampant

$$Q_{ysd} = (1.35G + 1.5Q) \sin \alpha = 0.17 \text{ kN/ml}$$

L'excentrement (t) est limitée par la condition suivante:

$$2\left(\frac{b}{2}\right) \leq t \leq 3\left(\frac{b}{2}\right)$$

Pour IPE 160 $b = 8.2\text{cm}$ et $h = 16\text{cm}$

$$8.2 \leq t \leq 12.3\text{cm} ; \text{ soit } t = 10\text{cm}$$

- Pour l'échantignolle de rive

$$R_z = Q_{zsd} \times \frac{l}{2} = 2.66 \times \frac{6}{2} = 8.0\text{kN}$$

$$R_y = Q_{ysd} \times \frac{l}{2} = 0.17 \times \frac{6}{2} = 0.51\text{kN}$$

- Pour l'échantignolle intermédiaire

$$R_z = 2 \times 8 = 16\text{kN}$$

$$R_y = 2 \times 0.51 = 1.02\text{kN}$$

- **Calcul du moment de renversement :**

$$M_R = R_z \times t \times R_y \times \frac{h}{2} = 16 \times 10 + 1.02 \times 8 = 16800 \text{ daN.cm}$$

- **Dimensionnement de l'échantignolle : flexion simple**

$$M_{sd} \leq M_{el,Rd}$$

$$M_{el,Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \quad \text{Art 5.4.5.1 (2)CCM97}$$

$$M_{sd} = M_R \leq \frac{W_{el} \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

- **Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle**

$$W_{el} \geq \frac{M_R \cdot \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$W_{el} \geq \frac{16800 \times 1.1}{2350} = 7.86\text{cm}^3$$

Pour les sections rectangulaires

$$W_{el} = \frac{b \times e^2}{6}$$

$$e \geq \sqrt{\frac{6 \times w_{el}}{b}} = \sqrt{\frac{6 \times 7.86}{13,5}} = 1.77\text{cm} = 18 \text{ mm}$$

$b = 13,50 \text{ cm}$ est la largeur du IPE270

On prend un échantignole de 20 mm d'épaisseur

Remarque : Pour des raisons pratiques on prendra un échantignole d'épaisseur 6mm menée d'un raidie

3.4 Dimensionnement des lisses de bardage

Les lisses de bardages sont constituées de poutrelles (UPN, UAP, UPE) ou de profils minces pliés. Étant disposées horizontalement, elles sont portées soit par les poteaux de portiques, soit par les potelets intermédiaires. L'entre-axe des lisses est déterminé par la portée admissible des bacs de bardage, pour notre structure un UPN à été adopté.

3.4.1 Détermination du poids propre du bardage

D'après le tableau ci-dessous, on adopte un panneau de bardage 40 mm d'épaisseur ce qui donne un poids de 12,9 daN/m²

CARACTERISTIQUES DU PANNEAU		Epaisseurs nominales de l'âme (mm)						
		30	40	50	60	80	100	120
DIMENSIONNELLES	Epaisseur parement extérieur (mm)	0,50 - 0,63 - 0,75						
	Epaisseur parement intérieur (mm)	0,50 - 0,63						
	Largeur utile	1000 mm						
	Largeur hors tout	1080 mm						
	Longueur maximale hors tout	16000 mm						
	Débord en extrémité	50 - 100 - 150 - 200 - 300 mm						
PONDERALES (kg/m ²)	Ex. en épaisseurs 0,63 et 0,63 mm	12,5	12,9	13,3	13,7	14,5	15,3	16,1

Figure3. 11 : Poids propre correspondant à chaque épaisseur (Annexe 3)

3.4.2 Détermination de la portée maximale pour le bardage

Dans notre cas la charge maximale du vent sur les parois verticale $W = -1,25 \text{ kN/m}^2$

On suppose que le panneau de bardage soit reposé sur plusieurs appuis (lisses), à l'aide du tableau ci-dessous on détermine la portée maximale entre les lisses

2 APPUIS								PORTÉE (m)	3 APPUIS							
Epaisseurs nominales de l'âme									Epaisseurs nominales de l'âme							
	120	100	80	60	50	40	30		30	40	50	60	80	100	120	
PRESSION					141	119	101	3,00	149	132	148					PRESSION
DEPRESSION				156	142	128	96		109	132	148					
PRESSION				142	123	103	84	3,20	130	150	160					PRESSION
DEPRESSION			151	139	124	109	84		97	119	133	148				
PRESSION			145	127	109	90	71	3,40	115	132	153	160				PRESSION
DEPRESSION	158	158	133	124	109	94	74		86	107	120	132	127			
PRESSION	148	148	131	114	97	79	60	3,60	102	117	137	157	160			PRESSION
DEPRESSION	135	135	120	111	96	81	66		78	97	108	119	121	123	123	
PRESSION	134	134	119	103	87	70	52	3,80	91	104	123	142	160	160	160	PRESSION
DEPRESSION	131	131	109	99	85	71	59		72	88	98	108	115	122	122	

Tableau3. 5: Charges maximales admissibles en daN/m² en fonction des portées d'utilisation (Annexe 3)

$W = -125 \text{ daN/m}^2$, Cette valeur est vérifiée pour une charge utile de 132 daN/m^2 ce qui correspond à un entre-axe maximal de $3,00 \text{ m}$ avec une épaisseur de 40 mm (cas de panneau repose sur plusieurs appuis)

On prend un entre-axe entre lisse $e = 1.26 \text{ m}$

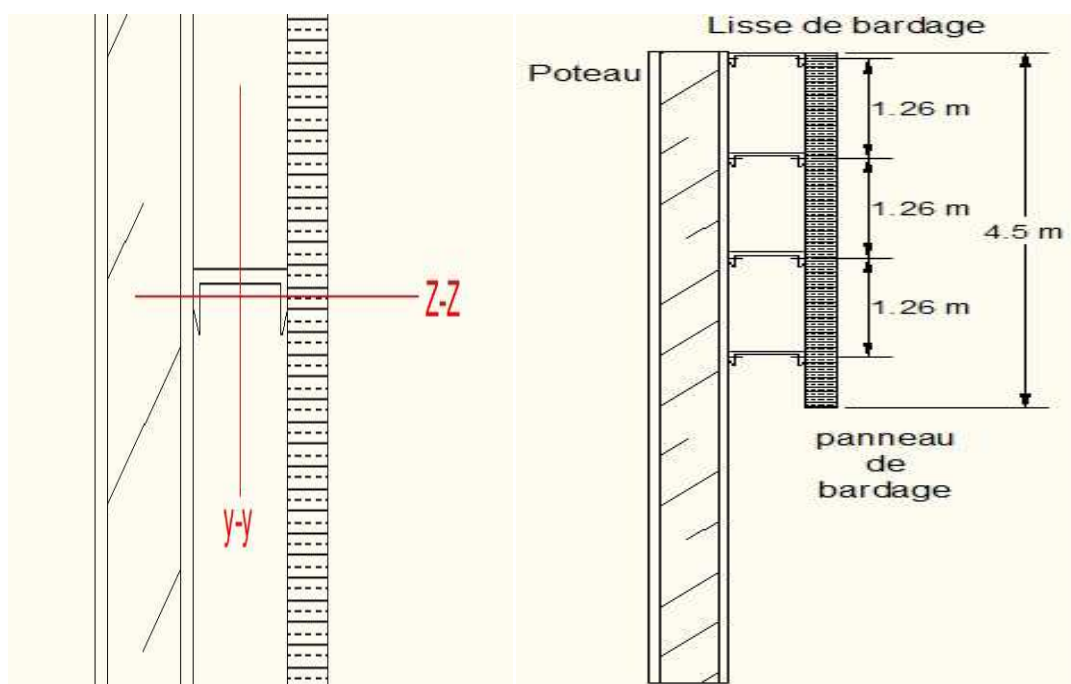


Figure 3. 12 : Disposition des lisses sur le poteau.

Données de calcul :

- Chaque lisse repose sur deux appuis
- La portée entre axe des lisses $e = 1.26 \text{ m}$
- On dispose 4 lignes de lisse sur chaque paroi.
- longueur des lisses : $6,00 \text{ m}$

3.4.3 Détermination des charges et surcharges

➤ **Les charges permanents:**

- Poids propre de bardage (panneau sandwich) : 13 daN/m²
- Poids propre des accessoires d'attache : 5 daN/m²
- Poids propre de la lisse UPN 140 est estimé : 16 daN/ml

$$G = (P_{bardage} + P_{accessoires}) \times e$$

$$G = (13 + 5) \times 1.26 + 16 = 38,68 \text{ daN/ml}$$

➤ **La surcharge climatique due au vent**

On calcul les lisses de bardage avec la valeur max sur long- pan

$$W = -1.25 \text{ kN/ml}$$

- Charges appliquées à L'ELU :

$$q_{z,sd} = 1.5W \times e = 1.5 \times 1.25 \times 1.26 = 2,36 \text{ kN}$$

- Charge appliquée à L'ELS :

$$q_{z,sd} = W \times e = 1.25 \times 1.26 = 1.57 \text{ kN}$$

➤ **Le dimensionnement se fait par la condition de limitation de la flèche**

$$f_z = \frac{5 \times q_{s,z} \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{300} = 3 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 1,57 \times 600^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 3} = 420,53 \text{ cm}^4$$

On opte pour un UPN 140 de caractéristique suivante :


profilé	 PARAMETRES DE LA SECTION								
	A Cm ²	h mm	b mm	t _f Mm	t _w mm	I _y Cm ⁴	I _z Cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³
UPN 140	20	140	60	10	7	605	62.7	103	28.3
MATERIAU ACIER S235									

Tableau 3. 6:Caractéristiques géométriques du profilé UPN 140

3.4.4 Vérification de la sécurité structurale dans le domaine élastique

➤ **Condition de résistance :**

$$\left[\frac{M_y}{M_{ely}} \right] + \left[\frac{M_z}{M_{elz}} \right] \leq 1 \dots \dots (A)$$

- En présence de l'action du vent dépression :

$$M_{y,sd} = \frac{1.5W \times l^2}{8} = \frac{2,36 \times 36}{8} = 10,62 \text{ kN}$$

- Sous l'effet des charges verticales permanentes :

$$M_z = \frac{1.35G \times l^2}{8} = \frac{0.51 \times 36}{8} = 2.3 \text{ kN}$$

➤ **Détermination de la Classe :**

- Classe de l'ame fléchie:

$$\frac{d}{tw} = \frac{98}{7} = 14 \leq 72\varepsilon = 72 \quad \text{ame de classe 01}$$

- Classe de la semelle (comprimée) :

$$\frac{c}{tf} = \frac{b}{tf} = \frac{60}{10} = 6 \leq 10\varepsilon = 10 \quad \text{semelle de classe 1}$$

Donc, la section est de classe 1

$$M_{ely,rd} = \frac{W_{ely} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{86.4 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 18.45 \text{ kN.m}$$

$$M_{elz,rd} = \frac{W_{elz} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{14.8 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 3.16 \text{ kN.m}$$

On remplace dans (A) :

$$\left(\frac{10,62}{18,458} \right) + \left(\frac{2,3}{3,16} \right) = 1.3 > 1 \quad \text{Condition non vérifiée}$$

Donc on adopte des liernes à mi- portée

$$M_{z,sd} = \frac{q_{uy} \cdot \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{51 \times 9}{8} = 57.37 \text{ daN.m}$$

$$\left(\frac{10.62}{18.458}\right) + \left(\frac{0.57}{3.16}\right) = 0.75 \leq 1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc la résistance est vérifiée.

➤ **Vérification de la flèche à ELS**

- suivant (z-z)

$$f_z = \frac{5 \times q_{sz} \times L_z^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$f_z = \frac{5 \times 1,57 \times 600^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 605} = 2.08 \text{ cm} < f_{adm} = 3 \text{ cm}$$

- suivant (y-y)

$$f_y = \frac{2.05 \times q_{sz} \times L_z^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$f_y = \frac{2.05 \times 0.38 \times 300^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 62.7} = 0.124 \text{ cm} < f_{adm} = 1.5 \text{ cm} \quad \text{vérifié}$$

➤ **Vérification au cisaillement**

$$V_{zsd} \leq V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

Avec : $A_{vz} = 10.41 \text{ cm}^2$

$$V_{z,sd} = \frac{1.5WL}{2} = \frac{1.5 \times 2.36 \times 6}{2} = 10,62 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{10.41 \times 2350}{\sqrt{3} \times 1.1} = 128.55 \text{ kN}$$

$$V_{sd} \leq V_{Pl,rd} \quad \text{Condition vérifiée}$$

3.4.5 Vérification au déversement

La semelle comprimée sous l'action du vent en dépression est susceptible de déverser du moment quelle est libre sur toute sa longueur.

- Le moment résistant de déversement est donné par la relation suivante :

$$M_{brd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}} \quad \text{Art 5.5.2 (5.48)CCM97}$$

Où $\beta_w = 1$ pour les sections de classe 1 ou 2

χ_{LT} : le facteur de réduction pour le déversement

$$\lambda_{lt} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} \quad \text{Où } \lambda_{lt} : \text{L'élançement réduit}$$

Moment critique élastique de déversement donne par la formule suivante :

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} \quad \text{ANNEXE B. (B.1.3) – CCM97}$$

$$M_{cr} = 3117137,62 \text{ N.cm}$$

$C_1 = 1.132$ **Annexe B. Tableau B.1.2 CCM97**

Où C_1 : Facteur dépend des conditions de charge et d'encastrement

$$G = 8,08 \cdot 10^6 \text{ N/cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} I_t = 5.68 \text{ cm}^4 & \text{(Moment d'inertie de torsion)} \\ I_w = 1,8 \cdot 10^3 \text{ cm}^6 & \text{(Moment d'inertie de gauchissement)} \\ I_z = 62.7 \text{ cm}^4 & \text{(Moment d'inertie de flexion)} \\ L = 300 \text{ cm} & \\ E = 21 \cdot 10^6 \text{ N/cm}^2 & \end{array} \right.$$

$$\lambda_{lt} = \sqrt{\frac{1 \times 235 \cdot 10^2 \times 103}{3117137.62}} = 0.881$$

On calcul :

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\left(\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2} \right)} \leq 1$$

Avec :
$$\phi_{lt} = 0.5 \left[1 + \alpha_{lt} \left(\bar{\lambda}_{LT}^2 - 0.2 \right) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$\alpha_{LT} = 0,21$ Pour les profilées laminés

$$\phi_{LT} = 0.5 [1 + 0.21(0.881 - 0.2) + 0.881^2] = 0.959$$

Donc:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0.959 + \sqrt{0.959^2 - 0.881^2}} = 0.751$$

$$M_{b,rd} = \frac{0,751 \times 1 \times 103 \times 23,5 \times 10^{-2}}{1,1} = 16.52 kN.m$$

$$M_{y,sd} = 10.62 \leq M_{b,rd} = 16.52 kN.m \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion : La section en UPN 140 assure une bonne résistance vis à vis des différents cas d'instabilité, donc il est convenable pour les pannes de notre structure.

3.4.6 Calcul des liernes de long-pan

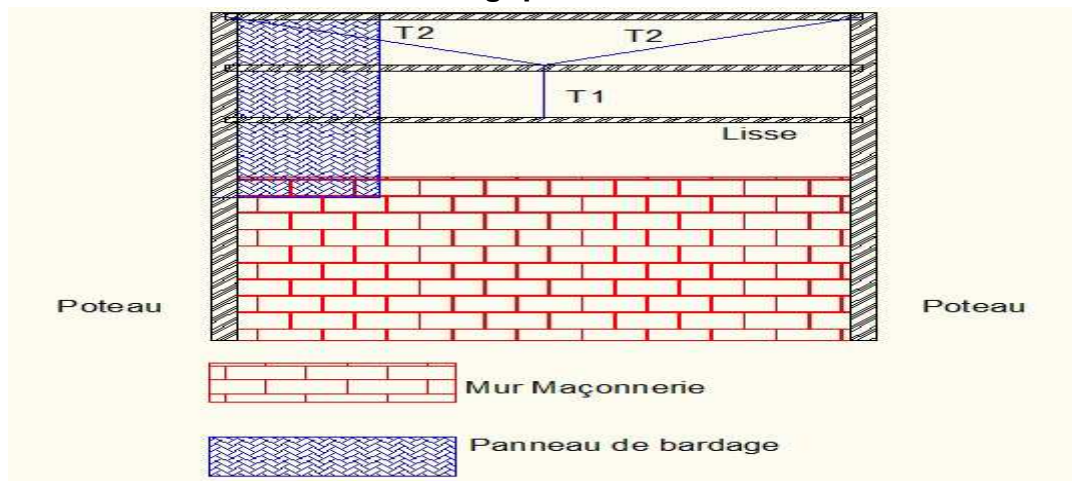


Figure3. 13: Disposition des liernes sur le bardage

- Calcul de l'effort de traction dans le lierne le plus sollicité ELU

La réaction R au niveau du lierne :

$$R = 1.25(1.35G) \times \frac{l}{2} = 1,25 \times 1.35 \times 0.457 \times 3 = 2.31 \text{ kN}$$

Effort de traction dans le tronçon de lierne L1 provenant de la lisse inférieure :

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{2.31}{2} = 1.15 \text{ kN}$$

$$\theta = \arctg \frac{1.65}{3} = 28.81^\circ \Rightarrow T_2 = \frac{T_1}{2 \sin \theta} = \frac{1.15}{0.963} = 1.2 \text{ kN}$$

- Calcul de la section des liernes

Le tronçon le plus sollicité est L2

$$N_{tsd} = T_2$$

- Condition de vérification à la résistance plastique de la section

$$N_{tsd} \leq N_{plrd}$$

$$\frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow A \geq \frac{\gamma_{m0} \cdot N_{tsd}}{f_y} = \frac{1.1 \times 1.2}{23.5} \Rightarrow A \geq 0.056 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \geq 0.172 \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0.056}{3.14}} \Rightarrow \phi \geq 0.267 \text{ cm}$$

Soit une barre ronde de diamètre : $\phi = 5 \text{ m}$

Pour des raisons pratiques et pour plus de sécurité, on opte pour une barre ronde de diamètre $\phi = 12 \text{ mm}$

3.5 Les potelets

Les potelets sont des éléments de profilé laminé, qui ont pour rôle de transmettre les différents efforts horizontaux à la poutre au vent et les efforts verticaux vers le sol.

Ce sont des profilés disposés verticalement sur le pignon, comme indiqué sur la figure ci-dessous, et sont soumis à la flexion composée dont des efforts sont :

- Effort normal produit par le poids propre du potelet et les lisses de bardage.
- Effort de flexion produit par l'action du vent sur le pignon.

Ils sont considérés comme articulés dans les deux extrémités.

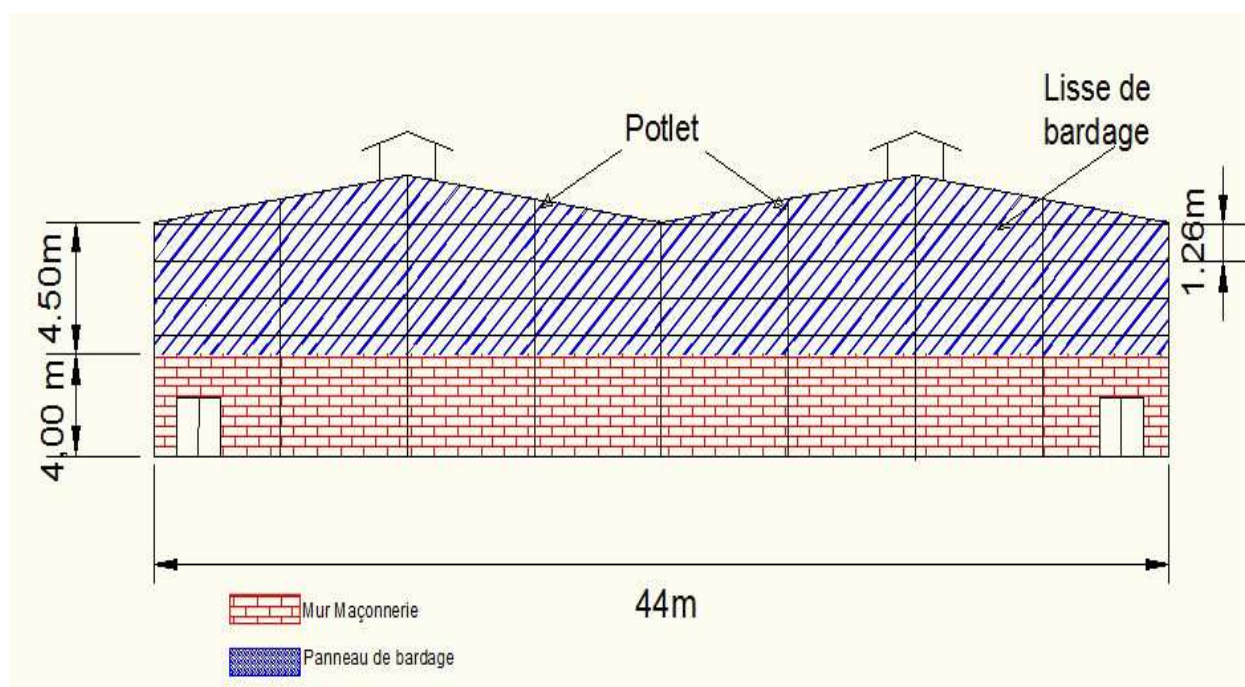


Figure 3. 14: Illustration de la disposition des potelets

3.5.1 Évaluations des charges et surcharges revenantes au potelet le plus Sollicité

- Charges permanentes G : (verticale concentrée)
- Poids propre de bardage (panneau sandwich) 13daN/m²
- Poids propre des accessoires d'attaches 5 daN/m²
- Poids propre de la lisse UPN140 16.0 daN/ml

Nous avons une longueur de la lisse de 5,5 m et un nombre de lisses supportées par le potelet de 4 lisses dont l'entraxe entre potelets est de 5,5m

$$G = (G_{UPN} \times e \times n) + (G_{bardage} + pp_a) \times S$$

$$G = (16 \times 5.5 \times 3) + (13 + 5) \times 5.5 \times 4.5 = 797,5daN$$

La charge du vent la plus défavorable appliquée sur le pignon est de 80 daN/m²

Soit l'action par mètre linéaire est de : $W = 0.8 \times 5.5 = 4.4 kN /ml$

3.5.2 Détermination de la section du potelet :

Sous la condition de limitation de la flèche (ELS) **tableau 4.1 CCM 97**

Les potelets étant articulés en tête et en pied, la flèche max est :

$$f_y = \frac{5 \cdot W \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_z} \leq f_{adm} = \frac{l}{200}$$

$$I_y \geq \frac{1000 \cdot W \cdot L^3}{384 \cdot E} = \frac{1000 \cdot 440 \cdot 10^{-2} \cdot 960^3}{384 \cdot 21 \cdot 10^5} = 4827.42 \text{ cm}^4$$

Ce qui correspond à un profilé : IPE 270 ($I_y = 5790 \text{ cm}^4$)

profilé	PARAMETRES DE LA SECTION								
	A Cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	I _y Cm ⁴	I _z Cm ⁴	w _{ply} cm ³	w _{plz} cm ³
IPE270									
MATERIAU ACIER S235	45.9	270	135	10.2	6.6	5790	419.9	484	96.95

Tableau 3. 7: Caractéristiques géométriques d'IPE 270

Le poids total :(G)

$$G_T = 797,5 + pp \text{ du potelet} = 709.5 + 36.1 \times 9.6 = 1144,06 \text{ daN}$$

3.5.3 Vérification de la section à la résistance

➤ Vérification de l'effort tranchant

Pour la vérification de l'effort tranchant, on doit appliquer la condition suivante :

$$\text{Si : } V_{sd} \leq 0.5V_{pl,Rd} \Rightarrow M_{sd} \leq M_{c,Rd} \quad \text{Art 5. 4. 7 CCM 97}$$

$M_{c,Rd}$: Moment résistant plastique

$$V_{max} = V_{Z,sd} = \frac{1.5W \times l}{2} = \frac{6.6 \times 9.6}{2} = 31.68 \text{ kN/ml}$$

$$V_{plz,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m0}} \quad \text{Art 5. 4. 6(2) CCM97}$$

$$V_{plz,Rd} = \frac{22.14(2350 / \sqrt{3})}{1.1} = 273.4 \text{ kN}$$

$$V_{sd} \leq 0.5V_{pl,Rd} \Rightarrow 31.68 \text{ kN} \leq 136.7 \text{ kN}$$

L'incidence de l'effort tranchant sur le moment résistant est négligée

➤ **Vérification de l'effort axial**

On utilise la condition suivante :

$$\text{Si : } N_{sd} \leq \text{Min} (0.25N_{pl,rd}; 0,5 A_w \cdot f_y / \gamma_{m0})$$

Pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort axial

$$N_{sd} = 1.35G = 1.35 \times 1144,06 = 15,44 \text{ kN}$$

$$N_{pl,rd} \leq \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{45.9 \times 2350}{1.1} = 980.59 \text{ kN}$$

$$0.25N_{plrd} = 245.14 \text{ kN}$$

$$A_w = A - 2b \cdot t_f = 45.9 - 27 = 18.9 \text{ cm}^2$$

$$\frac{0.5 \times A_w \times f_y}{\gamma_{m0}} = 201.88 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 15.44 \text{ kN} \leq 201.88 \text{ kN}$$

L'indice de l'effort axial sur le moment fléchissant est négligé

➤ **Classe de la section**

- Classe de la semelle :(semelle comprimée) :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = 6.6 \leq 10\varepsilon = 10 \quad \text{semelle de classe 1}$$

- Classe de lame :(âme comprimée) :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{219.6}{6.6} = 33.27 \leq 38\varepsilon = 38 \quad \text{semelle de classe 1}$$

Donc la section est de classe 01

3.5.4 Vérification d'élément aux instabilités

Éléments comprimés et fléchis :

- Flexion composées sans risque de déversement : **Art 5.5.4 (5.51) CCM97**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,rd}} + \frac{K_y \cdot M_{ysd}}{M_{ply,rd}} + \frac{K_z \cdot M_{zsd}}{M_{plz,rd}} \leq 1.0 \dots \dots (1)$$

- Flexion composées avec risque de déversement : **Art 5.5.4 (5.52) CCM97**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{ysd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply,rd}} + \frac{K_z \cdot M_{zsd}}{M_{plz,rd}} \leq 1.0 \dots \dots (2)$$

$$M_{zsd} = 0$$

$$M_{ysd} = \frac{Q_{zsd} \cdot l^2}{8} = \frac{6.6 \times 9.6^2}{8} = 76.03 \text{ kN.m}$$

$$M_{c,rd} = M_{ply,rd} = \frac{w_{ply} \cdot f_y}{8} = \frac{484 \times 23.5}{1.1} = 103.4 \text{ kN.m}$$

$$76.03 \text{ kN.m} \leq 103.4 \text{ kN.m}$$

- Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement :

$$\chi_{min} = \text{Min}(\chi_y, \chi_z)$$

Flambement par rapport à l'axe (y-y)

$$\chi_y = \frac{1}{\left(\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2} \right)}$$

$$\phi_y = 0.5[1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \quad \text{Où} \quad \beta_A = 1 \quad \text{classe 01}$$

$$\lambda_1 = 93.9 \varepsilon \quad \bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \sqrt{\beta_A} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{960}{11.23} = 85.48$$

$$\Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{85.48}{93.9} = 0.91$$

Courbe de flambement : **Figure 5.5.2 du CCM97**

$$\frac{h}{b} = 2 > 1.2 \rightarrow (y-y) \rightarrow a \rightarrow \alpha_y = 0,21$$

$$\phi_y = 0.5[1 + 0.21(0.91 - 0.2) + 0.91^2] = 0.99$$

$$\chi_y = \frac{1}{\left(0.99 + \sqrt{0.99^2 - 0.91^2} \right)} = 0.724$$

Flambement par rapport à l'axe (z-z)

$$\chi_z = \frac{1}{\left(\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2} \right)}$$

$$\phi_z = 0.5 [1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right) \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \quad \text{Où} \quad \beta_A = 1 \quad \text{classe 1}$$

$$\lambda_1 = 93.9$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{126}{3.02} = 41.72$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{41.72}{93.9} = 0.44$$

Courbe de flambement : **Figure 5.5.2 du CCM97**

$$\frac{h}{b} = 2 > 1.2 \rightarrow (z - z) \rightarrow b \rightarrow \alpha_z = 0.34$$

$$\phi_z = 0.5 [1 + 0.34(0.44 - 0.2) + 0.44^2] = 0.637$$

$$\chi_z = \frac{1}{\left(0.637 + \sqrt{0.637^2 - 0.58^2} \right)} = 0.9$$

$$\Rightarrow \chi_{min} = 0.724$$

- Calcul de l'élanement réduit vis-à-vis du déversement :

Les profilés laminés en I ou H :

$$\lambda_{lt} = \frac{L_z / i_z}{c_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L_z / i_z}{h / t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} \quad \text{Annexe B (B.26) CCM97}$$

$$c_1 = 1.132 \quad \text{Annexe B. Tableau B.1.2 CCM97}$$

Où c_1 : Facteur dépend des conditions de charge et d'encastrement

$L = 1.132 \text{ cm}$ avec L : Distance du lierne placée à mi - travée de la lisse

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon \quad \bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_w]^{0,5} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\lambda_{lt} = 37.25$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{37.25}{93,9} = 0.3 < 0.4 \quad \text{pas de risque de deversement}$$

Calcul de coefficient k :

$$\begin{aligned} \mu_y &= \lambda_y(2 \cdot \beta_{My} - 4) + \frac{w_{ply} - w_{ely}}{w_{ely}} \\ &= 0.91(2 \cdot 1,3 - 4) + \frac{484 - 428.9}{428.9} = -1.14 < 0.9 \\ k_y &= 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{-1.14 \times 1426}{0.724 \times 45,9 \times 2350} = 1.02 \leq 1.5 \end{aligned}$$

- Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie

$$\beta_{My} = 1.3$$

β_{My} : est un facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.

On remplace dans (1)

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,rd}} + \frac{K_y \cdot M_{ysd}}{M_{ply,rd}} = \frac{1544}{0.724 \times 98059} + \frac{1.02 \times 7630}{10340} = 0.77 \leq 1 \text{ vérifiée}$$

Conclusion : le profilé IPE270 convient comme potelet pour notre structure

3.6 Calcul des chéneaux

3.6.1 Introduction

Le chéneau a pour rôle de l'évacuation des eaux pluviales et d'éviter leur stagnation afin d'assurer une bonne étanchéité de la toiture et de la construction.

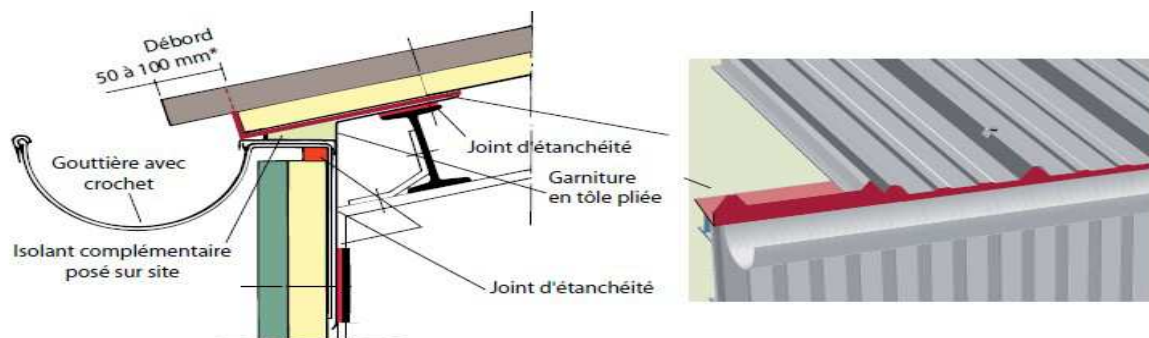


Figure 3. 15: Coupe vertical sur le chéneau

La section du chéneau sera déterminée comme suit :

$$\frac{s}{S} \geq \frac{63}{\sqrt{\frac{s}{d} p}}$$

Avec:

- s : Section transversale du chéneau en cm².
- S: Surface couverte du chéneau en m².
- d : Périmètre de la section mouillée du chéneau en cm.
- p : Pente du chéneau.

Remarque : Le chéneau est de type moignon cylindrique – sans trop plein, on prévoit 05 points de descente d'eau sur le long pan.

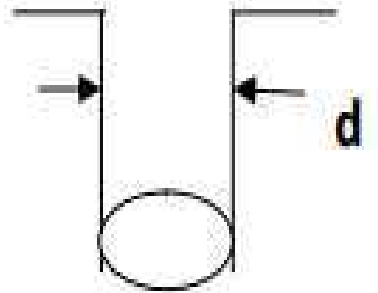


Figure 3. 16: Coupe transversale sur le chéneau

3.6.2 Dimensionnement de chéneau de rive

Surface en plan des combles desservis en m² :

$$S = 11.11 \times 48 = 533.28m^2 \quad \text{Avec: } p = 2 \text{ mm /m}$$

$$S' = \frac{S}{5} = 106.656m^2$$

Suivant l'abaque (**Annexe 4**) $\Rightarrow s = 180cm^2 \Rightarrow d = 14cm$

On prend un tuyau de PVC de diamètre 150mm.

3.6.3 Dimensionnement de chéneau intermédiaire

Surface en plan des combles desservis en m² :

$$S' = 106.656 \times 2 = 213.312m^2$$

Suivant l'abaque (**Annexe 4**) $\Rightarrow s = 280\text{cm}^2 \Rightarrow d = 19\text{cm}$

On prend un tuyau de PVC de diamètre 200mm.

Chapitre-4

Calcul et dimensionnement du chemin de roulement

4.1 Introduction

Pour notre halle industriel, il nécessite l'emploi d'engins de manutention. Ce chapitre représente le calcul du chemin de roulement étendu sur une longueur de 36 m abritant un pont roulant (bipoutre) de capacité de 5 tonnes.

- Le pont roulant

Est un engin de levage mobile circulant sur une voie de roulement. Il est constitué d'une ou plusieurs poutres sur lesquelles se déplace, transversalement à la voie principale, un palan (chariot) de transfert équipé d'un treuil pour le levage de la charge.

- La voie de roulement

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.

- La poutre de roulement

Est l'élément porteur longitudinal de la voie, les poutres de roulement sont des poutres simples ou continues. Leurs appuis sont constitués par corbeaux (consols) fixés sur les poteaux de la halle.

4.1.1 Caractéristiques des ponts roulants :



Figure 4. 1 : Schéma 3D du pont roulant

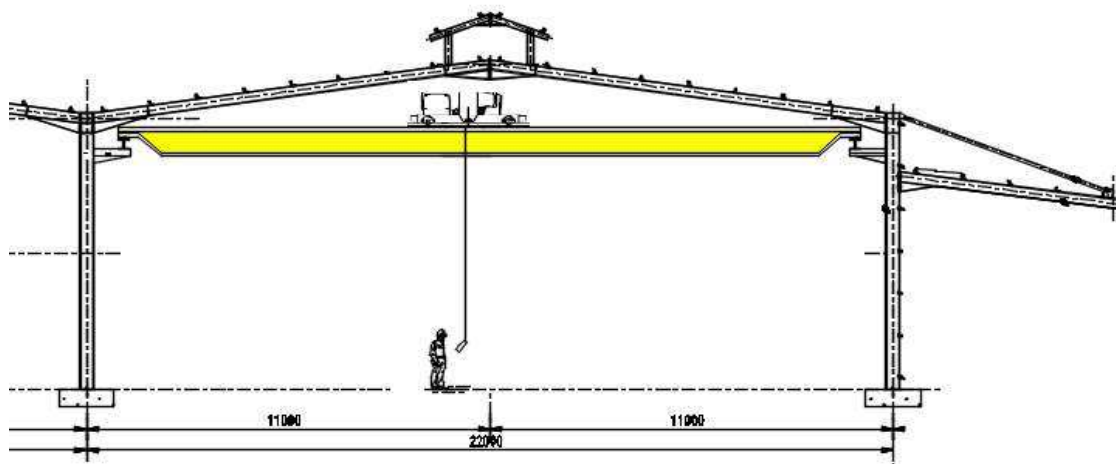


Figure 4. 2 : Schéma 2D du pont roulant

Soit le pont roulant avec la portée de 20 m :

Puissances N (t)	Portée L (m)	Vitesse (m/min)			Poids (t)			Réaction (t)	
		Levage	Direction	Translation	Pont B	Chariot K	Total	R max	R min
5	20	0.8/5	5/20	10/40	7.5	0.480	7.98	3.96	1.4

Tableau 4. 1 : Caractéristiques du pont roulant. (Annexe5)

Puissance N (t)	L(m)	a min (m)	b(m)	c(m)	d(m)	e(m)
5	20	0,8	0,15	0,50	0.77	2.9

Tableau 4. 2 : Caractéristiques géométriques du pont roulant

Groupe du po roulant	C	Chemin de roulement ψ_1	Support du chemin De roulement ψ_2	Classement			
				A-1	A-2	B-2	C-2
I	0.2	1.05	1	A-1	A-2	B-2	C-2
II		1.15	1.05	A-3	B-2		C-2
III		1.25	1.1		B-2		C-3

Tableau 4. 3 : Coefficient et classement des ponts roulants

I : les ponts utilisent très souvent avec leur charge nominale.

II : les ponts utilisés souvent avec leur charge nominale.

III : les ponts utilisés rarement leur charge nominale

4.2 Classification des ponts roulants

Les ponts roulant sont classes selon deux critères :

- Intensité de l'usage du pont.
- La variation de la charge soulevée.

4.2.1 Coefficient et Classements des ponts roulants selon le CTICM

- Les ponts roulant à usage intensif, (les poutres de roulement roulants doivent être conçues et calculées avec soin).
- les ponts roulants d'usage peu fréquent, (le calcul de poutre de roulement est Similaire à celui d'une poutre quelconque sous charge statique).
- Utilisation régulière en service intensif suivant l'état de charge.

C: Coefficient d'adhérence d'un galet sur son rail.

ψ : Coefficient de majoration dynamique des réactions verticales.

Dans ce projet le pont roulant utilisé est de Type A classe 2 groupes II.

Remarque : Les ponts roulant à crochet sont Classé dans le groupe II.

4.2.2 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 :

$$M_{max} = M_B = p \frac{\left(l - \frac{e}{2}\right)^2}{4l}$$

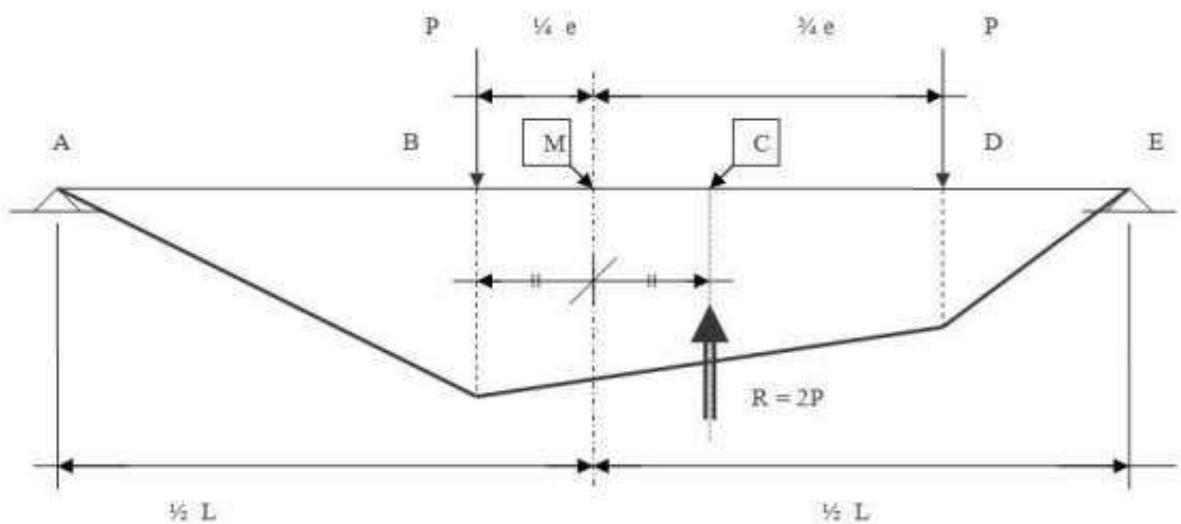


Figure 4. 3 : Moment max pour deux charges égales (Théorème de Barré).

4.2.3 Définition des charges

Charges verticales (R_{Vmax})

- Le poids des poutres de roulement.
- Le poids du pont, du chariot et de la charge soulevée.
- Les surcharges sur passerelles si elles existent.

Charges horizontales transversales (R_{Hmax})

- 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.

Charges horizontales longitudinales (R_{Lmax})

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

4.2.4 Calcul des réactions des galets de pont roulant

Charges statiques (réaction par galet):

$$R_{max} = 39.6 \text{ kN} \quad R_{min} = 14 \text{ kN}$$

Charges verticales (R_{Vmax}):

$$R_{vmax} = \psi_1 \cdot R_{max} = 45.54 \text{ kN} \quad R_{vmin} = \psi_1 \cdot R_{min} = 16.1 \text{ kN}$$

Charges horizontale longitudinale (R_{Lmax})

$$R_{lmax} = C \cdot R_{max} = 7.92 \text{ kN} \quad R_{lmin} = C \cdot R_{min} = 2.8 \text{ kN}$$

Charges horizontales transversales (R_{Hmax})

Palan au milieu de la portée du pont :

$$R_{H1max} = \pm \left[0.024(K + N + B) \frac{L}{e} + 0.021(N + K) \right] = 22.63 \text{ kN}$$

$$R_{H1min} = \pm \left[0.024(K + N + B) \frac{L}{e} - 0.021(N + K) \right] = 20.33 \text{ kN}$$

Palan à distance minimale du chemin de roulement (**Annexe 6**)

$$R_{H2max} = \pm \left[0.0052(K + N + 5B) \frac{L}{e} + 0.021(N + K) \right] = 16.56 \text{ kN}$$

$$R_{H2min} = \pm \left[0.0052(K + N + 5B) \frac{L}{e} - 0.021(N + K) \right] = 14.26 \text{ kN}$$

Les premiers membres de ces formules correspondent aux efforts induits par la marche appelée marche en crabe du pont roulant, les deuxièmes membres de ces formules correspondent aux efforts dus au freinage du palan charge.

4.2.5 Le choix du rail de roulement

Pour notre cas, on a un pont roulant de 5T, on va utiliser des rails A55, maintenues avec des crapauds.

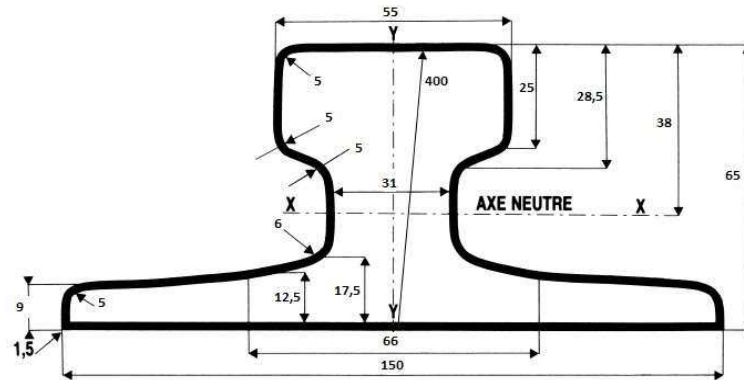


Figure4. 4 : Coupe transversale du rail

Rail	Poids (Kg/m)	B (mm)	H (mm)	P (mm)	Section A (cm ²)	I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)
A55	31,8	55	65	150	40,7	178	337

Tableau4. 4: Caractéristiques géométriques du rail.

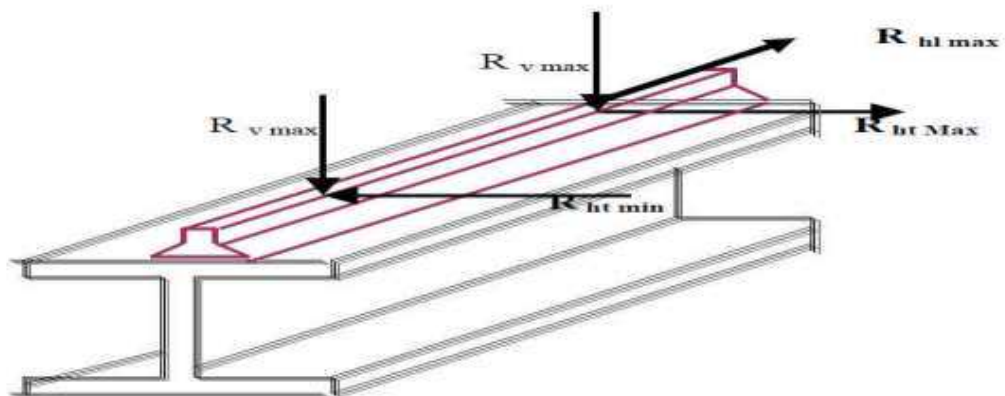


Figure 4. 5 : Schéma de la poutre de roulement avec le rail.

4.3 Pré dimensionnement de la poutre de roulement

Le dimensionnement de la poutre du chemin de roulement se fait selon le règlement « CCM97 », et le calcul se fait avec les charges les plus défavorables.

4.3.1 Condition de la flèche

D'après le CTICM 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 vérifier donc que :

$$f_z \leq f_{adm} = \frac{l}{750} = 0.8 \text{ cm}$$

La longueur de travée est de 6.00 m (sur deux appuis simple).comme indique sur le chemin :

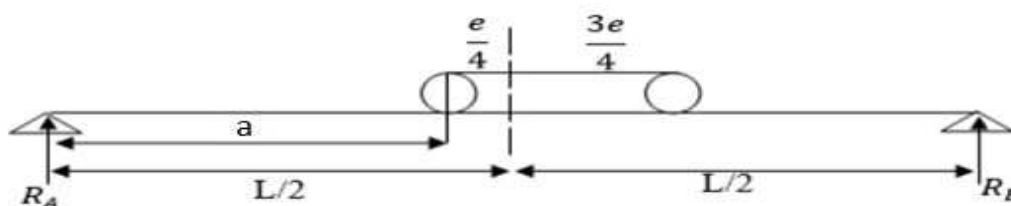


Figure 4. 6 : Schéma statique de la poutre de roulement

$$a = \left(\frac{l}{2} - \frac{e}{4} \right) = 2.3 \text{ m}$$

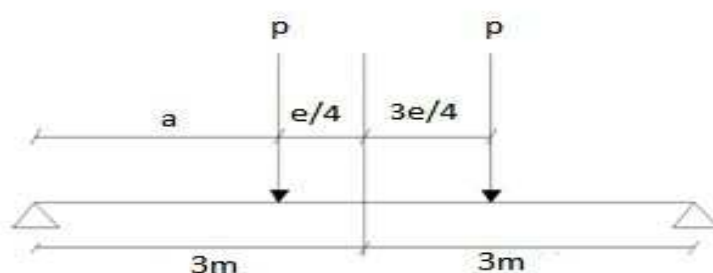


Figure 4. 7: illustrations des efforts appliqués sur la poutre de roulement par le galet
Avec est P la réaction verticale max.

$$f_z = \frac{p \cdot a \cdot l^2}{24EI} \left(3 - \frac{4 \cdot a^2}{l^2} \right)$$

$$I_y \geq \frac{p \cdot a \cdot l^2 (3l^2 - 4a^2)}{f_z \cdot 24EI^2} = \frac{45,45 \cdot 10^2 \cdot 230 \cdot 600^2 (3 \cdot 600^2 - 4 \cdot 230^2)}{0,8 \cdot 24 \cdot 21 \cdot 10^5 \cdot 600^2}$$

$$I_y \geq 22559,01 \text{ cm}^4$$

Donc, on adopte un HEB de caractéristiques suivantes :


profilé	 PARAMETRES DE LA SECTION								
	A Cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	I _y Cm ⁴	I _z Cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³
HEB300									
MATERIAU ACIER S235	149.1	300	300	19	11	25170	8563	1869	870.1

Tableau4. 5 : Caractéristiques du profilé HEB300

4.1.1. Vérification de la flèche :

Poids propre incluse (rail+poutre)

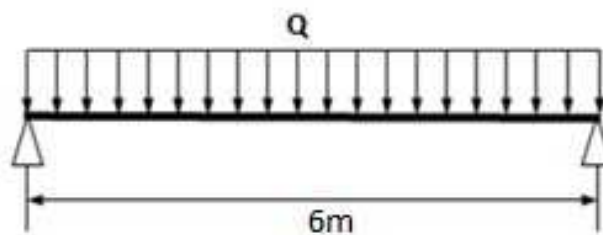


Figure 4.8 : schéma statique de la poutre de roulement sur deux appuis

Avec :

$$q = G_{poutre} + G_{rail} = 1,17 + 0,31 = 1,48 \text{ kn/ml}$$

$$f_z = \frac{p \cdot a \cdot l^2}{24EI} \left(3 - \frac{4 \cdot a^2}{l^2} \right) + \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384EI}$$

$$f_z = \frac{45,54 \cdot 10^2 \cdot 230 \cdot 600^2}{24 \cdot 21 \cdot 10^5 \cdot 25170} \left(3 - \frac{4 \cdot 230^2}{600^2} \right) + \frac{5,148 \cdot 600^4}{384 \cdot 21 \cdot 10^5 \cdot 25170}$$

$$f_z = 0,75 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0,8 \text{ cm}$$

La condition est vérifiée

4.3.2 Classe du profilé HEB 300

Tableau 53.1 CCM97

- Classe de l'âme fléchie

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

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

$$\frac{208}{11} \leq 72 \sqrt{\frac{235}{235}} \Rightarrow 18,9 \leq 72$$

L'âme est de classe 1

- Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \frac{150}{19} = 7,9 \leq 10$$

La semelle est de classe 1

Donc, la section du profilé global est de classe 1

➤ Vérification au cisaillement (ELU)

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{ysd} \leq V_{PL,rd} \quad \text{Art 5.4.6 (5.20) CCM97}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} = 587,71 \text{ kN}$$

$$A_{vz} = 47,43 \text{ cm}^2$$

- Effort tranchant due à la réaction (R_{Vmax})

$$V_v = R_{vmax} \frac{4a}{l} = \frac{45,54 \times 4 \times 2,3}{6} = 69,82 \text{ kN}$$

- Effort tranchant due au pp (Rail + HEB300)

$$V_{PP} = \frac{G \cdot l}{2} = 4.44 \text{ kN}$$

D'où

$$V_{ysd} = 1.35V_{pp} + 1.5V_v = 74.26 \text{ kN}$$

$$V_{ysd} \leq V_{PL,rd}$$

Condition vérifiée

➤ **Moment sollicitant sous charges verticales**

Suivant (z-z)

- Moment due à la réaction (R_{Vmax})

$$M_v = R_{vmax} \frac{\left(6 - \frac{e}{2}\right)}{4l} = 39.28 \text{ kN.m}$$

- Moment due au poids propre (rail+HEB300)

$$M_{PP} = \frac{G \cdot l^2}{8} = 6.66 \text{ kN.m}$$

Avec : $G = (\text{rail} + \text{HEB300}) = 1.48 \text{ kN/ml}$

D'où

$$M_{y,sd} = 1.35M_{pp} + 1.5M_v = 67.91 \text{ kN.m}$$

➤ **Moment sollicitant sous charges horizontales**

Suivant (y-y)

- Moment due à la réaction (R_{H1})

$$M_{z,sd} = M_H = \frac{2R_{H1}}{L} \left(\frac{L}{2} - \frac{e}{4}\right)^2 = 27.91 \text{ kN.m}$$

4.3.3 Vérification de la résistance de la poutre de roulement

Par raison de la forte sensibilité des poutres de roulement à l'instabilité élastique, leurs dimensionnement par le calcul en plasticité n'est pas admis.

$$\frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,sd}}{M_{el,y}} + \frac{M_{z,sd}}{M_{el,z}} \leq 1 \quad \mathbf{5.38 - CCM97}$$

$$N_{sd} = 1.5R_{lmax} = 1.5 \times 7.92 = 11.9 \text{ kN}$$

$$M_{el,y} = \frac{w_{el,y} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \quad ; \quad M_{el,z} = \frac{w_{el,z} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \quad ; \quad N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$\frac{11.9}{3185.31} + \frac{67.91}{358.5} + \frac{27.91}{121.96} = 0.41 \leq 1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

On voit bien que la condition de résistance est vérifiée pour la poutre de roulement.

➤ **Résistance de l'âme au voilement par cisaillement** **CCM97 art 5.6.1(1)**

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

Avec :

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

$$d/t_w = \frac{208}{11} = 18.9 < 69$$

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

➤ **Résistance au déversement**

Le moment résistant de déversement donne par la relation suivante :

$$M_{brd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec : $\beta_w = 1$ (section de classe 1)

χ_{LT} : le facteur de réduction pour le déversement

Pour les poutres à section constante et doublement symétriques (profilés lamines I et H), l'élançement λ_{lt} vaut :

$$\lambda_{lt} = \frac{L/i_z}{C_1^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}} = 77.44 \quad \text{ANNEXE.B.CCM97}$$

Avec : $L = 600 \text{ cm}$

$C_1 = 1.046$ **Annexe B tableau B.1.2 CCM97**

$$\lambda_{lt} = 77.44 \quad ; \quad \lambda_1 = 93,9 \varepsilon$$

$$\lambda_{LT} = \left[\frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_w]^{0,5} \quad \text{Avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1,0$$

$$\lambda_{LT} = \frac{77.44}{93,9} = 0,824$$

On calcule :

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\left(\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \lambda_{lt}^2} \right)} \leq 1$$

$$\text{Avec :} \quad \phi_{lt} = 0,5 \times [1 + \alpha_{lt}(\lambda - 0,2) + \lambda^2]$$

$\alpha_{LT} = 0,21$ Pour les profilés laminés

$$\phi_{LT} = 0,5 \times [1 + 0,21(0,824 - 0,2) + 0,824^2] = 0,9$$

Donc :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,9 + \sqrt{0,9^2 - 0,824^2}} = 0,787$$

$$M_{b,rd} = \frac{0,787 \times 1 \times 88,34 \times 23,5}{1,1} = 314,23 \text{ kN.m}$$

$$M_{y,sd} = 67.91 \text{ kN.m}$$

$$M_{y,sd} \leq M_{b,rd} \quad \text{Condition vérifiée}$$

4.3.4 Résistance de l'âme à la charge transversale

➤ Résistance à l'écrasement

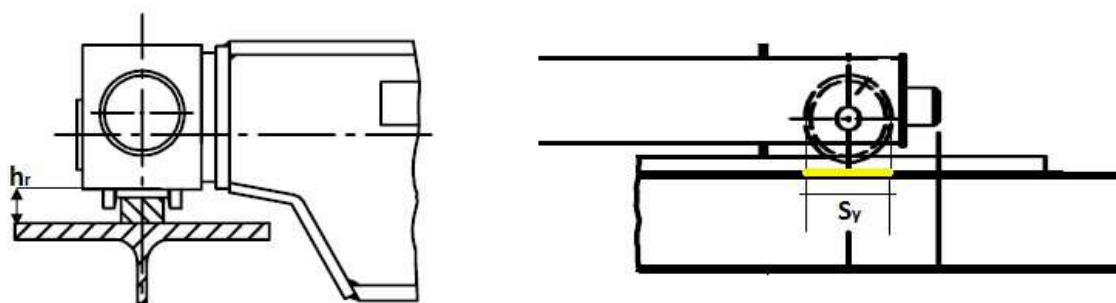


Figure 4. 8 : Illustration des galets sur la poutre de roulement

L'effort résistant a l'écrasement : **ART 5.73-CCM97**

$$f_{sd} \leq R_{yRd}$$

Avec :

- S_y : Longueur d'appui rigide
- $h_R = 65 \text{ mm}$: La hauteur du rail
- $\sigma_{fEd} = 4.04 \text{ kN/cm}^2$: La contrainte longitudinale dans la semelle

$$\sigma_{fEd} = \frac{M_{ySd}}{W_{ely}} = 4.04 \text{ kN/cm}^2$$

$$S_y = 2(h_R + t_f) \sqrt{[1 - (\gamma_{m0} \cdot \sigma_{fEd} / f_{yf})^2]} = 16.46 \text{ cm}$$

$$R_{y,Rd} = \frac{S_y \cdot t_w \cdot f_{yw}}{\gamma_{m0}} = 386.851 \text{ kN} > f_{sd} = R_{vmax} = 45.54 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

➤ **Vérification à enfoncement local**

Selon le CCM97, il faut satisfaire les conditions suivantes :

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

$$\frac{f_{sd}}{R_{a,Rd}} + \frac{M_{Sd}}{M_{c,Rd}} \leq 1 \quad \text{ART 5.78 - CCM97}$$

Avec :

$$R_{a,Rd} = \frac{0.5t_w^2 \left[(E \cdot f_{yw})^{0.5} + \left(\frac{t_w}{t_f} \right) \left(\frac{S_s}{d} \right) \right]}{\gamma_{m0}} \quad \text{ART 5.77 – CCM97}$$

$$R_{a,Rd} = 7679.28 \text{ kN}$$

$$f_{sd} = 1.5R_{lmax} = 11.9 \text{ kN}$$

$$\frac{f_{sd}}{R_{a,Rd}} + \frac{M_{sd}}{M_{c,Rd}} = \frac{11.9}{7679.89} + \frac{67.91}{399.28} = 0.17 \leq 1.5$$

Condition vérifiée

➤ **Résistance au voilement de l'âme**

Selon le règlement CCM97 :

$$b_{eff} \leq b \quad \text{ART 5.79 – CCM97}$$

$$b_{eff} = \sqrt{h^2 + S_s^2} = 310 \text{ mm} > b = 300 \text{ mm}$$

Condition non vérifiée

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

4.3.5 Calcul du support du chemin de roulement

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

- 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.

➤ **Charge verticale**

Charge verticale non pondérée :

$$p' = Q \cdot L + R_{max} \left(2 - \frac{e}{l} \right) \psi_2 = 76.101 \text{ kN}$$

Avec : $Q = G_{POUTR} + G_{RAIL} = 1.48 \text{ kN}$

Charge verticale pondérée :

$$p = 1.35Q \cdot L + 1.5R_{max} \left(2 - \frac{e}{l} \right) \psi_2 = 112.81 \text{ kN}$$

➤ **Charge horizontale**

$$H = 1.5R_{Hmax} \left(1 - \frac{e}{l}\right) \psi_2 = 13.081 \text{ kN}$$

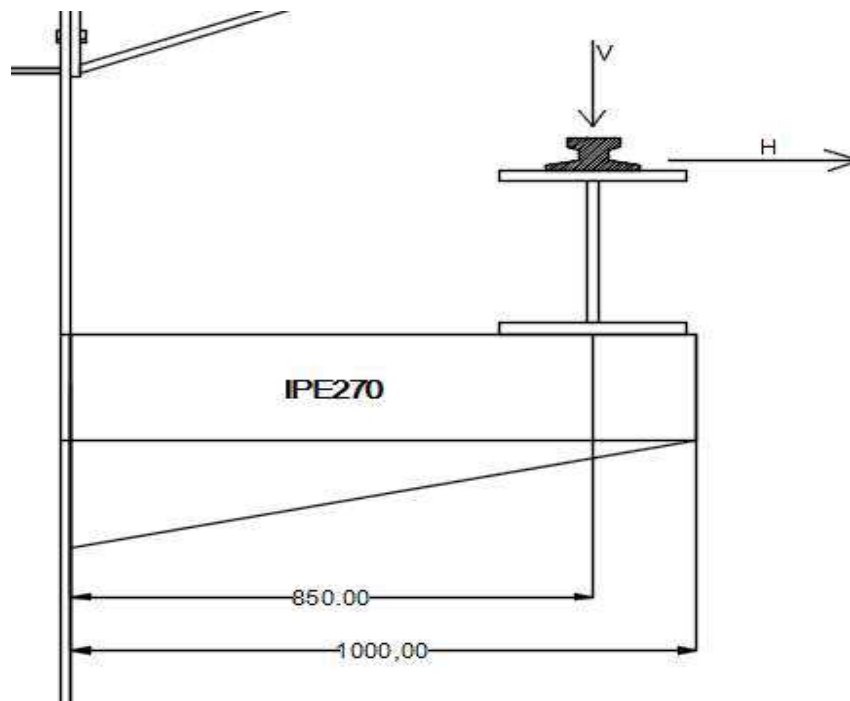


Figure 4. 9 : Coupe verticale sur le support du chemin de roulement

➤ **Dimensionnement du support de chemin de roulement**

La flèche du support de roulement est limitée

$$f_z \leq f_{adm} = l/500$$

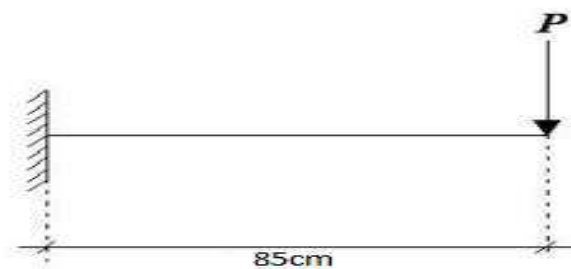


Figure 4. 10: schéma statique du support de chemin de roulement

$$f_z = \frac{p \cdot d^3}{3EI} \leq f_{adm}$$

$$I_y = \frac{500 \cdot p \cdot d^2}{3E} \geq 4363.67 \text{ cm}^4$$

Selon le moment d'inertie obtenu, on choisira un IPE270


profilé	 PARAMETRES DE LA SECTION								
IPE 270	A Cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	I _y Cm ⁴	I _z Cm ⁴	w _{ply} cm ³	w _{plz} cm ³
MATERIAU ACIER S235	45.9	270	135	10.2	6.6	5790	419.9	484	96.95

Tableau4. 6: Caractéristiques du profilé IPE 270

➤ **Classe de la section**

- Classe de l'âme fléchie

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

$$\frac{219.6}{6.6} \leq 72 \sqrt{\frac{235}{235}} \Rightarrow 33.27 \leq 72$$

L'âme est de classe 1

- Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{67.5}{10.2} = 6.6 \leq 10\varepsilon$$

La semelle est de classe 1

Donc, la section du profilé global est de classe 1

➤ **Vérification au cisaillement (ELU)**

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes

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

Avec : $A_{vz} = 22.14 \text{ cm}^2$

$$V_{sd} = p = 112.81 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{m0}} = \frac{22.14 \cdot \left(\frac{2350}{\sqrt{3}} \right)}{1.1} = 273.08 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = p = 112.81 < 0.5 V_{pl,Rd} \text{ Condition vérifiée}$$

➤ **Résistance à la flexion (ELU)**

$$M_{c,rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{23.5 \times 484}{1.1} = 103,4 \text{ kN.m}$$

$$M_{ysd} = p \cdot d = 112.81 \times 0.85 = 95.9 \text{ kN.m}$$

$$M_{ysd} < M_{c,rd}$$

Condition vérifiée



Figure 4. 11 : Digramme du moment fléchissant du support de chemin de roulement

➤ **Vérification de la flèche**

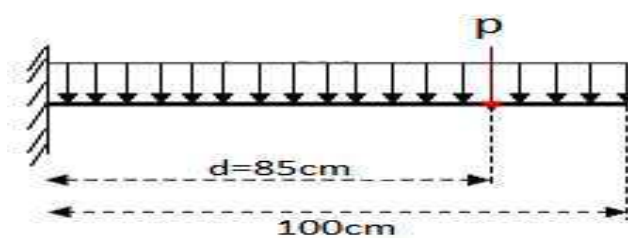


Figure 4. 12: Coupe verticale sur la répartition des charges sur le support du chemin de roulement

$$f_z \leq f_{adm} = l/500 = 0.2 \text{ cm}$$

$$q = q_{IPE270} = 36.1 \text{ daN/ml}$$

$$f_z = \frac{p \cdot d^3}{3EI} + \frac{q \cdot l^4}{8EI} = 0.137 + 0,37 \cdot 10^{-5} = 0.14 \text{ cm} < 0.2 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

Conclusion : Donc, on adopte un profilé IPE 270 comme un support de chemin de roulement.

Chapitre-5

Etude du Plancher mixte et des Escaliers

5.1 Etude de la dalle mixte

5.1.1 Introduction

Les constructions mixtes permettant une construction à la fois légère, flexible et robuste, et présente une résistance au feu élevée sans isolation additionnelle. Un plancher collaborant est un élément de construction constitué d'une Tôle d'acier profilée laminé à froid un recouvrement de béton comportant un treillis d'armature, qui repose sur la structure porteuse du bâtiment composé de poutrelle métalliques. En d'autre part la tôle, représente plusieurs fonctionnements:

- Une plate-forme de travail
- De coffrage lors du bétonnage de la dalle
- D'armatures inférieures de la dalle mixte

Pour notre hall industriel le plancher collaborant à usage de bureau administrative il s'étale sur une surface de 294 m², les dimensions du plancher sont représentée sur la figure suivant :

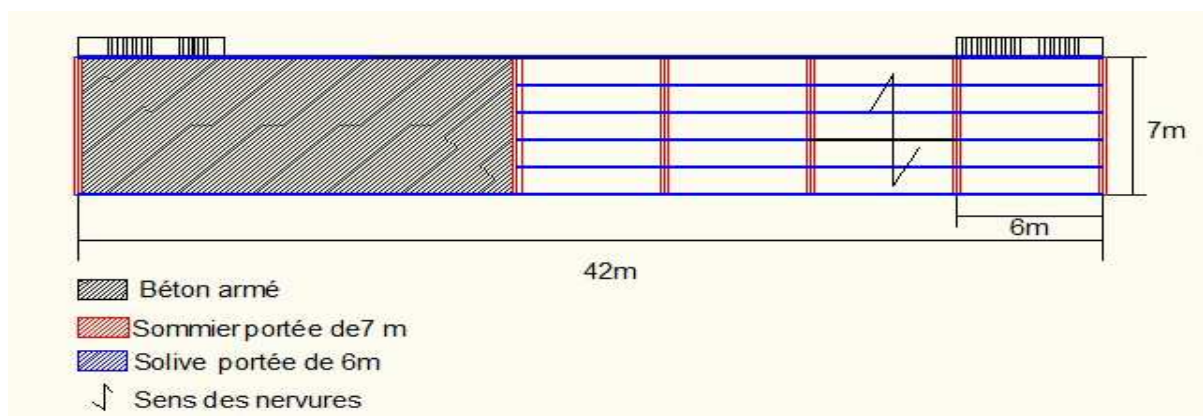


Figure 5. 1: Vue en plan sur le plancher mixte

5.1.2 Les caractéristiques des matériaux utilisés

- Béton

type C25/30 d'épaisseur de 10cm de caractéristique suivant :

- La résistance à la compression : $f_{ck} \left(\frac{N}{mm^2} \right) = 25MPa$
- La résistance moyenne à la traction : $f_{ctm} \left(\frac{N}{mm^2} \right) = 2.9MPa$
- Le module sécant d'élasticité à prendre en compte pour les actions ayant des effets à court terme : $E_{cm} \left(\frac{N}{mm^2} \right) = 31000 MPa$
- La masse volumique $\rho = 25000 kg/m^3$
- Le Coefficient de retrait du béton $\xi = 2.10^{-4}$
- Coefficient d'équivalence Aciers/béton : $n = \frac{E_a}{E_{cm}} = 6.77$

- Acier de construction laminée à chaud

- Module de Young : 210 000 MPA
- Nuance d'acier S235

- Aciers de Tôle profilées

Pour notre plancher collaborant le choix était d'adopter un système qui satisfera les critères de conception des planchers mixtes, il est essentiel de déterminer si les matériaux et le système sont adaptés pour une conception durable, à la situation du bâtiment et au climat environnant. Pour ce la il s'est avéré qu'une Tôle de type HI Bond 55-800 d'épaisseur de 1mm remplier ces fonctions et qui se présente sous les caractéristiques suivantes :

HI-BOND 55.800

Epaisseur nominale de la tôle		Section (cm ²)	Poids* (daN/m ²)	Position fibre neutre (cm)		Moment d'inertie i (cm ⁴)	Modules de résistance (cm ³)	
galvanisée	nue			v _i	v _s		I/v _i	i/v _s
0,75	0,71	10,487	8,72	3,32	2,58	57,928	17,448	22,453
0,88	0,84	12,407	10,23	3,32	2,58	68,535	20,643	26,564
1,00	0,96	14,179	11,63	3,32	2,58	78,325	23,592	30,359
1,20	1,16	17,133	13,95	3,32	2,58	94,643	28,506	36,684

* Les poids correspondent aux tôles galvanisées et tiennent compte des recouvrements.

Tableau 5. 1:Caractéristique de la tôle Hi-bond 55-800 (Annexe7)

Profil HI BOND 55-800

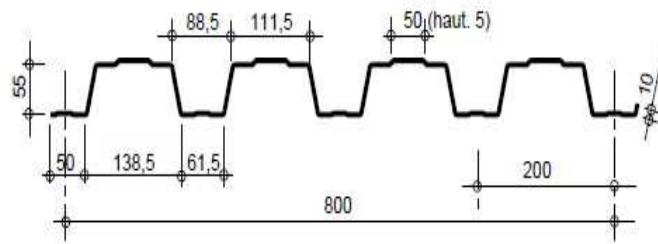


Figure5. 2: Caractéristiques géométriques de la tôle

- **Aciers d'armatures**

- Limite d'élasticité $f_{yk}=500$ MPa (S500)
- Module de Young : 210 000 Mpa

5.1.3 Procédure de calcul

Le calcul se fait en deux phases, phase de construction et la phase finale

- **phase de construction :**

L'acier et le béton travaille indépendamment, en doit prendre en compte les charges suivant :

- Poids propre du profilé
- Poids propre de la tôle
- Poids du béton frais
- Surcharge de construction « personnel d'exécution, personnel d'encadrement, équipement de chantier léger »

- **phase définitive :**

Marquer par le durcissement du béton dans ce cas la, le béton et l'acier travaille ensemble les charges à prendre en considération sont les suivant

- Poids du revêtement sol
- Poids du revêtement mortier
- Poids du béton durci
- Charge d'exploitation « bureaux »

5.1.4 Dimensionnement de la dalle mixte du plancher :

Dans cette partie, nous allons concevoir et calculer la dalle mixte de plancher pour qu'elle résiste aussi bien en phase de chantier qu'après le développement de l'action mixte en phase final

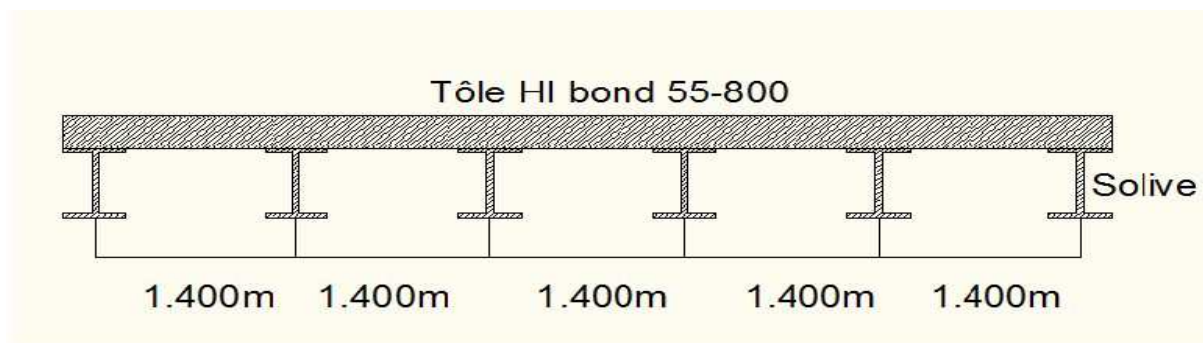


Figure 5. 3: Disposition des solives au niveau de la dalle mixte

Données relatives de la Tôle :

- Limite d'élasticité $f_{yp,k}=320 \text{ N/mm}^2$
- Epaisseur $t_s=1 \text{ mm}$
- moment d'inertie $I=78.32.5 \text{ cm}^4/\text{m}$
- Aire d'acier $A= 14.18 \text{ cm}^2/\text{m}$

Données relatives de la dalle :

- Epaisseur de la dalle $h_t = 100 \text{ mm}$
- Epaisseur de la dalle au dessus de la nervure de la tôle $h_c= 45 \text{ mm}$
- Epaisseur de la dalle au dessous des nervure de la tôle $h_p= 55 \text{ mm}$
- Epaisseur de la dalle $h_t = 100 \text{ m}$

Définition des charges :

Phase de construction		
Charge permanente	pooids propre de la tôle	$G_1=0.1163 \text{ kN/m}^2$
	pooids propre du béton frai	$G_2=2.6 \text{ kN/m}^2$
Charge de construction	Sur une surface de 3x3m	$q_1=1.5 \text{ kN/m}^2$
	En dehors de cette surface	$q_2=0.75 \text{ kN/m}^2$

Tableau 5. 2: Charge à considérer au stade construction

La charge de construction est décrit à la partie «7.3.2.1(2) l'EC4 partie1-1 »

Les charges par 1mL :

$$G_1=0.1163\text{KN/m}^2 \times 1.40\text{m}=0.162\text{kN/ml}$$

$$G_2=2.6\text{KN/m}^2 \times 1.40\text{m}=3.64 \text{ kN/ml}$$

$$q_1=1.50\text{KN/m}^2 \times 1.40\text{m}=2.1 \text{ kN/ml}$$

$$q_2=0.75\text{KN/m}^2 \times 1.40\text{m}=1.05 \text{ kN/ml}$$

phase final		
Charge permanganate « DTR BC2.2 C, 4 »	pois du revêtement sol mince type parquet	$g_1=0.08 \text{ kN/m}^2$
	pois de la chape de mortier	$G_2=0.20 \text{ kN/m}^2$
	pois du béton durci	$g_3=2.50 \text{ KN/m}^2$
Charge d'exploitation (bureau) « DTR BC2.2 »	Pois de la tôle	$G_4=0.1163 \text{ kN/m}^2$
		$Q=2.5 \text{ kN/m}^2$

Tableau 5. 3: Charge à considérer au stade final

La charge par 1 ml :

$$g_1=0.08 \text{ kN/m}^2 \times 1.40 \text{ m}=0.112 \text{ kN/ml}$$

$$g_2=0.20 \text{ kN/m}^2 \times 1.40 \text{ m}=0.28 \text{ kN/ml}$$

$$g_3=2.5 \text{ kN/m}^2 \times 1.40 \text{ m}=3.50 \text{ kN/ml}$$

$$g_4=0.1163 \text{ kN/m}^2 \times 1.40=0.1620 \text{ kN/ml}$$

$$G=2.89 \text{ kN/m}^2 \times 1.40 \text{ m}=4.05 \text{ kN/ml}$$

$$Q=2.5 \text{ kN/m}^2 \times 1.40 \text{ m}=3.50 \text{ kN/ml}$$

5.1.5 Vérification de la tôle en tant que coffrage

Il est nécessaire de vérifier la résistance de la tôle en phase de chantier aussi bien à l'état limite ultime qu'à l'état limite de service, conformément à l'EN1993-1-3 Eurocode 3 partie 1-3 calcul des structures métalliques.

➤ Etat limite ultime ELU :

Moment de flexion maximale :

Le système statique de la tôle lors du bétonnage ainsi que les différents cas de charges sont représentés dans la figure suivante

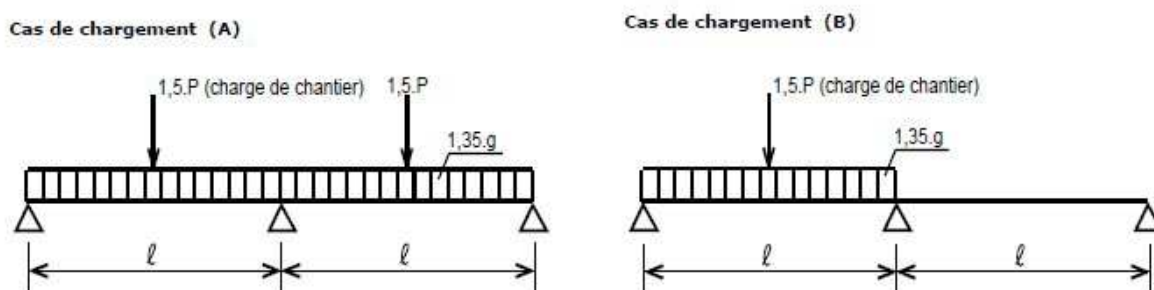


Figure 5. 4 : Représentations des Cas de charges

Cas de charge 1 (Annexe-8)

$$M_{sd+} = 0.070 \times 1.35 \times (0.162 + 3.64)1.40^2 + 0.203 \times 1.50 \times (1.05)1.40^2 = 1.42 \text{ kN.m}$$

Cas de charge 2

$$M_{sd-} = 0.096 \times 1.35 \times (0.162 + 3.64) \times 1.40^2 + 0.203 \times 1.50 \times (2.1 - 1.05) \times 1.40^2 = 1.53 \text{ kN.m}$$

Vérification :

$$M_{Rd+} = \frac{M_{Rk+}}{\gamma} = \frac{6.3}{1.1} = 5.72 \text{ kN.m} > 1.42 \text{ kN.m}$$

$$M_{Rd-} = \frac{M_{Rk-}}{\gamma} = \frac{5.4}{1.1} = 4.90 \text{ kN.m} > 1.53 \text{ kN.m}$$

*Remarque : le M_{Rk+} et le M_{Rk-} sont des valeurs (calculées) données par le fabricant **Annexe -9***

➤ **Etat limite de service :**

La flèche, qui résulte du poids propre du béton frais et du poids propre de la tôle ne devrait pas excéder à $f_{\max}=L/180$ (**EN 1994-1-1§7.5.2 (2)**)

$$f = k_f \frac{5 \times G \times l^2}{384 \times E \times I_{tole}} \quad (\text{Annexe - 10})$$

K_f : coefficient en fonction de nombre de travées

$$f = 0,49 \times \frac{5 \times (3.66) \times 1400^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 78.32 \times 10^4} = 0.05 \text{ mm} < 7.77 \text{ mm}$$

La flèche calculée est inférieure à la flèche maximale donc, pas de risque d'accumulation du béton sous la flèche, l'effet de la formation de mares est négligé, dans ce cas la tôle peut faire l'objet de coffrage pendant la construction

5.1.6 Vérification de la dalle mixte

Pour le calcul on a considéré la dalle comme une série de tançons simplement appuyés

- **Etat limite ultime :**

- Calcul du moment sollicitant M_{sd}

$$M_{sd} = K1 \frac{1.35 \times g \times l^2}{8} + K2 \frac{1.50 \times q \times l^2}{8} \quad (\text{Annexe - 11})$$

$$M_{sd} = 0.40 \frac{1.35 \times 3.89 \times 1.40^2}{8} + 0.70 \frac{1.50 \times 3.5 \times 1.40^2}{8} = 1.436 \text{ kN.m}$$

$K_1=0,40, K_2=0,70$: Coefficient adimensionnelle pour les travées intérieures

Calcul de l'effort tranchant :

$$V_{sd} = \frac{L}{2} \times (K1 \times 1.35 \times g) + K2 \times 1.50 \times q \text{ (Annexe – 11)}$$

$$V_{sd} = \frac{1.40}{2} \times (1 \times 1.35 \times 3,89) + 1 \times 1.50 \times 3.50 = 8,92 \text{ kN}$$

- Calcul à la résistance à la flexion

Axe neutre

$$x = \frac{A \times f_{yp}}{0.85 \times b \times f_{cd}}$$

$$\text{Avec } f_{yp} = \frac{320}{1} = 320 \text{ N/mm}^2 \quad f_{cd} = \frac{25}{1.5} = 16.7 \text{ N/mm}^2$$

A : l'aire de la tôle

b : la largeur de calcul de la dalle prise à 1m

$$x = \frac{1418 \times 320}{0.85 \times 1000 \times 16.7} = 31.96 \text{ mm}$$

$$M_{rdpl} = A \times f_y \times \left(dp - \frac{x}{2}\right)$$

$$M_{rdpl} = 1418 \times 320 \times \left(72.5 - \frac{31.96}{2}\right) = 25.6410^6 \text{ N.mm} = 25.64 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 1.436 \text{ kN.m} < M_{rd,pl} = 25.64 \text{ kN.m} \text{ Condition vérifiée}$$

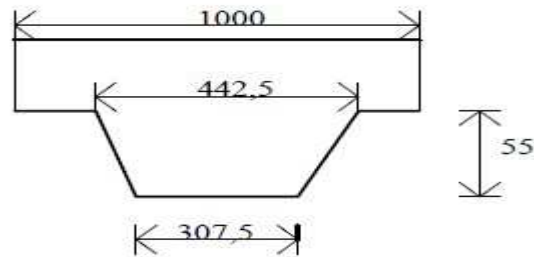
- Calcul à la résistance au cisaillement vertical

$$V_{r,Rd} = \text{Max} (0.12 \cdot K \times (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3}, V_{min}) b_w \cdot d \text{ Annexe-13}$$

$$\text{Avec : } k = 1 + \sqrt{\frac{200}{dp}} = 2.66 \quad \rho = \frac{A}{b_w \times d} = \frac{1418}{307.5 \times 72.5} = 63,6 \cdot 10^{-3} < 0.02$$

en prend $\rho = 0.02$

$b_w = 307.5 \text{ mm}$: Largeur moyenne des nervures de béton



Profil HI BOND 55-800

Figure5. 5: Largeur moyenne (Annexe 14)

$$V_{rd} = 0.12 \times 2.66 \times (100 \times 0.02 \times 25)^{\frac{1}{3}} \times 307.5 \times 72.5 = 26.21 \text{ kN}$$

Valeur minimale :

$$V_{min} = 0.035 \times K^{1/3} \times \sqrt{f_{ck}}$$

$$V_{min} = 0.035 \times 2.66^{1/3} \times \sqrt{25} = 0.2427$$

$$V_{rd,min} = 0.2427 \times 307.5 \times 72.5 = 5.410 \text{ kN}$$

$$V_{v,rd} = 26.21 \text{ kN} > 8,92 \text{ kN} = V_{sd} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

- Calcul à la résistance au cisaillement longitudinal :

Méthode m-k dans cette méthode semi-empirique, il faut démontrer que l'effort de calcul maximal V_{sd} pour une largeur de dalle b n'est pas supérieur au cisaillement de calcul $V_{l,Rd}$ « méthode dédiée du manuel de construction Mixte Acier béton selon le EN 1994-1-1 de déc 2004 »

$$V_{l,Rd} = b \cdot d_p \left(m \cdot \frac{A}{b \cdot l_s} + K \right) \cdot \frac{1}{\gamma_s} \quad \text{Annexe - 15}$$



Figure 5. 6 : Caractéristiques géométriques de la dalle mixte

Avec :

- b, d sont exprimé en mm
- A : l'aire de la section

m,k : les valeur m et k, dépendent donc du type de tôle profilée et des dimensions de la section de la section de la dalle, ils sont fournies par les fabricants de tôle profilées $m= 2291 \text{ N/mm}^2$ $K= 0.0305 \text{ N /mm}^2$ **Annexe-14**

Ls :Portée de cisaillement en mm

$$l_s = \frac{L}{4} \text{ (pour une charge unifore appliquée sur la totalité de la travée) } \text{Annexe 15}$$

$$V_{l,Rd} = 1000 \times 72,5 \times \left(2291 \times \frac{1418}{1000.1500} + 0,0305 \right) \times \frac{1}{1.25} = 127,38 \text{ kN}$$

$$V_{l,Rd} = 14.32 \text{ kN} > 7.35 \text{ kN} \quad \text{Vérifiée}$$

Toutes les vérifications de résistance de la dalle mixte à ELU sont satisfaisantes

- **Etat limite de servis :**

Déterminée Coefficient d'équivalence $n = \frac{E_a}{E_c}$

Avec : $E_a = 210000 \text{ N/mm}^2$
 $E_c = 31000 \text{ N/mm}^2$

$$n = \frac{210000}{31000} = 6.77$$

Remarque : A noté que pour le calcul du coefficient d'équivalence 'n' « si le bâtiment n'est pas destiné au stockage et ne comporte pas d'élément précontrainte, on peut prendre un coefficient d'équivalence moyen entre court et long terme : $2 \times (E_a/E_{cm}) = 2 \times (210000/31000) = 13,54$ avec $E_{cm} = 31000 \text{ Mpa}$ pour un béton de type C25/30 « **Clause 2.1(8.3) Calcul et dimensionnement selon les eurocodes 3 et 4** »

$$n'' = 2n = 13.54$$

- Moment d'inertie de la section fissurée

$$I_{b,sup} = \frac{b \cdot x^3}{3 \cdot n} + A \cdot (d - x_c)^2 + I_p$$

$$x_c = \frac{n \cdot A}{b} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A}} - 1 \right)$$

$$x_{sup} = \frac{13,54 \times 1418}{1000} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 1000 \cdot 72,5}{13,54 \cdot 1418}} - 1 \right) = 33.56 \text{ mm}$$

$$I_{b,sup} = \frac{1000 \times 33,56^3}{3 \times 13,54} + 1418 \cdot (72.5 - 33.56)^2 + 78,32 \cdot 10^4$$

$$I_{b,sup} = 2,9341.10^6 mm^4$$

- Moment d'inertie de la section non fissurée :

$$I_{b,inf} = \frac{b \cdot hc^3}{12 \cdot n} + \frac{b \cdot hc}{n} \cdot \left(x - \frac{hc}{2}\right)^2 + \frac{b_0 \cdot hp^3}{12 \cdot n} + \frac{b_0 \cdot hp}{n} \cdot \left(h_t - x_{inf} - \frac{hp}{2}\right)^2 + A(d - x_{inf})^2 + Ip$$

$$I_{b,inf} = \frac{1000 \cdot 45^3}{12 \cdot 13,54} + \frac{1000 \cdot 45}{13,54} \cdot \left(39,20 - \frac{45}{2}\right)^2 + \frac{61,5 \cdot 55^3}{12 \cdot 13,54} + \frac{61,5 \cdot 55}{13,54} \cdot \left(100 - 39,20 - \frac{55}{2}\right)^2 + 1418(72,5 - 39,20)^2 + 78,32 \cdot 10^4$$

$$I_{b,inf} = 4,1829.10^6 mm^4$$

Avec

$$x_{inf} = \frac{b \cdot \frac{hc^2}{2} + b_0 \cdot hp \cdot \left(ht - \frac{hp}{2}\right) + n \cdot A \cdot d}{b \cdot hc + b_0 \cdot hp + n \cdot A}$$

$$x_{inf} = \frac{1000 \cdot \frac{45^2}{2} + 61,5 \cdot 55 \cdot \left(100 - \frac{55}{2}\right) + 13,54 \cdot 1418 \cdot 72,5}{1000 \cdot 45 + 61,5 \cdot 55 + 13,54 \cdot 1418} = 39,20 \text{ m}$$

$$I_{moy} = \frac{I_{b,inf} + I_{b,sup}}{2} = 3,5585.10^6 mm^4$$

Flèche : **EN 1992-1-1§7.4.1(4)**

Poids du revêtement sol :

$$f_1 = \frac{0,0068 \cdot g_1 \cdot L^4}{E \cdot I_{moy}} = \frac{0,0068 \cdot 0,392 \cdot 1400^4}{210000 \cdot 3,5585 \cdot 10^6} = 0,013 \text{ mm}$$

Charge d'exploitation :

$$f_2 = \frac{0,0099 \psi \cdot Q_{exploitation} \cdot L^4}{E \cdot I_{moy}} = \frac{0,0099 \cdot 0,7 \cdot 3,5 \cdot 1400^4}{210000 \cdot 3,5585 \cdot 10^6} = 0,120 \text{ mm}$$

Flèche totale :

$$f = f_1 + f_2 = 0,133 \text{ mm} < \frac{1400}{250} = 5,6 \text{ mm Ok}$$

Ferrailage de la dalle en béton seules les armatures anti fissuration sont nécessaires.

$$\min A_a = 0,004 \cdot b \cdot hc = 0,004 \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 45 \text{ mm} = 180 \text{ mm}^2 \text{ **EN1994-1-1§9.8.1(2)**}$$

Dans ce but les armatures $\emptyset 8/160 \text{ mm}$ devraient suffire.

5.1.7 Etude et dimensionnement de la poutre mixte (Solive)

Dans cette partie nous allons dimensionner les Solives du plancher collaborant. Ces solives reprendront les charges transmises par la tôle, ces solives distantes de 1.40m sont des poutres mixtes d'une portée de 6m et une nuance d'acier de S235

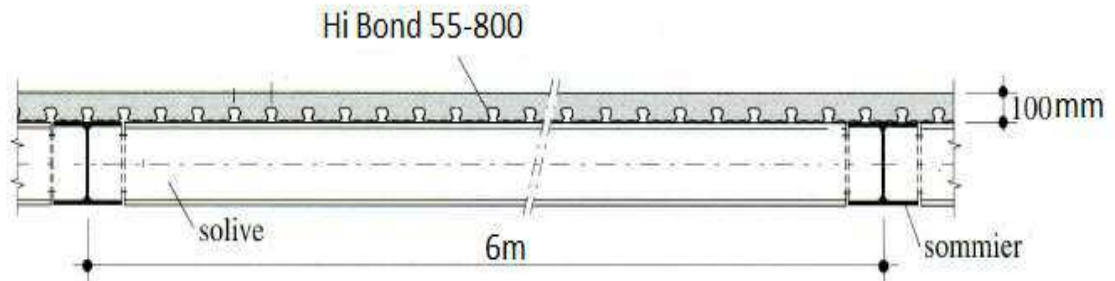


Figure 5. 7 : Structure porteuse

➤ Dimensionnement de la solive :

les dimensions du profilée sont déterminées à partir de la condition de la flèche

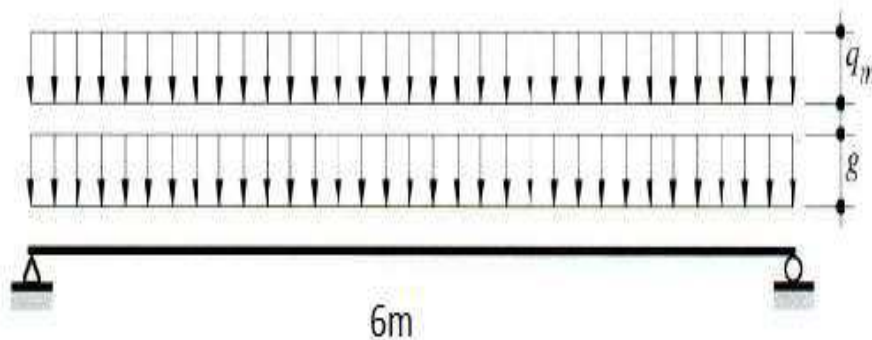


Figure 5. 8 : schéma statique de la solive

- Phase de montage

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.50Q = 1.35(2.71 \times 1.40) + 1.50(1.50 \times 1.40) = 8.283 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = (2.71 \times 1.40) + (1.50 \times 1.40) = 5.89 \text{ kN/m}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times l^4}{21.10^5 \times I_y} \text{ avec } f_{\max} = l/250$$

$$I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times l^4}{21.10^5 \times l/250} = \frac{5}{384} \times \frac{5.89 \times 600^4}{21.10^5 \times 2.4} = 1972,09 \text{ cm}^4$$

On adopte un IPE 220 de caractéristiques géométriques suivantes :

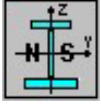
Profilé	h(mm)	b(mm)	d(mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	G(kg/m)	A(cm ²)
IPE220	220	110	177,6	5,9	9,2	26,2	33,4
	I _y (mm ⁴)	W _{ely} (cm ³)	W _{ply} (cm ³)	I _z (mm ⁴)	W _{elz} (Cm ³)	W _{plz} (Cm ³)	A _{vz} (cm ²)
	2772	252,0	285,4	204,9	37,25	58,11	15,88

Tableau 5. 4 : Caractéristiques géométriques du profilé IPE220

Vérification en ajoutant le poids propre du profilée

$$q_u = 1.35 \times (2.71 \times 1.40) + 0.262 + 1.50 \times (1.50 \times 1.40) = 9.72 \text{ kN/ml}$$

$$q_s = (2.71 \times 1.40) + 0.262 + (1.50 \times 1.40) = 6.15 \text{ kN/ml}$$

- Vérification de la flèche :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times l^4}{21.10^5 \times I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{6.15 \times 600^4}{21.10^5 \times 5790} = 1,78 \text{ cm} < 2,4 \text{ cm}$$

- Vérification de la sécurité structurelle :

Pour éviter la plastification au stade du montage et pour réduire les déformations la résistance est limitée au moment élastique.

$$M_{ela} = \frac{W_{el.y} \times f_y}{\gamma} = \frac{252 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1.1} = 53,83 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{9,72 \times 3^2}{8} = 10,93 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 10,93 \text{ Kn.m} < M_{ela} = 53,83 \text{ kN.m} \text{ Vérifier}$$

Remarque : On peut vérifier, la nécessité de l'étaisage en calculant la valeur de dimensionnement du moment à mi-travée dans le cas ou il y a pas d'étais

$$M_{sd} = \frac{9,72 \times 6^2}{8} = 43,74 \text{ kN.m} < M_{ela} = 53,83 \text{ kN.m} \text{ Vérifiée}$$

La présence d'un étais à mi-travée n'est absolument pas nécessaire

- Cisaillement :

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{9,72 \times 6}{2} = 29,16 \text{ kN}$$

- Vérification du danger de voilement

$$h_w/t < 72\xi = 201,6/5,9 < 72 = 34,16 < 72 \quad \text{Avec } \xi = \sqrt{fy/235} = 1$$

Donc, pas de risque de voilement par cisaillement, le cisaillement est repris par l'âme d'acier

$$V_{sd} < V_{pl,Rd} = A_w \cdot \frac{f_y}{\left(\frac{\sqrt{3}}{\gamma}\right)} \quad \text{art 5.4.6 CCM 97}$$

$$A_w = A_a + 2bf \cdot tf + (tw + 2r) \quad \text{Art 5.4.6(2)CCM97}$$

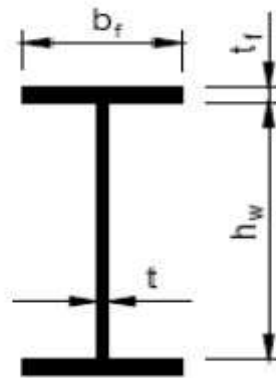


Figure 5. 9: Géométrie du profilé IPE 220

$$A_w = 33,4 \times 10^2 + 2 \times (110 \times 9,2) + 5,9 + 2 \times 12 = 5393,9 \text{ mm}^2$$

$$V_{sd} = 29,16 \text{ kN} < V_{pl,Rd} = 5393 \cdot 10^{-6} \times \frac{235 \cdot 10^3}{(\sqrt{3} \cdot 1,1)} = 665,18 \text{ kN Vérifier}$$

$$V_{sd} < 0,5V_{pl,Rd} = 29,16 \text{ kN} < 332,59 \text{ kN}$$

Donc, pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant, alors le moment fléchissant ne sera pas réduit.

Stade final :

Combinaison à ELU $1.35G + g_{\text{soliveIPE220}} + 1.50Q$

$$q_u = 1.35((2,89 \cdot 1,40) + 0,262) + 1.50(2,50 \cdot 1,40) = 11,06 \text{ kN/m}$$

Combinaison à ELS $G + g_{\text{soliveIPE220}} + Q$

$$q_s = (2,89 \cdot 1,40) + 0,262 + (2,50 \cdot 1,40) = 7,80 \text{ kN/m}$$

Après durcissement du béton l'inertie de la dalle participe avec l'inertie de la solive ce qui nous produit une inertie équivalente.

Calcul de la largeur efficace du béton :

$$B_{eff} = \min(b_{e1} + b_{e2}), 2 \cdot \frac{l}{8} = \min(1.400 \text{ m}, 1.50 \text{ m}) = 1.40 \text{ m}$$

Clause « 4.4.2 ENV1994-1-1 »

- Classe du profilée IPE220

Ame Fléchie $\frac{d}{t_w} = 30,10 \text{ mm} < 72\xi$ donc Ame de classe 1

Semelle comprimé $\frac{c}{t_f} = 5,97 < 10\xi$ donc semelle de classe 1

donc, le IPE220 est de classe 1

➤ Calcul du moment positif de résistance plastique
« Clause 4.4.1.2 ENV1994-1-1 »

$$M_{pl,Rd} = F_a \cdot (0.5 \cdot h_a + h_c + h_p - 0.5 \cdot Z)$$

On calcul d'abord :

$$F_a = A_a \cdot f_y / \gamma_a$$

$$F_c = h_c \cdot b_{eff} \cdot \left(0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}\right)$$

Avec A_a : l'aire de la section du profilé

$$F_a = 33,4 \cdot 10^2 \cdot \frac{235}{1,1} = 713,54 \cdot 10^3 \text{ N} = 713,54 \text{ kN}$$

$$F_c = 0,045 \cdot 1,40 \cdot \left(0.85 \cdot \frac{25 \cdot 10^3}{1,5}\right) = 840 \text{ kN}$$

On a donc $F_c > F_a$ axe neutre plastique dans la dalle

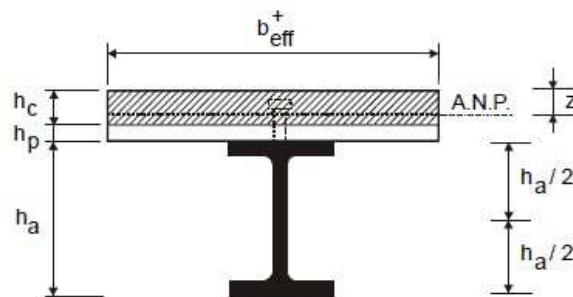


Figure 5. 10: Axe neutre situé dans la dalle de béton

La côte Z de l'axe neutre plastique (A.N.P) est donnée par :

$$z = F_a / (b_{eff} \cdot \frac{0,85 f_{ck}}{\gamma_c}) \leq h_c$$

$$Z = \frac{713,54}{1.40 \cdot \frac{0,85 \cdot 25 \cdot 10^3}{1.5}} \leq 4.5 \text{ cm}$$

$$Z = 0,035 \text{ m} = 3,5 \text{ cm} < 4.5 \text{ cm}$$

Le moment de résistance est donc calculé comme suit :

$$M_{pl,Rd} = 713,54 \cdot (0,5 \cdot 0,220 + 0,045 + 0,055 - 0,5 \cdot 0,035) = 137,35 \text{ kN.m}$$

Le moment sollicitant

$$M_{sd} = q_u \cdot l^2 / 8 = \frac{11,06 \cdot 6^2}{8} = 49,77 \text{ kN.m}$$

$$\text{Donc } M_{sd} = 49,77 \text{ kN.m} < M_{pl,Rd} = 137,35 \text{ kN.m}$$

Vérification au déversement : il y a pas de risque de déversement dans la zone de moment positive la semelle comprimé est soutenue par la dalle selon « **Manuel de calcul de construction mixte acier-béton selon EN1994-1.1 de déc2004** »

➤ Calcul des flèches :

L'EN1994-1.1 de déc2004 adopte pour des valeurs admissibles des flèches :

- L/500 pour un revêtement de sol fixé rigidement ou de grande dimension
- L/350 pour un revêtement de sol de petite dimension ou fixé de façon à ce que la déformation du support ne soit pas intégralement transmise au revêtement
- L/250 pour un revêtement souple

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_s \cdot l^4}{E_a \cdot I_m}$$

Calcul de l'inertie I_m en zone de moment positif la position de l'axe neutre de la section mixte par rapport à l'axe neutre de la solive est obtenue par la formule suivant :

$$x = \frac{b_{eff} \cdot t}{n} \cdot \frac{t + h}{2S}$$

Avec :

- S : l'aire de la section mixte
- b_{eff} : largeurs efficace
- t : épaisseur de la dalle ($h_c + h_p$)

- n : coefficient d'équivalence

$$S_{\text{section mixte}} = 33,4 + \frac{140 \times 10}{13,54} = 136,79 \text{ cm}^2$$

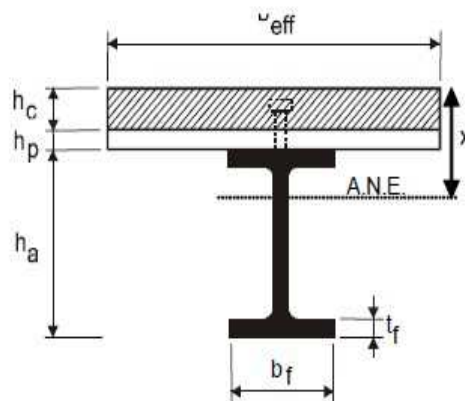


Figure5. 11: position de l'axe neutre

$$x = \frac{b_{\text{eff}} \cdot t}{n} \cdot \frac{t + h}{2S} = \frac{140 \times 10}{13,54} \times \frac{10 + 22}{2 \times 136,79} = 12,09 \text{ cm}$$

$$v_s = \frac{h_a}{2} + t - x = 8,91 \text{ cm (Fibre supérieur)}$$

$$v_i = \frac{h_a}{2} + x = 23,09 \text{ cm (Fibre inférieur)}$$

$$I_m = I_a + A_a \cdot x^2 + \frac{b \cdot t^3}{12 \cdot n} + \frac{b \cdot t}{n} \cdot \left(\frac{t + h}{2} - x \right)^2 = 10096,68 \text{ cm}^4$$

Avec $t = h_c + h_p$

Vérification de la flèche :

$$f = \frac{5 \times 7,80 \times 600^4}{384 \times 2110^5 \times 10096} = 0,62 \text{ cm} < \frac{l}{250} = 2,40 \text{ cm vérifiée}$$

➤ Dimensionnement de la connexion de la solive :

Des connecteurs doivent être prévus tout le long de la poutre à fin de transmettre l'effort de cisaillement longitudinal entre la dalle et la poutre en acier.

Le choix de la connexion que se soit pour les solives ou pour les sommiers le choix était d'adopter des goujons à tête pour leur facilité de mise en oeuvre, leurs caractéristique géométriques, et en plus ils sont les plus utiliser.

La condition pour choisir le calibre du goujon

$$h_t > 4d \text{ avec } 16 \text{ mm} < d < 25 \text{ mm}, \quad \text{diamètre de la tige}$$

$$100 \text{ mm} > 4(16 \text{ mm}) = 64 \text{ mm}$$

Dénomination du goujon choisi : TRW Nelson KB5/8 -75

Dénomination du goujon à tête	h_{sc} (mm)	d fût (mm)	d1 tête (mm)	ht tête (mm)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)
TRW Nelson KB 5/8"-35	35	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-50	50	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-75	75	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-100	100	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-150	150	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-175	175	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-50	50	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-60	60	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-75	75	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-80	80	19	31.7	10	350	450

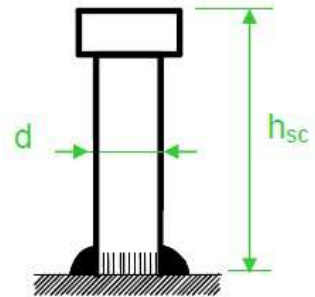


Figure5. 12: Caractéristiques géométriques des goujons à tête

Vérifier la résistance des goujons à tête :

$$P_{rd} = \min(P_{rd1}, P_{rd2}) \text{ Art 6.3.2(1) Eurocode 4}$$

$$p_{rd1} = 0.8 \cdot K \cdot \frac{f_u \left(\frac{\pi \cdot d^2}{4} \right)}{\gamma_v} = 0,8 \cdot 37 \cdot \frac{450 \cdot (3,14 \cdot 16^2)}{4 \cdot 1,25} = 21,4110^3 N = 21,41 kN$$

Coefficient de réduction k : pour les bacs d'acier dont les nervures sont perpendiculaires à la poutre d'acier le coefficient de réduction est calcul comme suit :

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{n}} \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) = 0,37 < k_{t,max} = 0,85$$

Avec : $h_p = 55 \text{ mm}$ $K_{t,max} = 0,85$
 $h_{sc} = 75 \text{ mm}$
 $b_0 = 82 \text{ mm}$
 $n = 1$

$$P_{rd2} = 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \frac{\sqrt{f_{c28} \cdot E_{cm}}}{1,25} = 0,29 \cdot 1 \cdot 16^2 \cdot \frac{\sqrt{25 \cdot 31000}}{1,25} = 52,28 \text{ kN}$$

Avec :

- α : facteur correctif pris égale à 1 si $\frac{h_{sc}}{d} > d = \frac{75 \text{ mm}}{16 \text{ mm}} = 4,68 > 4$
- f_u : résistance ultime à la traction de l'acier du goujon

Donc le $P_{Rd} = \text{Min}(21,41 \text{ kN}, 52,28 \text{ kN}) = 21,41 \text{ kN}$

Détermination de l'effort total de cisaillement longitudinal V_{1N}

$$V_{1N} = \min\left(\frac{A_a \cdot f_y}{\gamma_a}; 0,85 \cdot b_{eff} \cdot h_c \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}\right) = \min(713 \text{ kN}; 892,5 \text{ kN}) = 713 \text{ kN}$$

On déduit le nombre de connecteurs par longueur critique, nécessaire pour obtenir une connexion complète :

$$n_{fAB} = n_{fBC} = \frac{V_{1N}}{P_{Rd}} = \frac{713 \text{ kN}}{52,28 \text{ kN}} = 13,63 \text{ goujons}$$

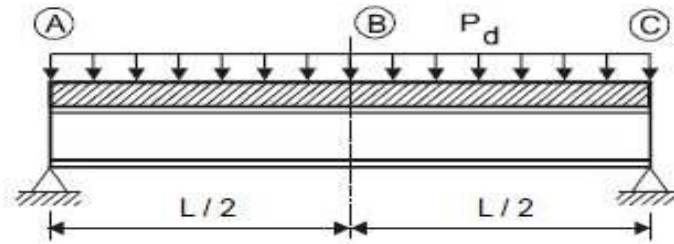


Figure5. 13: Longueur critique des poutres simplement appuyées

Sur une longueur critique de 3m on va disposer 14goujon d'un espacement de 10 cm entre chaque un

Le degré de connexion $\eta = \frac{n}{n_f} = \frac{14}{13,86} = 1,01 > 0,4$ vérifiée

n : Nombre de connecteurs adopté pour cette même longueur

n_f : Nombre de connecteurs correspondant à une connexion complète, déterminée pour cette longueur de poutre

➤ **Contrainte de flexion simple :**

A) Contrainte dans la poutre d'acier :

- Fibre inférieure (tendue) : $\sigma_{ai} = \frac{M_{max}}{I} \cdot v_i$

$$\sigma_{ai} = \frac{44,77 \cdot 10^6}{10096 \cdot 10^4} \cdot 23,09 \cdot 10 = -113,82 \text{ MPa}$$

- Fibre supérieure (comprimée) : $\sigma_{ai} = \frac{M_{max}}{I} \cdot (v_s - t)$

$$\sigma_{as} = \frac{44,77 \cdot 10^6}{10096 \cdot 10^4} \cdot (8,91 - 10) \cdot 10 = 4,83 \text{ MPa}$$

B) Contrainte dans la dalle en béton :

- Fibre supérieure (comprimée) : $\sigma_{bs} = \frac{M_{max}}{n \cdot I} \cdot v_s$

$$\sigma_{bs} = \frac{44,77 \cdot 10^6}{13,54 \cdot 10096 \cdot 10^4} \cdot 8,91 \cdot 10 = 2,91 \text{ MPa}$$

- Fibre inférieure (tendue) : $\sigma_{ai} = \frac{M_{max}}{n \cdot I} \cdot (v_s - t)$

$$\sigma_{bi} = \frac{44,77 \cdot 10^6}{13.54 \cdot 10096 \cdot 10^4} (8,91 - 10) \cdot 10 = -0,35 \text{ MPa}$$

C) Contrainte additionnelle du retrait :

Après coulage de la dalle, le béton en durcissement, devrait s'accompagner d'un retrait (raccourcissement). Mais la dalle étant solidarisée avec les poutres en acier ce retrait est contrarié par l'acier, qui s'oppose au raccourcissement de la dalle à l'interface acier / béton.

- Le calcul de cette contrainte est comme suit :

$$K = \frac{M}{I}$$

$$k = \frac{B \cdot E_a \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot A}{n \cdot I_a + B \cdot I_a + B \cdot A \cdot \beta^2}$$

$$\text{Avec } \beta = \frac{h+t}{2} = 16 \text{ cm} \quad \alpha = \frac{I_a}{A_a \cdot \beta} = 4,33 \text{ cm}$$

$$K = \frac{(140 \cdot 10) \cdot 21 \cdot 10^4 \cdot 2 \cdot 10^{-4} \cdot 16 \cdot 33,4}{13,54 \cdot (27,72 \cdot 33,44) + (140 \cdot 10 \cdot 2772) + (140 \cdot 10 \cdot 33,44 \cdot 16^2)}$$

$$= 18,3 \text{ daN/cm}^3 = 0,183 \text{ N/mm}^3$$

$$y_1 = \frac{h}{2} + \alpha = 15,33 \text{ cm}$$

$$y_2 = y_1 + t = 25,33 \text{ cm}$$

$$E_a \cdot \varepsilon = 2,1 \cdot 10^6 \cdot 2 \cdot 10^{-4} = 42 \text{ MPa}$$

D'où les valeurs des contraintes :

$$\sigma_{as} = 0,183 \cdot 153,33 = 28,05 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{ai} = 0,183 \cdot (220 - 153,3) = -12,20 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{bi} = \frac{1}{13,54} \cdot (42 - 15,33 \cdot 0,183) = -3,10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bs} = \frac{1}{13,54} \cdot (42 - 25,33 \cdot 0,183) = 0,32 \text{ MPa}$$

Contrainte final :

$$\sigma_{as} = 4,83 + 28,05 = 32,88 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ai} = -113,83 - 12,20 = -126,03 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bi} = -0,35 - 3,10 = -3,45 \text{ MPa} < 0,6 \cdot f_{c28} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bs} = 2,91 + 0,32 = 3,23 \text{ MPa} < 0,6 \cdot f_{c28} = 14,2 \text{ MPa}$$

5.1.8 Etude et dimensionnement de la poutre principale (sommier)

Dans cette partie nous allons dimensionner les sommiers du plancher collaborant. Admis en poutre. Les semelles supérieures des sommiers et des solives constituant

ce plancher se situent au même niveau d'une portée de 7m et un entraxe de 6m et une nuance d'acier de S235.

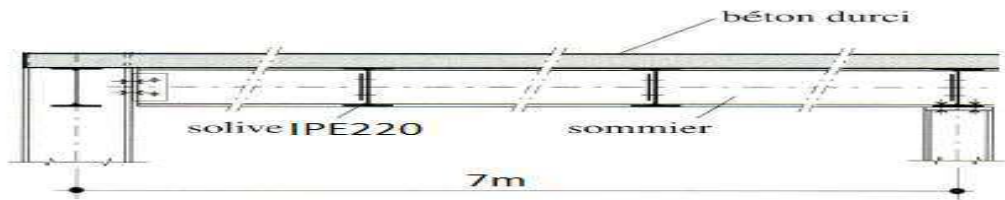


Figure 5.14 : Coupe verticale sur la poutre principale

➤ Dimensionnée De la poutre principale :

Les dimensions du profilée sont déterminée à partir de la condition de la flèche.

A) Les charges à prendre en considération :

- poids propre de solives

$$0,262 \left(\frac{kN}{m} \right) \times 6m / 1,40m = 1,11 kN/m$$

- charge permanente du plancher $g = 2.89 \text{ kN/m}^2$

- charge d'exploitation $Q = 2,50 \text{ kN/m}$

B) Combinaisons :

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.50Q = 1.35((2.89 \times 6) + 1,11) + 1.50(2.50 \times 6) = 47,01 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = (2.89 \times 6) + 1,11 + (2.50 \times 6) = 33,45 \text{ kN/m}$$

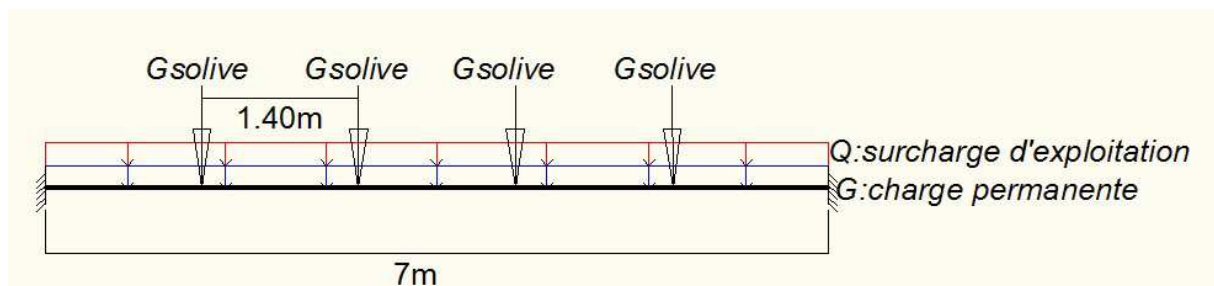


Figure 5.15: Schéma statique de la poutre principal

$$f = \frac{1}{384} \times \frac{q_s \times l^4}{21.10^5 \times I_y} \text{ avec } f_{max} = l/250$$

$$I_y \geq \frac{1}{384} \times \frac{q_s \times l^4}{21.10^5 \times l/250} = \frac{1}{384} \times \frac{33,45 \times 700^4}{21.10^5 \times 2,8} = 3556,96 \text{ cm}^4$$

On adopte un IPE240

Vérification tenant compte du poids propre du profilée

$$q_u = 1.35 \times ((2.89 \times 6) + 1,11 + 0,571) + 1.50 \times (2.50 \times 6) = 48,17 \text{ kN/ml}$$

$$q_s = (2.89 \times 6) + 1,11 + 0,571 + (2.50 \times 6) = 34.02 \text{ kN/ml}$$

Vérification de la flèche :

$$f = \frac{1}{384} \times \frac{q_s \times l^4}{21.10^5 \times I_y} = \frac{1}{384} \times \frac{34,02 \times 700^4}{21.10^5 \times 16270} = 2.61 \text{ cm} < 2.80 \text{ cm}$$

C) Vérification au moment de flexion :

$$M_{sd} = \frac{48,17 \times 7^2}{12} = 196,72 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{336.10^3.235}{1,1} = 71,78.10^6 \text{ N.mm} = 71,78 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 196,72 \text{ kN.m} > M_{pl,Rd} = 71,78 \text{ kN.m} \text{ Condition non vérifiée}$$

La condition de résistance ne pas vérifier la séries de profilés IPE240, IPE270, IPE300 on adopte un profilé IPE360

$$M_{pl,Rd} = \frac{1019.10^3.235}{1,1} = 217,69.10^6 \text{ N.mm} = 217,69 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 196,72 \text{ kN.m} < M_{pl,Rd} = 217,69 \text{ kN.m} \text{ condition vérifiée}$$

- Classe du profilée IPE360

Ame Fléchie $\frac{d}{t_w} = 37,32 < 72\xi$ donc Ame de classe 1

Semelle comprimé $\frac{c}{t_f} = 6,7 < 10\xi$ donc semelle de classe 1

donc le IPE360 est de classe 1

- Vérification au Cisaillement :

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{48,17 \times 7}{2} = 168.59 \text{ kN}$$

$$V_{sd} < V_{pl,Rd} = A_w \cdot \frac{f_y}{\left(\frac{\sqrt{3}}{\gamma_{M,0}}\right)} \text{ ART 5.4.6(1) EC3}$$

$$A_w = A_a + 2bf \cdot tf + (tw + 2r) \text{ ART 5.4.6 (2)EC3}$$

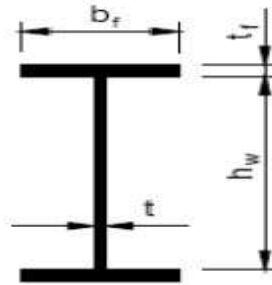


Figure5. 16: Géométrie du profilé IPE360

$$A_w = 72,7 \times 10^2 + 2 \times (170) \times (12,7) + 8 + 2 \times 18 = 11632 \text{ mm}^2$$

$$V_{sd} = 169,05 \text{ kN} < V_{pl,Rd} = 11632 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3 \times \frac{\sqrt{3}}{1.1} = 4304,17 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

$$V_{sd} < 0.5V_{pl,Rd} \quad \text{Art 5.4.7(2)EC3} \quad 169,05 \text{ kN} < 2152,08 \text{ kN}$$

Donc pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant donc le moment fléchissant ne sera pas réduit.

- Vérification du danger de voilement **ART 5.4.6(7) EC3**

$$h_w/t < 72\xi = 334,6/8 < 72 = 41,82 < 72 \quad \text{Avec } \xi = \sqrt{fy/235} = 1$$

Donc pas de danger de voilement par cisaillement, le cisaillement reprise par l'âme d'acier

- Vérification du déversement pour l'IPE360

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(K \cdot L)^2} \left(\sqrt{\frac{K}{K_w} \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} + (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j)^2 - (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j) \right)$$

$$M_{cr} = 1,285 \cdot \frac{3 \cdot 14^2 \cdot 21 \cdot 10^6 \cdot 1043}{140^2} \sqrt{\left(\frac{1}{1}\right)^2 \cdot \frac{314 \cdot 10^3}{1043} + \frac{140^2 \cdot 8,08 \cdot 10^6 \cdot 37,3}{3,14^2 \cdot 1043 \cdot 21 \cdot 10^6}}$$

$$M_{Cr} = 2564,17 \text{ kN.m}$$

$$M_{C.Rd} = \frac{W_{Ply} \cdot f_y}{1.1} = \frac{1019 \cdot 10^3 \cdot 235}{1.1} = 217,69 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} = 217,69 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

L'élancement réduit :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{M_{Rd} \frac{\gamma_a}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{217,69 \cdot 1,1}{2564,17}} = 0,3 < 0,4 \quad \text{pas de risque de déversement}$$

Toutes les conditions de résistance sont vérifiées, donc le IPE360 de caractéristique suivant peu être admis comme une poutre principal pour notre plancher.

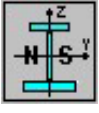
Profilé	h(mm)	b(mm)	d(mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	G(kg/m)	A(cm ²)
 IPE360	360	170	298,6	8	12,7	57,1	72,7
	I _y (mm ⁴)	W _{ely} (cm ³)	W _{ply} (cm ³)	I _z (mm ⁴)	W _{elz} (Cm ³)	W _{plz} (Cm ³)	Av _z (cm ²)
	16270	903,6	1019	1043	122,8	191,11	35,14

Tableau 5. 5: Caractéristique géométrique du profilé IPE360

5.2 Etude de l'escalier

Un escalier est une succession des marches et contre marches permettant de passer d'un niveau à un autre, un palier dans la fonction est de permettre le repos pendant la montée.

Pour notre structure en dispose d'un escalier métallique qui permet à l'accès à l'étage réservée pour les bureaux, notre escalier métallique est classée comme un escalier principaux car il permet un passage fréquents de plus il est sert comme une voie préférentielle pour évacuation en cas de sinistre

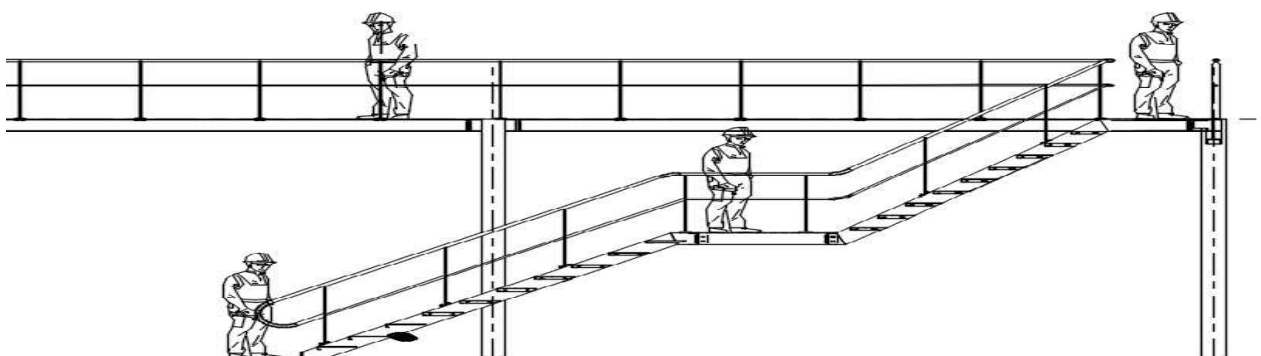


Figure5. 17 : Vue en plan de notre escalier métallique

Le Volée est la droite ou courbée d'escalier comprise entre deux paliers successifs.

Le Limon est un élément incliné supportant les marches, et aussi appelé crémaillère, pour les limons on emploie des profilés ou de la tôle, le dispositif le plus simple consiste à utiliser un fer à U sur l'âme verticale.

Le garde-corps Il est utilisé pour assurer la sécurité pour le personnels

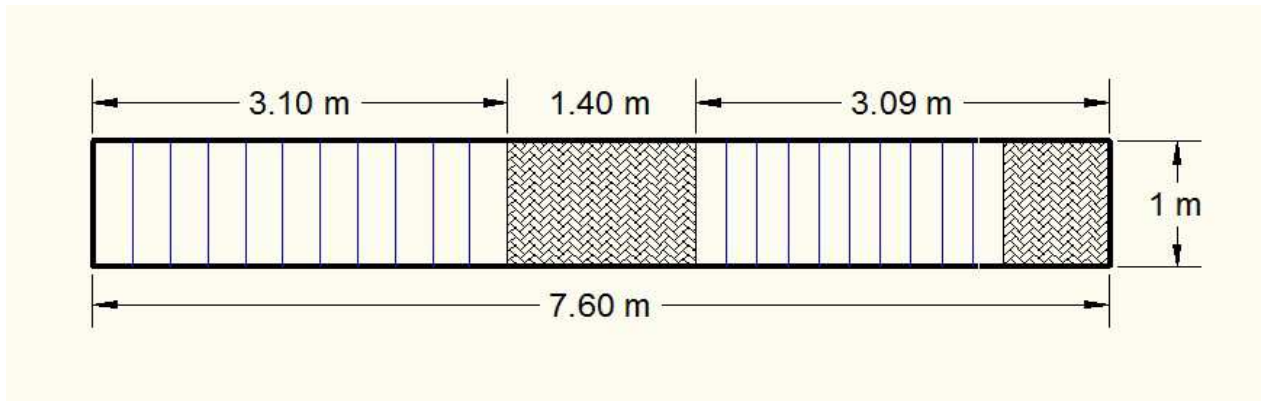


Figure5. 18: Escalier droit avec un palier intermédiaire

➤ Le choix des dimensions se fait selon la formule de RONDELET :

$H_e = 4.00 \text{ m}$: Hauteur d'étage

$g_1 = 28 \text{ cm}$: Largeur de la marche (volée 1)

$g_2 = 23 \text{ cm}$: Largeur de la marche (volée 2)

$a = 1.00 \text{ m}$: Longueur de marche

$h = 19 \text{ cm}$: Hauteur de la marche

$$N = \frac{H_e}{h} = 21 \text{ marches}$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{h}{g_1} = \frac{19}{28} = 0.678 \Rightarrow \alpha = 34^\circ$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{h}{g_2} = \frac{19}{23} = 0.826 \Rightarrow \alpha = 40^\circ$$

➤ Vérification selon blondel :

Il faut vérifier que :

$$600 \leq g + 2h \leq 660$$

$$600 \leq 280 + 2.190 \leq 660$$

$$600 \leq 660 \leq 660 \dots\dots cv$$

$$600 \leq g + 2h \leq 660$$

$$600 \leq 230 + 2.190 \leq 660$$

$$600 \leq 610 \leq 660 \dots\dots cv$$

5.2.1 Dimensionnement de cornière de support

A) Évaluation des charges :

- Tôle striée ép. (5 mm)..... G= 45 daN/m²
- Charge d'exploitation..... Q= 250 daN/m²

B) Combinaison des charges :

$$ELS: q_s = (G + Q).g = (45 + 250).0,28 = 82.6 \text{ daN/ml}$$

On a une poutre posé sur deux appuis simple et une charge uniformément répartie donc la flèche est :

$$f_z = \frac{5 \cdot q_s \cdot l^4}{384EI_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{300}$$

$$I_y \geq \frac{5 \cdot 300 \cdot q_s \cdot l^3}{384E} = \frac{300 \cdot 5 \cdot 0,826 \cdot 100^3}{384 \cdot 21 \cdot 10^5} = 1.536 \text{ cm}^4$$

On adoptera deux cornières à aile égale : L 30x3

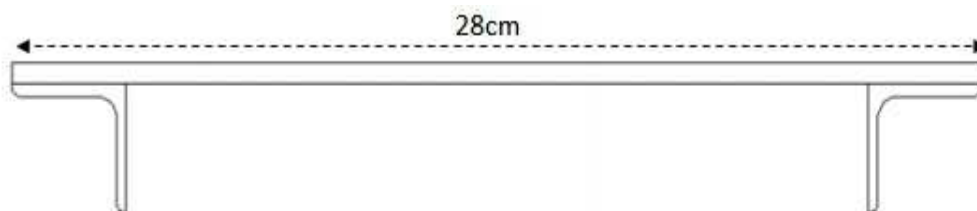


Figure5. 19: Illustration du support d'appuis de la tôle

C) Évaluation des charges avec poids propre réel des cornières :

- Tôle striée ép. (5 mm) G=45 daN/m²
- Charge d'exploitation..... Q=250 daN/m²
- Deux cornières 30x30x3..... G₁=2.72 daN/ml

D) Combinaison des charges :

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(G.g + G_1) + 1.5(Q.g)$$

$$q_u = 1.35(45 \times 0.28 + 2.72) + 1.5(250 \times 0.28) = 125.68 \text{ daN /ml}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = (G.g + G_1) + (Q.g)$$

$$q_s = (45 \times 0.28 + 2.72) + (250 \times 0.28) = 85.32 \text{ daN /ml}$$

E) Vérification de la flèche (ELS) :

$$f_z = \frac{5 \cdot q_s \cdot l^4}{384EI_y} = \frac{5 \cdot 0,853 \cdot 100^4}{384 \cdot 21 \cdot 10^5 \cdot 2,8} = 0.19 \text{ cm} \leq f_{adm} = \frac{l}{300} = 0.33 \text{ cm}$$

la flèche est vérifiée

F) Vérification à la résistance (ELU) :

On doit vérifier la condition de résistance :

$$M_{ysd} \leq M_{ely,rd}$$

Avec :

$$M_{ysd} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{125.68 \times 1}{8} = 15.71 \text{ daN.m}$$

$$M_{el,rd} = \frac{W_{ely} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1.3 \times 23.5}{1.1} = 27.77 \text{ daN.m}$$

$$\Rightarrow M_{ysd} \leq M_{el,rd} \quad \text{condition vérifiée}$$

5.2.2 Dimensionnement de limon

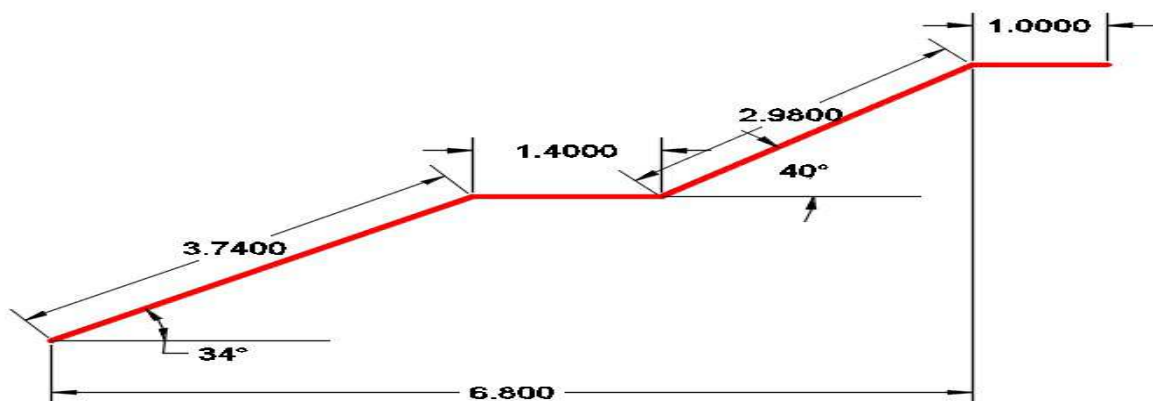


Figure5. 20 : La distribution des charges sur le limon

Il faut calculer la hauteur minimale qui répond à la condition de pente et de la largeur de marche pour avoir le profile minimal à adopter pour le limon.

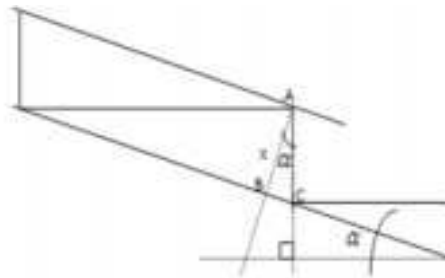


Figure5. 21 : coupe sur les marches et les contres marches

$$\cos\alpha = \frac{x}{h} \quad \Rightarrow \quad x = h \cdot \cos\alpha = 19 \cdot \cos 34 = 15.75 \text{ cm}$$

On adopte au minimum un UPN160

A. Évaluation des charges

- Sur la volée :

Deux cornières de support . $G_1 = 2.72 \text{ daN/ml}$

Cornière d'attache..... $G_2 = 2.97 \text{ daN/ml}$

Tôle striée $G_3 = 45 \text{ daN/m}^2$

Garde –corps..... $G_4 = 30 \text{ daN/ml}$

Poids propre UPN..... $G_5 = 18.8 \text{ daN/ml}$

Charge d'exploitation..... $Q = 250 \text{ daN/m}^2$

$$G = G_3 \cdot a + 2G_2 + G_4 + G_5 + \frac{G_1 \cdot N \cdot a}{l}$$

$$G = (45 \times 1) + (5.94 + 30 + 18.8) + \frac{2.72 \times 11 \times 1}{3.74} = 107.74 \text{ daN/ml}$$

La charge permanente qui revient à chaque limon est :

$$G' = \frac{G}{2} = 53.87 \text{ daN/ml}$$

La charge d'exploitation qui revient à chaque limon est :

$$Q = Q \cdot a = 250 \cdot 1 = 250 \text{ daN/ml}$$

$$Q' = \frac{Q}{2} = 125 \text{ daN/ml}$$

Remarque : Pour faciliter les calculs on suppose que les charges G et Q sont les mêmes au volée et au palier.

B. Combinaison des charges :

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(53.87) + 1.5(125) = 260.22 \text{ daN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_s = G + Q = 53.87 + 125 = 178.87 \text{ daN/ml}$$

C. Vérification a la flèche (ELS)

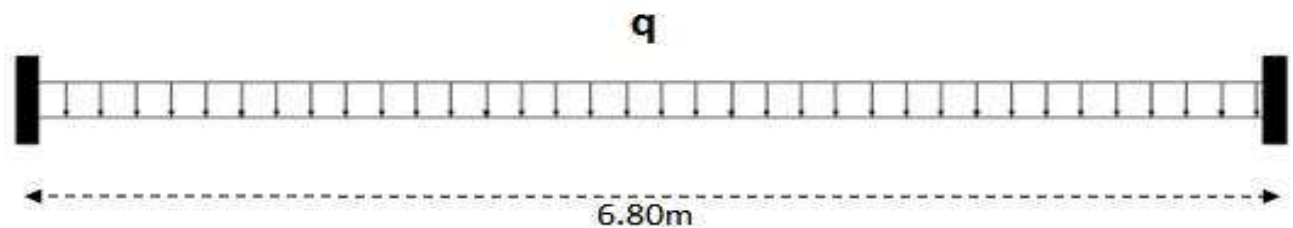


Figure5. 22 : Schéma statique représentant les charges sur le limon

$$f_z = \frac{q_s \cdot l^4}{384EI_y} = \frac{1,78 \cdot 680^4}{384 \cdot 21 \cdot 10^5 \cdot 925} = 0.51 \leq f_{adm} = \frac{l}{300} = 2.26 \text{ cm} \text{ condition vérifiée}$$

D. Vérification à la résistance (ELU)

On doit vérifier la condition suivante :

$$M_{ysd} \leq M_{ply,rd}$$

Avec :

$$M_{ysd} = \frac{q_u \cdot l^2}{12} = \frac{260.22 \times 6.8^2}{12} = 1002.7 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply,fy}}{\gamma_{m0}} = \frac{138 \times 23.5}{1} = 3243 \text{ daN.m}$$

$$M_{ysd} \leq M_{ply,rd}$$

Donc, la résistance est vérifiée.

E. Vérification a l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} \quad \text{ART 5.4.6(1) EC3}$$

Avec :

$$A_v = 12.6 \text{ cm}^2$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{260.22 \times 6.8}{2} = 884 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0} \cdot \sqrt{3}} = 17095 \text{ daN}$$

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} \quad \text{Condition vérifiée}$$

5.2.3 Dimensionnement de la poutre palière

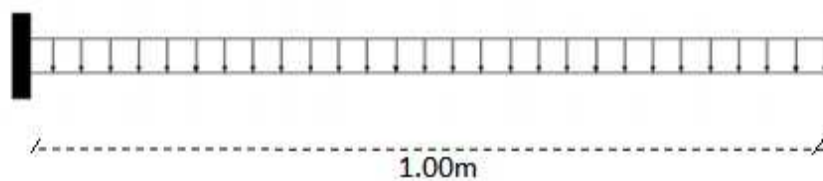


Figure5. 23 : Schéma statique de la poutre palière.

- La poutre palière est encadrée libre a ses extrémités.

Remarque : Pour simplifier les calculs, on suppose que la poutre est sollicitée par l'action la plus défavorable qui est la réaction à l'extrémité de limon

$$q_u = R = \frac{q_{u1} \times 6.8}{2} = 884 \text{ daN}$$

$$q_s = R = \frac{q_{s1} \times 6.8}{2} = 608.16 \text{ daN}$$

- **Condition de la flèche (ELS) :**

$$f_z = \frac{q_s \cdot l^4}{8EI_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{150}$$

$$I_y \geq \frac{150 \cdot q_s \cdot l^3}{8E} = \frac{150 \cdot 6,08 \cdot 100^3}{8 \cdot 21 \cdot 10^5} = 54.28 \text{ cm}^4 \quad \text{On adopte un IPE100}$$

- **Vérification de la flèche avec poids propre inclus :**

$$q'_s = q_s + G_{IPE100} = 6.08 + 0.081 = 6.16 \text{ daN/ml}$$

$$f_z = \frac{q'_s \cdot l^4}{8EI_y} = \frac{6,16 \cdot 100^4}{8 \cdot 21 \cdot 10^5 \cdot 171} = 0.214 \leq f_{adm} = \frac{l}{150} = 0.666 \text{ cm condition vérifiée}$$

Vérification a la résistance (ELU) :

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$M_{y,sd} = \frac{q_u \cdot l^2}{2} = \frac{884 \times 1^2}{2} = 442 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{39.4 \times 23.5}{1.1} = 841.72 \text{ daN.m}$$

$$M_{y,sd} \leq M_{ply,rd} \quad \text{La résistance est vérifiée.}$$

- **Vérification a l'effort tranchant :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} \quad \text{ART 5.4.6(1) EC3}$$

Avec : $A_v = 5.08 \text{ cm}^2$

$$V_{sd} = q_u \times l = 884 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0} \cdot \sqrt{3}} = 6265.8 \text{ daN}$$

$V_{sd} \leq V_{pl,rd}$ La résistance au cisaillement est vérifiée

Conclusion : Dans notre étude des escaliers, on a justifié les choix des dimensions qu'on a prévue en fonction des dimensions de la cage d'escalier ; ainsi on a établi les calculs des marches, des limons et le palier de repos, en dernier on a prévu une tôle striée soudée sur les limons et la poutre palière IPE100, aussi pour le limon on a utilisé des poutres UPN160. Et en ce qui concerne les marches on a adopté la conception la plus couramment utilisé, qui se constitue d'une tôle striée rigidifié par des cornières.

Chapitre-6

Etude Sismique

Introduction

Parmi les catastrophes naturelles, les tremblements de terre sont sans doute celle qui ont le plus d'effet destructeurs dans les zones urbanisées. Pouvons-nous prévoir un séisme ?

Il semble que nous pouvons l'anticiper de seulement quelques secondes, en effet les phénomènes sismiques ne sont pas parfaitement connus. Toute fois à chaque séisme nous observent un regain d'intérêt pour la construction parasismique. En Algérie, les deux tremblements de terre de 1980 ; survenue à la wilaya de Chlef et de 2003 à Boumédès, ont certainement contribué à la prise en compte de ces phénomènes dans la construction. Lors de toutes catastrophe naturelle ; on se doit de protégée avant tous hommes qui, près des lieux du désastre, courant un danger. Cela implique à la fois une connaissance scientifique du phénomène ainsi que la maîtrise des moyens techniques pour y faire face. Les risques du séisme dépendent de l'activité tectonique, ainsi que la nature du sol, caractéristique régionales ; pour notre ouvrage implantés dans la wilaya de Tlemcen commune de Remchi le règlement national classe cette zone comme zone I, zone de faible sismicité

La réglementation parasismique à savoir RPA99v2003. Ce derniers propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'applications différentes et cela selon le type de la structure à étudier, le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de s'approcher au mieux le comportement réel de l'ouvrage ces méthodes sont les suivantes :

- Méthode statique équivalente
- Méthode d'analyse modale spectrale
- Méthode d'analyse dynamique par accelerogrammes

L'analyse de la structure est faite par le logiciel Robot qui à base de la méthode des éléments fins.

6.1 Analyse de la structure

L'analyse élastique globale, peut être statique ou dynamique, selon la satisfaction des conditions posées par les règlements sur les cas de chargement.

Chargement statique :

- Le poids propre de la structure
- Les effets dus aux actions climatiques

Chargement dynamique :

- Les effets sismiques

6.1.1 Méthode de calcul

- Calcul de l'effort tranchant statique par la méthode statique équivalente :

La méthode de calcul la plus adaptée pour le calcul dynamique des structures est celle qui est basée sur l'utilisation des spectres de réponse. Mais le RPA exige que l'effort tranchant dynamique soit supérieur à 80% de l'effort tranchant statique donc on va calculer l'effort tranchant statique par la méthode statique équivalente.

- Principe de la méthode

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statique fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique

6.1.2 Calcul de la force sismique total

La force totale (V) appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

Avec :

A : coefficient d'accélération en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment, donnée par le tableau (4.1).

Dans notre cas, on est dans la zone I « **chapitre3§3.1** » **RPA99V2003** et un group d'usage 1B « **chapitre3§3.2** » **RPA99V2003**

A=0.12

D : facteur d'amplification dynamique moyen qui est en fonction de la catégorie du site du facteur d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/3)^{\frac{2}{3}} \cdot (3/T)^{\frac{5}{3}} & T > 3s \end{cases}$$

T, T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site et donnée par le tableau **(4.7) RPA99V2003**

Dans notre cas, en se place dans le site (S3) : T₁=0.15 s ; T₂=0.50 s

Le facteur de correction d'amortissement est donne par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

D'après le tableau (4.2) on a : $\xi = 5\%$

$$\eta = 1$$

6.2.1. Estimation de la période fondamentale

$$T = C_T \cdot h_N^{3/4} \text{ Formule (4.6) RPAV2003}$$

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base jusqu'au sommet de la structure :

$$h_N = 9.6 \text{ m}$$

C_T : Coefficient, il est en fonction du système de contreventement et du type de remplissage ; « portique auto-stable en acier sans remplissage en maçonnerie. D'où $C_T = 0.085$

Donc :

$$T = 0,085 \times 9.6^{3/4} = 0.463 \text{ s}$$

La période est majorée de 30% d'après le **RPA99V2003 chapitre4§4.2.4(4)**

$$T = 0.602 S$$

On a:

$$0 \leq T \leq T_2 = 0 \leq 0.4 \leq 0,5$$

Donc :

$$D = 2.5\eta = 2.5 \times 1 = 2.5$$

R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur est donnée par le tableau (4.3) de RPA99V2003 en fonction du système de contreventement

Sens transversal : Ossature contreventée par palées triangulaire en X ; R=4

Sens longitudinal : Ossature contreventée par palée triangulaire en X ; R=4

Q : facteur de qualité, il est en fonction de la redondance, géométrie, régularité en plan et en élévation et la qualité de control de construction.

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Critère de qualité « q »	P _q
Condition minimal sur les files de contreventement	0.05
Redondance en plan	0
Régularité en plan	0
Régularité en élévation	0
Contrôle de qualité des matériaux	0.05 « supposé non vérifiée »
Contrôle de qualité de l'exécution	0.1
$\sum_1^6 P_q$	0.2

Tableau 6. 1 : pénalité de vérification.

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q = 1 + 0.2 = 1,2$$

W : poids total de la structure,

W est égal à la somme des poids W_i, Calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ Avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- W_{Gi} : poids du aux charges permanentes et à celle de équipent fixes éventuels, solidaire de la structure
- W_{Qi} : charges d'exploitation
- β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation pris égal à 0.50 « tableau 4.5 du RPA99V2003 »

Le poids total de la structure peut être obtenu directement à partir du Logiciel ROBOT ANALYSE STRUCTURAL en introduisant la Combinaison $W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

Le poids total de la structure est de : 2784,38 KN

Force sismique totale V :

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

$$A = 0,12; D = 2,5; Q = 1,2; R = 4; W = 2784,38 \text{ kN}$$

$$V_{x,y} = \frac{0,12 \times 2,5 \times 1,2}{4} \times 2784,38 = 250,59 \text{ kN}$$

6.2.2. Méthode modale spectrale

Par cette méthode il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre. De réponse de calcul. Ces effet sont par la suit combinée pour obtenir la repense de la structure

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul (4.13) du RPA2003

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

Avec les Coefficients A, η , R, T_1 , T_2 , Q ; qui sont déjà déterminer

6.2.3. Résultat de calcul

- Schématisation du spectre de réponse suivant X et Y :

Paramètre de du spectre Correction de l'amortissement $\sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} = 1,00$;

A=0,120 ; $T_1=0,15$; $T_2=0,50$

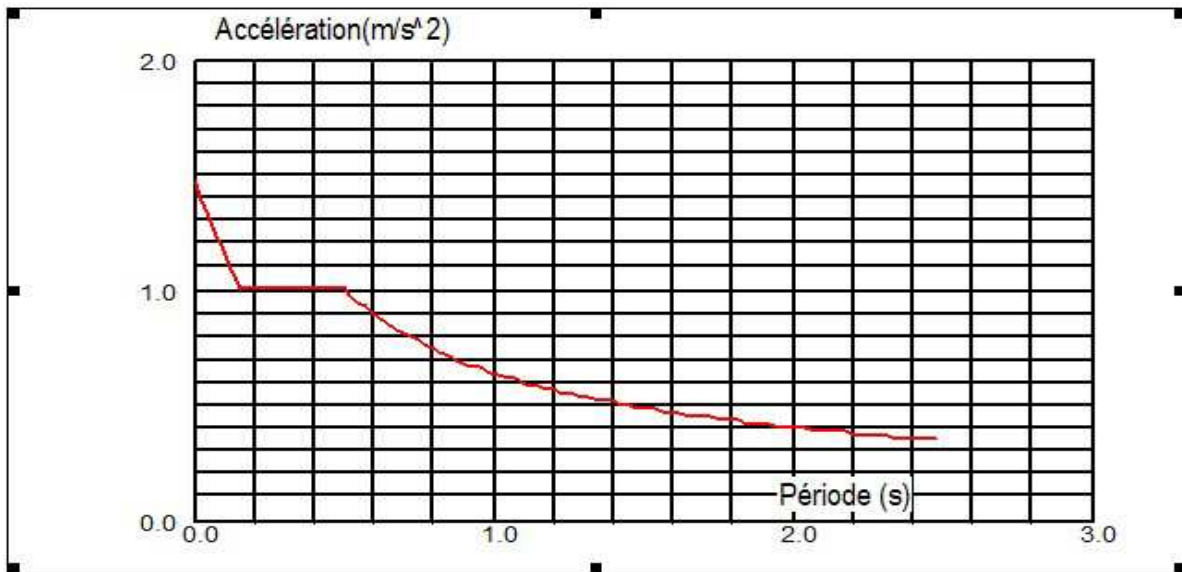


Figure6. 1: Spectre de réponse suivant X

Paramètre de du spectre Correction de l'amortissement $\sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} = 1,00$;
 A=0,120 ; T₁=0,15 ; T₂=0,50

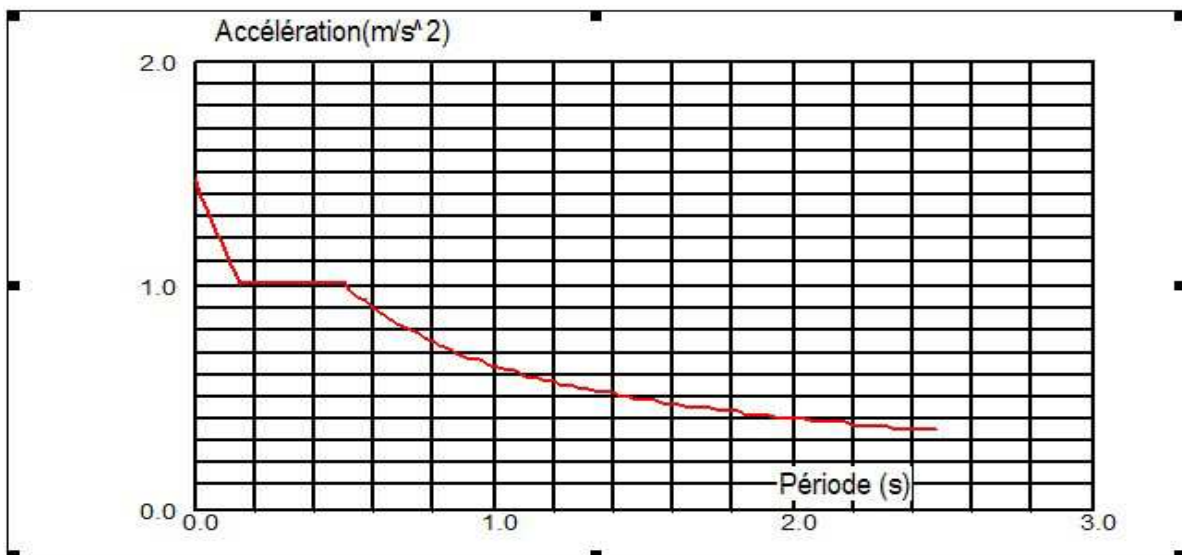


Figure6. 2 : Spectre de réponse suivant Y

6.2.4. Les réponses modales de la structure

La déformation de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants est illustré par les figures suivant :

Mode 01 : translation suivant l'axe X-X période 0,31s

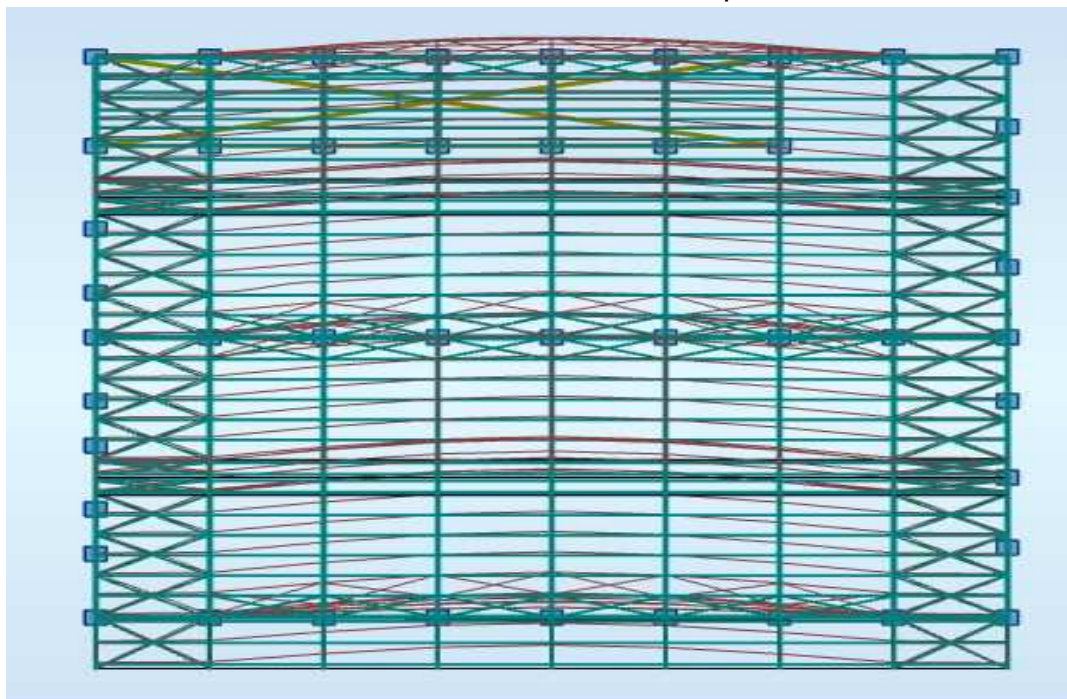


Figure6. 3: Mode de déformation 1

Mode 02 : translation suivant l'axe Y-Y période 0,50s

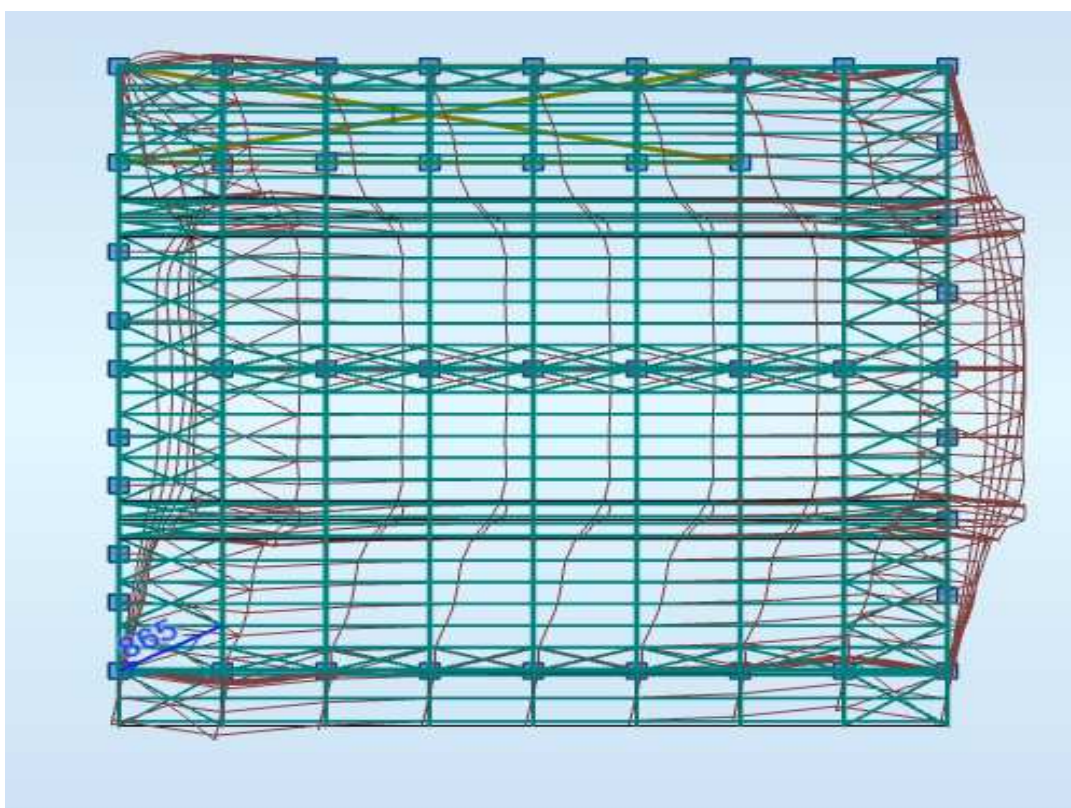


Figure6. 4 : Mode de déformation 2

Mode 03 : Rotation autour de l'axe Z-Z période 0,19s

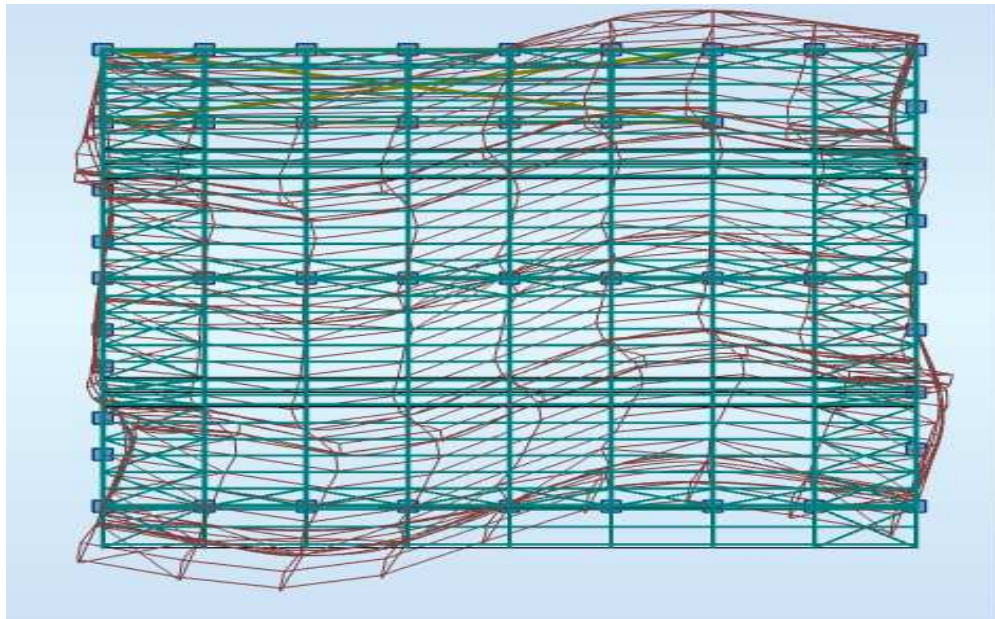


Figure6. 5: Mode de déformation 3

6.1.3 Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon l'article 4.3.6 du RPA99V2003, la résultante de la force sismique à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales doit être supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalent

Force sismique	V statique (KN)	0,8V Statique	V dynamique	Observation
Sens X-X	250,59	200.47	211,68	VERIFIER
Sens Y-Y	250,59	200.47	209.98	VERIFIER

Tableau6. 2 : Vérification de l'effort tranchant à la base

L'effort tranchant dynamique est supérieur à 80% de l'effort tranchant statique dans les deux sens, il y pas lieu d'augmenté les paramètres de repense

- Vérification de la période :

La période empirique donnée par le logiciel REBOT ANALYSE STRUCTURAL est de 0,5 S or que la période fondamentale calculée est de 0,463 S

$$T_{empirique} = 0.5 S < 1,3 \times T_{fondamental} = 0,602 S \text{ Condition vérifiée}$$

- Vérification des déplacements :

1^{er} Cas : situation durable :

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

$h/150$; sans charge du vent

$h/125$; avec charge du vent

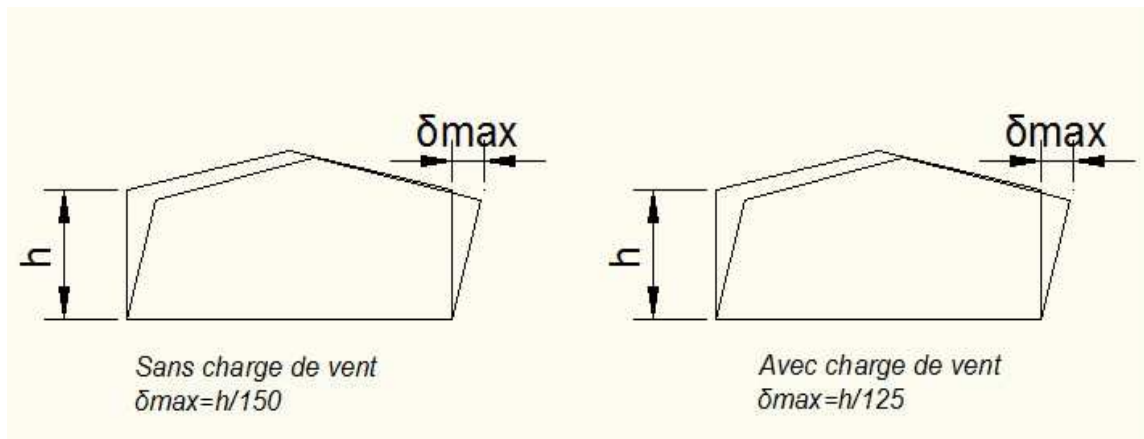


Figure6. 6 : Valeur limite des flèches horizontales des bâtiments industriels

h : hauteur du poteau

	Combinaison		Déplacement max (cm)	
	Avec vent	Sans vent	Avec vent	Sans vent
Suivant X	G+ W2	G+0.9Q+0.9S	2,1	0.9
Suivant Y	G+W2	G+0.9Q+0.9S	2	0,1

Tableau6. 3 : Déplacement max en situation durable

$$\frac{h}{150} = \frac{800}{150} = 5,33 \text{ cm "sans vent"}$$

$$\frac{h}{125} = \frac{800}{125} = 6,4 \text{ cm "avec vent"}$$

Les déplacements suivant les deux directions sont inférieure aux déplacements admissibles.

2^{ème} cas : situation accidentelle :

Le RPA 99V2003 précise que le déplacement horizontal est calculé sous les force sismique seul article 4.4.3 et préconise de limiter les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport au étages qui lui sont adjacent à 1% de la hauteur d'étage article 5.10

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

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

δ_{ek} : déplacement du aux force sismiques

R: Coefficient de comp $R = 4$

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

Niveau	Déplacement (cm)		Déplacement relatif (cm)	
	Suivant X	Suivant Y	Suivant X	Suivant Y
Toiture	0,4	1,47	1,6	5,9

Tableau6. 4 : Déplacement relatif en situation accidentelle

$$\frac{h}{100} = \frac{960}{100} = 9,60 \text{ cm}$$

Tous les déplacements sont inférieurs à 9,60 cm, donc ils sont vérifiés

Conclusion : Les actions du vent sont les plus défavorables dans les structures métallique, mais la présence des plancher mixtes rigides rendent la structure sensible aux actions sismiques, les systèmes de contreventement lui assure un bon comportement vis-à-vis de ces derniers.

Chapitre-7

Vérifications des éléments structuraux

7.1 Introduction

Après avoir modélisé notre structure sur le logiciel Robot, on passe aux différentes vérifications exigés par le CCM97. Le calcul d'une structure exige que sous toutes les combinaisons d'actions définies réglementairement, la stabilité doit être assurée tant globalement, au niveau de la structure, qu'individuellement au niveau de chaque élément. Il faut que les barres résistent aux instabilités, c'est-à-dire, successivement, au flambement, dû à l'action d'une compression axiale, au déversement qui se développe sous l'action d'un moment fléchissant, et voilement dû à une sollicitation d'effort tranchant.

7.1.1 Vérification de la traverse IPE 450

La traverse de notre structure est un élément porteur constituant la partie du portique, supportant la panne et la couverture. Leur fonction principale est de transmettre les actions agissantes sur la toiture aux poteaux. La vérification se fait pour la traverse la plus sollicitée sous une combinaison d'action déterminée.

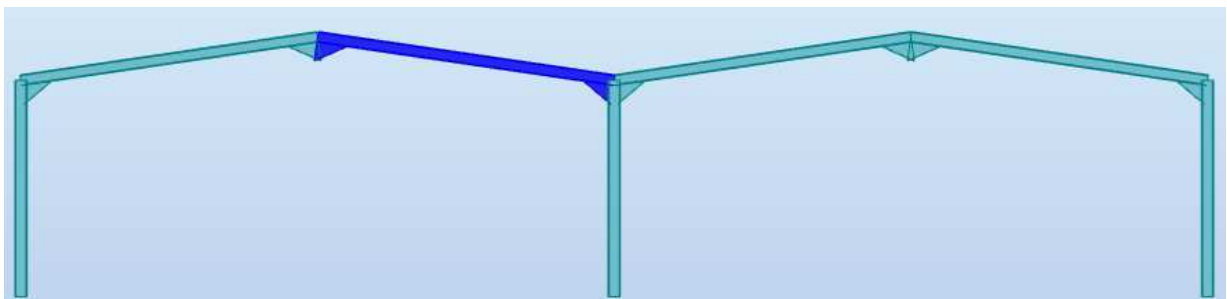


Figure 7. 1 : Illustration de la traverse la plus sollicitée

Pour la traverse d'une longueur de 11,11 m désignée en bleu qui est supposée encastrée-encastree et sollicitée par la combinaison d'action suivante (1.35 G+1.35Q+1.35W₂), les efforts sollicitant déterminés par cette combinaison sont donnée par le logiciel Robot sont :

$$M_{y_{sd}} = 168,81 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 44,10 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 31,39 \text{ kN}$$


profilé	 PARAMETRES DE LA SECTION								
IPE 450	A Cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	I _y Cm ⁴	I _z Cm ⁴	w _{ply} cm ³	w _{plz} cm ³
MATERIAU ACIER S235	98,8	450	190	14,6	9,4	33740	1676	1702	276

Tableau7. 1: Caractéristique du profilé IPE 450

➤ **Détermination de la de la classe du profilé**

- Classe de la semelle (semelle comprimée)

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = 6.5 \leq 10\varepsilon = 10 \quad \text{semelle de classe 1}$$

- Classe de l âme (âme fléchie)

$$\frac{d}{t_w} = \frac{378.8}{9.4} = 40.3 \leq 72\varepsilon \quad \text{l âme de classe 1}$$

Donc la section est de classe 1

➤ **Vérification de la section à la résistance**

- Vérification de l'effort tranchant

Pour la vérification de l'effort tranchant on applique la condition suivante :

$$\text{Si} \quad V_{sd} \leq 0.5 V_{pl,rd} \quad \Rightarrow \quad M_{sd} \leq M_{c,rd} \quad \text{Art5.4.7 CCM 97}$$

$M_{c,rd}$: Moment résistant plastique

$$V_{max} = V_{sd} = 44.10 \text{ kN}$$

$$V_{plz,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m0}} = \frac{50.85(2350 / \sqrt{3})}{1.1} = 627.19 \text{ kN}$$

Art 5.4.6(2)CCM97

$$V_{sd} \leq 0.5V_{pl,Rd} \quad 44.10 \text{ kN} \leq 313.59 \text{ kN}$$

L'incidence de l'effort tranchant sur le moment résistant est négligée

- Vérification de l'effort normal :

On utilise la condition suivante : $N_{sd} \leq \text{Min} (0.25N_{pl,Rd}; 0.5 A_w f_y / \gamma_{M,0})$

Pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal

$$N_{sd} = 31.39 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd} \leq \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M,0}} = \frac{98.8 \times 2350}{1.1} = 2110.72 \text{ kN}$$

$$0.25N_{pl,Rd} = 527.68 \text{ kN}$$

$$A_w = A - 2b \cdot t_f = 98.8 - 55.48 = 43.32 \text{ cm}^2$$

$$\frac{0.5A_w f_y}{\gamma_{M,0}} = 462.73 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 31.39 \text{ kN} \leq 462.73 \text{ kN}$$

L'indice de l'effort normal sur le moment fléchissant est négligé

- Vérification au moment fléchissant :

$$M_{y,sd} = 168.81 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{c,Rd} = M_{ply,Rd} = \frac{w_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1702 \times 23.5}{1.1} = 363.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$168.81 \text{ kN} \cdot \text{m} \leq 363.6 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification d'élément au phénomène instabilité**

Éléments comprimés et fléchis deux cas ce présente

Flexion composée sans risque de déversement **Art 5.5.4 (5.51) CCM97**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} + \frac{k_z \cdot M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1.0 \dots \dots (1)$$

Flexion composée Avec risque de déversement **Art 5.5.4 (5.52) CCM97**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply,Rd}} + \frac{k_z \cdot M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1.0 \dots \dots (2)$$

➤ **Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement**

$$\chi_{min} = \text{Min}(\chi_y, \chi_z)$$

- Flambement par rapport à l'axe (y-y).

$$\chi_y = \frac{1}{\left(\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2} \right)}$$

$$\phi_y = 0.5[1 + \alpha_y(\lambda_y - 0.2) + \lambda_y^2]$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \quad \text{Avec :} \quad \beta_A = 1 \quad \text{classe 1}$$

$$\lambda_1 = 93.9$$

$$\lambda_y = \frac{0.5l_y}{i_y} = \frac{555.5}{18.48} = 30$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{30}{93.9} = 0.32$$

Courbe de flambement : **Figure 5.5.2 du CCM97**

$$\frac{h}{b} = 2.22 > 1.2 \rightarrow (y-y) \rightarrow a \rightarrow \alpha_y = 0.21$$

$$\phi_y = 0.5[1 + 0.21(0.32 - 0.2) + 0.32^2] = 0.56$$

$$\chi_y = \frac{1}{\left(0.56 + \sqrt{0.56^2 - 0.32^2} \right)} = 0.98$$

- Flambement par rapport à l'axe (z-z)

$$\chi_z = \frac{1}{\left(\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2} \right)}$$

$$\phi_z = 0.5[1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\lambda_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1}\right) \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \quad \text{Avec :} \quad \beta_A = 1 \quad \text{classe 1}$$

$$\lambda_1 = 93.9$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{160}{4.12} = 38.83$$

$$\lambda_z^- = \frac{38.83}{93.9} = 0.41$$

Courbe de flambement : **Figure 5.5.2 du CCM97**

$$\frac{h}{b} = 2.22 > 1.2 \rightarrow (z-z) \rightarrow b \rightarrow \alpha_z = 0.34$$

$$\phi_z = 0.5[1 + 0.34(0.41 - 0.2) + 0.41^2] = 0.62$$

$$\chi_z = \frac{1}{(0.62 + \sqrt{0.62^2 - 0.41^2})} = 0.92$$

$$\chi_{min} = \text{Min}(\chi_y, \chi_z) = 0.92$$

➤ **Calcul de l'élanement réduit vis-à-vis du déversement**

Pour les poutres a section constante et doublement symétriques (profilés laminés I ET H), l'élanement λ_{lt} vaut

$$\lambda_{lt} = \frac{L/i_z}{c_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} = 23.4 \quad \text{Annexe.B.CCM97}$$

Avec :

$$\text{IPE450 :} \quad t_f = 1.46 \text{ cm ;} \quad i_z = 4.12 \text{ cm ;} \quad h = 45 \text{ cm}$$

$$K = 1.0 \quad C_1 = 2.704 \quad \text{Tableau B.1.1. CCM97}$$

L= 1,60 m avec L : est entre-axe des pannes

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

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_w]^{0,5} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\lambda_{lt} = 23.4$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{23.4}{93,9} = 0,25 < 0,4 \quad \text{il y a risque de déversement}$$

Calcul de coefficient k

β_{My} : Facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.

$$\psi = \frac{M_{min}}{M_{max}} = \frac{73.14}{-168.81} = -0.43$$

$$\beta_{My} = 1.8 - 0.7\psi = 1.8 - 0.7 \times -0.43 = 2.1$$

$$\mu_y = \lambda_y^- (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$$\mu_y = 0.32(2 \times 2.1 - 4) + \frac{1702 - 1500}{1500} = 0.2 < 0.9$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{0.2 \times 3139}{0.98 \times 98.8 \times 2350} = 0.99 \leq 1.5$$

On remplace dans (1)

$$\frac{3139}{0.92 \times 211072.72} + \frac{0.99 \times 16881}{36360.9} = 0.47 \leq 1 \dots \dots \dots ok$$

Conclusion : Le profilé choisi **IPE450** convient comme traverse pour la structure.

7.1.2 Vérification de la traverse débordante IPE270

Pour la traverse débordante d'une longueur de 4m. qu'est supposée encastrée-appuiee, désigné en bleu est sollicitée par la combinaison d'action suivant (1.35 G+1.35W₂), les efforts sollicitant déterminé par cette combinaison sont données par le logiciel Robot sont :

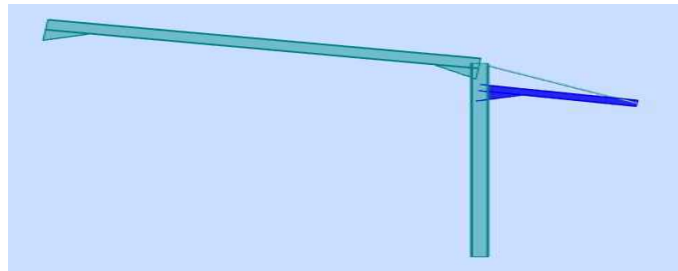


Figure7. 2 : Vue en perspective de la Traverse débordante

$$M_{y_{sd}} = 49.79 \text{ kN.m}$$

$$V_{sd} = 30.01 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 29.51 \text{ kN}$$

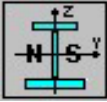
profile	 PARAMETRES DE LA SECTION								
IPE 270	A Cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	I _y Cm ⁴	I _z Cm ⁴	w _{ply} cm ³	w _{plz} cm ³
MATERIAU ACIER S235	45.9	270	135	10.2	6.6	5790	419.9	484	96.95

Tableau7. 2: Caractéristiques du profilé IPE 270

➤ **Détermination de la classe du profilé**

- Classe de la semelle (semelle comprimée)

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = 6.6 \leq 10\varepsilon = 10 \quad \text{semelle de classe 1}$$

- Classe de lame (âme fléchie) :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{219.6}{6.6} = 33.27 \leq 72\varepsilon \quad \text{l'âme de classe 1}$$

Donc, la section est de classe 1

➤ **Vérification de la section a la résistance**

- Vérification de l'effort tranchant

Pour la vérification de l'effort tranchant on applique la condition suivante

Si $V_{sd} \leq 0.5V_{pl,rd} \Rightarrow M_{sd} \leq M_{c,rd}$ **Art5.4.7 CCM 97**

$M_{c,rd}$: Moment résistant plastique

$$V_{max} = V_{sd} = 30.01 \text{ kN}$$

$$V_{plz,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M,0}} = \frac{22.14(2350/\sqrt{3})}{1.1} = 273.08 \text{ kN} \quad \text{Art 5.4.6(2)CCM97}$$

$$V_{sd} \leq 0.5V_{pl,Rd} \Rightarrow 30.01 \text{ kN} \leq 136.54 \text{ kN}$$

L'incidence de l'effort tranchant sur le moment résistant est négligée.

- Vérification de l'effort normal

On utilise la condition suivante.

$$\text{Si } N_{sd} \leq \text{Min} (0.25N_{pl,Rd}; 0.5 A_w \cdot f_y / \gamma_{M,0})$$

Pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal

$$N_{sd} = 29.51 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd} \leq \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M,0}} = \frac{45.9 \times 2350}{1.1} = 980.59 \text{ kN}$$

$$0.25N_{pl,Rd} = 245.14 \text{ kN}$$

$$A_w = A - 2b \cdot t_f = 45.9 - 27 = 18.9 \text{ cm}^2$$

$$\frac{0.5A_w \cdot f_y}{\gamma_{M,0}} = 201.8 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 29.51 \text{ kN} \leq 201.8 \text{ kN}$$

L'indice de l'effort normal sur le moment fléchissant est négligé

- Vérification au moment fléchissant :

$$M_{ysd} = 49.79 \text{ kN.m}$$

$$M_{c,rd} = M_{ply,Rd} = \frac{w_{ply} \cdot f_y}{1.1} = \frac{484 \times 23.5}{1.1} = 103.4 \text{ kN.m}$$

$$49.79 \text{ kN.m} \leq 103.4 \text{ kN.m}$$

➤ **Vérification d'élément au phénomène instabilité**

Éléments comprimés et fléchis

Flexion composée sans risque de déversement **Art 5.5.4 (5.51) CCM97**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,rd}} + \frac{K_y \cdot M_{ysd}}{M_{ply,rd}} + \frac{K_z \cdot M_{zsd}}{M_{plz,rd}} \leq 1.0 \dots \dots (1)$$

- Flexion composée Avec risque de déversement **Art 5.5.4 (5.52) CCM97**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{ysd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply,rd}} + \frac{K_z \cdot M_{zsd}}{M_{plz,rd}} \leq 1.0 \dots \dots (2)$$

➤ **Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement**

$$\chi_{min} = \text{Min}(\chi_y, \chi_z)$$

- Flambement par rapport à l'axe (y-y) :

$$\chi_y = \frac{1}{\left(\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2} \right)}$$

$$\phi_y = 0.5 \left[1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2 \right]$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda_y}{\lambda_1}$$

Avec : $\beta_A = 1$ classe 1

$$\lambda_1 = 93.9$$

$$\lambda_y = \frac{2l_y}{i_y} = \frac{800}{11.2} = 71.42$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{64.43}{93.9} = 0.76$$

Courbe de flambement

Figure 5.5.2 du CCM97

$$\frac{h}{b} = 2 > 1.2 \rightarrow (y-y) \rightarrow a \rightarrow \alpha_y = 0.21$$

$$\phi_y = 0.5 \left[1 + 0.21(0.76 - 0.2) + 0.76^2 \right] = 0.84$$

$$\chi_y = \frac{1}{\left(0.84 + \sqrt{0.84^2 - 0.76^2} \right)} = 0.83$$

- Flambement par rapport à l'axe (z-z) :

$$\chi_z = \frac{1}{\left(\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}\right)}$$

$$\phi_y = 0,5 \cdot [1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1}\right) \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1}$$

Avec : $\beta_A = 1$ classe 1

$$\lambda_1 = 93,9$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{170}{3,02} = 56,3$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{56,3}{93,9} = 0,6$$

Courbe de flambement

Figure 5.5.2 du CCM97

$$\frac{h}{b} = 2 > 1,2 \rightarrow (z - z) \rightarrow b \rightarrow \alpha_z = 0,34$$

$$\phi_z = 0,5[1 + 0,34(0,6 - 0,2) + 0,6^2] = 0,748$$

$$\chi_z = \frac{1}{\left(0,748 + \sqrt{0,748^2 - 0,6^2}\right)} = 0,84$$

$$\chi_{min} = \text{Min}(\chi_y, \chi_z) = 0,83$$

➤ **Calcul de l'élanement réduit vis-à-vis du déversement**

$$\lambda_{lt} = \frac{L/i_z}{c_1^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}} = 39,1$$

Avec :

IPE270 : $t_f = 1,02\text{cm}$; $i_z = 3,02\text{cm}$; $h = 27\text{cm}$

$K = 1$ $C_1 = 1,879$ **Tableau B.1.1.CCM97**

$L = 1,70\text{ m}$ avec L : est entre-axe des pannes

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

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{Lt}}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_w]^{0,5} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\lambda_{Lt} = 39.1$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{39.1}{93,9} = 0,42 > 0.4 \quad \text{il ya risque de déversement}$$

$$\alpha_{LT} = 0.21$$

$$\phi_{LT} = 0.5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2]$$

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + 0.21(0.42 - 0,2) + 0.42^2] = 0.61$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{(0.61 + \sqrt{0.61^2 - 0.42^2})} = 0.95$$

Calcul de coefficient k

β_{MLT} : Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

$$\psi = \frac{M_{min}}{M_{max}} = \frac{-2.21}{49.79} = -0.04$$

$$\beta_{MLT} = 1.8 - 0.7\psi = 1.8 - 0.7 \times -0.04 = 1.83$$

$$\mu_{LT} = 0.15\bar{\lambda}_Z \cdot \beta_{MLT} - 0.15 = -0.001 \leq 0.9$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_Z \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{-0.001 \times 2951}{0.84 \times 45.9 \times 2350} = 1 \leq 1.5$$

On remplace dans la formule (2)

$$\frac{2951}{0.83 \times 98059.09} + \frac{1 \times 4979}{0.95 \times 10340} = 0.54 \leq 1 \dots \dots \dots ok$$

Conclusion : Le profilé choisi **IPE270** convient comme traverse débordante

7.1.3 Vérification des poteaux (Halle) :

Les poteaux des portiques de la structure, ont pour fonction de transférer aux fondations les efforts provenant des actions agissantes sur le portique. Ces efforts, introduits par la traverse, sont principalement, un effort normal de compression et un ou moment de flexion. Il se peut y avoir des actions transversales dues au vent sur la façade. Pour le poteau d'une longueur de 8 m désigné en bleu qui est supposé encasté-encasté dans le plan (X-Z) et encasté-appuies dans le plan (Y-Z) et sollicité par la combinaison

d'action suivant $(1.35 G+1.35Q+1.35W_2)$, les efforts sollicitant déterminé de cette combinaison donnée par le logiciel Robot sont :

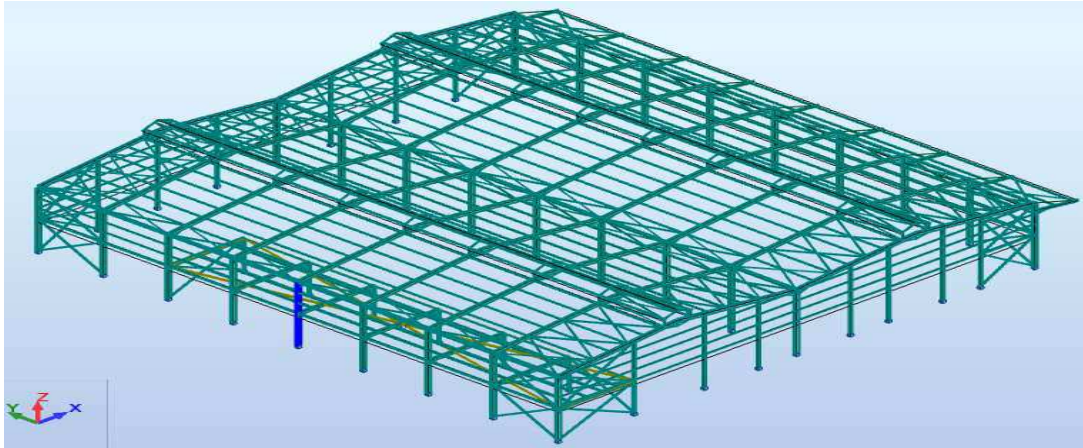


Figure7. 3 : Vue en 3D de la structure illustration du poteau le plus sollicitée

$$M_{ysd} = 262.20 \text{ kN.m}$$

$$V_{sd} = 96.49 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 292.85 \text{ kN}$$

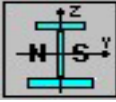
profilé	 PARAMETRES DE LA SECTION								
IPE 450	A Cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	I _y Cm ⁴	I _z Cm ⁴	w _{ply} cm ³	w _{plz} cm ³
MATERIAU ACIER S235	98,8	450	190	14,6	9,4	33740	1676	1702	276

Tableau7. 3: Caractéristiques du profilé IPE 450

➤ **Détermination de la de la classe du profilé**

- Classe de la semelle (semelle comprimée) :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = 6.5 \leq 10\varepsilon = 10 \quad \text{semelle de classe 1}$$

- Classe de lame (âme fléchie) :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{378.8}{9.4} = 40.3 \leq 72\varepsilon \quad \text{l'âme de classe 1}$$

Donc la section est de classe 1

➤ **Vérification de la section a la résistance**

- Vérification de l'effort tranchant :

Pour la vérification de l'effort tranchant on applique la condition suivante:

$$\text{Si } V_{sd} \leq 0.5V_{pl,rd} \Rightarrow M_{sd} \leq M_{c,rd} \quad \text{Art 5.4.7 CCM 97}$$

$M_{c,rd}$: Moment résistant plastique

$$V_{max} = V_{sd} = 96.49 \text{ kN/ml}$$

$$V_{plz,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m0}} = \frac{50.85(2350 / \sqrt{3})}{1.1} = 627.19 \text{ kN} \quad \text{Art 5.4.6(2) CCM97}$$

$$V_{sd} \leq 0.5V_{pl,rd} \Rightarrow 96.4 \text{ kN} \leq 313.59 \text{ kN}$$

L'incidence de l'effort tranchant sur le moment résistant est négligée

- Vérification de l'effort axial :

On utilise la condition suivante.

$$\text{Si : } N_{sd} \leq \text{Min} (0.25N_{pl,rd}; 0.5 A_w \cdot f_y / \gamma_{M,0})$$

Pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort axial

$$N_{sd} = 292.85 \text{ kN}$$

$$N_{pl,rd} \leq \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M,0}} = \frac{98.8 \times 2350}{1.1} = 2110.72 \text{ kN}$$

$$0.25N_{pl,rd} = 527.68 \text{ kN}$$

$$A_w = A - 2b \cdot t_f = 98.8 - 55.48 = 43.32 \text{ cm}^2$$

$$\frac{0.5A_w \cdot f_y}{\gamma_{M,0}} = 462.73 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 292.85 \text{ kN} \leq 462.73 \text{ kN}$$

L'indice de l'effort axial sur le moment fléchissant est négligé

- Vérification au moment fléchissant :

$$M_{ysd} = 262.20 \text{ kN.m}$$

$$M_{c,rd} = M_{ply,rd} = \frac{w_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M,0}} = \frac{1702 \times 23.5}{1.1} = 363.6 \text{ kN.m}$$

$$262.20 \text{ kN.m} \leq 363.6 \text{ kN.m}$$

➤ **Vérification d'élément au phénomène instabilité**

Éléments comprimés et fléchis :

- Flexion composée sans risque de déversement : **Art 5.5.4 (5.51) CCM97**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,rd}} + \frac{K_y \cdot M_{ysd}}{M_{ply,rd}} + \frac{K_z \cdot M_{zsd}}{M_{plz,rd}} \leq 1.0 \dots \dots (1)$$

- Flexion composée Avec risque de déversement : **Art 5.5.4 (5.52) CCM97**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{ysd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply,rd}} + \frac{K_z \cdot M_{zsd}}{M_{plz,rd}} \leq 1.0 \dots \dots (2)$$

➤ **Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement :**

$$\chi_{min} = \text{Min}(\chi_y, \chi_z)$$

- Flambement par rapport à l'axe (y-y) :

$$\chi_y = \frac{1}{\left(\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2} \right)}$$

$$\Phi_y = 0.5 \cdot [1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \quad \text{Avec :} \quad \beta_A = 1 \text{ classe 1}$$

$$\lambda_1 = 93.9$$

$$\lambda_y = \frac{0.5 l_y}{i_y} = \frac{400}{18.48} = 21.64$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{21.64}{93.9} = 0.23$$

Courbe de flambement : **Figure 5.5.2 du CCM97**

$$\frac{h}{b} = 2.36 > 1.2 \rightarrow (y - y) \rightarrow a \rightarrow \alpha_y = 0.21$$

$$\Phi_y = 0.5 [1 + 0.21(0.23 - 0.2) + 0.23^2] = 0.53$$

$$\chi_y = \frac{1}{\left(0.53 + \sqrt{0.53^2 - 0.23^2}\right)} = 0.99$$

- Flambement par rapport à l'axe (z-z)

$$\chi_z = \frac{1}{\left(\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \lambda_z^2}\right)}$$

$$\phi_y = 0.5[1 + \alpha_z(\lambda_z^- - 0,2) + \lambda_z^2]$$

$$\lambda_z^- = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1}\right) \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \quad \text{Avec :} \quad \beta_A = 1 \quad \text{classe 1}$$

$$\lambda_1 = 93.9$$

$$\lambda_z = \frac{0.7l_z}{i_z} = \frac{280}{4.12} = 67.9$$

$$\lambda_z^- = \frac{67.9}{93.9} = 0.72$$

Courbe de flambement : **Figure 5.5.2 du CCM97**

$$\frac{h}{b} = 2.36 > 1.2 \rightarrow (z-z) \rightarrow b \rightarrow \alpha_z = 0.34$$

$$\phi_z = 0,5[1 + 0.34(0.72 - 0,2) + 0.72^2] = 0.84$$

$$\chi_z = \frac{1}{\left(0.84 + \sqrt{0.84^2 - 0.72^2}\right)} = 0.79$$

$$\chi_{min} = \text{Min}(\chi_y, \chi_z) = 0.79$$

➤ **Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis du déversement :**

$$\lambda_{lt} = \frac{L/i_z}{c_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} = 51.09$$

Avec :

$$\text{IPE450 :} \quad t_f = 1.46 \text{ cm} ; i_z = 4.12 \text{ cm} ; h = 45 \text{ cm}$$

$$K = 0.7 \quad C_1 = 3.009 \quad \text{Tableau B.1.1.CCM97}$$

L=400cm avec L est la hauteur du mur de maçonnerie

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

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_w]^{0,5} \qquad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\lambda_{lt} = 51.09$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{51.09}{93,9} = 0,54 > 0.4 \quad \text{il ya risque de déversement}$$

$$\alpha_{LT} = 0.21$$

$$\phi_{LT} = 0.5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2]$$

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + 0.21(0.54 - 0,2) + 0.54^2] = 0.68$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{(0.68 + \sqrt{0.68^2 - 0.54^2})} = 0.9$$

Calcul de coefficient k :

$$\psi = \frac{M_{min}}{M_{max}} = \frac{122.85}{-262.20} = -0.47$$

$$\beta_{MLT} = 1.8 - 0.7\psi = 1.8 - 0.7 \times -0.47 = 2.13$$

$$\mu_{LT} = 0.15\bar{\lambda}_Z \cdot \beta_{MLT} - 0.15 = 0.08 \leq 0.9$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_Z \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{0.08 \times 29285}{0.72 \times 98.8 \times 2350} = 0.98 \leq 1.5$$

On remplace dans (2)

$$\frac{29285}{0.79 \times 211072.72} + \frac{0.98 \times 26220}{0.9 \times 36360.9} = 0.95 \leq 1 \dots \dots \dots ok$$

Conclusion : Le profilé choisi **IPE 450** convient comme poteau pour la structure.

7.1.4 Vérification des poteaux de la mezzanine HE A200 :

Les poteaux de la mezzanine, ont pour fonction de transfert aux fondations les efforts provenant des actions agissantes sur le plancher collaborant .Ces actions transversales sont dues aux vents sur la façade. Le poteau est sollicité sous "1.35G+1.35Q+1.5W₂".

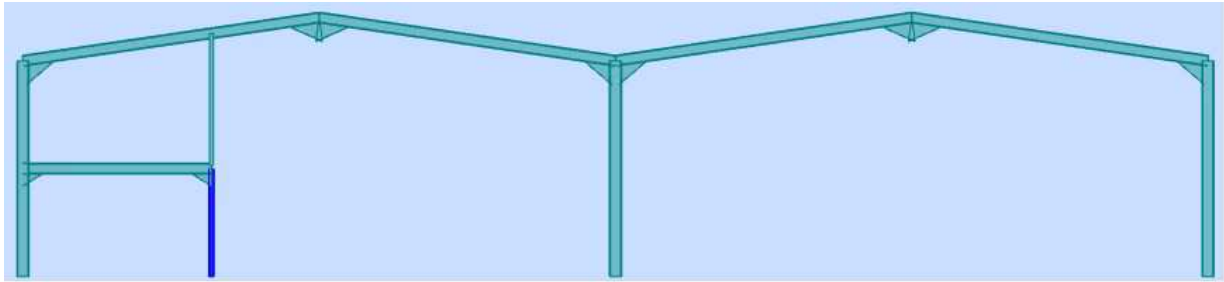


Figure7. 4: Illustration du poteau de la mezzanine le plus sollicitée

Les efforts sollicitant les plus défavorables donnés par le logiciel ROBOT sont :

$$M_{y_{sd}} = 27.37 \text{ kN.m}$$

$$M_{z_{sd}} = 12.61 \text{ kN.m}$$

$$V_{sd} = 10.7 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 202 \text{ kN}$$


profilé	 PARAMETRES DE LA SECTION								
HEA200	A Cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	I _y Cm ⁴	I _z Cm ⁴	w _{ply} cm ³	w _{plz} cm ³
MATERIAU ACIER S235	53.8	190	200	10	6.5	3692	1336	429.5	203.8

Tableau7. 4 : Caractéristiques du profilé HEA200

➤ **Détermination de la de la classe du profilé :**

- Classe de la semelle (semelle comprimée) :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = 10 \leq 10\epsilon = 10 \quad \text{la semelle est de classe 1}$$

- Classe de lame (âme fléchie) :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{134}{6.5} = 20.61 \leq 72\epsilon \quad \text{l âme est de classe 1}$$

Donc la section est de classe 1

➤ **Vérification de la section a la résistance :**

- Vérification de l'effort tranchant :

Pour la vérification de l'effort tranchant on applique la condition suivante

Si : $V_{sd} \leq 0.5V_{pl,rd} \Rightarrow M_{sd} \leq M_{c,rd}$ **Art5.4.7 CCM 97**

$M_{c,rd}$: Moment résistant plastique

$V_{max} = V_{sd} = 10.7 \text{ kN}$

$$V_{plz,rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M,0}} = \frac{18.08(2350 / \sqrt{3})}{1.1} = 223 \text{ kN} \quad \text{Art 5.4.6(2)CCM97}$$

$V_{sd} \leq 0.5V_{pl,rd} \Rightarrow 10.7 \text{ kN} \leq 111.5 \text{ kN}$

L'incidence de l'effort tranchant sur le moment résistant est négligée

- Vérification de l'effort axial :

On utilise la condition suivante.

Si : $N_{sd} \leq \text{Min}(0.25N_{pl,rd}; 0,5 A_w \cdot f_y / \gamma_{m0})$

Pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort axial

$N_{sd} = 202 \text{ kN}$

$$N_{pl,rd} \leq \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M,0}} = \frac{53.8 \times 2350}{1.1} = 1149.36 \text{ kN}$$

$\Rightarrow 0.25N_{pl,rd} = 287.34 \text{ kN}$

$A_w = A - 2b \cdot t_f = 53.8 - 40 = 13.8 \text{ cm}^2$

$$\frac{0.5A_w \cdot f_y}{\gamma_{M,0}} = 147.4 \text{ kN}$$

$\Rightarrow N_{sd} = 202 \text{ kN} > 147.4 \text{ kN}$

Il y a interaction entre l'effort axial et le moment fléchissant

➤ Flexion autour de l'axe y-y :

$$M_{Ny,rd} = M_{ply,rd} \left[\frac{1-n}{1-0.5a} \right] \quad \text{Avec : } a = \min\left(\frac{A_w}{A}; 0.5\right) = 0.25$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}} = 0.17$$

Equation 5.2.5-CCM97

$$M_{Ny,rd} = M_{ply,rd} \left[\frac{1-n}{1-0.5a} \right] = 86.30 \text{ kN.m}$$

- Flexion autour de l'axe z-z :

$$\frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}} < a \Rightarrow M_{Nz,rd} = M_{plz,rd} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = 59,04 \text{ kN.m}$$

$$\Rightarrow \left(\frac{M_{ysd}}{M_{Nyrd}} \right)^2 + \left(\frac{M_{zsd}}{M_{Nzrd}} \right)^1 = 0.1 + 0.21 = 0.31 \leq 1$$

- Vérification d'élément au phénomène instabilité

Éléments comprimés et fléchis :

- Flexion composée sans risque de déversement : **Art 5.5.4 (5.51) CCM97**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,rd}} + \frac{K_y \cdot M_{ysd}}{M_{ply,rd}} + \frac{K_z \cdot M_{zsd}}{M_{plz,rd}} \leq 1.0 \dots \dots (1)$$

- Flexion composée Avec risque de déversement : **Art 5.5.4 (5.52) CCM97**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{ysd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply,rd}} + \frac{K_z \cdot M_{zsd}}{M_{plz,rd}} \leq 1.0 \dots \dots (2)$$

- Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement

$$\chi_{min} = \text{Min}(\chi_y, \chi_z)$$

- Flambement par rapport à l'axe (y-y) :

$$\chi_y = \frac{1}{\left(\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \lambda_y^2} \right)}$$

$$\phi_y = 0.5 \left[1 + \alpha_y (\lambda_y^- - 0.2) + \lambda_y^2 \right]$$

$$\lambda_y^- = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \quad \text{Avec :} \quad \beta_A = 1 \quad \text{classe 1}$$

$$\lambda_1 = 93.9$$

$$\lambda_y = \frac{0.5 l_y}{i_y} = \frac{200}{8.28} = 24.15$$

$$\lambda_y^- = \frac{24.15}{93.9} = 0.25$$

Courbe de flambement : **Figure 5.5.2 du CCM97**

$$\frac{h}{b} = 0.96 < 1.2 \rightarrow (y - y) \rightarrow b \rightarrow \alpha_y = 0.34$$

$$\phi_y = 0.5[1 + 0.34(0.25 - 0.2) + 0.25^2] = 0.54$$

$$\chi_y = \frac{1}{(0.54 + \sqrt{0.54^2 - 0.25^2})} = 0.99$$

- Flambement par rapport à l'axe (z-z)

$$\chi_z = \frac{1}{(\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2})}$$

$$\phi_y = 0.5[1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1}\right) \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \quad \text{Avec :} \quad \beta_A = 1 \quad \text{classe 1}$$

$$\lambda_1 = 93.9$$

$$\lambda_z = \frac{0.7l_z}{i_z} = \frac{280}{4.98} = 56.22$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{56.22}{93.9} = 0.6$$

Courbe de flambement : **Figure 5.5.2 du CCM97**

$$\frac{h}{b} = 0.95 < 1.2 \rightarrow (z - z) \rightarrow C \rightarrow \alpha_z = 0.49$$

$$\phi_z = 0.5[1 + 0.49(0.6 - 0.2) + 0.6^2] = 0.77$$

$$\chi_z = \frac{1}{(0.77 + \sqrt{0.77^2 - 0.6^2})} = 0.8$$

$$\chi_{min} = \text{Min}(\chi_y, \chi_z) = 0.8$$

➤ **Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis du déversement :**

$$\lambda_{lt} = \frac{L/i_z}{c_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} = 39.56$$

Avec :

HEA200: $t_f = 1 \text{ cm} ; i_z = 4.98 \text{ cm} ; h = 19 \text{ cm}$

$K = 0.7$ $C_1 = 3.009$ **Tableau B.1.1.CCM97**

$L = 400 \text{ cm}$ avec L est la hauteur du mur de maçonnerie

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

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_w]^{0,5} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\lambda_{lt} = 39.56$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{39.56}{93,9} = 0,42 > 0.4 \quad \text{il ya risque de déversement}$$

$$\alpha_{LT} = 0.21$$

$$\phi_{LT} = 0.5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + 0.21(0.42 - 0,2) + 0.42^2] = 0.61$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{(0.61 + \sqrt{0.61^2 - 0.42^2})} = 0.95$$

Calcul de coefficient k

$$\psi = \frac{M_{min}}{M_{max}} = \frac{6.04}{-12.61} = -0.48$$

$$\beta_{Mz} = 1.8 - 0.7\psi = 1.8 - 0.7 \times -0.48 = 2.13$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z(2\beta_{Mz} - 4) + \frac{w_{plz} - w_{elz}}{w_{elz}}$$

$$\mu_z = 0.6(2 \times 2,13 - 4) + \frac{203.8 - 133.9}{133.9} = 0.67 < 0.9$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{0.67 \times 20200}{0.8 \times 53.8 \times 2350} = 0.86 \leq 1.5$$

$$\beta_{MLT} = 1.8 - 0.7\psi = 1.8 - 0.7 \times -0.48 = 2.13$$

$$\mu_{LT} = 0.15\bar{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0.15 = 0.04 \leq 0.9$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{0.04 \times 20200}{0.8 \times 53.8 \times 2350} = 0.99 \leq 1.5$$

On remplace dans (2)

$$\frac{20200}{0.8 \times 114936.36} + \frac{0.99 \times 2737}{0.95 \times 9175.68} + \frac{0.86 \times 1261}{4353.9} = 0.77 \leq 1 \dots \dots \dots ok$$

Conclusion : Le profilé choisi **HEA200** convient comme poteau du plancher collaborant.

7.1.5 Vérification de la poutre au vent

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action des forces horizontales. Ils sont généralement placés pour garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'aux fondations. Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants « poutres au vent », et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués tant sur les pignons que sur les long pans. Les contreventements sont placés le plus souvent dans les travées de rive. Leurs diagonales sont généralement des cornières doubles qui sont fixées sur la traverse Leur rôle principal est de transmettre les efforts du vent du pignon aux fondations.

La diagonale est sollicitée sous la combinaison suivante donnée par le logiciel Robot (1.35G+1.5W₂)

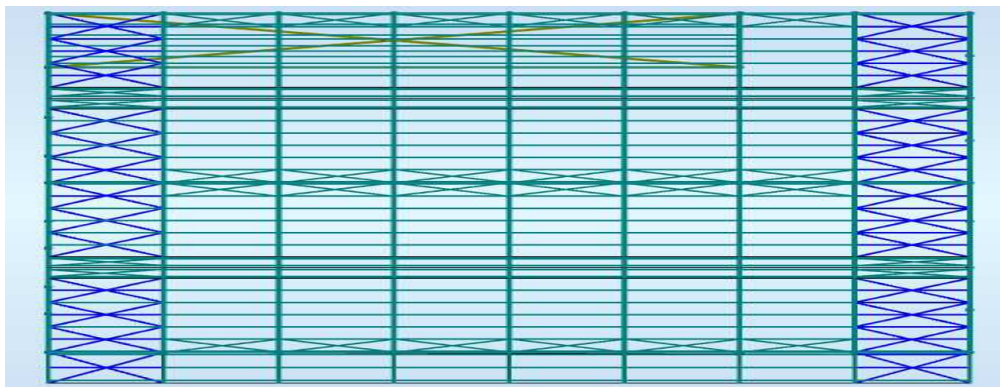


Figure7. 5: Vue en plan illustrant l'emplacement de la poutre au vent

$$N_{sd} = 95.24 \text{ kN}$$

$L = 6.25 \text{ m}$ avec L est la longueur de la diagonale


profilé	 PARAMETRES DE LA SECTION								
	A Cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	I _y Cm ⁴	I _z Cm ⁴	w _{ply} cm ³	w _{plz} cm ³
L90X90X10	17.1	90	10	11	5.5	126.9	2.72	19.77	14.53
MATERIAU ACIER S235									

Tableau7. 5 : Caractéristiques géométriques du profilé L90X90X10

➤ **Vérification au flambement**

$$N_{sd} \leq N_{c,rd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{m1}} \quad \text{Equation 5.45 CCM97}$$

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

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

$$\lambda = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1}\right) \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \quad \text{Avec :} \quad \beta_A = 1 \quad \text{classe 3}$$

$$\lambda_1 = 93,9$$

$$\lambda_{max} = \lambda = \frac{l}{i} = \frac{312,5}{2,72} = 114,8$$

$\alpha = 0,49$ Pour les cornières

$$\lambda^- = \frac{114,8}{93,9} = 1,22 > 0,2 \quad \text{Il y a un risque de flambement}$$

$$\phi = 0,5[1 + 0,49(1,22 - 0,2) + 1,22^2] = 1,49$$

$$\chi = \frac{1}{(1,49 + \sqrt{1,49^2 - 1,22^2})} = 0,43$$

Donc :

$$N_{rd} = \frac{0,43 \times 1 \times 17,1 \times 23,5}{1,1} = 157,08 \text{KN}$$

$$N_{sd} = 95,24 \text{ kN} \leq N_{c,rd} = 157,08 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

➤ **Vérification a la traction**

$$N_{sd} \leq N_{t,Rd} = \min[N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}; N_{net,Rd}]$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M,0}} = 365,31 \text{ kN}$$

$$N_{u,Rd} = 0.9 \frac{A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M,2}} = 376.61 \text{ kN}$$

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \cdot f_y}{\gamma_{M,0}} = 310.41 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 95.24 \text{ kN} \leq 310.41 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion : Le profilé choisi L90X90X10 convient comme diagonale de la poutre au vent

7.1.6 Vérification des diagonales de palée de stabilité

Les diagonales de stabilités sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action des forces horizontales. Ils sont généralement placée pour garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'aux fondations. Ils sont disposés sur le pignons et sur le long pan « palée de stabilité », Leur rôle principal est de transmettre les efforts agissent sur la structure et de les transmettre aux fondations.

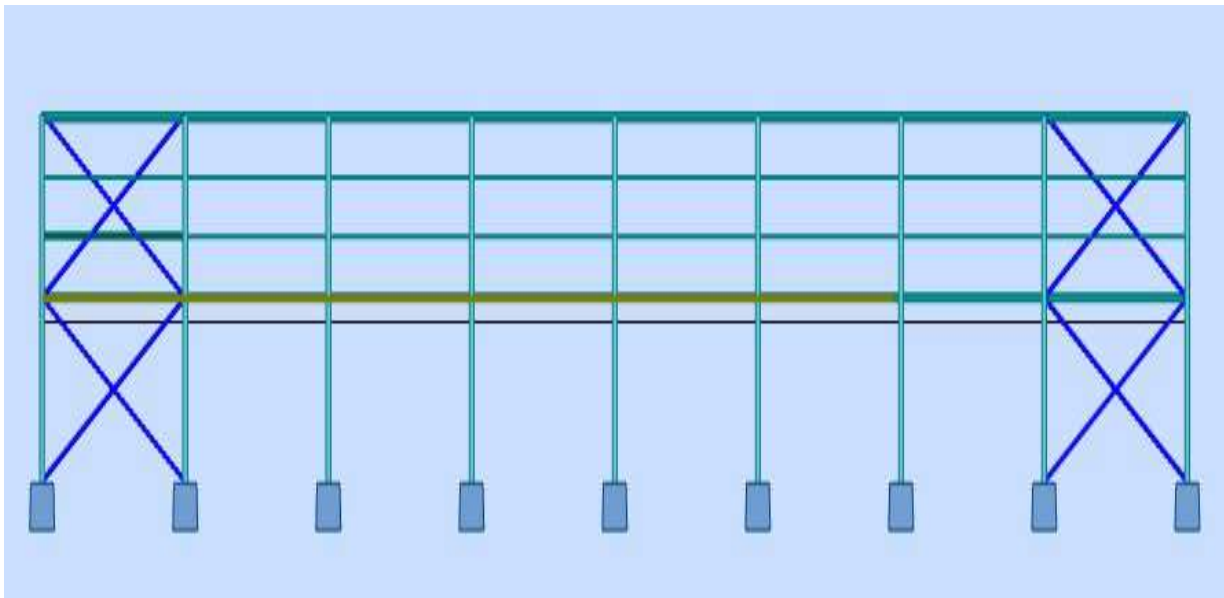


Figure7. 6: Coupe vertical sur le long-pan illustrant les diagonal de palée de stabilité

La diagonale est sollicitée (sous $1.35G+1.5W_2$)

$$N_{sd} = 274.64 \text{ kN}$$

$$L = 8.06 \text{ m} \quad l: \text{ est la longueur de la diagonale}$$

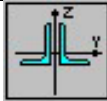
profilé	 PARAMETRES DE LA SECTION								
L100X100X8	A Cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	I _y Cm ⁴	I _z Cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³
MATERIAU ACIER S235	15.5	100	8	12	6	144.8	3.06	19.94	13.11

Tableau7. 6 : Caractéristiques géométriques du profilé L100X100X8

➤ **Vérification au flambement**

$$N_{sd} \leq N_{c,rd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M,1}} \quad \text{Equation 5.45 CCM97}$$

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

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

$$\lambda = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1}\right) \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \quad \text{Avec :} \quad \beta_A = 1 \quad \text{classe 03}$$

$$\lambda_1 = 93.9$$

$$\lambda_{\max} = \lambda = \frac{1}{2i} = \frac{403}{6.12} = 65.8$$

$\alpha = 0.49$ (Pour les cornières)

$$\lambda^- = \frac{65.8}{93,9} = 0.7 > 0.2 \text{ Il y a un risque de flambement}$$

$$\phi = 0.5[1 + 0.49(0.7 - 0,2) + 0.7^2] = 0.87$$

$$\chi = \frac{1}{(0.87 + \sqrt{0.87^2 - 0.7^2})} = 0.77$$

Donc :

$$N_{c,rd} = \frac{0,77 \times 2 \times 15.5 \times 23,5}{1,1} = 509.95 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 274.64 \text{ kN} \leq N_{rd} = 509.95 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

➤ **Vérification à la traction**

$$N_{sd} \leq N_{t,Rd} = \min[N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}; N_{net,Rd}]$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M,0}} = 662.27 \text{ kN}$$

$$N_{u,Rd} = 0.9 \frac{A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M,2}} = 679.62 \text{ kN}$$

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \cdot f_y}{\gamma_{M,0}} = 560.15 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 274.64 \text{ kN} \leq 560.15 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

Conclusion Le profilé choisi 2L100X100X8 est convient comme palée de stabilité

7.1.7 Vérification des tirants

Ces tirants vont servir à un maintenir la traverse à son extrémité, ces dernier travaillant en traction.

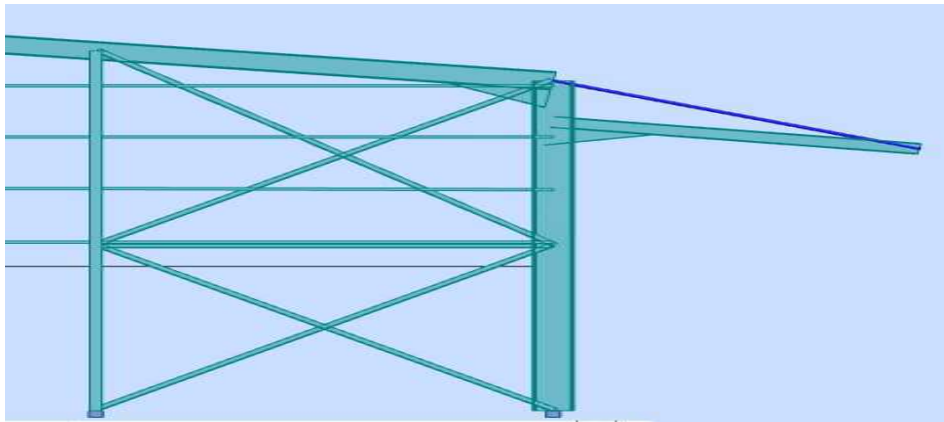


Figure7. 7 : Vue en plan sur l'avancement de toiture

Le tirant est sollicité sous la combinaison (1.35G+1.5W₂)

$$N_{sd} = 45.76 \text{ kN}$$

$$L = 4.33 \text{ m} \quad \text{avec} \quad L: \text{ est la longueur du tirant}$$

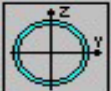
 PARAMETRES DE LA SECTION : TRON 76x4									
h	t _w	A _y	I _y	W _{ply}	A _z	I _z	W _{plz}	A _x	I _x
7.6 cm	0.4 cm	5.77 cm ²	59.06 cm ⁴	20.81 cm ³	5.77 cm ²	59.06 cm ⁴	20.81 cm ³	9.06 cm ²	118.11 cm ⁴

Tableau7. 7 : Caractéristiques géométriques tron 76x4

➤ **Vérification à la traction**

Le tirant travaille qu'à la traction

$$N_{sd} \leq N_{t,Rd}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M,0}} = \frac{2350 \times 9.06}{1.1} = 193.55 \text{ kN} \quad \mathbf{5.1.6 - CCM97}$$

$$N_{sd} = 45.76 \text{ kN} \leq 193.55 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion : Le rond vide choisi « **tron 76x4** » convient comme tirant.

Chapitre-8

Calcul des assemblages

8.1 Introduction:

Après avoir vérifié les éléments porteurs nous allons étudier les assemblages. Ces derniers ont un double rôle, d'une part ils assurent la liaison entre les pièces et d'assurer la transmission des, diverses sollicitations entre les pièces. D'autre part Un assemblage mal conçu ou mal réalisé peu conduire à des dommages importantes sur la structure voir même à son effondrement. De ce fait cette étape est d'une importance cruciale. Le CCM97 cite que les dimensionnements des assemblages doit être effectué de sorte que la structure garde son efficacité et de satisfait les exigences fondamentales telle que la sécurité, l'aptitude au service et la durabilité.

8.1.1 Assemblage poteau – traverse (IPE 450-IPE 450)

L'assemblage poteau – traverse est réalisé à l'aide d'une platine soudée à la traverse et boulonnée au poteau.

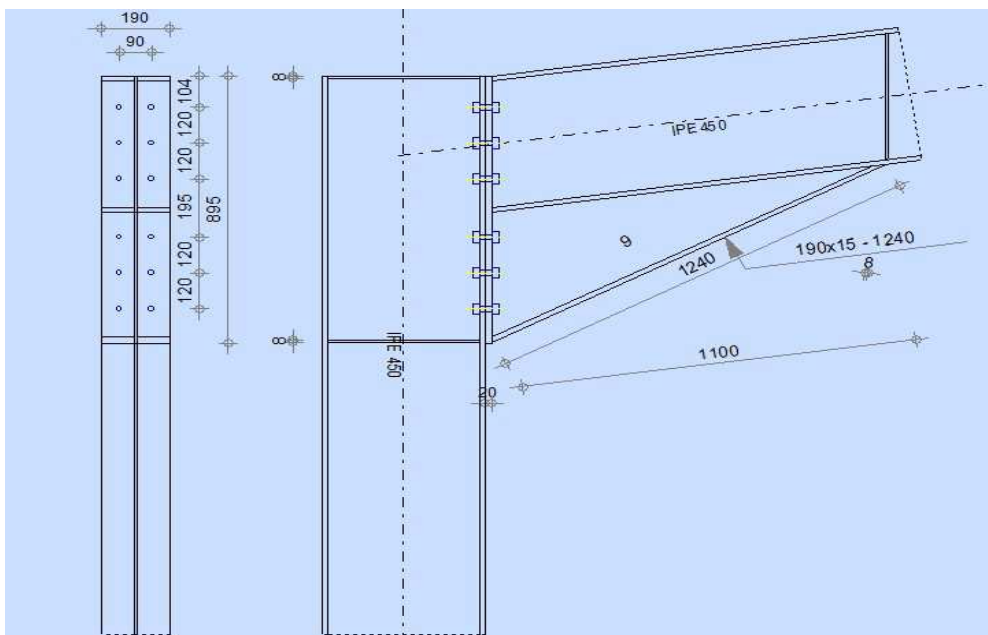


Figure8. 1: vue en plan de l'assemblage poteau-traverse

L'assemblage est sollicité par un moment fléchissant, effort tranchant et un effort normal.

Les efforts sollicitant sur l'assemblage sont obtenu de la combinaison $1,35G + 1.35Q + 1,35W2$ donnée par le logiciel Robot

$$M_{sd} = 206.94 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 65.43 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 110.65 \text{ kN}$$

- Disposition constructive

L'assemblage est réalisé par 12 boulons HR de classe 8.8 de diamètre $\varnothing 18$ mm ainsi que les dimensions de la platine d'about sont 190mm x 895mm ; épaisseur $p_{\text{platine}} = 20\text{mm}$

L'épaisseur la plus mince pour la détermination les pinces est :

$$t = \min(t_f; t_{\text{platine}}) = 14.6\text{mm}$$

Avec :

- t_f est l'épaisseur de la semelle,
- t_{platine} est l'épaisseur de la platine,

Distance entre axes des boulons **tableau 6.5.1-CCM97**

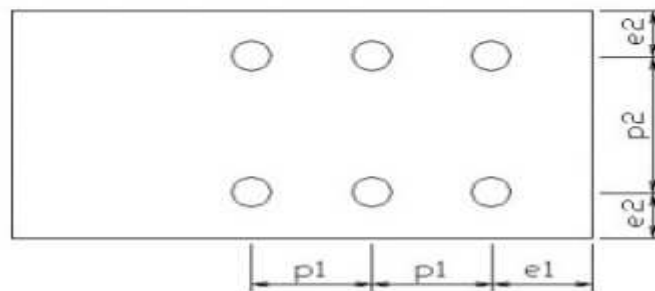


Figure 8. 2 Désignation des entraxes et des pinces.

$$1.2d_0 = 24 \text{ mm} \leq e_1 \leq 12t = 175.2 \text{ mm} \Rightarrow e_1 = 104 \text{ mm}$$

$$1.5d_0 = 30 \text{ mm} \leq e_2 \leq 12t = 175.2 \text{ mm} \Rightarrow e_2 = 50 \text{ mm}$$

$$2.2d_0 = 44 \text{ mm} \leq p_1 \leq 14t = 204.4 \text{ mm} \Rightarrow p_1 = 120 \text{ mm}$$

$$3d_0 = 60 \text{ mm} \leq p_2 \leq 14t = 204.4 \text{ mm} \Rightarrow p_2 = 90 \text{ mm}$$

- Distribution des efforts sur les différents cordons

On va choisir le cordon de soudure platine-traverse à l'aide de l'abaque de pré dimensionnement de la gorge (Annexe 10)

IPE 450 : $t_f = 14.6 \text{ mm}$; $t_w = 9.4 \text{ mm}$

$$a_{\min} = 2.8 \text{ mm} \leq t_w \leq a_{\max} = 6.5 \text{ mm}$$

$$a_{min} = 3.5 \text{ mm} \leq t_f \leq a_{max} = 9 \text{ mm}$$

On choisit un cordon de soudure de 5 mm

8.1.2 Vérification de la soudure de la semelle a la traction

$$N_{sd} \leq F_{w,Rd} = \frac{a \times \Sigma l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mW}}$$

Avec : $\beta_w = 0.8$; $\gamma_{mW} = 1.25$

La longueur totale des cordons de soudure des semelles :

$$\Sigma l = 2b + 4(b - t_w) = 1102 \text{ mm}$$

$$F_{w,Rd} = \frac{5 \times 1102 \times 360}{1.41} = 1406.8 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = \frac{M_{sd}}{h} = \frac{206.94}{0.9} = 229.93 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 229.93 \text{ kN} \leq F_{w,Rd} = 1406.8 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

8.1.3 Vérification de la soudure de l'âme au cisaillement

$$V_{sd} \leq F_{v,Rd} = \frac{a \times \Sigma l \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mW}}$$

Avec : $\beta_w = 0.8$; $\gamma_{mW} = 1.25$

La longueur totale des cordons de soudure des semelles

$$\Sigma l = 4h_i = 1683.2 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow F_{v,Rd} = \frac{5 \times 1683.2 \times 360}{1.73} = 1751.3 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 110.65 \text{ kN} \leq F_{v,Rd} = 1751.3 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

8.1.4 Détermination des efforts dans les boulons

$$N_i = \frac{M_{sd} \cdot d_i}{\Sigma d_i^2}$$

Calcul de la hauteur de la partie comprimée

$$x = t_f \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 14.6 \sqrt{\frac{190}{9.4}} = 66 \text{ mm}$$

L'axe neutre se trouve au-dessous de la dernière rangée de boulons ce qu'il fait que tous les boulons travaillent à la traction.

- $d_1 = 780 \text{ mm}$
- $d_2 = 660 \text{ mm}$
- $d_3 = 540 \text{ mm} \quad \Rightarrow \Sigma d_i^2 = 1.51 \text{ mm}^2$
- $d_4 = 346 \text{ mm}$
- $d_5 = 226 \text{ mm}$
- $d_6 = 106 \text{ mm}$

L'effort de traction dans les deux boulons supérieurs :

$$N_1 = \frac{206.94 \times 0.78}{1.51} = 106.9 \text{ kN}$$

8.1.5 Détermination de diamètre requise des boulons

L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons :

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

Formule 6.5-CCM97

$$N_1 = n \cdot F_p \Rightarrow A_s \geq \frac{N_{sd}}{0.7 \times f_{ub} \times n} = \frac{106.9}{0.7 \times 800 \times 2} = 95.4 \text{ mm}^2$$

Donc on adopte des boulons M18 HR de classe 8.8

boulons	d (mm)	d ₀ (mm)	A (mm ²)	A _S (mm ²)	f _{ub} (mpa)	d _m (mm)
M18	18	20	254	192	800	29.1

Tableau8. 1: Caractéristiques géométriques du boulon M18

8.1.6 Vérification à la résistance de l'assemblage

Moment résistant effectif de l'assemblage :

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s = 0.7 \times 800 \times 192 = 107.52 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = \frac{n \cdot F_p \cdot \Sigma d_i^2}{d_i} = \frac{2 \times 107.52 \times 1.51}{0.78} = 416.3 \text{ kN.m} > M_{sd} = 206.94 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

8.1.7 Vérification des boulons à l'interaction cisaillement-traction

La résistance au glissement par boulons doit satisfaire la condition suivante

$$F_{v,sd} \leq F_{s,Rd} = \frac{K_s \cdot m \cdot \mu}{\gamma_{m2}} (F_{p,cd} - 0.8N_{sd}) \quad \text{FORMULE 6.7 - CCM97}$$

Avec :

$K_s = 1.0$: Trous normaux

$\mu = 0.3$: Classe de surface D

$m = 1.0$: Plans de glissement

$$F_{s,Rd} = 0.24 \left(107.52 - 0.8 \times \frac{106.9}{2} \right) = 15.54 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{110.65}{12} = 9.22 \text{ kN} < F_{s,Rd} = 15.54 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

8.1.8 Vérification au poinçonnement de la semelle du poteau

$$F_{t,sd} \leq B_{P,Rd} = \frac{0.6\pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{m2}} \quad \text{FORMULE 6.2 – CCM97}$$

$t_p = t_f = 14.6 \text{ mm}$ Épaisseur de la pièce poinçonnée

$$B_{P,Rd} = \frac{0.6 \times 3.14 \times 29.1 \times 14.6 \times 360}{1.25} = 230.5 \text{ kN}$$

$$F_{t,sd} = \frac{N_1}{2} = 53.45 \text{ kN} < 230.5 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

8.1.9 Vérification à la pression diamétrale :

$$F_{v,sd} \leq F_{b,Rd} = \frac{K_s \times \alpha_b \times d \times t \times f_u}{\gamma_{m2}} \quad \text{TABLEAU 6.5.3 – CCM97}$$

Avec : $K_s = 2.5$

$$\alpha_b = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \left(\frac{p_1}{3d_0} - 0.25 \right); \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) = 1$$

$t = 34.6 \text{ mm}$: Épaisseur platine + semelle poteau

$$F_{b,Rd} = \frac{1 \times 2.5 \times 18 \times 34.6 \times 360}{1.25} = 448.41 \text{ kN} > \frac{F_{v,sd}}{12} = 9.21 \text{ kN}$$

Condition verified

8.1.10 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue

$$F_v \leq F_{t,Rd} = t_{wc} \cdot b_{eff} \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

$F_{t,Rd}$: Résistance de lame du poteau a la traction,

t_{wc} : Épaisseur de lame du poteau,

$b_{eff} = p$: Entraxe des boulons. (P=90mm),

$$\Rightarrow F_{t,Rd} = 9.4 \times 90 \times \frac{235}{1.1} = 180.73 \text{ kN}$$

L'effort de cisaillement vaut

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{206.94}{0.87} = 241.31 \text{ kN} > F_{t,Rd} = 180.73 \text{ kN}$$

Condition non vérifiée

Donc on prévoit un raidisseur d'épaisseur 14 mm

8.1.11 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée

$$N_{sd} \leq F_{c,Rd} = \frac{k_c \cdot \rho \cdot b_{eff} \cdot t_{wc} \cdot f_y}{\gamma_{m1} \sqrt{1 + 1.3(b_{eff}/h)^2}}$$

$$b_{eff} = t_{fb} + 2a_p \sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$$

Avec :

t_{fb} : Épaisseur semelle poutre,

t_{fc} : Épaisseur semelle poteau,

t_p : Épaisseur platine,

r_c : Rayon de raccordement âme-semelle du poteau,

a_p : Épaisseur de la gorge de la soudure,

$$b_{eff} = 14.6 + 2 \times 5 \times 1.41 + 5(14.6 + 21) + 40 = 246.7 \text{ mm}$$

- Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau due à l'effort de compression et au moment fléchissant :

$$\sigma_{c,sd} = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{W_{ey}} = \frac{110,65 \cdot 10^3}{98.8} + \frac{206,95 \cdot 10^6}{1500} = 139 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,sd} < 0.7f_y = 164.5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow k_c = 1.0$$

- Élancement réduit de la partie efficace de l'âme:

$$\lambda_p^- = 0.932 \sqrt{\frac{b_{eff} \cdot d_{wc} \cdot f_y}{E \cdot t_{wc}^2}} = 0.932 \sqrt{\frac{24.6 \times 37.8 \times 23.5}{2.1 \times 10^4 \times 0.94^2}} = 1.01$$

$$\lambda_p^- > 0.72 \Rightarrow \rho = (\lambda_p^- - 0.2) / \lambda_p^{-2} = 0.74$$

$$\Rightarrow F_{c,Rd} = \frac{1 \times 0.74 \times 24.67 \times 0.94 \times 23.5}{1.1 \sqrt{1 + 1.3(24.67/45)^2}} = 313 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = \Sigma N_i = \frac{M_{sd} \cdot \Sigma d_i}{\Sigma d_i^2} = \frac{206.94 \times 2.65}{1.51} = 363.17 \text{ KN}$$

$$N_{sd} > F_{c,Rd} \text{ Condition non vérifiée}$$

La résistance de l'âme du poteau en compression est faible. Il faut donc prévoir un raidisseur d'épaisseur 14 mm.

8.1.12 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisillée

$$F_v \leq V_{Rd} = 0,58f_y \cdot h \cdot \frac{t_w}{\gamma_{m0}} = 0,58 \times 23,5 \times 45 \times \frac{0,94}{1,1} = 524,13 \text{ kN}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = 241,31 \text{ kN} < V_{Rd} = 525,13 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

8.2 Assemblage travers – traverse (IPE450-IPE450)

L'assemblage traverse – traverse est réalisé à l'aide de deux platines boulonnées entre elles et soudées avec les deux traverses.

L'assemblage est sollicité par un moment fléchissant, effort tranchant et un effort normal.

Les efforts sollicitant sur l'assemblage sont obtenus par la combinaison $1,35G + 1,35Q + 1,35W_2$ donnée par le logiciel Robot

$$M_{sd} = 79,02 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 8,9 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 47,9 \text{ kN}$$

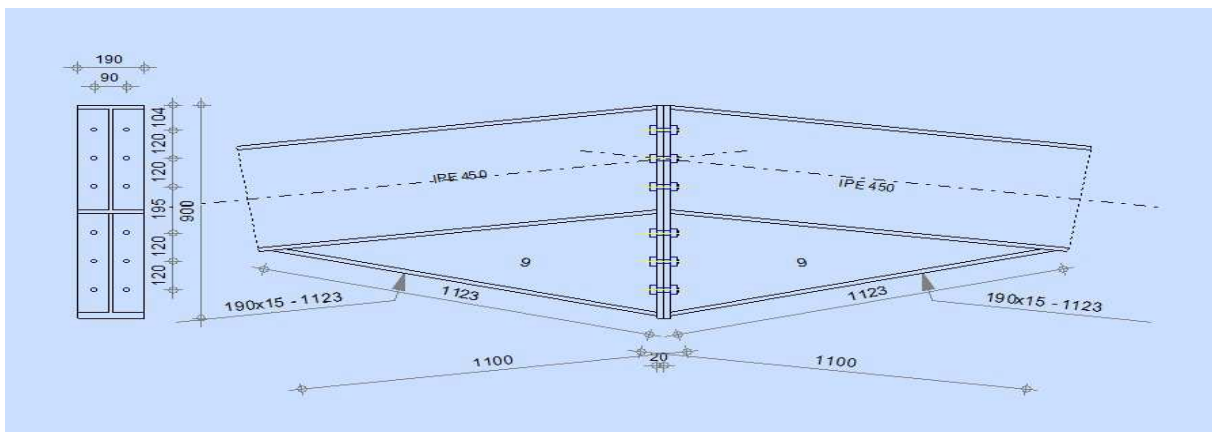


Figure8. 3: Vu en plan de l'assemblage traverse-traverse.

- Disposition constructive

L'assemblage est réalisé par 12 boulons HR de classe 8.8 de diamètre $\varnothing 18$ mm.

Les dimensions de la platine d'about : 190 mm x 895 mm ; épaisseur $t = 20$ mm

L'épaisseur la plus mince :

$$t = \min(t_f; t_{platine}) = 14,6 \text{ mm}$$

Distance entre axes des boulons : **tableau 6.5.1-CCM97**

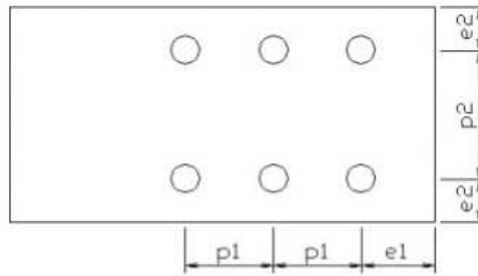


Figure8. 4: Désignation des entraxes et des pinces.

$$1.2d_0 = 24 \text{ mm} \leq e_1 \leq 12t = 175.2 \text{ mm} \Rightarrow e_1 = 104 \text{ mm}$$

$$1.5d_0 = 30 \text{ mm} \leq e_2 \leq 12t = 175.2 \text{ mm} \Rightarrow e_2 = 50 \text{ mm}$$

$$2.2d_0 = 44 \text{ mm} \leq p_1 \leq 14t = 204.4 \text{ mm} \Rightarrow p_1 = 120 \text{ mm}$$

$$3d_0 = 60 \text{ mm} \leq p_2 \leq 14t = 204.4 \text{ mm} \Rightarrow p_2 = 90 \text{ mm}$$

- Distribution des efforts sur les différents cordons

On va choisir le cordon de soudure platine-traverse à l'aide de l'abaque de pré dimensionnement de la gorge (**Annexe 8.1**)

IPE450 : $t_f = 14.6 \text{ mm}$; $t_w = 9.4 \text{ mm}$

$$a_{min} = 2.8 \text{ mm} \leq t_w \leq a_{max} = 6.5 \text{ mm}$$

$$a_{min} = 3.5 \text{ mm} \leq t_f \leq a_{max} = 9 \text{ mm}$$

On choisit un cordon de soudure de 5 mm

8.2.1 Vérification de la soudure de la semelle a la traction

$$N_{sd} \leq F_{w,Rd} = \frac{a \times \Sigma l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{M,w}}$$

Avec : $\beta_w = 0.8$; $\gamma_{M,w} = 1.25$

La longueur totale des cordons de soudure des semelles

$$\Sigma l = 2b + 4(b - t_w) = 1102 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow F_{w,Rd} = \frac{5 \times 1102 \times 360}{1.41} = 1406.8 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = \frac{M_{sd}}{h} = \frac{79.02}{0.88} = 89.8 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 89.8 \text{ kN} \leq F_{w,Rd} = 1406.8 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

8.2.2 Vérification de la soudure de l'âme au cisaillement

$$V_{sd} \leq F_{v,Rd} = \frac{a \times \Sigma l \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{M,w}}$$

Avec : $\beta_w = 0.8$; $\gamma_{M,w} = 1.25$

La longueur totale des cordons de soudure des semelles :

$$\Sigma l = 4h_i = 1683.2 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow F_{v,Rd} = \frac{5 \times 1683.2 \times 360}{1.73} = 1751.3 \text{ kN}$$

$V_{sd} = 47.9 \text{ kN} \leq F_{v,Rd} = 1751.3 \text{ kN}$ Condition vérifiée

8.2.3 Détermination des efforts dans les boulons

$$N_i = \frac{M_{sd} \cdot d_i}{\Sigma d_i^2}$$

Calcul de la hauteur de la partie comprimée :

$$x = t_f \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 14.6 \sqrt{\frac{190}{9.4}} = 66 \text{ mm}$$

L'axe neutre se trouve au-dessous de la dernière rangée de boulons ce qu'il fait que tous les boulons travaillent à la traction.

- $d_1 = 780 \text{ mm}$
 - $d_2 = 660 \text{ mm}$
 - $d_3 = 540 \text{ mm}$
 - $d_4 = 346 \text{ mm}$
 - $d_5 = 226 \text{ mm}$
 - $d_6 = 106 \text{ mm}$
- $\Rightarrow \Sigma d_i^2 = 1.51 \text{ mm}^2$

L'effort de traction dans les deux boulons supérieurs :

$$N_1 = \frac{79.02 \times 0.78}{1.51} = 40.81 \text{ kN}$$

8.2.4 Détermination de diamètre requise des boulons

L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s \quad \text{FORMULE 6.5 - CCM97}$$

$$N_1 = n \cdot F_p \Rightarrow A_s \geq \frac{N_{sd}}{0.7 \times f_{ub} \times n} = \frac{40.81}{0.7 \times 800 \times 2} = 36.43 \text{ mm}^2$$

Donc on adopte des boulons M18 HR de classe 8.8

boulon	d (mm)	d ₀ (mm)	A (mm ²)	A _s (mm ²)	f _{ub} (mpa)	d _m (mm)
M18	18	20	254	192	800	29.1

Tableau 8. 2: Caractéristiques géométriques du boulon M18

8.2.5 Vérification à la résistance de l'assemblage

Moment résistant effectif de l'assemblage

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s = 0.7 \times 800 \times 192 = 107.52 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = \frac{n \cdot F_p \cdot \sum d_i^2}{d_i} = \frac{2 \times 107.52 \times 1.51}{0.78} = 416.3 \text{ Nm} > M_{sd} = 79.02 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

8.2.6 Vérification des boulons a l'interaction cisaillement-traction

La résistance au glissement par boulons doit satisfaire la condition suivante :

$$F_{v,sd} \leq F_{s,Rd} = \frac{K_s \cdot m \cdot \mu}{\gamma_{M2}} (F_{p,Cd} - 0.8N_{sd}) \quad \text{FORMULE 6.7 – CCM97}$$

Avec :

$$K_s = 1.0 \quad : \text{Trous normaux}$$

$$\mu = 0.3 \quad : \text{Classe de surface D}$$

$$m = 1.0 \quad : \text{Plans de glissement}$$

$$F_{s,Rd} = 0.24 \left(107.52 - 0.8 \times \frac{8.9}{2} \right) = 24.95 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{47.9}{12} = 4 \text{ kN} < F_{s,Rd} = 24.95 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

8.2.7 Vérification au poinçonnement de la semelle du poteau

$$F_{t,sd} \leq B_{p,Rd} = \frac{0.6\pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{M2}} \quad \text{FORMULE 6.2 – CCM97}$$

$t_p = 20 \text{ mm}$ Épaisseur de la pièce poinçonnée

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \times 3.14 \times 29.1 \times 20 \times 360}{1.25} = 315.78 \text{ kN}$$

$$F_{t,sd} = \frac{N_1}{2} = 18.21 \text{ kN} < 230.5 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

8.2.8 Vérification a la pression diamétrale

$$F_{v,sd} \leq F_{b,Rd} = \frac{K_s \times \alpha_b \times d \times t \times f_u}{\gamma_{M2}} \quad \text{TABLEAU 6.5.3 – CCM97}$$

Avec : $K_s = 2.5$

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \left(\frac{p_1}{3d_0} - 0.25\right); \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = 1$$

$t = 40 \text{ mm}$: Épaisseur de deux platines

$$F_{b,Rd} = \frac{1 \times 2.5 \times 18 \times 40 \times 360}{1.25} = 518.4 \text{ kN} > \frac{F_{v,sd}}{12} = 4 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

8.3 Assemblage des diagonales de palée de stabilité (2L100X100X8)

Les boulons sont sollicités en cisaillement seulement. Les diagonales les plus sollicitées sont celles qui reprennent un effort de traction maximum.

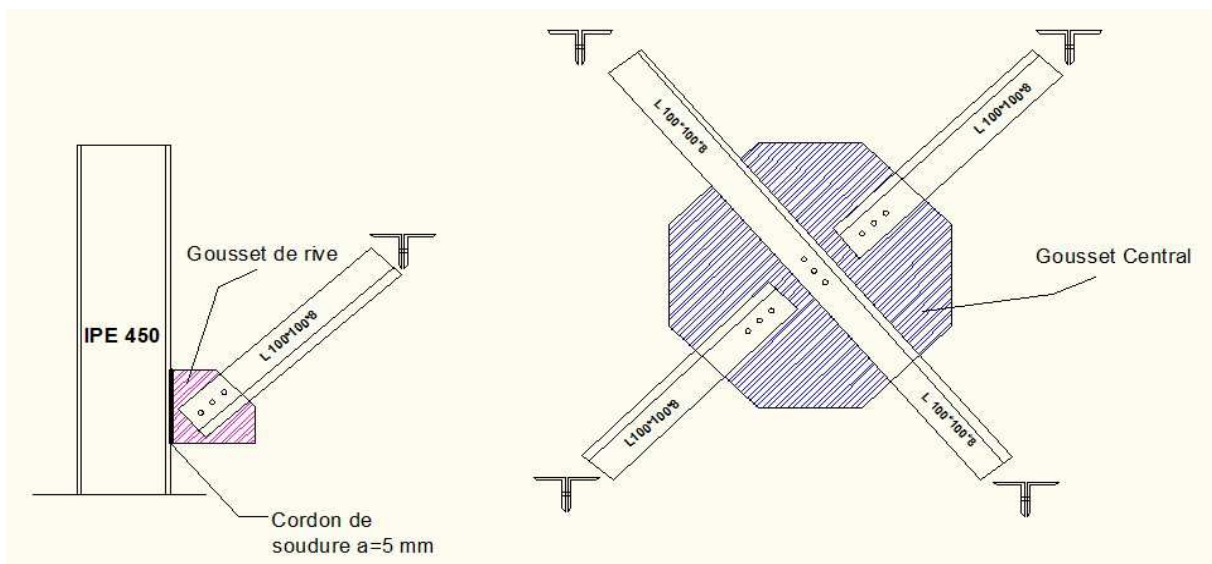


Figure8. 5: Assemblage des diagonales doubles cornières avec gousset

L'effort sollicitant de l'assemblage est : $N_{sd} = 274.6 \text{ kN}$

L'effort de cisaillement repris par un boulon est: **Tableau 6.5.3-CCM97**

$$F_{v,sd} = \frac{N_{sd}}{3} = 91.53 \text{ kN} \leq F_{v,Rd}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 \times A_s \times f_{ub} \times m}{\gamma_{M2}} \Rightarrow A_s \geq \frac{1.25 \times 91.53 \times 10^3}{0.6 \times 800 \times 2} = 119.18 \text{ mm}^2$$

$m = 2$: Nombre des plans de cisaillement

Donc, on adopte des boulons M16 de classe 8.8

boulon	d (mm)	d ₀ (mm)	A (mm ²)	A _S (mm ²)	f _{ub} (Mpa)	d _m (mm)
M16	16	18	201	157	800	24.58

Tableau 8. 3: Caractéristiques géométriques du boulon M16

- **Disposition constructive:**

L'assemblage est réalisé par 3 boulons HR de classe 8.8, de diamètre ø 16 mm.

➤ **Les dimensions des goussets**

Gousset central : 450 mm x 450 mm ; t = 10 mm

Gousset de rive : 350 mm x 350 mm ; t = 10 mm

➤ **Distance entre axe des boulons** **tableau 6.5.1-CCM97**

$$1.2d_0 = 21.6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 12t = 96 \text{ mm} \Rightarrow e_1 = 50 \text{ mm}$$

$$1.5d_0 = 27 \text{ mm} \leq e_2 \leq 12t = 96 \text{ mm} \Rightarrow e_2 = 50 \text{ mm}$$

$$2.2d_0 = 39.6 \text{ mm} \leq p_1 \leq 14t = 112 \text{ mm} \Rightarrow p_1 = 80 \text{ mm}$$

➤ **Choix de cordon de soudure**

$$t_{min} = t_{gousset} = 10 \text{ mm}$$

Suivant l'abaque de pré-dimensionnement, la gorge : a = 5 mm

8.3.1 Vérification de la soudure gousset-semelle du poteau à la traction

$$N_{max} \leq F_{w,Rd} = \frac{a \cdot \Sigma l \cdot f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{mw} \sqrt{(3 - \sin^2 \alpha)}}$$

La longueur totale des cordons de soudure: $\Sigma l = 700 \text{ mm}$

$$\sin \alpha = \sin 30^\circ = 0.5$$

$$\Rightarrow F_{w,Rd} = \frac{5 \times 700 \times 360}{0.8 \times 1.25 \sqrt{3 - 0.5^2}} = 850.17 \text{ kN} > N_{max} = 274.6 \text{ kN}$$

8.3.2 Vérification au cisaillement des boulons

$$F_{v,sd} \leq F_{v,Rd} = \frac{\alpha_V \times \beta_{LF} \times A_s \times f_{ub} \times m}{\gamma_{M2}} \quad \text{TABLEAU 6.5.3 – CCM97}$$

Avec :

$\beta_{LF} = 1.0$: Assemblages courants

$$\alpha_V = 0.6$$

$m = 2$: Nbr des plans de cisaillement

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 \times 157 \times 800 \times 2}{1.25} = 120.57 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{N_{max}}{3} = 91.53 \text{ kN} \leq F_{v,Rd} = 120.57 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

8.3.3 Vérification à la pression diamétrale

$$F_{v,sd} \leq F_{b,Rd} = \frac{K_s \times \alpha_b \times d \times t \times f_u}{\gamma_{M2}} \quad \text{TABLEAU 6.5.3 – CCM97}$$

Avec :

$$K_s = 2.5$$

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \left(\frac{p_1}{3d_0} - 0.25\right); \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = 0.92$$

$t = 26 \text{ mm}$: Somme des épaisseurs

$$F_{b,Rd} = \frac{0.92 \times 2.5 \times 16 \times 26 \times 360}{1.25} = 275.55 \text{ kN} > \frac{F_{v,sd}}{3} = 91.53 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

8.3.4 Vérification à la résistance du bloc

On considère que le chargement est centre sur la cassure :

$$N_{max} \leq V_{eff,Rd} = \frac{A_{nt} \cdot f_y}{\gamma_{M2}} + \frac{A_{nv} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M2}} \quad \text{EC3 partie1 – 8§3.10.2}$$

Avec :

A_{nt} : Section nette tendue.

$$A_{nt} = \left(\frac{l}{2} - \frac{d_0}{2}\right) t = (50 - 9)8 = 328 \text{ mm}^2$$

A_{nv} : Section nette cisailée.

$$A_{nv} = (e_1 + 2p_1 - 2.5d_0)t = (50 + 140 - 45)8 = 1160 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow V_{eff,Rd} = \frac{328 \times 235}{1.25} + \frac{1160 \times 235}{1.71 \times 1.25} = 252.03 \text{ kN} > \frac{N_{max}}{2} = 137.3 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

Il n y à pas un risque de rupture par cisaillement

8.4 Assemblage par axe d'articulation

Dans cet assemblage le tirant est articulé sur un support par l'intermédiaire d'un axe cylindrique. Ce dispositif réalisé est appelé une liaison pivot ou liaison par axe d'articulation selon le **EC3 §6.5.13**

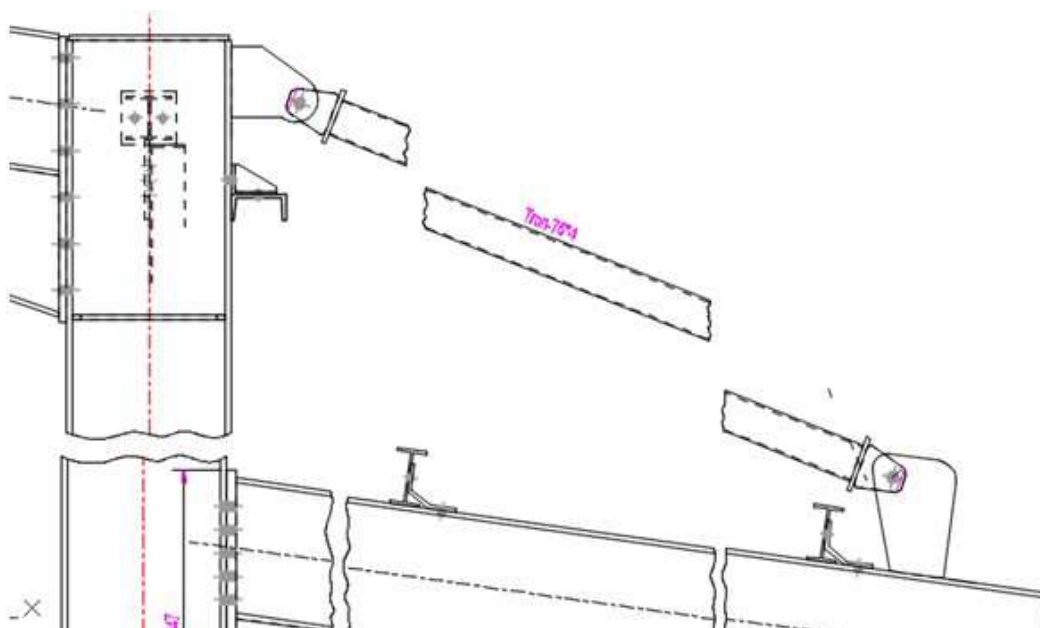


Figure 8.6 : Assemblage par axe d'articulation

- Trous d'axes d'articulation et chapes :

La détermination de la géométrie de la chape et du trou d'axe d'articulation doit être conforme aux dispositions constructives du tableau 6.5.6 de l'eurocode3. L'effort sollicitant de l'assemblage est $N_{sd} = 45.76 \text{ kN}$. La chape est réalisée en acier S275.

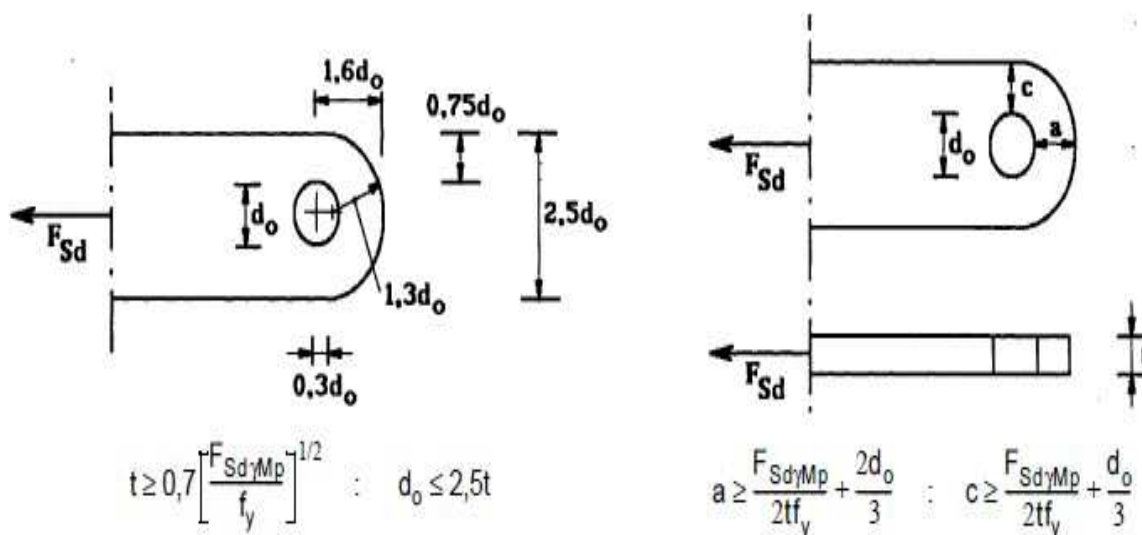


Figure 8.7: Conditions géométriques à satisfaire par les chapes des assemblages par axe d'articulation

$$t > 0,7 \left(\frac{F_{sd} \cdot \gamma_{Mb}}{f_y} \right)^{\frac{1}{2}} = 0,7 \left(\frac{45760 \cdot 1,25}{275} \right) = 10,09 \text{ mm}$$

En prend $t=11\text{mm}$; $d_0 \leq 2,5 \cdot t$ $d_0 \leq 27,5 \text{ mm}$

En prend $d_0=30\text{mm}$ (diamètre $d=27\text{mm}$) de classe 4.8

$$a > \frac{F_{sd} \cdot \gamma_{Mb}}{2 \cdot t \cdot f_y} + \frac{2 \cdot d_0}{3} = \frac{45760 \cdot 1,25}{2 \cdot 11 \cdot 275} + \frac{2 \cdot (30)}{3} = 29,45 \text{ mm en prend } a = 30 \text{ mm}$$

$$c > \frac{F_{sd} \cdot \gamma_{Mb}}{2 \cdot t \cdot f_y} + \frac{d_0}{3} = \frac{45760 \cdot 1,25}{2 \cdot 11 \cdot 275} + \frac{(30)}{3} = 19,45 \text{ mm en prend } c = 20 \text{ mm}$$

8.4.1 Résistance au cisaillement de l'axe

$$F_{v,rd} = 0,6 \times A \times \frac{f_{up}}{\gamma_{M2}} = 0,6 \times \frac{\pi \times 27^2}{4} \times \frac{400 \times 10^{-3}}{1,25} = 109,93 \text{ kN} > 45,76 \text{ kN}$$

8.4.2 Résistance à la pression diamétrale de la chape et de l'axe d'articulation

$$F_{b,rd} = 1,5 \times t \times d \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 1,5 \times 11 \times 27 \times \frac{275}{1} \times 10^{-3} = 122,51 \text{ kN} > 45,76 \text{ kN}$$

8.4.3 Résistance à la flexion de l'axe

$$M_{Rd} = 1,5 \times W_{el} \times \frac{f_{yp}}{\gamma_{M0}}$$

$$\text{avec : } W_{el} = \frac{I}{r} = \frac{\frac{\pi \cdot d^4}{64}}{d/2} = \frac{\pi \cdot d^3}{32}$$

$$d'ou: M_{Rd} = 1,5 \times \frac{\pi \cdot d^3}{32} \times \frac{320}{1} \cdot 10^{-6} = 0,927 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{ed} = 0,223 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{avec: } M_{ed} = \frac{F_{ed}}{8} \times (t + 4s + 2t_1) = \frac{45,76}{8} \times (11 + 4 \times (1) + 2 \times (12)) \cdot 10^{-3}$$

$$M_{ed} = 0,223 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Avec : 's' est la distance du jeu laissé entre la chape et la pièce

8.4.4 Résistance de l'axe au cisaillement et à la flexion Combinée

$$\left(\frac{F_{v,ed}}{F_{v,rd}} \right)^2 + \left(\frac{M_{ed}}{M_{Rd}} \right)^2 < 1 = 0,231 < 1$$

L'assemblage est vérifié

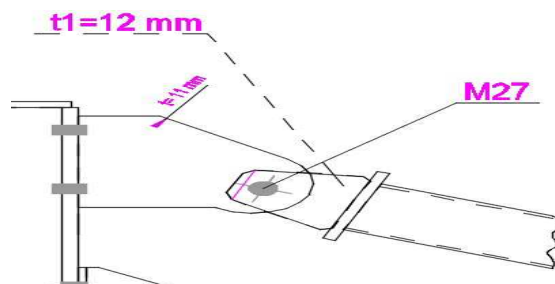


Figure8. 8 : Vue en plan de l'assemblage de la chape avec tirant

➤ Assemblage poteau-chape

On a disposé 4 boulons ordinaires M10 de classe 10.9 par pièce pour la fixer sur la semelle de la traverse ainsi que l'autre pièce sur le poteau. Ces boulons sont sollicités à un effort de traction et un effort de cisaillement.

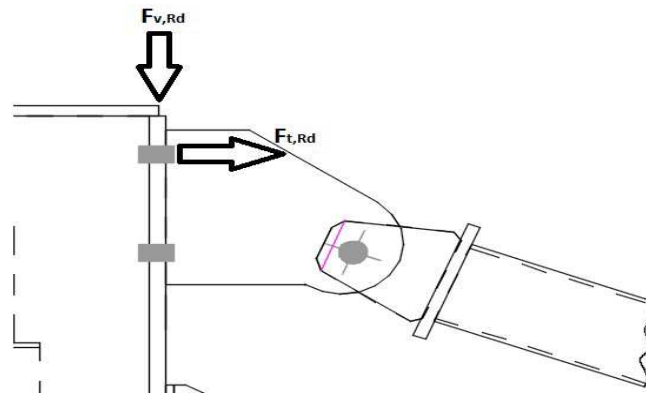


Figure 8. 9: Illustrations des efforts de traction et de cisaillement

- Distance entre axe des boulons : **tableau 6.5.1-CCM97**

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq 12t \Rightarrow e_1 = 18 \text{ mm}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq 12t \Rightarrow e_2 = 18 \text{ mm}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq 14t \Rightarrow p_1 = 64 \text{ mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq 14t \Rightarrow p_2 = 134 \text{ mm}$$

8.4.5 Vérification à la résistance des boulons M10

Boulons cisailés et tendus :

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1.4F_{t,Rd}} \leq 1 \quad \text{FORMULE 6.3 – CCM97}$$

L'angle comprise entre le tirant et la traverse :

$$\theta = 13^\circ$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sin \theta = 0.23 \\ \cos \theta = 0.974 \end{array} \right.$$

- **Les efforts sollicitant max**

Effort de cisaillement

$$\frac{F_{v,sd}}{N_{sd}} = \cos \theta \Rightarrow F_{v,sd} = N_{sd} \cdot \cos \theta = 45.76 \times 0.974 = \frac{44.57}{4} = 11.14 \text{ kN}$$

Effort de traction

$$\frac{F_{t,sd}}{N_{sd}} = \sin \theta \Rightarrow F_{t,sd} = N_{sd} \cdot \cos \theta = 45.76 \times 0.23 = \frac{10.52}{4} = 2.63 \text{ kN}$$

- **Les efforts résistants**

Effort résistant de cisaillement **tableau 6.5.3-CCM97**

$$F_{v,Rd} = \frac{0.5 \times A_s \times f_{ub} \times m}{\gamma_{m2}} = \frac{0.5 \times 58 \times 1000}{1.25} = 23.2 \text{ kN}$$

Effort résistant de traction : **tableau 6.5.3-CCM97**

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{m2}} = \frac{0.9 \times 58 \times 1000}{1.25} = 41.76 \text{ kN}$$

$$\frac{11.14}{23.2} + \frac{2.63}{58.46} = 0.52 \leq 1$$

Condition vérifiée

8.4.6 Vérification au poinçonnement de la semelle **formule 6.2-CCM97**

$$F_{t,sd} \leq B_{p,Rd} = \frac{0.6\pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{M2}}$$

$t_p = 20 \text{ mm}$ Épaisseur de la pièce poinçonnée

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \times 3.14 \times 18.3 \times 10 \times 360}{1.25} = 99.3 \text{ kN}$$

$$F_{t,sd} = 2.63 \text{ kN} < 99.3 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

8.4.7 Vérification de la soudure à la traction (tirant-pièce) :

Suivant l'abaque de pré-dimensionnement de la gorge on choisit un cordon de soudure de 3 mm

$$a \cdot \Sigma l \geq \beta_w \cdot \gamma_{M2} \sqrt{2} \frac{N}{f_u}$$

Avec :

$$\beta_w = 0.8 \quad ; \quad \gamma_{Mw} = 1.25$$

D : périmètre de tirant

$$\Sigma l = D \cdot \pi = 76 \times 3.14 = 238.64 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow 3 \times 238.64 = 715.92 \text{ mm} > 1.41 \frac{45760}{360} = 179.22 \text{ mm}$$

Condition vérifiée

8.5 Assemblage poutre principale- solive

Les solives sont articulées aux poutres principales par des cornières d'attache. L'effort tranchant repris par l'assemblage est celui qui transmis la solive à la poutre soit $V_{st}=31,75$ kN.

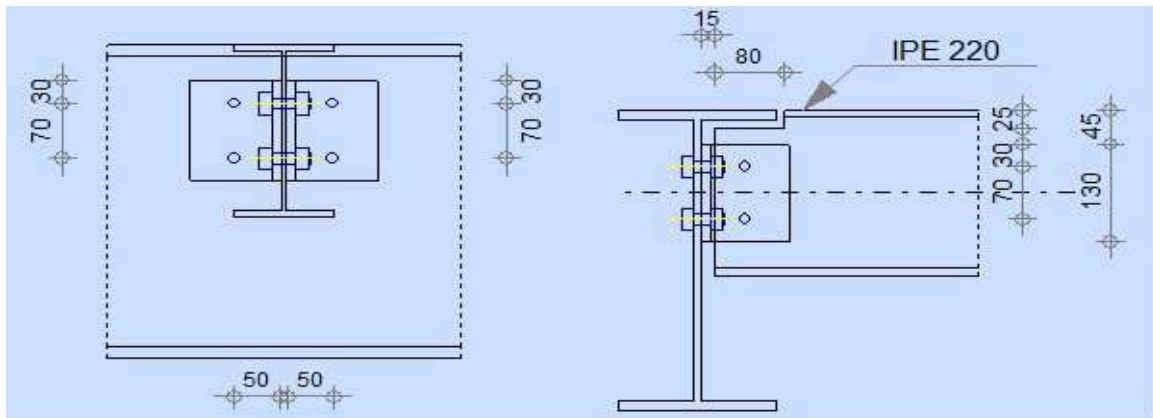


Figure 8. 10 : Assemblage solive-poutre principale

Cette assemblage est réalisé avec des boulons M14 ordinaire de Classe 6.8 caractérisé par :

Désignation	d (mm)	d ₀ (mm)	A (mm ²)	A _s (mm ²)	f _{ub} (MPa)	f _{yb} (Mpa)
M14	14	15	154	115	600	640

Tableau8. 4: Caractéristiques géométriques du boulon M14

On choisi une double Cornière de L100 × 10

Disposition Constructive des pinces : **tableau 6.5.1-CCM97**

$$3d_0 \ll P_2 \ll 14t \quad 45 \ll P_2 \ll 140$$

$$1.2d_0 \ll e_2 \ll 12t \quad 22,5 \ll e_2 \ll 120$$

$$1.2d_0 \ll e_1 \ll 12t \quad 18 \ll e_1 \ll 120$$

On a optée : $P_2 = 70$ mm $e_2 = 30$ mm $e_1 = 50$ mm

Vérifier le choix des boulons :

$$F_{v,rd} = \frac{0,5 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}}$$

$$A_s > \frac{\gamma_{Mb} \times F_{v,sd}/2}{0,5 \times f_{ub}} = \frac{1,25 \times 31,75 \times 10^3}{0,5 \times 600} = 66,14 \text{ mm}^2$$

$$A_s > 66,14 \text{ mm}^2$$

8.5.1 Vérification au cisaillement des boulons **tableau 6.5.3-CCM97**

$$F_{R,sd} \ll F_{V,Rd} = \frac{0,5 \times A_s \times f_{ub} \times 2}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,5 \times 115 \times 600 \times 2}{1,25} = 55,21 \text{ kN}$$

Cisaillement par effort tranchant :

$$F_{V,sd} = \frac{V_{sd}}{2} = \frac{31,75}{2} = 15,87 \text{ kN}$$

Cisaillement par moment :

$$F_{h,sd} = \frac{V_{sd} \times e}{p_1} = \frac{31,75 \times 50}{70} = 22,67 \text{ kN}$$

Cisaillement total :

$$F_{R,sd} = \sqrt{F_{v,sd}^2 + F_{h,sd}^2} = \sqrt{22,67^2 + 15,87^2} = 27,67 \text{ kN}$$

Donc : $F_{R,sd} = 27,67 \text{ kN} < F_{v,rd} = 55,2 \text{ kN}$

8.5.2 Vérification de la Pression diamétral : tableau 6.5.3-CCM97

$$F_{p,rd} = \frac{K_1 \times \alpha_b \times f_u \times f_u \times d}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \times 14 \times 16 \times 600}{1,25} = 268,8 \text{ kN}$$

$$V'_{sd} = \frac{V_{sd}}{2} = \frac{31,75}{2} < 268,8 \text{ kN}$$

Condition vérifié

8.5.3 Vérifier le cisaillement du bloc

La rupture par cisaillement du bloc résulte d'une rupture de traction le long de la ligne des trous de fixation délimitant le bloc en zone tendu accompagnée d'un écoulement plastique le long de la rangée des trous délimitant ce bloc en zone cisailée . Elle se traduit par l'enlèvement de la zone hachurée.

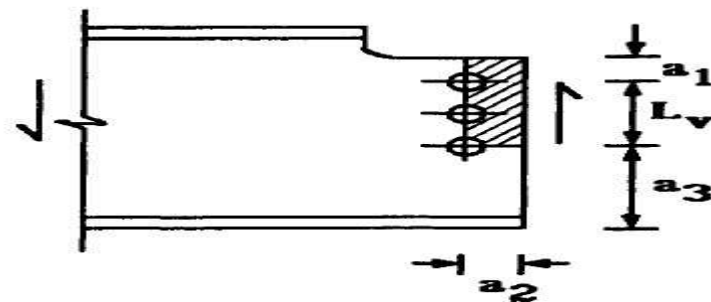


Figure 8. 11: Illustrion de la zone cisailée

- Détermination de la résistance efficace $V_{eff,Rd}$ au cisaillement du bloc

$$V_{eff,Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \times \frac{A_{v,eff}}{\gamma_{M0}} \quad \text{CCM97 chapitre 6 §6.5.2.2}$$

Ou $A_{v,eff}$ est l'aire efficace de cisaillement.

Il y a lieu de déterminée l'aire efficace de cisaillement $A_{v,eff}$ de la manière suivante :

$$A_{v,eff} = t \times L_{v,eff}$$

Ou $L_{v,eff} = L_v + L_1 + L_2$

Avec $L_1 = a_1 = 30 \text{ mm}$

$$L_2 = (a_2 - K \cdot d_{0,t}) \cdot \left(\frac{f_y}{f_u} \right) = (45 - 0,5 \times 15) \times \left(\frac{360}{235} \right) = 57,44 \text{ mm}$$

K = 0.15 pour une seul ranger de boulons

$$L_v = 130 \text{ mm} ; a_2 = 45 \text{ mm}$$

$$L_{v,eff} = L_v + L_1 + L_2 = 130 + 30 + 57,44 = 217,44 \text{ mm}$$

$$A_{v,eff} = t \times L_{v,eff} = 5,9 \times 217,44 = 1282,89 \text{ mm}^2$$

$$V_{eff,Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \times \frac{A_{v,eff}}{\gamma_{M0}} = \frac{235}{\sqrt{3}} \times \frac{1282,89}{1,1} = 158125,74 \text{ N} = 158,12 \text{ kN} > 31,75 \text{ kN}$$

En conclus que il y a pas risque de cisaillement du bloc

8.6 Assemblage Panne-travers

Pour notre assemblage panne-traverse l'assemblage est réaliser par l'intermédiaire d'une échantignole, l'assemblage est réaliser avec des boulons ordinaire afin d'avoir l'articulation souhaitée

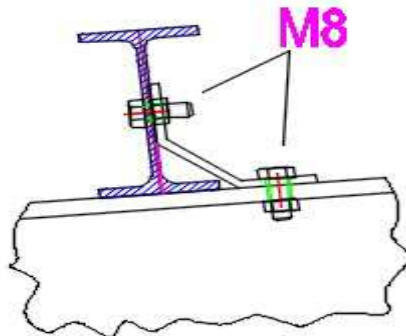


Figure8. 12: Assemblage panne-échantignole/ échantignole-traverse

Pour la fixation panne-échantignole l'assemblage est sollicité à la réaction $R_{vz}=15\text{kN}$ (voir chapitre3 dimensionnement et calcul de l'échantignole)

$$F_{v,sd} = \frac{R_{vz}}{N_{boulons}} = 7,5 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}} \Rightarrow A_s \geq \frac{\gamma_{Mb} \times F_{v,sd}}{0.6 \times f_{ub}} = 26.04 \text{ mm}^2$$

En adopte des boulons M8 de classe 6.8 avec $A_s=36,6 \text{ mm}^2$

8.6.1 Résistance des boulons au cisaillement **tableau 6.5.3-CCM97**

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}} = \frac{0.6 \times 36.6 \times 600}{1.25} = 10,54 \text{ kN} > 7.50 \text{ kN}$$

8.6.2 Résistance des boulons à l'effort combinée traction-cisaillement

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}} = \frac{0.9 \times 36.6 \times 600}{1.25} = 15.81 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}} = \frac{0.6 \times 36.6 \times 600}{1.25} = 10.54 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} = 0.4 < 1 \quad \text{condition vérifiée}$$

Assemblage vérifié

Chapitre-9

Détail d'ancrages et Fondation

9.1 Pieds de poteaux

9.1.1. Introduction

Les portiques de notre structure possèdent des pieds de poteaux encastrés, ce type de liaison est nécessaire dans le cas d'un pont roulant.

Pour ce qui concerne la norme Algérienne 'CCM97' il évoque dans son paragraphe 6.9.3 que les principes de calcul des pieds de poteau articulés. Ce règlement nous oriente vers d'autres règles à condition qu'elles soient en accord avec les mêmes principes, qui conduisent au moins au même niveau de sécurité.

Pour cela nous allons utiliser *l'Eurocode 3 partie 1-8 calcul des assemblages*

Dans ce cas, le poteau est sollicité en pied par un effort axial et un moment de flexion. Ce qui est équivalent à un effort vertical excentré.

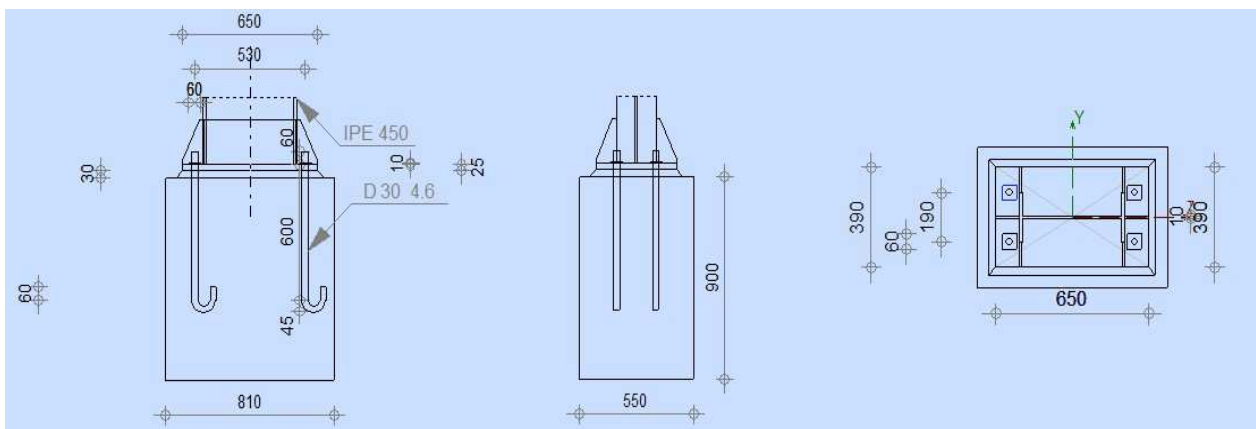


Figure9. 1: Assemblage de pied de poteau rigide

9.1.1 Dimensionnement de la plaque d'assise

Le dimensionnement de la plaque d'assise d'un IPE 450 se fait sous l'action des charges suivantes :

$$N_{sd} = 292.8 \text{ kN} \quad (\text{Charge axial de compression})$$

$$V_{sd} = 94.5 \text{ kN} \quad (\text{Effort tranchant})$$

$$M_{sd} = 122.85 \text{ kN} \quad (\text{Moment de flexion})$$

9.1.2 Resistance du béton à la compression

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Fondation en béton de classe C25/30 : $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$

$$\gamma_c = 1.5 \quad ; \quad \alpha_{cc} = 1$$

$$\Rightarrow f_{cd} = 1 \times 25 / 1.5 = 16.7 \text{ N/mm}^2$$

9.1.3 Resistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement

$$f_{jd} = \alpha \cdot \beta_j \cdot f_{cd}$$

La valeur du coefficient du matériau de scellement est : $\beta_j = 2/3$

Les dimensions de la fondation étant inconnues, On prend : $\alpha = 1.5$

$$\Rightarrow f_{jd} = \alpha \cdot \beta_j \cdot f_{cd} = f_{cd} = 16.7 \text{ N/mm}^2$$

9.1.4 Estimation de l'aire de la plaque d'assise

$$A_{c0} = \frac{1}{h \cdot b} \left(\frac{N_{sd}}{f_{cd}} \right)^2 = \frac{1}{450 \cdot 190} \left(\frac{292850}{16.7} \right)^2 = 3596.6 \text{ mm}^2$$

$$A_{c0} = \frac{N_{sd}}{f_{cd}} = \frac{292850}{16.7} = 17535.9 \text{ mm}^2$$

- Choix du type de la plaque d'assise

$$A_{c0} = 17535.9 < 0.95 h \cdot b = 0.95 \times 450 \times 190 = 81225 \text{ mm}^2$$

Une plaque à projection courte est satisfaisante

- Les Dimensions de la platine

$$b_p \geq b + 2t_f = 190 + 2 \times 14.6 = 219.2 \text{ mm}$$

$$h_p \geq h + 2t_f = 450 + 2 \times 14.6 = 479.2 \text{ mm}$$

On prend : $b_p = 350 \text{ mm}$; $h_p = 610 \text{ mm}$

Ce qui donne : $A_{c0} = 350 \times 610 = 231500 > 81225 \text{ mm}^2$

- **Calcul de la largeur d'appui additionnelle C**

En posant : $t = 25 \text{ mm}$ comme épaisseur de la platine.

$$C = t \left(\frac{f_{yp}}{3f_{jd}\gamma_{m0}} \right)^{0.5} = 25 \left(\frac{235}{3 \times 16.7 \times 1.1} \right)^{0.5} = 51.62 \text{ mm}$$

$$C < \frac{(h - 2t_f)}{2} = 210.4 \text{ mm}$$

Il n'y a pas de recouvrement des ails en compression pour les tronçons des deux semelles.

- **Détermination de l'épaisseur de la plaque d'assise**

L'épaisseur de la plaque devra satisfaire aux conditions suivantes

$$t_p \geq t_{p,min} = c \sqrt{\frac{3 \times f_j \times \gamma_{m0}}{f_y}} = 52 \times \sqrt{\frac{3 \times 16.67 \times 1.1}{235}} = 25 \text{ mm}$$

On adopte une épaisseur de la plaque d'assise de : $t_p = 25 \text{ mm}$

9.1.5 Cordon de soudure

On choisit le cordon de soudure platine-poteau à l'aide de l'abaque de pré dimensionnement de la gorge (a) Annexe H

IPE 450 : $t_f = 14.6 \text{ mm}$; $t_w = 9.4 \text{ mm}$

$$a_{min} = 2.8 \text{ mm} \leq t_w \leq a_{max} = 6.5 \text{ mm}$$

$$a_{min} = 3.5 \text{ mm} \leq t_f \leq a_{max} = 9 \text{ mm}$$

On choisit un cordon de soudure de 5 mm

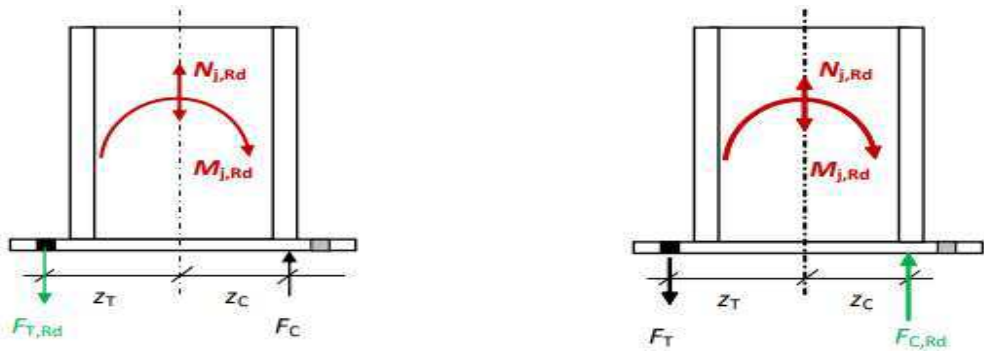
9.1.6 Calcul de la résistance à la flexion en présence de l'effort axial

La résistance à la flexion dépend de l'excentricité :

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = 0.42m > Z_T = 0.265m$$

Moment de flexion dominant

➤ La résistance est atteinte dans l'une de ces parties



Tronçon en T tendu critique

Tronçon en T comprimé critique

Figure9. 2 : illustration moment+effort normal

- Résistance en compression d'un tronçon en T de semelle

$$F_{c,Rd} = f_{jd} \times b_{eff} \times l_{eff}$$

EC3-1.8-tableau6.4

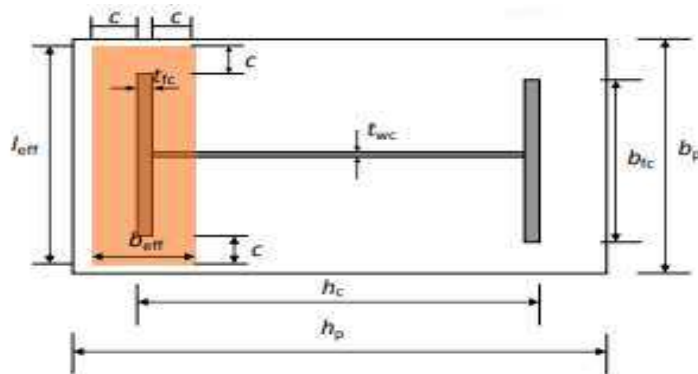


Figure9. 3: illustration de la partie comprimée du pied de poteau

Ou :

$$l_{eff} = \min(b_p; b_{fc} + 2c) = \min(350; 190 + 2 \times 52) = 294 \text{ mm}$$

$$b_{eff} = \min\left(c; \frac{h_c}{2} - t_{fc}\right) + t_{fc} + \min\left(c; \frac{h_p - h_c}{2}\right)$$

$$b_{eff} = \min\left(52; \frac{450}{2} - 14.6\right) + 14.6 + \min\left(52; \frac{610 - 450}{2}\right) = 118.6 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow F_{c,Rd} = 16.7 \times 118.6 \times 294 = 578.86 \text{ kN}$$

- Résistance au cisaillement de l'assemblage

$$F_{v,Rd} = F_{f,Rd} + n_b \cdot F_{vb,Rd}$$

Résistance par frottement en présence d'un effort axial de compression :

$$F_{f,Rd} = 0.2N_{sd} = 58.57kN$$

Pour 4 tiges M30 de classe 4.6 : le choix est justifié avec le logiciel ROBOT

boulon	d (mm)	d ₀ (mm)	A (mm ²)	A _S (mm ²)	f _{ub} (Mpa)
M30	30	33	707	561	400

Tableau9. 1: Caractéristiques de boulon M30

- **Résistance au cisaillement d'un boulon d'ancrage :**

$$F_{vb,Rd} = \frac{\alpha_{cb} \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{m2}}$$

$$\alpha_{cb} = 0.44 - 0.0003f_{yb} = 0.368$$

$$n_b = 4 \quad (4 \text{ tiges d'ancrage})$$

$$F_{vb,Rd} = \frac{0.368 \times 400 \times 561}{1.25} = 36.64 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow F_{v,Rd} = 58.57 \times 4 + 36.64 = 270.92 \text{ kN}$$

- **Résistance au cisaillement de la soudure :**

$$V_{sd} \leq F_{v,Rd} = \frac{a \times \Sigma l \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

Avec :

$$\beta_w = 0.8 \quad ; \quad \gamma_{mw} = 1.25 \quad ; \quad a = 5 \text{ mm}$$

La longueur totale des cordons de soudure dans le sens de cisaillement

$$\Sigma l = 799.6 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow F_{v,Rd} = \frac{5 \times 799.6 \times 360}{1.73} = 831.95 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 94.5 \text{ kN} < \min(F_{v,Rd}; F_{w,Rd}) = 270.92 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Longueurs participantes du tronçon en T équivalent tendu**

Calcul de Longueurs efficaces du tronçon en T : **EC3-1.8 –tableau 6.6**

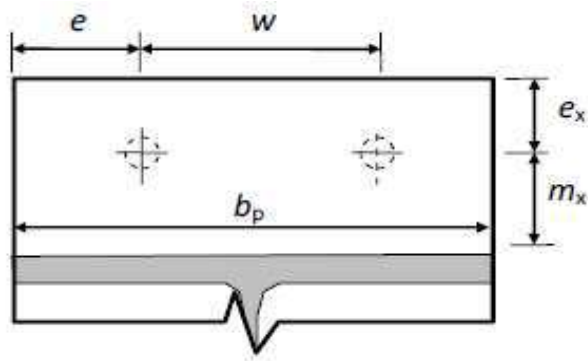


Figure9. 4: disposition constrictive

$W = 190 \text{ mm}$; $e = 80 \text{ mm}$; $e_x = 40 \text{ mm}$; $m_x = 40 \text{ mm}$

Mécanisme circulaire

$$l_{eff, cp} = \min \begin{cases} 2\pi m_x = 251.2 \text{ mm} \\ \pi m_x + w = 315.6 \text{ mm} \\ \pi m_x + 2e = 285.6 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow l_{eff, cp} = 251.2 \text{ mm}$$

Mécanisme non circulaire

$$l_{eff, nc} = \min \begin{cases} 4m_x + 1,25e_x = 210 \text{ mm} \\ 2m_x + 0,625e_x + \frac{w}{2} = 190 \text{ mm} \\ 2m_x + 0,625e_x + e = 185 \text{ mm} \\ \frac{b_p}{2} = 175 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow l_{eff, nc} = 175 \text{ mm}$$

9.1.7 Vérification de la résistance de tiges d'ancrage

$$F_{t,anc,Rd} = \min[f_{t,bond,Rd}; f_{t,Rd}]$$

Résistance du boulon d'ancrage a la traction :

$$F_{t,Rd} = 0.9 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0.9 \times \frac{561 \times 400}{1.25} = 161.6 \text{ kN}$$

- Calcul de la contrainte d'adhérence

On a : $d \leq 32 \text{ mm}$

$$f_{bd} = \frac{0.36\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = \frac{0.36 \times 5}{1.5} = 1.2 \text{ Mpa}$$

Résistance de calcul par adhérence entre le béton et le boulon d'ancrage

$$F_{t,bond,Rd} = \frac{\pi d l_b f_{bd}}{\alpha}$$

$$l_1 = 20d = 600 \text{ mm}$$

$$r = 3d = 90 \text{ mm}$$

$$l_2 = 20d = 60 \text{ mm}$$

d : Diamètre de la tige $d = 33 \text{ mm}$

l_b : L'encrage dans le béton $l_b = l_b = (l_1 + 6.4r + 3.5l_2) = 1386 \text{ mm}$

f_{ck} : Résistance du béton $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

α : Facteur tenant en compte la forme de la tige : crochet $\rightarrow \alpha = 0.7$

$$F_{t,bond,Rd} = \frac{\pi \times 30 \times 1.2 \times 1386}{0,7} = 223.81 \text{ kN}$$

$$F_{t,anc,Rd} = \min[223.81; 161.6] = 161.6 \text{ kN}$$

9.1.8 Résistance de la partie tendue de l'assemblage

Vérification de la présence de l'effet de levier

L_b : Longueur d'allongement du boulon d'ancrage **EC3-1.8-tableau6.2**

$$L_b = 8d + e_m + t_p + t_{wa} + 0.5k$$

t_{wa} : Épaisseur de la rondelle : $t_{wa} = 5 \text{ mm}$

k : Épaisseur de l'écrou $k = 0.8d$

e_m : Épaisseur de mortier de calage : $e_m = 30 \text{ mm}$

$$L_b = 8 \times 30 + 30 + 25 + 5 + 0.5 \times 0.8 \times 30 = 312 \text{ mm}$$

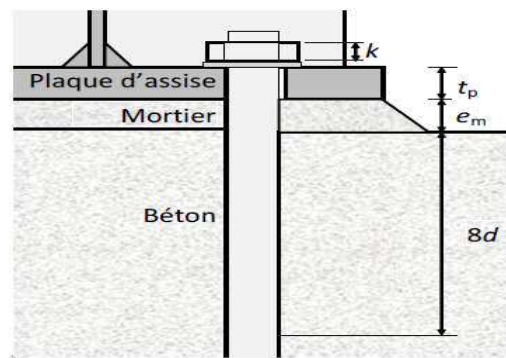


Figure9. 5: Longueur d'allongement du boulon d'ancrage

L_b^* : Longueur limite d'allongement du boulon d'ancrage.

$$L_b^* = \frac{8.8 m x^3 A_s}{l_{eff,1} t_p^3} = \frac{8.8 \times 40^3 \times 561}{175 \times 25^3} = 115.5 \text{ mm} < L_b$$

L'effet de levier ne peut pas être développé et les modes de ruine 1-2, 3 et 4 peuvent être considérés.

9.1.9 Résistance à la flexion de la plaque d'assise (par unité de longueur)

$$m_{pl,Rd} = \frac{t_p^2 f_{yp}}{4 \gamma_{m0}} = \frac{25^2 \times 235}{4 \times 1.1} = 33.38 \text{ kN}$$

Résistances à la flexion de la plaque d'assise

Mode1 : $M_{pl,1,Rd} = m_{pl,Rd} \times l_{eff,1} = 5.84 \text{ kN.m}$

$$l_{eff,1} = \min(l_{eff,cp} ; l_{eff,nc}) = 175 \text{ mm}$$

Calcul de la résistance de l'assemblage à la traction

La résistance finale de l'assemblage d'un tronçon en T équivalent tendu pris égale à la valeur de résistance la plus petite des modes de ruine. **EC3-1.8-tableau6.2**

$$F_{T,Rd} = \min(F_{t,1-2,Rd} ; F_{t,3,Rd} ; F_{t,4,Rd})$$

- Mode 1-2 :

$$F_{t,1-2,Rd} = \frac{2 M_{pl,1,Rd}}{m_x} = \frac{2 \times 5.84}{0.04} = 292 \text{ kN}$$

- Mode 3 :

$$F_{t,3,Rd} = 2 F_{t,Rd,anchor} = 2 \times 161.6 = 323.2 \text{ kN}$$

- Mode 4 :

$$F_{t,4,Rd} = \frac{b_{eff,t} t_w f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{235 \times 9.4 \times 175}{1.1} = 351.43 \text{ kN}$$

Dou :

$$F_{T,Rd} = \min(F_{t,1-2,Rd} ; F_{t,3,Rd} ; F_{t,4,Rd}) = 292 \text{ kN}$$

9.1.10 Vérification à la résistance en flexion

Moment de flexion dominant

$$M_{sd} \leq M_{R,d} = \min \left(\frac{-F_{C,Rd} \times Z}{\frac{Z_T}{e_N} - 1}; \frac{F_{T,Rd} \times Z}{\frac{Z_C}{e_N} + 1} \right) \quad \text{EC3 - 1.8 - tableau 6.7}$$

$$Z = Z_T + Z_C = 265 + 217.7 = 477 \text{ mm} \quad \text{Bras de levier}$$

$$\Rightarrow M_{R,d} = \min(726,62; 91,17) = 91,83 \text{ kN.m} < 122,85 \text{ kN.m}$$

Condition non vérifiée

Puisque la valeur du moment résistant est très proche que celle du moment de flexion

Donc on préfère d'ajouter des raidisseurs bidirectionnelles.

9.2 Étude de l'infrastructure

9.2.1 Introduction

Un ouvrage quelle que soit sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol d'assise. Les éléments qui jouent le rôle d'interface entre l'ouvrage et le sol s'appelle fondations.

Le dimensionnement de la fondation est conditionné par le site d'implantation.

La contrainte admissible du sol site S_3 est : $\sigma_{sol} = 1,8 \text{ Bar}$

La profondeur d'ancrage : $D = 1,8 \text{ m}$

9.2.2 Détermination des sollicitations

Pour la détermination des sollicitations on considère les deux états limites.

$$\text{ELU :} \quad M_U = 122,85 \text{ kN.m} \quad ; \quad N_U = 292,8 \text{ kN}$$

$$\text{ELS :} \quad M_S = 61,00 \text{ kN.m} \quad ; \quad N_S = 201,22 \text{ kN}$$

9.2.3 Dimensionnement de la semelle

Les dimensions de la semelle sont choisies de manière qu'elles soient homothétiques avec celles du pied de poteau.

Les dimensions du fut sont généralement débordées aux dimensions de la platine d'assise avec une distance de 20 cm.

$$a = a_p + c = 0,61 + 0,2 = 0,81 \text{ m} \quad \text{Avec : } a_p \text{ et } b_p \text{ : dimensions de la platine}$$

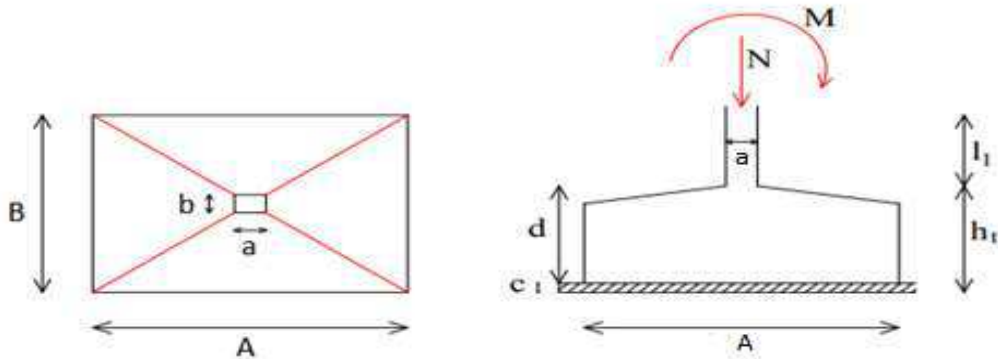
$$b = b_p + c = 0,35 + 0,2 = 0,55 \text{ m}$$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = 1.47 \Rightarrow A = 1.47B$$

A et B : dimensions de la semelle

Calcul de l'excentricité

$$e = \frac{M_s}{N_s} = 0.3 \text{ m}$$



Les dimensions de la semelle sous poteau

Pour les semelles de dimensions B x L la valeur des contraintes extrêmes est donnée par

$$\sigma_{max} = \frac{N}{AB} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \leq \sigma_{sol}$$

Après simplification

$$B^3 - 0.76B - 1.36 \geq 0 \Rightarrow B \geq 1.33 \text{ m}$$

On prend : $B = 1.5 \text{ m}$ et $A = 2.5 \text{ m}$

Hauteur utile de la semelle est donnée par la condition :

$$d = \max \left(\frac{B-b}{4}; \frac{A-a}{4} \right) = \max(23\text{cm}; 42\text{cm}) = 45 \text{ cm}$$

On prend : $d = 45 \text{ cm}$

$h_t = d + 5\text{cm} = 50 \text{ cm}$: Hauteur total de la semelle

9.2.4 Vérification des contraintes

On a :

$$e = 0.30 < \frac{A}{6} = 0.41 \text{ m}$$

L'effort N à l'intérieur du noyau central, donc le diagramme des contraintes est trapézoïdal.

Il faut vérifier ces deux conditions

$$\sigma_{min} = \frac{N}{AB} \left(1 - \frac{6e}{A}\right) = \frac{201.22}{3.75} (1 - 0.72) = 15.02 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{AB} \left(1 + \frac{6e}{A}\right) = \frac{201.22}{3.75} (1 + 0.72) = 92.29 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 73 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{sol} = 180 \text{ kN/m}^2$$

Condition vérifiée

9.2.5 Vérification de la stabilité au renversement

La stabilité au renversement des fondations doit se faire pour les semelles sous la combinaison : G+Q+E (RPA99 v 2003. Art.10.1.5)

$$M = 61.58 \text{ N.m} ; N = 193.81 \text{ KN}$$

$$e = \frac{M}{N} = 0.31 \text{ m} < \frac{A}{4} = 0.62 \text{ m}$$

Condition vérifiée

9.2.6 Détermination des armatures de la semelle

Le ferrailage se fait par la méthode des consoles : $e > \frac{a}{6}$; $e > \frac{A}{24}$

ELS:

Ferrailage dans la direction A

$$A_a = \frac{M_1}{z \cdot \bar{\sigma}_{st}}$$

$$M_1 = \left(\frac{A}{2} - 0.35a\right)^2 \left(1 + \frac{e}{A} + \frac{1.4 \times e \times a}{A^2}\right) \frac{N_s}{2A}$$

$$M_1 = \left(\frac{2.5}{2} - 0.35 \times 0.81\right)^2 \left(1 + \frac{0.3}{2.5} + \frac{1.4 \times 0.3 \times 0.81}{2.5^2}\right) \frac{201.22}{5} = 43.78 \text{ kN.m}$$

Avec : $z = 0.9d = 40 \text{ cm}$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{F.P}$$

$$f_{t28} = 0.06 f_{c28} + 0.6 = 2.1 \text{ MPa} \quad ; \quad \eta = 1.6 \text{ H.A}$$

Donc :

$$A_a = \frac{43.78 \times 10^6}{400 \times 201.63} = 5.42 \text{ cm}^2$$

Ferraillage dans la direction B

Le ferraillage dans la direction B sera calculé par la méthode de bielle en remplaçant N par N'.

$$A_b = \frac{N_S(B - b)}{8d \cdot \bar{\sigma}_{st}}$$

Avec :

$$N' = N_S \left(1 + \frac{3e}{A}\right) = 201.22(1 + 0.36) = 273.65 \text{ kN}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{F.P}$$

$$f_{t28} = 0.06 f_{c28} + 0.6 = 2.1 \text{ MPa} \quad ; \quad \eta = 1.6 \text{ H.A}$$

Donc :

$$A_b = \frac{273.65 \times 0.95 \times 10^6}{8 \times 500 \times 201.63} = 3.22 \text{ cm}^2$$

ELU:

Ferraillage dans la direction A

$$A_a = \frac{M_1}{z \cdot \sigma_{st}}$$

$$M_1 = \left(\frac{A}{2} - 0.35a \right)^2 \left(1 + \frac{e}{A} + \frac{1.4 \times e \times a}{A^2} \right) \frac{N_u}{2A}$$

$$M_1 = \left(\frac{2.5}{2} - 0.35 \times 0.81 \right)^2 \left(1 + \frac{0.42}{2.5} + \frac{1.4 \times 0.42 \times 0.81}{2.5^2} \right) \frac{292.8}{5} = 67.53 \text{ kN.m}$$

Avec : $z = 0.9d = 40 \text{ cm}$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.8 \text{ MPa}$$

Donc :

$$A_a = \frac{67.53 \times 10^6}{400 \times 347.8} = 4.9 \text{ cm}^2$$

Ferrailage dans la direction B :

Le ferrailage dans la direction B sera calculé par la méthode de bielle en remplaçant N par N'.

$$A_a = \frac{N_u(B - b)}{8d \cdot \sigma_{st}}$$

Avec :

$$N' = N_u \left(1 + \frac{3e}{A} \right) = 292.8(1 + 0.5) = 439.2 \text{ kN}$$

Donc :

$$A_b = \frac{439.2 \times 0.95 \times 10^6}{8 \times 500 \times 347.8} = 3 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité

Sens A

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} A \times h_t = 15.09 \text{ cm}^2$$

Sens B

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} B \times h_t = 9.05 \text{ cm}^2$$

Calcul de l'espacement

$$S_t \geq \max(6\phi + 6\text{cm}; 15\text{cm}) \leq 30 \text{ cm}$$

$$S_t \geq \max(6 \times 1.4 + 6\text{cm}; 15\text{cm})$$

Enrobage : 3 cm

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

sens	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Nb de barres	A_s (cm ²)	S_t (cm)
A	5.42	15.09	10T14	15.4	25 cm
B	3.22	9.05	7T14	10.8	25 cm

Tableau 9. 2 : ferrailage choisit pour la semelle au dessous de poteau.

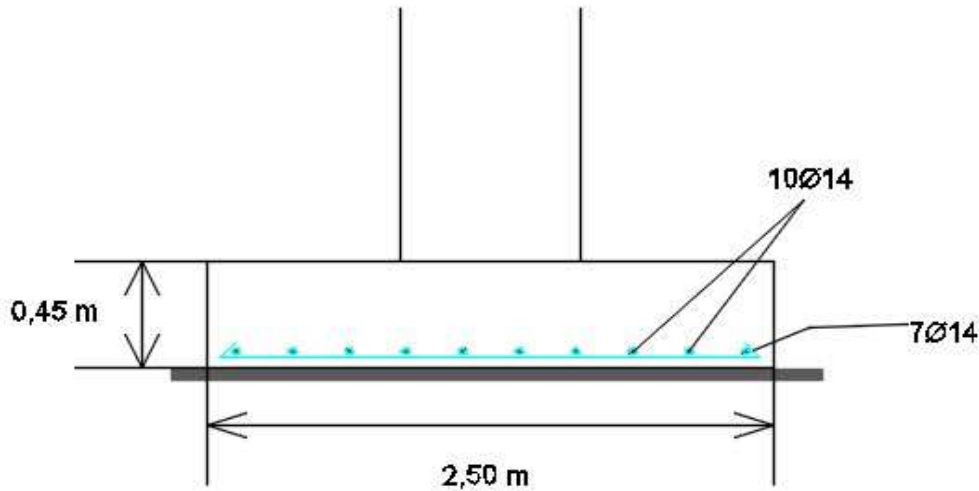


Figure 9. 6 : Ferrailage des semelles

9.2.7 Calcul des longrines

Les longrines sont des liaisons qui sont situées à l'intérieur du périmètre de la structure, elles jouent le rôle de chaînage dans les deux directions, et elles sont calculées sous un effort axial de traction comme défini dans le RPA99.

Pré-dimensionnement

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : (25 x 30 cm²) : sites de catégorie S2 et S3. **[RPA99 v 2003. Art.10.1.1.b]**

Ferrailages longitudinaux

Les longrines doivent être calculées pour résister à l'action d'une force de traction qui est égale à : **[RPA99 v 2003. Art.10.1.1.b]**

$$N_t = \left(\frac{N}{\alpha} \right) \geq 20 \text{ kN}$$

Avec :

N : Égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés, donc on prend les efforts normaux du poteau le plus sollicité :

$$N_u = 292.8 \text{ kN} ; \quad N_s = 201.22 \text{ kN}$$

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée donc :

$$\alpha = 12 \quad (\text{Site 03, zone sismique IIa})$$

ELU

$$N_t = \left(\frac{292.8}{12} \right) = 24.4 \text{ kN}$$

ELS

$$N_t = \left(\frac{201.22}{12} \right) = 16.76 \text{ kN}$$

Calcul des armatures

$$A_{st} = \frac{N_t}{\sigma_{st}}$$

ELS :

$$A_{st} = \frac{16.17 \times 10^3}{348} = 0.46 \text{ cm}^2$$

ELU :

$$A_{st} = \frac{24.4 \times 10^3}{348} = 0.70 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage minimal doit être de 0.6% de la section.

$$A_{min} = 0.6\%(b \times h) = 4.5 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA12 → $A_s = 6.79 \text{ cm}^2$

9.2.8 Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{st} \leq 0.23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0.9 \leq A_s = 6.79 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

9.2.9 Ferrailage transversal

$$\phi_{min} \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{lmin}; \frac{b}{10}\right) = \min(0.85; 1.2; 2.5) = 0.8 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

9.2.10 Calcul d'espacement des cadres

e RPA99/V2003 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :

$$S_t < \min(20 \text{ cm}; 15\phi_t) = \min(20 \text{ cm}; 12 \text{ cm}) \rightarrow \text{on prend : } S_t = 10 \text{ cm} .$$

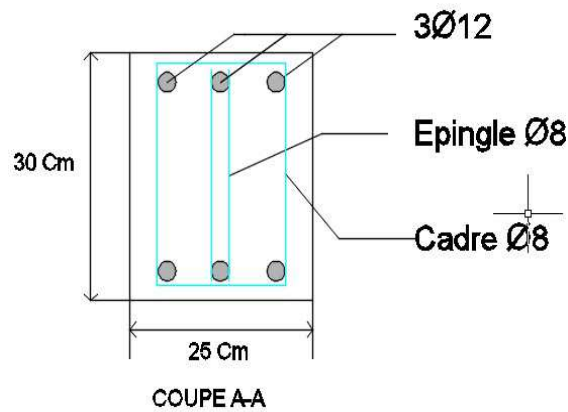


Figure9. 7 : Schéma de ferrailage des longrines

9.2.11 Le fut

Calcul du ferrailage :

Le RPA99 exige dans son **article 7.4.2.1** une section minimale d'armature longitudinale de 0.8% en zone IIa

Tlemcen : zone de sismicité IIa $A_{min} = 0.8\% b \times h$

$$\Rightarrow A_{min} = 0.8\%(81 \times 55) = 35.64 \text{ cm}^2$$

Soit un ferrailage longitudinal : 24HA14

Soit un cadre et épingle de diamètre $\varnothing 8$ mm dans l'espace donnée et de :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{2}, \frac{h}{3}, 10\varnothing\right)$$

On prend un espacement de 10 cm

Conclusion générale

Ce projet de fin des études était l'occasion pour nous de mettre en pratique l'ensemble des connaissances acquises durant le cursus de notre formation de master tout en respectant les règlements régissant les principes de conception et de calcul d'ouvrages tel que le CCM 97, RNV2013, RPA 99v2003 et CBA 93.

C'était l'occasion d'utiliser intelligemment un outil de calcul des structures complexes. L'étude était menée sur un hangar métallique de type halle par un dimensionnement et une vérification des éléments constituant la structure d'une part et l'ouvrage lui-même dans sa globalité d'autre part. L'étude concerne donc le petit élément « qu'il soit un boulon, une soudure, un échantignolle » jusqu'au grand élément « panne, portique » voir la structure en 3D.

Avant de se lancer dans la modélisation d'une structure métallique par le biais d'un logiciel de calcul, il est judicieux de déterminer les sollicitations agissantes sur l'ouvrage, chose pas aisée quand on détermine les efforts dus au vent sur les différentes parois. Le pré dimensionnement à la flèche (ou à la résistance d'une seule sollicitation) doit précéder l'ensemble des vérifications de résistance aux combinaisons des efforts et des instabilités des éléments

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions :

La modélisation doit être aussi proche que possible de la réalité, afin d'approcher le comportement réel de la structure et obtenir de meilleurs résultats.

Dans les structures métalliques les actions du vent sont souvent les plus défavorables néanmoins, l'étude sismique n'est pas négligeable.

La vérification des ossatures vis-à-vis des instabilités est une étape primordiale et nécessaire pour un dimensionnement adéquat.

La bonne conception des assemblages est essentielle pour la stabilité des structures métalliques.

Le rôle très important que jouent les dispositions des contreventements dans le comportement global de la structure.

La présence de planchers mixtes rigides rend la structure sensible aux actions sismiques, mais le système de contreventement (palées de stabilités en X) lui donne un bon comportement vis-à-vis de ces dernières.

La nécessité d'un entretien permanent et d'une protection appropriée pour les éléments métalliques contre la corrosion et le feu est fortement recommander.

Bibliographies

Règles Neige et Vent « RNV.1999 » 2ème Edition, Centre National d'Études et de Recherches Intégrées du Bâtiment, Alger, 2005.

Règles Parasismiques Algériennes « RPA 99 / Version 2003 », Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger, 2003.

Règles générales et règles pour les bâtiments « Eurocode 3, partie 1-1, calcul des structures en acier », Éditions Eyrolle, Paris, 1996

DTR BC-2.44 « Règles de conception et de calcul des structures en acier » CCM97.

CTICM (centre technique industriel en construction métallique)

B.A.E.L 91 : béton armé aux états limite, troisième tirage, Eyrolles, 1997.

ENV 1993-1-1 « Calcul des structures en acier » et Document d'Application Nationale – Partie 1-1: Règles générales et règles pour les bâtiments

ENV 1994-1-1 « Conception et dimensionnement des structures mixte acier-béton » et Document d'Application Nationale – Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments

Eurocode 4 Conception et dimensionnement des structures mixte acier-béton partie 1-1 règle générale et règles pour les bâtiments, EDITIONS EYROLLES 61, Bld saint-germain 75240 Paris Cedex 05

Jean Morel, « Calcul Des Structures Métalliques Selon l'Eurocode 3 », Edition Eyrolles, Paris, sixième tirage-2005

Traité de Génie Civile de l'école polytechnique fédérale de Lausanne Volume 10 Construction métallique « notions fondamentales et méthodes de dimensionnement » Manfred A. Hirt Rolf Bez

Traité de Génie Civile de l'école polytechnique fédérale de Lausanne Volume 11 charpentes métalliques, « Conception Et Dimensionnement Des Halls Et Des Bâtiments » Manfred A. Hirt et Michel Cricinel.

Lahlou Dehmani « calcul des structures métalliques selon l'EC3 » 2009

INSTITUT GRAMME – UNITE CONSTRUCTION Dr Ir P. BOERAËVE Manuel de Calcul de Poutres et Dalles Mixtes Acier-Béton *Selon EN 1994-1-1(12/2004)*

Recommandations pour le calcul et l'exécution des chemins de roulement "CTICM", Bonnes pratiques pour la construction de structures en Acier Bâtiment à usage industriel – guide destiné aux architectes, concepteur et constructeurs

Mémotech. Structure Métalliques, Casteilla-2004

ANNEXE-1

ceVitalSpa

Ilot D, N°6 ZHUN Gardi II –
Kouba – Alger
Tél: + (213) 21 56 38 10 à 80
Fax: + (213) 21 56 38 20

BATICOMPOS

BATICOMPOS Spa
Société de Composants Industrialisés
DIRECTION GENERALE
BP 75 Béni – Mançour W/BEJAIA
Tél: + (213) 034 34 01 73/74/76/77 /
Fax: + (213) 034 34 01 69

FICHE TECHNIQUE

PANNEAU SANDWICH TOITURE (TL75)

Description

1. Principe

Le panneau sandwich d'enveloppe de bâtiment, 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 composants travaillent ensemble et ne constituent ainsi qu'un seul élément autoportant présentant différents niveaux de résistance mécanique, de réaction et de résistance au feu, d'isolation thermique et acoustique, d'étanchéité à l'air, à l'eau et à la vapeur d'eau et d'esthétique architecturale.

2. Matériaux

2.1 Tôle d'acier

Parements interne et externe en tôle d'acier d'épaisseur nominale minimum 0,4 mm, galvanisé à chaud en continu selon les normes NF EN 10326 ; NF EN 10142 et NF EN 10143 :

Nuance d'acier : DX51D ou S280GD

Épaisseur de la couche de Zn : 150 g/m² pour les deux faces

Nature et épaisseur du revêtement organique :

-Recto : 25 m nominal polyester selon EN 10169 (dont primaire 5 µm).

-Verso : 7 m nominal polyester selon EN 10169 (dont primaire 5 µm).

Les parois ont pour épaisseur

Toiture TL 75 : - 0,55 mm à l'intérieur,
- 0,75 mm à l'extérieur
- 0,4 mm à l'intérieur
- 0,6 mm à l'extérieur

2.2 Mousse isolante

L'isolant est constitué de mousse rigide de polyuréthane expansée, obtenue par injection en continu d'un mélange de polyol, isocyanate, catalyseur et agent d'expansion de type Pentane, dont les caractéristiques sont indiquées ci-après :

Tableau 1 – Caractéristiques de la formulation

Caractéristiques	Spécifications
Masse volumique selon NF EN1602	40 kg/m ³ ± 2 kg/m ³
Traction perpendiculaire (adhérence sur parement) selon NF EN 1607	80 kPa
Compression sous 10 % d'écrasement selon NF EN 826	100 kPa
Flexion quatre points selon Pr EN 14509	100 kPa
Stabilité dimensionnelle (48 h à 70 °C)	2 %
Stabilité dimensionnelle (48 h à -20 °C)	1 %

3. Caractéristiques dimensionnelles

Tableau 2 : Dimensions et tolérances

Dimensions (mm)		Tolérances (mm)
Largeur hors tout	1000 à 2000	7,5
Largeur utile du panneau	Toiture :1035	± 2
Longueur du panneau	< 1000	5
	1000 à 2000	7,5
	2001 à 4000	10
	4000	15
Epaisseurs nominales	53	± 2
Défaut d'équerrage		6,21
Défaut de planéité (en fonction de la longueur mesurée L)	L = 200 mm L = 400 mm L > 700 mm	— Défaut de planéité 0,6 mm — Défaut de planéité 1,0 mm — Défaut de planéité 1,5 mm

Poids spécifique (kg/m²) : 14.2

4. Autres informations techniques

4.1 Isolation thermique :

Pour le noyau de mousse qui est recouvert des 2 cotés de peaux étanches à la diffusion,

le coefficient de conduction thermique (λ) = 0.026 w/m.k

Panneau	TL75
Coefficient de transmission thermique (w/m ² .K)	0.40

4.2 Isolation phonique : TL75 : 26dB

PANNEAU TL 75 / Largeur = 1035 mm
 épaisseur tole supérieure = 0.75 mm ; épaisseur tole inférieure = 0.55 mm

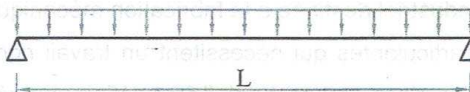
TYPE / BATICOMPOS

Nuance d'acier : contrainte caractéristique $R_{p0.2} = 3200 \text{ daN/cm}^2$

PORTEES MAXIMALES (en mètres) EN FONCTION DES CHARGES (en daN/m^2)

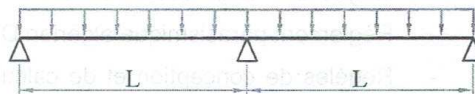
FLECHE ADMISSIBLE = $L / 300$

POUTRES A 01 TRAVEES



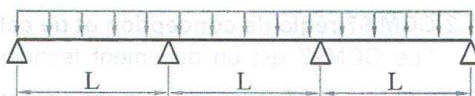
charges daN/m ²	20	40	60	80	100	120	140	160	180	200	220	240	260	280	300
Type															
TL 75	6.54	5.19	4.53	4.12	3.82	3.60	3.42	3.27	3.14	3.04	2.94	2.86	2.78	2.71	2.65

POUTRES A 02 TRAVEES



charges daN/m ²	20	40	60	80	100	120	140	160	180	200	220	240	260	280	300
Type															
TL 75	8.75	6.95	6.07	5.52	5.12	4.82	4.58	4.38	4.21	4.07	3.94	3.83	3.73	3.63	3.55

POUTRES A 03 TRAVEES



charges daN/m ²	20	40	60	80	100	120	140	160	180	200	220	240	260	280	300
Type															
TL 75	8.08	6.41	5.60	5.09	4.73	4.45	4.23	4.04	3.89	3.75	3.64	3.53	3.44	3.36	3.28



PROFILS NERVURES TN 40

APPLICATIONS

Les profils nervurés sont utilisés en couverture sèche ou en bardage pour :

- les ateliers de production.
- les bâtiments tertiaires.
- les centres commerciaux.
- les bâtiments industriels.
- les entrepôts agricoles.
- les habitations.

DEFINITIONS / NORMES:

Identification de l'acier: Nuance S250, S280, S320

- Acier galvanisé en continu Z 275 NF P 34310 et NF EN 10147
- Acier galvanisé prélaqué en continu NF P 34301
- Caractéristique dimensionnelles NF P 34401
- Informations techniques établies conformes à la norme NF P 34-205-1 et ou DTU 40-35

REVETEMENT:

Sans spécifications particulières les profils nervurés sont livrés en qualité standard.

- Galvanisé seul, qualité Z 275
- Galvanisé prélaqué, face extérieure finition laquée polyester ép. 25µ - teintes standard: voir nuancier. envers de bande finition primaire d'accrochage époxy ép. 7µ.

Classement de réaction au feu: M0.

MISE EN OEUVRE:

Manutention:

Les profils ne doivent pas être choqués ou griffés pour éviter toute mise à nu du métal.

Mise en oeuvre:

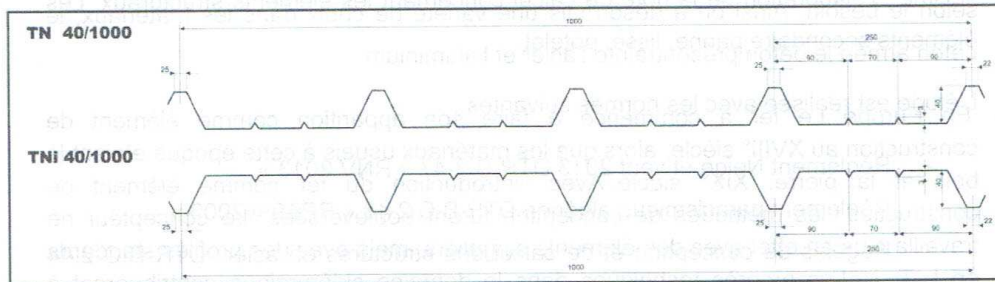
- Se référer au DTU 40-35
- Eliminer soigneusement et au fur et à mesure de la pose, les limailles de perçage, par un nettoyage à la brosse.

Stockage:

- Empilés les profils galvanisés sont sensibles à l'humidité et à la condensation, mis en oeuvre, les profils galvanisés ne craignent pas le contact de l'eau.
- Le stockage des profils doit être fait sous abri ventilé (magasin ouvert, bâche), les colis étant inclinés par rapport à l'horizontal et séparés du sol pour permettre une bonne ventilation, en évitant toute déformation permanente des profils.

CARACTERISTIQUE DU PROFIL

	EPAISSEUR mm				
	0,5	0,6	0,7	0,8	1,0
Poids (kg/m²)	4,9	5,89	6,87	7,85	9,81
J (cm³/m)	12,3	16,05	18,72	21,40	26,75
W (cm³/m)	3,92	5,30	6,18	7,07	8,83



CHARGE ADMISSIBLE UNIFORMEMENT DISTRIBUEE Kg/m²

EPAISSEUR mm	TN 40/1000													TNI 40/1000												
	PORTEE m													PORTEE m												
	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,5	3,75	4	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,5	3,75	4
0,5	439	281	185	143	109	86	63	47	36					360	230	152										
0,6	614	393	273	200	153	115	84	63	48	38				504	322	224										
0,7	716	458	318	234	176	135	98	73	57	43	33			603	386	268										
0,8	820	524	364	267	205	154	112	84	65	51	41	33		701	449	311										
1,0	1024	655	455	334	256	193	140	105	81	64	51	41	34	903	578	401										
0,5	570	365	252	180	141	111	90							467	300	207	147	115								
0,6	768	491	341	251	192	152	123	101						630	403	280	205	157								
0,7	896	573	398	292	224	177	143	118						754	482	335	246	188								
0,8	1025	656	455	334	256	202	164	135						877	561	389	286	219								
1,0	1290	819	569	418	320	253	204	169						1129	722	502	368	282	223							

N.B: Les valeurs en rouge ne prévoient pas de limitation de flèche

ANNEXE-3

Arval
by arcelormittal

Panneaux sandwichs de bardage Ondatherm 1040 B

TABLEAU D'UTILISATION

Charges maximales admissibles en daN/m² en fonction des portées d'utilisation (pour épaisseurs de parements 0,50 - 0,50 mm)

		2 APPUIS						PORTÉE (m)	3 APPUIS								
		Épaisseurs nominales de l'âme							Épaisseurs nominales de l'âme								
		120	100	80	60	50	40	30	30	40	50	60	80	100	120		
PRESSION						141	119	101	3,00	149						PRESSION	
DEPRESSION					156	142	128	96		109	132	148					DEPRESSION
PRESSION					142	123	103	84	3,20	130	150	160				PRESSION	
DEPRESSION				151	139	124	109	84		97	119	133	148				DEPRESSION
PRESSION				145	127	109	90	71	3,40	115	132	153	160			PRESSION	
DEPRESSION	158	158	133	124	109	94	74	86		107	120	132	127				DEPRESSION
PRESSION	148	148	131	114	97	79	60		3,60	102	117	137	157	160		PRESSION	
DEPRESSION	135	135	120	111	96	81	66	78		97	108	119	121	123	123		DEPRESSION
PRESSION	134	134	119	103	87	70	52		3,80	91	104	123	142	160	160	160	PRESSION
DEPRESSION	131	131	109	99	85	71	59	72		88	98	108	115	122	122		DEPRESSION
PRESSION	120	120	107	93	78	63	45		4,00	81	93	111	129	160	160	160	PRESSION
DEPRESSION	117	117	97	90	76	63	54	66		79	89	99	110	120	120		DEPRESSION
PRESSION	108	108	97	85	71	56			4,20	73	83	100	118	157	160	160	PRESSION
DEPRESSION	105	105	88	81	69	56		61		72	81	90	105	119	119		DEPRESSION
PRESSION	98	98	88	78	64	51			4,40	67	75	91	108	144	160	160	PRESSION
DEPRESSION	94	94	79	74	62	50		55		65	74	83	100	117	117		DEPRESSION
PRESSION	89	89	80	71	59	46			4,60	61	68	84	99	126	153	153	PRESSION
DEPRESSION	85	85	72	68	56	45		48		60	68	77	96	115	115		DEPRESSION
PRESSION	81	81	74	66	54				4,80	56	62	77	92	111	131	131	PRESSION
DEPRESSION	78	78	66	62	51			42		55	63	71	85	100	100		DEPRESSION
PRESSION	74	74	68	61	50				5,00	51	57	71	85	99	112	112	PRESSION
DEPRESSION	71	71	60	57	47			37		50	58	65	76	86	86		DEPRESSION
PRESSION	69	69	62	56	46				5,20	47	52	66	80	88	97	97	PRESSION
DEPRESSION	65	65	55	53	43			32		46	53	60	68	75	75		DEPRESSION
PRESSION	63	63	58	52					5,40	48	61	75	81	88	88		PRESSION
DEPRESSION	60	60	51	49				43		49	56	62	68	68			DEPRESSION
PRESSION	59	59	54	49					5,60	57	70	76	82	82			PRESSION
DEPRESSION	55	55	47	46						46	52	57	63	63			DEPRESSION
PRESSION	54	54	50	46					5,80		53	66	71	77	77		PRESSION
DEPRESSION	51	51	44	43						43	49	53	58	58			DEPRESSION
PRESSION	51	51	47						6,00		50	62	67	72	72		PRESSION
DEPRESSION	47	47	41							40	45	50	54	54			DEPRESSION

(les panneaux sont fixés à chaque sommet de nervure et sur tous les appuis)

FILM DE PROTECTION

Un film polyéthylène adhésif de protection est appliqué en usine sur les parements prélaqués extérieur et intérieur des panneaux. Celui-ci devra être enlevé au fur et à mesure de la pose et au plus tard 3 mois après la mise à disposition en usine de la marchandise.

PERÇAGES ET DECOUPES

Dans la mesure du possible, éviter toute découpe sur site.

Afin de limiter les risques de désolidarisation mousse-métal lors d'une opération de découpe, il est conseillé de poser le panneau sur des appuis de telle sorte que les parements extérieur et intérieur soient maintenus de part et d'autre de la découpe (matériel conseillé : scie sauteuse).

Lors d'une opération de découpe, protéger la zone environnante afin d'éviter de détériorer le revêtement des panneaux. Après toute opération de découpe ou perçage, il conviendra de balayer immédiatement les panneaux afin d'éliminer toutes limailles ou copeaux.

CALEPINAGE

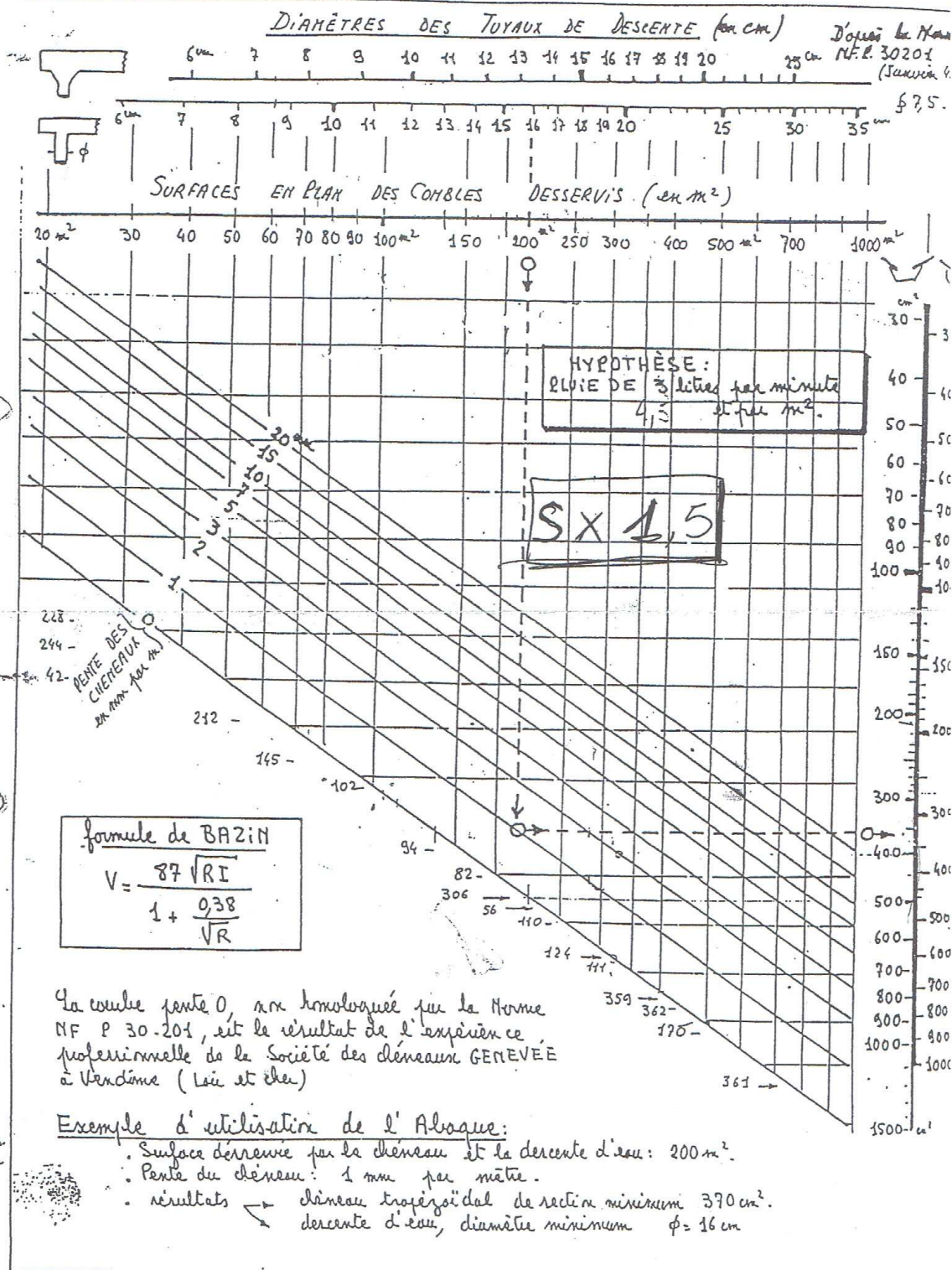
Avant toute commande, veuillez apporter une attention particulière au calepinage qui sera garant d'une mise en œuvre correcte et rapide.

Un bon de commande se trouve à la fin de cette documentation afin de vous assister dans cette démarche.

ANNEXE-4

ANNEXE 2

DETERMINATION DES CHENEAUX ET DES DESCENTES D'EAU.



ANNEXE-5

Caractéristiques des ponts bipoutres ZLK

Capacité, Type de treuil ¹⁾	S ¹⁾ m	A1 mm	K1 mm	C1 mm	L1 mm	L2 mm	Z min mm	Hmax mm	R mm	LK mm	R,V/volet kN Rmax Rmin
5000 kg Chariot treuil GM 1050 H6 FEM 2m	10	200	770	-50	660	660	150	9000	2700	1605	30,6 6,9
	14	300	770	-50	660	660	150	9000	2700	1605	33,5 8,7
	16	400	770	-50	660	660	150	9000	2700	1630	35,5 10,4
	18	500	770	-50	660	660	150	9000	2700	1630	37,5 12,1
	20	500	770	-50	660	660	150	9000	2900	1730	39,6 14,0
	22	460	810	-90	660	660	170	9000	3200	1895	42,7 17,0
	24	560	810	-90	660	660	170	9000	3800	2230	45,7 19,7
	26	500	870	-150	660	660	180	9000	4600	2650	50,7 24,4
	28	700	870	-150	660	660	180	9000	4600	2650	53,2 26,8
	30	700	870	-150	660	660	180	9000	4600	2650	57,2 30,7
	32	650	920	-200	660	660	180	9000	5100	2965	66,3 39,5
	34	650	920	-200	660	660	180	9000	5100	2965	71,7 44,9
6300 kg Chariot treuil GM 2063 H6 FEM 1Am	10	200	770	-30	660	660	150	9000	2700	1605	36,9 7,4
	14	300	770	-30	660	660	150	9000	2700	1630	40,5 9,7
	16	400	770	-30	660	660	150	9000	2900	1730	42,6 11,4
	18	500	770	-30	660	660	150	9000	2900	1730	44,7 13,3
	20	500	770	-30	660	660	150	9000	2900	1730	46,0 14,3
	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
	28	700	960	-90	760	760	180	10000	4600	2650	71,0 29,6
	30	650	1010	-140	760	760	180	10000	4600	2650	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
10000 kg Chariot treuil GM 3100 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	3200	1765	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
	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
12500 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
	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
16000 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
	28	900	1140	-10	790	790	180	10000	4200	2515	119,0 37,9
	30	900	1140	-10	790	790	180	10000	4600	2755	127,0 45,2
	32	910	1140	-10	790	790	180	10000	5100	3005	133,0 51,0
	34	1100	1190	-60	790	790	190	10000	5100	3055	141,0 58,2

Capacité, Type de treuil ¹⁾	S ¹⁾ m	A1 mm	K1 mm	C1 mm	L1 mm	L2 mm	Z min mm	Hmax mm	R mm	LK mm	R,V/volet kN Rmax Rmin
20000 kg Chariot treuil GM 6200 L6 FEM 2m	10	250	1330	-130	820	820	180	10000	2900	1830	109,0 19,7
	14	360	1330	-130	820	820	180	10000	2900	1830	116,0 21,8
	16	460	1330	-130	820	820	180	10000	2900	1865	119,0 23,8
	18	650	1330	-130	820	820	180	10000	2900	1865	123,0 26,1
	20	650	1330	-130	820	820	180	10000	3200	2015	127,0 29,7
	22	900	1330	-130	820	820	180	10000	3200	2015	131,0 32,6
	24	900	1330	-130	820	820	180	10000	3800	2315	134,0 35,0
	26	900	1330	-130	820	820	180	10000	3800	2315	139,0 39,0
	28	860	1380	-180	820	820	190	10000	4100	2515	146,0 44,9
	30	860	1380	-180	820	820	190	10000	4600	2805	152,0 51,0
	32	1100	1380	-180	820	820	190	10000	5100	3055	159,0 56,8
	34	1100	1380	-180	820	820	190	10000	5100	3055	162,0 59,7
25000 kg Chariot treuil GM 6250 L6 FEM 1Am	10	350	1330	-130	820	820	180	10000	2900	1830	132,0 22,4
	14	600	1380	-180	820	820	190	10000	3000	1930	142,0 26,3
	16	600	1380	-180	820	820	190	10000	3200	2065	146,0 29,0
	18	610	1380	-180	820	820	190	10000	3200	2065	151,0 31,9
	20	850	1380	-180	820	820	190	10000	3200	2065	154,0 33,6
	22	850	1380	-180	820	820	190	10000	3200	2065	158,0 37,2
	24	860	1380	-180	820	820	190	10000	3800	2365	164,0 41,7
	26	860	1380	-180	820	820	190	10000	3800	2365	167,0 44,0
	28	860	1380	-180	820	820	190	10000	4600	2765	174,0 50,0
	30	860	1380	-180	820	820	190	10000	4600	2805	181,0 56,9
	32	1110	1380	-180	820	820	190	10000	5100	3055	190,0 64,4
	34	930	1560	-360	820	820	270	10000	5100	3055	201,0 75,1
32000 kg Chariot treuil GM 7320 H6 FEM 2m	10	400	1460	40	1080	1080	190	8000	3400	2130	166,0 32,8
	14	600	1460	40	1080	1080	190	8000	3600	2265	179,0 34,7
	16	610	1460	40	1080	1080	190	8000	3600	2265	184,0 36,7
	18	850	1460								

a) Recommandations CTICM (2^e partie) N° 3-1967 (§ 3.2325 – formules approchées)

Cas du chariot au milieu de la portée du pont roulant

$$\max R_{3A} = 0,024 (P_{\text{pont}} + P_{\text{chariot}} + Q_{\text{charge}}) \frac{p}{a} + 0,021 (Q_{\text{charge}} + P_{\text{chariot}})$$

$$\min R_{3A} = 0,024 (P_{\text{pont}} + P_{\text{chariot}} + Q_{\text{charge}}) \frac{p}{a} - 0,021 (Q_{\text{charge}} + P_{\text{chariot}})$$

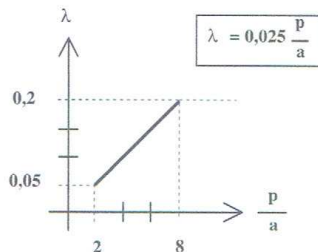
Cas du chariot à distance minimale du chemin de roulement

$$\max R_{3B} = 0,0052 (5P_{\text{pont}} + P_{\text{chariot}} + Q_{\text{charge}}) \frac{p}{a} + 0,021 (Q_{\text{charge}} + P_{\text{chariot}})$$

$$\min R_{3B} = 0,0052 (5P_{\text{pont}} + P_{\text{chariot}} + Q_{\text{charge}}) \frac{p}{a} - 0,021 (Q_{\text{charge}} + P_{\text{chariot}})$$

Les premiers membres de ces formules correspondent aux efforts induits par la marche en biais ou encore appelée marche en crabe du pont roulant, les deuxièmes membres de ces formules correspondent aux efforts dus au freinage du chariot chargé.

b) Règles FEM (2^e édition 1970 – §1,233) et (3^e édition 1987 – § 2.2.3.3)



Règles FEM 1970 Figure § 1,233 et Règles FEM 1987 Figure § 2.2.3.3.

Cas du chariot au milieu de la portée du pont roulant

$$\max R_{3A} = \min R_{3A} = \frac{\lambda}{4} (P_{\text{pont}} + P_{\text{chariot}} + Q_{\text{charge}}) = 0,0063 (P_{\text{pont}} + P_{\text{chariot}} + Q_{\text{charge}}) \frac{p}{a}$$

Nous supposons que le pont roulant est supporté par 4 galets, $n = 4$, à raison de 2 galets par poutre de roulement.

Cas du chariot à distance minimale du chemin de roulement

$$\max R_{3B} = \min R_{3B} = 0,0063 P_{\text{pont}} \frac{p}{a} + 0,012 \left(\frac{p}{a} - \frac{e}{a} \right) (P_{\text{chariot}} + Q_{\text{charge}})$$

Il n'est pas précisé dans les Règles FEM si ces formules couvrent bien l'ensemble des actions horizontales transversales : freinage du chariot + marche en crabe du pont. Les différences sensibles entre les résultats obtenus d'une part par les Recommandations

ANNEXE-7

ANNEXE N° 1 A L'AVIS TECHNIQUE

La présente annexe fait partie de l'Avis Technique :
le respect des valeurs de calcul indiquées est une condition impérative de la validité de l'Avis.

Sont données ci-après les valeurs caractéristiques utiles à l'application de la méthode de dimensionnement et de vérification prescrite dans l'Avis Technique commun 3/05-436*01Add

A - CARACTERISTIQUES DES PROFILS HI-BOND 55

Les valeurs ci-dessous sont données pour un mètre de largeur de bac.

HI-BOND 55.750

Epaisseur nominale de la tôle		Section (cm ²)	Poids* (daN/m ²)	Position fibre neutre (cm)		Moment d'inertie i (cm ⁴)	Modules de résistance (cm ³)	
galvanisée	nue			v _i	v _s		i/v _i	i/v _s
0,75	0,71	11,183	9,56	2,75	2,75	57,544	20,925	20,925
0,88	0,84	13,231	11,23	2,75	2,75	68,080	24,756	24,756
1,00	0,96	15,121	12,83	2,75	2,75	77,805	28,292	28,292
1,20	1,16	18,271	15,30	2,75	2,75	94,015	34,187	34,187

HI-BOND 55.800

Epaisseur nominale de la tôle		Section (cm ²)	Poids* (daN/m ²)	Position fibre neutre (cm)		Moment d'inertie i (cm ⁴)	Modules de résistance (cm ³)	
galvanisée	nue			v _i	v _s		i/v _i	i/v _s
0,75	0,71	10,487	8,72	3,32	2,58	57,928	17,448	22,453
0,88	0,84	12,407	10,23	3,32	2,58	68,535	20,643	26,564
1,00	0,96	14,179	11,63	3,32	2,58	78,325	23,592	30,359
1,20	1,16	17,133	13,95	3,32	2,58	94,643	28,506	36,684

* Les poids correspondent aux tôles galvanisées et tiennent compte des recouvrements.

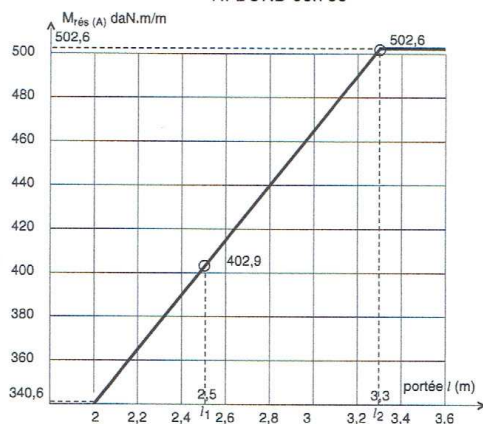
B - VERIFICATIONS EN PHASE DE MONTAGE ET DE COULAGE DU BETON

Pour l'application du § 2.32 de l'A.T. 3/05-436*01Add, les valeurs des moments résistants plastiques M_{res(A)}, M_{res(B)} et des moments de cloquage M_c sont déduites en fonction de la portée ℓ à partir des diagrammes ci-après, utilisables pour $\ell \geq 2,0$ m (correspondant à $0,8 \ell_1$) et données pour des tôles d'épaisseur nominale 0,75 mm.

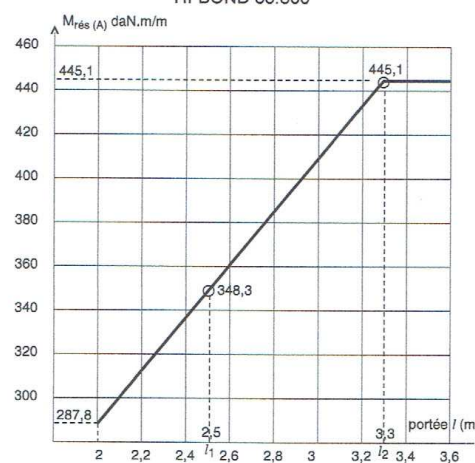
Pour les portées inférieures à $0,8 \ell_1$, les justifications sont menées conventionnellement pour une portée fictive de $0,8 \ell_1$.

Pour des épaisseurs de 0,88 mm, de 1,00 mm et de 1,20 mm, les valeurs lues sont à multiplier par 1,17 - 1,33 et 1,60 respectivement.

HI-BOND 55.750

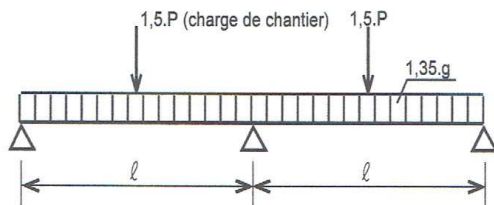


HI-BOND 55.800



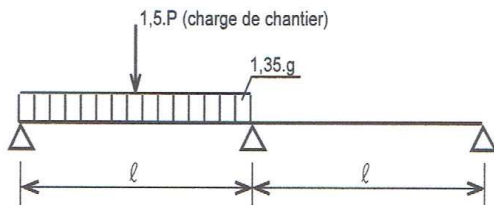
ANNEXE-8

Cas de chargement (A)



$$M_{(A)} = 0,070 \cdot 1,35 \cdot g \cdot \ell^2 + 0,156 \cdot 1,50 \cdot P \cdot \ell$$

Cas de chargement (B)



$$M_{(B)} = 0,096 \cdot 1,35 \cdot g \cdot \ell^2 + 0,203 \cdot 1,50 \cdot P \cdot \ell$$

Moments résistants Mrés(A) et Mrés(B)

Les valeurs à considérer des moments résistants sont données dans les Avis Techniques des procédés sous la forme de diagrammes en fonction de la portée et de coefficients tenant compte de l'épaisseur de tôle. Les Avis Techniques précisent les limites de portées entre lesquelles le diagramme est donné.

Lorsque la portée du projet est inférieure à la plus petite portée du diagramme ($0,8 \cdot \ell_1$), il est loisible de substituer à la portée du projet une portée fictive égale à $0,8 \cdot \ell_1$ et de conduire la vérification pour cette portée fictive.

2.323 Vérification d'intégrité en cas d'étaielement.

Cette vérification a pour objet d'éviter un cloquage éventuel irréversible au droit des étais. Elle est donc inutile pour les cas de pose sans étais.

Elle consiste à s'assurer de l'inégalité suivante :

$$0,125 \cdot 1,35 \cdot g \cdot \ell^2 + 0,1875 \cdot 1,5 \cdot P \cdot \ell \leq M_c$$

où

P vaut $50 \cdot \ell$ sans descendre en dessous de 100 daN ;

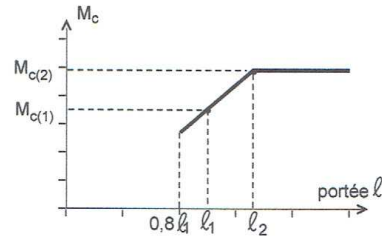
M_c est le moment de cloquage pour la portée ℓ considérée

Lors des essais n° 1 et 2 effectués selon la "méthode générale" visée ci-avant, on note la valeur des charges p_c et P_c , d'apparition du premier cloquage sur l'appui intermédiaire ; avec ces valeurs de charges, on calcule le moment de cloquage M_c correspondant :

$$M_c(1) = 0,125 \cdot p_c \cdot \ell_1^2 + 0,1875 \cdot P_c \cdot \ell_1$$

$$M_c(2) = 0,125 \cdot p_c \cdot \ell_2^2 + 0,1875 \cdot P_c \cdot \ell_2$$

Ces valeurs permettent de tracer le diagramme suivant :



Comme pour les $M_{rés(A)}$ et $M_{rés(B)}$ de la vérification de résistance, la courbe est extrapolée par prolongement de la droite jusqu'à une portée de $0,8 \cdot \ell_1$ et par une horizontale (plafonnement du moment) pour les portées supérieures à ℓ_2 .

Le diagramme de M_c en fonction de ℓ est donné dans chaque Avis Technique de procédé.

2.33 Vérifications en phase définitive du montage collaborant

2.331 Vérification de la collaboration tôle/béton

Cette vérification est effectuée à l'Etat Limite de Service selon la méthode "m" et "k" conduite selon les usages français (essais avec tôles huilées).

Elle consiste à respecter l'inégalité suivante concernant la contrainte de cisaillement de glissement entre tôle et béton :

$$T_{solicitant} \leq T_{résistant}$$

avec

$$T_{solicitant} = VS/(b \cdot z_{él})$$

où

VS = l'effort tranchant sollicitant développé en service, après prise du béton, dans la section considérée ;

b = la largeur considérée de plancher ;

$z_{él}$ = le bras de levier élastique, pris égal à $dp \cdot x/3$;

avec également

$$T_{résistant} = m \cdot \rho \cdot h/Lg + k$$

où

m et k sont des coefficients déterminés à la suite d'essais et donnés dans les Avis Techniques de procédés ;

ρ est le rapport de la section de la tôle à la section utile du béton $b \cdot dp$,

dp étant la distance du centre de gravité de la tôle à la fibre supérieure du plancher ;

h est l'épaisseur totale du plancher ;

Lg est définie ci-après.

Remarque importante : la formule donnant $T_{résistant}$ n'est valable que si les charges appliquées en surface du plancher sont supérieures aux charges suspendues (accrochées en sous-face).

Définition de L_g : cas de travées isostatiques

La détermination expérimentale de "m" et de "k" étant réalisée sur travées isostatiques, la vérification indiquée ci-avant doit prendre en compte pour Lg la valeur de la portée d'une travée sur deux appuis simples.

Dans le cas de distribution quelconque des charges (charges concentrées), on considère une portée fictive ℓ valant $4 \cdot \ell_s$ où ℓ_s est la longueur du diagramme rectangulaire équivalent d'effort tranchant

$$\ell_s = \frac{\text{surface sous la courbe du diagramme réel des efforts tranchants}}{\text{effort tranchant à l'appui}}$$

Définition de L_g : cas de travées continues

Il est admis que l'expression de $T_{résistant}$ peut continuer à être appliquée en prenant pour Lg la portée entre les points de moments nuls (longueur de la zone de moment positif), les efforts tranchants VS à considérer étant ceux évalués en ces points.

Si la valeur de $4 \cdot \ell_s$ diffère de Lg ainsi définie, on considère une valeur de L_g égale à $4 \cdot \ell_s$.

ANNEXE-9

Pour HI-BOND 55.800 :

Epaisseur (mm)	0.75	0.75	1.00	1.00
Bac	Standard	Pré-percé	Standard	Pré-percé
Largeur d'appui	160	160	75	160
M_0 (kN.m/m)	3.0	2.9	5.2	5.2
α	-0.005	-0.01	-0.008	-0.008
Mmax	3.1	3.1	5.4	5.4
Rmax	21.6	21.8	38.0	38.0

Les valeurs de calcul pour des largeurs comprises entre 75 et 160mm ainsi que pour les épaisseurs 0.88 et 1.00mm peuvent être obtenues par interpolation linéaire.

-Vérification du moment positif en travée :

Conformément aux prescriptions du §1.1.2.2.2 du CPT 3730_V2, on doit vérifier que $M_{t,d}(ELU) \leq M_{t,Rd}$

Cette vérification doit être réalisée conformément aux prescriptions du §1.1.2.2.2 du CPT 3730_V2 à partir des valeurs de calcul $M_{t,Rd}$ suivantes :

Caractéristique	Epaisseur de la tôle (mm)	$M_{t,Rd,k}$ (kN.m/m)	
		55.750	55.800
Moment résistant en travée $M_{t,Rd}$ pour les bacs	0.75	4.4	3.6
	0.88	5.8	5.0
	1.00	7.0	6.3
	1.20	9.1	8.5

-Vérification de l'appui d'extrémité :

Conformément aux prescriptions du §1.1.2.2.3 du CPT 3730_V2, on doit vérifier que $V_{e,d}(ELU) \leq V_{e,Rd}$

Cette vérification doit être réalisée conformément aux prescriptions du §1.1.2.2.3 du CPT 3730_V2 à partir des valeurs de calcul $V_{e,Rd}$ suivantes :

- Tôles standard 55.750 : $V_{e,Rd} = 29.60$ kN/m (Valeur obtenue pour une largeur d'appui de 50mm et une tôle d'épaisseur 0.75mm)
- Tôles pré-percées 55.750 : $V_{e,Rd} = 27.85$ kN/m (Valeur obtenue pour une largeur d'appui de 50mm et une tôle d'épaisseur 0.75mm)
- Tôles standard 55.800 : $V_{e,Rd} = 26.07$ kN/m (Valeur obtenue pour une largeur d'appui de 50mm et une tôle d'épaisseur 0.75mm)
- Tôles pré-percées 55.750 : $V_{e,Rd} = 24.01$ kN/m (Valeur obtenue pour une largeur d'appui de 50mm et une tôle d'épaisseur 0.75mm)

Ces valeurs sont extrapolables à des profondeurs d'appui et des épaisseurs de tôles supérieures à celles de l'essai.

3. Vérifications de résistance dans le domaine post-élastique :

Vérifications sur appui définitifs :

Conformément aux prescriptions du §1.1.2.3 du CPT 3730_V2, on doit dans un premier temps vérifier les 3 critères suivants :

- $M_{e,SR}(ELU) \leq M_{max}$
- $R_{e,SR}(ELU) \leq R_{max}$
- $M_{e,SR}(ELU) \leq M_0 + \alpha \cdot R_{e,SR}(ELU)$

ANNEXE n° 3 A L'AVIS TECHNIQUE

Additif commun aux avis techniques de procédés de planchers à bacs métalliques collaborants.

1. Remarque préliminaire

Cette annexe reprend le texte de l'additif commun aux avis techniques de procédés de planchers à bacs métalliques collaborants. Il décrit la méthode de dimensionnement des planchers utilisant ce procédé.

2. AVIS

L'Avis ne vaut que pour les procédés couverts par un Avis Technique. Il indique, dans le Cahier des Prescriptions Techniques, les conditions de conception et de calcul communes à tous les planchers de cette famille.

2.1 Domaine d'emploi

Il est le même que celui accepté par le Groupe dans le cadre de l'Avis Technique.

2.2 Appréciation de l'aptitude à l'emploi

Stabilité

La stabilité est normalement assurée pour les montages tôle-béton de ces planchers lorsqu'ils sont dimensionnés et vérifiés conformément aux conditions de conception et de calcul ci-après, sous réserve des particularités éventuellement précisées dans les Avis Techniques des procédés et des autres conditions indiquées dans ces Avis.

2.3 Cahier des Prescriptions Techniques

2.3.1 Conditions de conception et de calcul

2.3.1.1 Définition de la portée

La portée L des planchers, à considérer dans les vérifications indiquées ci-après, est ainsi définie :

- si les appuis sont des murs ou des poutres en béton, la portée L est la distance entre les nus intérieurs des appuis ;
- si les appuis sont des murs en maçonnerie de petits éléments, la portée L est la distance entre les points situés à 2,5 cm en recul des nus intérieurs de ces murs ;
- si les appuis sont des solives métalliques, la portée L est la distance entre axes des solives ; elle peut être la distance entre nus intérieurs des solives s'il est justifié que leur rigidité en torsion le permet.

La portée l à considérer pour les vérifications en phase de coulage est celle indiquée ci-avant délimitée le cas échéant par l'axe des files d'étais éventuelles.

Le terme « portée » se réfère à quatre grandeurs différentes selon le type de vérification :

- la portée L du plancher soumise au chargement (distance entre appuis réels ou assimilés)
- la portée [Lg = 4.Ls], éventuellement modifiée par rapport à L, déduite des diagrammes de sollicitations pour les justifications de la collaboration entre la tôle et le béton,
- la portée ℓ (graphisme avec sa boucle) à considérer pour les justifications au moment du coulage qui fait intervenir la présence éventuelle des étais.

La grandeur à prendre en compte est précisée à chaque vérification.

Remarque : Les symboles suivants sont également utilisés pour des grandeurs précisées à chaque vérification :

- Lg désigne une portée se substituant à L pour les justifications de la collaboration entre la tôle et le béton
- Ls représente la quantité de base, utile pour la détermination de Ig
- Lp est la position d'une charge localisée par rapport à l'appui le plus proche
- lc est le périmètre de cisaillement dans le béton des nervures

2.3.2 Vérifications en phase de montage et de coulage du béton

2.3.2.1 Vérification du fléchissement des tôles

Le fléchissement des tôles sous le poids mort du béton ne doit pas dépasser pas 1/240ème de la portée entre appuis et files d'étais. Pour cette vérification, on tient compte du supplément de poids mort dû à l'épaisseur complémentaire de béton entraînée par le fléchissement du bac (pour cette prise en compte, on peut simplement ajouter une surépaisseur fictive de béton, uniformément répartie, valant $0,7.f$, f étant le fléchissement à mi-portée déterminé sans la surépaisseur).

Ce fléchissement à la pose peut être évalué par l'expression suivante :

$$f = k_f \frac{5g\ell^4 \cdot 10^6}{384EI}$$

f étant la flèche en cm

avec

ℓ = portée entre appuis et/ou étais éventuels, (en mètres)
;
g = poids mort du plancher calculé conformément à l'Avis Technique du procédé (en daN/m²).

E = 210 000MPa

I = moment d'inertie en section totale d'un mètre de largeur de tôle donné dans l'Annexe Valeur d'utilisation (en cm⁴).

Kf = coefficient fonction du nombre de travées entre appuis et étais éventuels.

valant :

1 pour 1 travée
0,41 pour 2 travées égales
0,52 pour 3 travées égales
0,49 pour 4 travées égales.

2.3.2.2 Vérification de la sécurité du personnel de pose

On doit s'assurer de la sécurité en phase de montage. Cette vérification doit être menée conformément au document intitulé "Méthode générale d'essai des bacs-aciers utilisés en planchers, en vue de leur justification de résistance en phase de montage - Méthodologie d'essai et principe de dimensionnement" publié dans les Cahiers du CSTB - livraison 268 d'avril 1986.

Le moment fléchissant sollicitant conventionnel en travée doit être inférieur ou égal au moment résistant du profilé utilisé pour la portée considérée. Cette vérification doit être faite pour la travée partielle la plus grande.

Moment sollicitant

Le moment fléchissant sollicitant conventionnel doit être vérifié pour les deux cas de chargement (A) et (B) ci-après où g est le poids du plancher tel que défini plus avant et où l'intensité de la charge de chantier P est égale à 50 . / (étant la portée partielle en mètres), sans être inférieure à 100 daN.

ANNEXE-11

S_t = pas des armatures transversales
d'autre part :

$$V_{u,S} / l_c \cdot z_u \leq 0,03 \cdot f_{ct28}$$

où

l_c est la longueur de la ligne de moindre résistance (voir schéma).

Commentaires :

- la première vérification (règle des coutures généralisée) suppose que la conception des armatures transversales est telle que l'ancrage de celles-ci soit total de part et d'autre du plan horizontal de largeur b_{sup} . Ceci est obtenu notamment si les armatures transversales de couture sont soudées à des barres filantes, par des soudures dont la résistance à la traction dans le sens des brins est au moins égale à la résistance de chaque brin.
- Lorsque ces armatures transversales sont réalisées en continu sous forme de grecques, l'ancrage de part et d'autre du plan horizontal à coudre dépend des hauteurs ancrées de boucle, du diamètre du fil constitutif et de la nuance de l'acier. Il en résulte que la capacité résistante de ces grecques dans leur rôle de couture est variable en fonction des paramètres énumérés ci-avant et l'expression donnant $\tau_{u,R}$ doit prendre en compte cette capacité résistante qui peut être réduite ; des indications peuvent être trouvées à ce sujet, par analogie, dans le tableau figurant à l'article I.A. 107,21 du titre I du CPT "PLANCHERS".
- l'effort tranchant sollicitant $V_{u,S}$ est déterminé en tenant compte de toutes les charges appliquées y compris le poids propre quelle que soit la disposition d'étaielement. Il est admis d'évaluer l'effort tranchant sollicitant à la distance $h/2$ de l'appui.

La valeur de l'effort tranchant sollicitant aux appuis les plus sollicités de travées égales soumises à des charges réparties

$$V_{u,S} = \frac{L}{2} \cdot [k_1 \cdot 1,35(g + g_1) + k_2 \cdot 1,50q]$$

Schéma statique	k1	k2
	1	1
	1,21	1,21
	1,17	1,20

2.334 Justifications relatives à la flexion

Dans l'évaluation des moments sollicitants, il est tenu compte des continuités éventuelles des planchers.

Les moments sur appuis sont évalués à partir des équations de la résistance des matériaux pour les poutres continues à inertie constante en admettant une minoration pour cause de redistribution d'effort par fissuration (allongements / raccourcissements des matériaux plus importants sur appui qu'en travée).

Le coefficient de minoration pris usuellement et forfaitairement est de 0,85 (15% de minoration). Il est pris en compte pour l'établissement des tables de sollicitations de calcul présentées ici dans le cas de travées égales sous charges réparties.

Les moments en travées résultent alors des équations de l'équilibre appliquées à chaque travée pour les cas de charge considérés.

2.335 Justifications relatives à la flexion sous moments positifs

La justification est apportée à l'Etat Limite Ultime.

Elle consiste à vérifier l'inégalité suivante :

$$M_{u,S} \leq M_{u,R}$$

avec

$M_{u,S}$: Moment sollicitant évalué sous l'effet de toutes les charges appliquées.

Moments positifs sollicitants (à l'ELU) en travées égales soumises à des charges uniformément réparties

$$M_{u,S} = \frac{L^2}{8} \cdot [K_1 \cdot 1,35(g + g_1) + K_2 \cdot 1,50q]$$

Schéma statique	K1	K2
	1	1
	0,62	0,80
travées extérieures travée intérieure	0,69	0,84
travées extérieures travées intérieures	0,67	0,83
	0,40	0,70

avec également

$M_{u,R}$ = moment résistant de la section lorsque la tôle est entièrement plastifiée

$$M_{u,R} = N_p \cdot (d_p - 0,5 \cdot x)$$

où

N_p = $A_p \cdot f_e / \gamma_p$ en l'absence d'armatures longitudinales

Dans le cas de mise en œuvre de barres d'armatures convenablement enrobées et ancrées, N_p est l'effort de plastification de l'ensemble des aciers sollicités en traction.

d_p est la hauteur utile du plancher

x est la hauteur du bloc de contrainte de compression du béton non supérieure à 0,8 fois l'épaisseur de béton au dessus du profilé (à défaut N_p est réduit à l'effort de plastification d'une épaisseur de béton égale à $0,8 \cdot h_c$).

$$x = N_p / b \cdot \sigma_c$$

où

b est la largeur de la section transversale considérée

$$\sigma_c = 0,85 \cdot f_{ct28} / \gamma_c$$

Justifications relatives à la flexion sous moments négatifs

La justification est apportée à l'Etat Limite Ultime.

Elle consiste à vérifier l'inégalité suivante :

$$M_{u,S} \leq M_{u,R}$$

avec

$M_{u,S}$: Moment sollicitant sur appuis évalué sous l'effet de toutes les charges appliquées.

Moments négatifs sollicitants (ELU) pour des travées égales soumises à des charges uniformément réparties

$$M_{u,S} = \frac{L^2}{8} \cdot [K'_1 \cdot 1,35(g + g_1) + K'_2 \cdot 1,50q]$$

t l'épaisseur de la tôle

10.1.3.6 Vérification à l'effort tranchant vertical (ruine type III)

La résistance à l'effort tranchant V_{Rd} d'une dalle mixte sur une largeur égale à la distance entre les axes des nervures, doit être déterminée conformément à l'EN 1992-1-1, 6.2.2.

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} = \text{Max}[0,15.k(100\rho_L f_{ck})^{1/3}; v_{\min}] b_w . d$$

$$k = \text{Min}[1 + \sqrt{\frac{200}{d}}; 2,0] \quad \text{avec } d \text{ en mm}$$

$$\rho_L = \text{Min}\left(\frac{A_{sL}}{b_w . d}; 0,02\right) \quad A_{sL} = \text{section d'armatures longitudinales à l'intérieur de la largeur considérée } b_w$$

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} \sqrt{f_{ck}}$$

$b_w = b_o$ = largeur moyenne des nervures de béton (largeur minimale pour profil de tôle rentrant)

f_{ck} en MPa

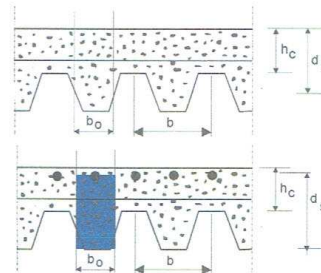
$V_{Rd,c}$ en Newtons.

Cas de la flexion positive (appui d'extrémité) :

$d = d_p$ = distance entre la fibre comprimée et le CG des armatures tendues

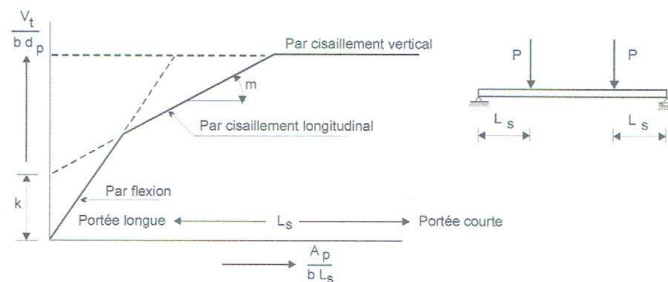
Cas de la flexion négative (appui intérieur) :

$d = d_s$ = distance entre la fibre comprimée et le CG des armatures tendues



10.1.3.7 Relation entre le mode de ruine et la portée

En fait, selon la portée de la poutre, il est possible d'observer l'un des trois modes de ruine définis auparavant sur le même diagramme que celui de la méthode m-k.



10.1.4 Vérification de la dalle mixte à l'état limite de service

10.1.4.1 Contrôle de la fissuration du béton

- (1) Il convient de vérifier la largeur des fissures dans les régions de moment fléchissant négatif des dalles continues conformément à l'EN 1992-1-1, 7.3.
- (2) Lorsque des dalles continues sont calculées comme simplement appuyées, il convient que l'aire de l'armature anti-fissuration située au-dessus des nervures ne soit pas inférieure à 0,2 % de l'aire du

ANNEXE-14

C - VERIFICATIONS EN PHASE DEFINITIVE DU MONTAGE COLLABORANT

Collaboration tôle / béton (§ 2.33.1 de l'Annexe 3 du présent Avis)

Les valeurs de "m" et de "k" sont données dans le système d'unités : longueur en cm, force en daN.

	Types de bac			
	55.750		55.800	
	m	k	m	k
Pour tous les cas	m1 = 1490	k1 = 1,031	m1 = 2291	k1 = 0,345
Cas de charges statiques	m2 = 1490	k2 = 1,031	m2 = 98	K2 = 1,008
Cas de charges dynamiques faibles	m3 = 301	k3 = 1,031	m3 = 78	k3 = 0,806

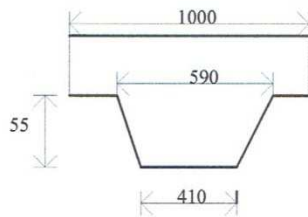
Cisaillement des nervures (§ 2.33.3 de l'Annexe 3 du présent Avis)

$b_0 = 59$ cm pour 1 m de largeur de plancher, pour HI-BOND 55-750

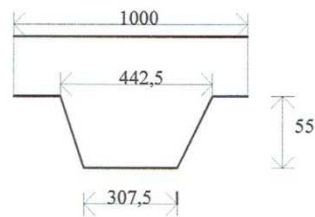
$b_0 = 44,25$ cm pour 1 m de largeur de plancher, pour HI-BOND 55-800

Moments négatifs sur appuis de continuité (§ 2.33.6 de l'Annexe 3 du présent Avis)

Forme de la nervure équivalente en béton



Profil HI BOND 55-750



Profil HI BOND 55-800

En raison de la décroissance de la largeur de la zone comprimée vers les fibres les plus comprimées, la contrainte de calcul du béton comprimé est affectée par le coefficient 0,8 (art. A. 4.3.42 des Règles BAEL 91).

Flèches actives

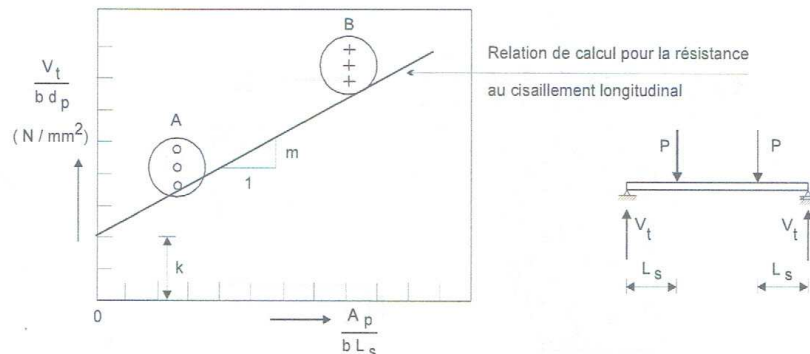
Pour l'application des formules donnant les valeurs de λ à porter dans les équations de calcul de l'inertie fictive, les valeurs à considérer du rapport b_0/b sont :

0,50 pour les profilés HI BOND 55-750

0,38 pour les profilés HI BOND 55-800

ANNEXE-15

Cette formule nécessite donc la détermination des coefficients m et k par des essais standardisés dont les résultats sont reportés sur un diagramme non dimensionnel. On détermine alors la droite caractéristique à partir de la valeur minimale de chaque groupe d'essais et d'une réduction forfaitaire de 10 %.



Les valeurs m et k , dépendent donc du type de tôle profilée et des dimensions de la section de la dalle, sont en principe fournies par les fabricants de tôles profilées.

Pour les dimensionnements, il convient de prendre pour valeur de L_s :

- $L/4$ pour une charge uniforme appliquée sur la totalité de la travée ;
- la distance entre la charge appliquée et l'appui le plus proche pour deux charges égales et disposées symétriquement ;
- pour d'autres dispositions de charges, y compris une combinaison de charges ponctuelles asymétriques et réparties, il convient d'effectuer une évaluation basée sur des résultats d'essais ou sur le calcul approché suivant : on prend la portée de cisaillement égale au moment maximal divisé par l'effort tranchant maximal sur l'appui relatif à la travée considérée.

Lorsque la dalle mixte est calculée comme continue, il est permis d'utiliser une portée isostatique

équivalente pour la détermination de la résistance. Il convient de prendre la longueur de portée égale à :

- $0,8L$ pour les travées intermédiaires ;
- $0,9L$ pour les travées de rive.

ANNEXE

II.1- Les boulons : Les boulons sont constitués d'une barre ronde fileté pour fixer un écrou de forme hexagonale qui avec la tête du boulon assure le serrage des pièces assemblées. Une rondelle ronde ou carré, plane ou avec bossage peut être interposée sous l'écrou.

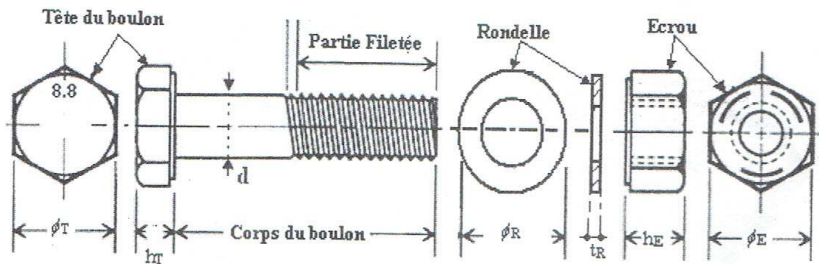


Figure 19.7 Terminologie d'un boulon.

II-1-a- Caractéristiques géométriques des boulons : Les caractéristiques géométriques des boulons qui sont indispensables pour concevoir, dimensionner et réaliser un boulonnage sont résumés dans le tableau suivant :

Désignation	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
d (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
d ₀ (mm)	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
A (mm ²)	50,3	78,5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
A _s (mm ²)	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561
φ _R (mm)	16	20	24	27	30	34	36	40	44	50	52
t _R (mm)	<3	<3	3	3	3	3/4	4	4	4	4/5	5
d _m (mm)	14	18,3	20,5	23,7	24,58	29,1	32,4	34,5	38,8	44,2	49,6
φ _T (mm) ⁽¹⁾	12/14	15/17	18/22	21/24	24/27	27/31	30/32	33/35	36/41	41/46	46/50
h _T (mm)	6	7	8	9	10	12	13	14	15	17	19
φ _E (mm)	12/14	15/17	18/22	21/24	24/27	27/31	30/32	33/35	36/41	41/46	46/50
h _E (mm) ⁽²⁾	7/7	9/9	10,8/11	12,6/13	14,8/15	16,2/17	18/18	20/20	21,5/22	24,3/25	25,6/27
φ _{clé} (mm)	21	27	31	51	51	51	58	58	58	58	58
Tôle usuelle (mm)	2	3	4	5	6	7	8	10,14	>14	-	-