

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Abou Bekr Belkaid - Tlemcen

Faculté de Technologie, Département de Génie Civil



Mémoire d'Obtention du Diplôme de **Master** en Génie civil

Spécialité : Structures

Thème :

**Dimensionnement et Vérification d'une Structure Métallique de
type Hangar Selon l'Eurocode 3
avec et sans effet de diaphragme**

Présentés le – juin 2023 par :

M^{elle}. KAOUADJI Rim

M^r. BENAMEUR Chems ddine

Devant le jury composé de :

Pr. HAMDAOUI Karim

Président

Dr. TABET DERRAZ Moulay Idriss

Examineur

Dr. MISSOUM Mohammed Abdelghani

Encadreur

Pr. BOUMECHRA Nadir

Encadreur

Année Universitaire 2022-2023

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



Remerciements

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

Je tiens à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidés à élaborer ce travail et en particulier mes encadrants, **M^r. BOUMECHRA Nadir** et **M^r.MISSOUM Mohammed Abdelghani**. Qui ont contribué et assuré la direction de ce travail, ainsi que pour leurs Assistances, Conseils, Soutiens, mais surtout leurs Dévouements et Orientations précieuses.

Je souhaite exprimer ma gratitude aux membres du jury le Président **M^r. HAMDAOUI Karim** et l'examineur **M^r.TABET Moulay**. Pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail en acceptant de l'examiner et de l'enrichir par leurs propositions.

Je tiens aussi à remercier vivement et sincèrement les ingénieurs du CTC d'Oran **M^r.REDOUANE.Adel** et **M^r.HALIMI.Mohammed** pour leurs aides et ses conseils prodigues.

Je tiens à remercier aussi l'ensemble des enseignants de Génie civil qui qui m'ont aidé et appris l'âme de la science durant ces années d'études. En particulier **M^r.HAMDAOUI Karim**. et **M^{me}.BENCHOUK Assia**. qui ont toujours cru en moi.

Enfin, mes remerciements vont à toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la concrétisation de ce travail.

KAOUADJI Rim.

Dédicace

Ce mémoire est dédié avant tout à mon défunt père, malgré son absence physique j'en ai fait de lui ma force pour poursuivre mes études et ne jamais abandonner. Il n'est plus là mais il est partout là où je suis, tu resteras à tout jamais ma force et dans mon cœur malgré ton absence.

A ma très chère mère ; aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, l'estime, le dévouement et le respect que j'ai toujours pour elle. C'est grâce à tes encouragements, tes prières et ton amour que je suis là aujourd'hui.

A mes très chères sœurs Hadjer, Islem, Zoubida et Amina en témoignage de l'attachement, de l'amour et l'affection que je porte pour vous. Ainsi que mes neveux et nièces ma source de bonheur et de joie. Mais aussi à tous mes chers beaux-frères, qui n'ont jamais cessé de m'encourager.

A ma chère tata Soria, dont l'aide morale n'a jamais été sans effet. Merci d'avoir comblé mon cœur d'une infinie douceur.

A mon cher oncle Naguib et sa femme Sylvie, qui m'ont encouragée et soutenu dans les moments durs et de faiblesse.

Mes professeurs, qui ont su me faire aimer le domaine du Génie Civil ; qui m'ont apporté énormément de savoir. Je vous serai toujours reconnaissante.

A mes encadrants, Mr Missoum.Mohammed Abdelghani et Mr Boumechra. Nadir pour leurs dévouements.

A toute autre personne que je n'ai pas citée et dont l'aide m'a été précieuse.

KAOUADJI Rim.

Remerciements

A l'occasion de l'élaboration de notre mémoire du projet de fin d'études, on adresse nos vifs remerciements à tous ceux qui ont aidé de près ou de loin pour la concrétisation de ce modeste ouvrage.

On remercie tout le corps enseignant qui a participé à notre formation durant le cursus universitaire, on remercie en particulier nos encadreurs « Mr. BOUMECHRA Nadir » et « Mr. MISSOUM Mohammed Abdelghani ».

On leur exprime nos profondes gratitudees pour avoir fait l'honneur de diriger ce thème et nous avoir guidé pour la réalisation de ce travail.

On leur remercie pour leur participation, leurs conseils, leur aide, leur disponibilité et leur intérêt pour ce travail.

Ils trouvent ici le témoignage de nos profonds respects et notre sincère reconnaissance.

On souhaite que ce travail soit à la hauteur de ses espérances.



BENAMEUR Chems Eddine

Dédicace

Tout d'abord, je tiens à remercier Dieu le tout puissant de m'avoir donné la santé, la volonté et le courage ; et mes parents pour leur soutien et leurs encouragements pour lesquels aucune dédicace ne pourra compenser leur sacrifice pour mon bien être et mon bonheur

A mes sœurs Amina, Assia et Meryem que je leur souhaite une vie pleine de joie et de réussite.

A mon oncle BENAMRAOUI Djamel pour son soutien et son aide durant toute ma formation en Génie Civil

A mon grand-père, mes oncles, mes tantes et toute ma famille.

A mes amis Zaki, Abderrahim, Salim, Hakim et mes collègues de la promotion deuxième année master, en particulier, ceux qui ont partagé avec moi la peine pour l'élaboration de cette humble mémoire.

A mes encadreurs Mr. BOUMECHRA Nadir et Mr. MISSOUM Mohammed Abdelghani.

Et tous ceux qui m'a été soutenu et collaboré pour l'achèvement de ce travail avec succès.

Je dédie ce modeste travail.

BENAMEUR Chems Eddine

Résumé

Ce projet de fin d'étude consiste à faire une étude détaillée d'un Hangar de stockage en charpente métallique avec une forme irrégulière, situé à la commune de HASSI AMEUR wilaya d'Oran. Cette région est classée en zone sismique II selon le RPA99 version 2003. Cette étude se compose de plusieurs parties :

- Une première partie concernant la détermination de toutes les actions agissantes sur la structure : Charges permanentes, charges variables et charges climatiques ; il s'agit notamment d'examiner les combinaisons possibles de ces charges pondérées afin d'en tirer le/les cas les plus défavorable(s), ainsi que le calcul des sollicitations qui en résultent.
- Lors de la deuxième étape on a dimensionné les différentes composantes de la structure, en tenant compte de deux critères : la résistance des pièces à l'ELU (état limite ultime) et la stabilité de forme à l'ELS (état limite de service), déformations, flèches etc. Tous les calculs se font en tenant compte des règlements de calcul et vérification (RPA99V2003, BAEL91 modifié 99). On note que le modèle numérique a été réalisé en utilisant le logiciel « SAP ».
- Enfin l'effet diaphragme existe donc implicitement dans les structures même s'il n'est pas pris en compte explicitement. Il présente un certain nombre d'avantages qu'il est utile de connaître lorsque l'on conçoit un ouvrage. Les bénéfices de ce concept sont clairs. Ils produisent une économie et assurent dans certain cas une plus grande sécurité.

Mots clés : Hangar, Charpente métallique, Zone sismique, Effet diaphragme, SAP2000, RPA99 V2003, ELU, ELS, CBA93 (BAEL91).

Abstract

This end-of-study project consists of a detailed study of an irregularly shaped metal frame storage shed located in the HASSI AMEUR commune, in the wilaya of ORAN. This region is classified as seismic zone II according to RPA99 version 2003: This study is divided into several parts:

- First determine all the actions acting on the structure: permanent loads, variable loads, climatic loads. Examine the possible combinations of these weighted loads in order to select the most unfavourable(s), and calculate the resulting stresses.
- Then size the different components of the structure, taking into account two criteria: the strength of the parts (ELU ultimate limit state) and the stability of form (ELS service limit state: deformations, etc.) All calculations are made taking into account the calculation and verification regulations (RPA99V2003, BAEL91 amended 99). It was noted that the numerical model was developed using the "SAP" software.
- Finally, the diaphragm effect exists implicitly in structures even if it is not explicitly taken into account. It has a number of advantages that are useful to know when a project is designed. The benefits of this concept are clear. They produce savings and in some cases provide greater security.

Keywords : Hangar, Steel frame, Seismic zone, Diaphragm effect, SAP2000, RPA99 V2003, ELU, ELS, CBA93 (BAEL91).

الخلاصة

يتكون مشروع نهاية الدراسة هذا من إجراء دراسة مفصلة لسقيفة تخزين الإطار المعدني ذات الشكل غير المنتظم، وتقع في بلدية حاسي عامر بولاية وهران. تم تصنيف هذه المنطقة على أنها المنطقة الزلزالية رقم 2 وفقاً لإصدار RPA99 2003. تتكون هذه الدراسة من عدة أجزاء: - الجزء الأول المتعلق بتحديد جميع الإجراءات المؤثرة على الهيكل: الأحمال الدائمة والأحمال المتغيرة والأحمال المناخية؛ يتضمن هذا على وجه الخصوص فحص التركيبات المحتملة لهذه الأحمال الموزونة من أجل رسم الحالة (الحالات) غير الموازية، وكذلك حساب الضغوط الناتجة. - خلال المرحلة الثانية، تم تحديد أبعاد المكونات المختلفة للهيكل، مع مراعاة معيارين: مقاومة الأجزاء لـ ELU (حالة الحد النهائي) واستقرار الشكل لـ ELS (حالة حد الخدمة)، والتشوهات، والانحناءات إلخ. يتم إجراء جميع الحسابات مع مراعاة لوائح الحساب والتحقق (RPA99V2003، BAEL91 معدل 99). ويلاحظ أن النموذج العددي تم إنتاجه باستخدام برنامج "SAP". - أخيراً، فإن تأثير الحجاب الحاجز موجود ضمناً في الهياكل حتى لو لم يؤخذ في الاعتبار صراحة. لديها عدد من المزايا التي من المفيد معرفتها عند تصميم الهيكل. فوائد هذا المفهوم واضحة. إنها تحقق وفورات وفي بعض الحالات توفر قدرًا أكبر من الأمان.

الكلمات الرئيسية: حظيرة، إطار فولاذي، منطقة زلزالية، تأثير الحجاب الحاجز، SAP2000، RPA99 V2003، ELU، ELS، CBA93 (BAEL91).

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I: GENERALITES	3
1. INTRODUCTION	4
2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE.....	5
3. LES DONNEES GEOMETRIQUES	5
4. LES DONNEES CONCERNANT LE SITE.....	5
5. REGLEMENTS UTILISES.....	6
6. LOGICIELS UTILISES	7
7. MATERIAUX UTILISES	7
7.1 ACIER.....	7
7.1.1 PROPRIETE DE L'ACIER	7
7.1.2 DUCTILITE.....	7
7.1.3 PROPRIETES MECANIQUES (VALEURS RETENUES PAR L'EUROCODE 3).....	8
7.2 BETON	8
8. LES ASSEMBLAGES	8
8.1 LE BOULONNAGE.....	9
8.2 LA SOUDURE	9
9. CONCEPTION STRUCTURELLE.....	9
CHAPITRE II:EVALUATION DES CHARGES	10
1. INTRODUCTION	12
2. CHARGES PERMANENTES.....	12
3. SURCHARGES D'EXPLOITATION	12
4. SURCHARGES CLIMATIQUES	13
4.1 CHARGE DE LA NEIGE	13
4.1.1 BUT.....	13
4.1.2 CALCUL DES CHARGES DE LA NEIGE	13
4.1.3 CHARGE DE LA NEIGE SUR LE SOL S_k	13
4.1.4 CHARGE DE LA NEIGE SUR LA TOITURE	13
4.2 EFFET DU VENT	14
4.2.1 DONNEES RELATIVES AU SITE	15
4.2.2 COEFFICIENT DYNAMIQUE C_D	15
4.2.3 PRESSION DYNAMIQUE Q_{DYN}	16
4.2.4 COEFFICIENT DE RUGOSITE(C_r).....	16
4.2.5 INTENSITE DE TURBULENCE $I_v(z)$	17
4.2.6 COEFFICIENT D'EXPOSITION (C_e).....	17
4.2.7 COEFFICIENT DE PRESSION EXTERIEURE C_{pe}	17

4.2.8	VENT SUR LE PIGNON V1 ET V3	18
4.2.9	VENT SUR LE LONG-PAN V2 ET V4.....	20
4.2.10	COEFFICIENT DE PRESSION INTERIEURE CPI	22
5.	CALCUL DE LA PRESSION DUE AU VENT QJ	23
6.	CALCUL DE LA FORCE DE FROTTEMENT	24
7.	CONCLUSION.....	25
	<i>CHAPITRE III: DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES</i>	25
1.	INTRODUCTION	26
2.	CALCUL DES CHENEAUX.....	26
3.	CARACTERISTIQUES DE LA TOLE DE COUVERTURE	27
4.	CALCUL DES PANNES DE COUVERTURE	28
4.1	PRINCIPE DE CALCUL.....	28
4.2	CHARGES A PRENDRE EN CONSIDERATION	28
4.3	ESPACEMENT ENTRE PANNES.....	29
4.4	DIMENSIONNEMENT DES PANNES.....	31
4.5	VERIFICATION DES CONTRAINTES.....	34
4.6	RESISTANCE DE LA PANNE AU DEVERSEMENT	34
4.7	RESISTANCE AU VOILEMENT PAR CISAILLEMENT	36
4.8	STABILITE AU FLAMBEMENT DE LA SEMELLE COMPRIMEE DANS LE PLAN DE L'AME :	36
5.	CALCUL DE LIERNES	37
5.1	LES EFFORTS DANS LES LIERNES	37
5.2	CALCUL DE LA SECTION DES LIERNES	38
6.	CALCUL DE L'ECHANTIGNOLLE	38
6.1	DIMENSIONNEMENT DE L'ECHANTIGNOLLE :	39
6.1.1	L'EXCENTREMENT « T ».....	39
6.1.2	CALCUL DU MOMENT DE RENVERSEMENT MR :	39
6.1.3	MODULE DE RESISTANCE DE L'ECHANTIGNOLLE :	40
6.1.4	CALCUL DE L'EPAISSEUR DE L'ECHANTIGNOLLE « E » :	40
6.2	BOULON D'ATTACHE	41
6.3	CORDON DE SOUDURE :	42
7.	CALCUL DES LISSES DE BARDAGE :	43
7.1	DETERMINATION DES SOLLICITATIONS	43
7.2	ESPACEMENT DES LISSES	44
7.3	DIMENSIONNEMENT DES LISSES.....	44
7.4	CALCUL DES ATTACHES DES LISSES :	46
8.	CALCUL DES POTELETS	48

8.1	CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES REVENANTS AU POTELET LE PLUS CHARGE (POTELET DU MILIEU) :	49
8.2	DIMENSIONNEMENT DU POTELET :	49
8.2.1	SOUS LA CONDITION DE FLECHE	49
8.3	VERIFICATION A L'ELU	50
8.3.1	VERIFICATION DE LA SECTION A LA RESISTANCE :	50
8.3.1	VERIFICATION DE L'ELEMENT AUX INSTABILITES :	51
	<i>CHAPITRE IV:ETUDE SISMIQUE ET ANALYSE DYNAMIQUE</i>	53
1.	INTRODUCTION	54
2.	PRINCIPE DE LA METHODE	54
3.	ANALYSE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE	54
3.1	MODELISATION DE LA STRUCTURE	54
3.2	SPECTRE DE REPOSE DE CALCUL	55
3.3	ANALYSE MODALE SPECTRALE	56
4.	VERIFICATION DE LA STRUCTURE	57
4.1	VERIFICATION DE LA PERIODE FONDAMENTALE DE LA STRUCTURE	57
4.2	VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT A LA BASE	57
4.3	VERIFICATION DES DEPLACEMENTS	58
5.	CONCLUSION	59
	<i>CHAPITRE V:DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX</i>	60
1.	INTRODUCTION	61
2.	JUSTIFICATION DES POTEAUX	61
2.1	CARACTERISTIQUES DU PROFILE DU POTEAU	61
2.2	EFFORTS SOLLICITANT	61
2.3	CLASSE DE LA SECTION TRANSVERSALE DU POTEAU	62
2.4	CONDITION DE RESISTANCE :	62
2.5	RESISTANCE AUX INSTABILITES (MSD+NSD)	63
3.	JUSTIFICATION DES CONTREVENTEMENTS	64
3.1	LES ELEMENTS COMPRIMES	64
3.2	LES ELEMENTS TENDUS	66
3.3	CALCUL DU RATIO DE STABILITE :	66
4.	JUSTIFICATION DES STABILITES	67
4.1	LES ELEMENTS COMPRIMES	67
4.2	LES ELEMENTS TENDUS	68
4.3	CALCUL DU RATIO DE STABILITE	69
5.	JUSTIFICATION DES POUTRES SABLIERES	69

5.2	CARACTERISTIQUES DU PROFILE DE LA POUTRE SABLIERE	69
5.2	EFFORTS SOLLICITANT :	69
5.3	CLASSE DE LA SECTION TRANSVERSALE DU PROFILE DE LA POUTRE SABLIERE	70
5.4	VERIFICATION DE LA FLECHE.....	70
5.5	RESISTANCE DE LA POUTRE AU DEVERSEMENT	71
6.	JUSTIFICATION DES TRAVERSES.....	72
6.1	CARACTERISTIQUES DU PROFILE DE LA TRAVERSE.....	72
6.2	EFFORTS SOLLICITANT	72
6.3	CLASSE DE LA SECTION TRANSVERSALE DU PROFILE IPE400	72
6.4	VERIFICATION AU CISAILLEMENT	73
6.5	VERIFICATION DE LA RESISTANCE A LA FLEXION COMPOSE.....	73
	<i>CHAPITRE VI: CALCUL DES ASSEMBLAGES</i>	<i>75</i>
1.	INTRODUCTION	76
2.	FONCTIONNEMENT DES ASSEMBLAGES	76
3.	CALCUL DES ASSEMBLAGES	77
3.1	ASSEMBLAGE TRAVERSE – TRAVERSE.....	77
3.2	ASSEMBLAGE POTEAU– TRAVERSE	81
3.3	ASSEMBLAGE POTEAU– POUTRE SABLIERE.....	86
3.4	ASSEMBLAGE DU PALEE DE STABILITES :.....	91
3.5	ASSEMBLAGE DE LA POUTRE AU VENT L70 x 7 :.....	93
4.	LES PIEDS DE POTEAUX	96
4.2	EFFORTS SOLLICITANT	96
4.3	DIMENSIONNEMENT DE LA PLAQUE D’ASSISE.....	96
4.3.1	CORDONS DE SOUDURE.....	96
4.3.2	SURFACE DE LA PLATINE	96
4.3.3	EPAISSEUR DE LA PLATINE.....	96
4.4	VERIFICATION DE LA CONTRAINTE DE COMPRESSION SUR LA SEMELLE	97
4.5	DIMENSION DE LA TIGE D’ANCRAGE	97
4.6	VERIFICATION DE LA TIGE D’ANCRAGE.....	97
4.7	CONDITION D’EQUILIBRE DU BAEL.....	98
	<i>CHAPITRE VII: ETUDE DE L’EFFET DIAPHRAGME</i>	<i>97</i>
1.	INTRODUCTION	98
2.	L’EFFET DIAPHRAGME POUR UNE STRUCTURE METALLIQUE DE TYPE HANGAR INDUSTRIELLE.....	98
2.1	EFFET DE DIAPHRAGME DU BARDAGE	99
2.2	EFFET DE DIAPHRAGME DE LA TOITURE « PLATE ».....	99
2.3	EFFET DE DIAPHRAGME DE LA TOITURE « BRISEE »	100

3	ETUDE DE L'EFFET DU DIAPHRAGME AUX ELU :	101
4	EFFET DU DIAPHRAGME AUX ELA :	105
5.	CONCLUSION.....	108
	<i>CONCLUSION GENERALE</i>	110
	<i>ANNEXES</i>	111

Liste des Figures

Figure 1: Vue en 3D de la structure	5
Figure 2: Localisation du site du projet.....	6
Figure 3: Plan de situation du hangar.....	6
Figure 4: Diagramme effort /déformation de l'acier	8
Figure 5: Charges d'exploitation ponctuelles	12
Figure 6: Disposition de Charge de la Neige sur la Toiture	14
Figure 7: Organigramme de calcul de la pression du vent	15
Figure 8: Directions du vent sur la structure	18
Figure 9: légende relative aux murs verticaux.....	19
Figure 10: Répartition du coefficient de pression extérieure sur les parois Verticales (V1 et V3)	19
Figure 11: zone de pression pour la toiture accompagner des valeurs de Cpe pour la toiture à la direction du vent V1 et V3	20
Figure 12: légende pour les parois verticales	20
Figure 13: Répartition du coefficient de pression extérieure sur les parois verticales sur (V2 et V4)....	21
Figure 14: zone de pression pour la toiture accompagné des valeurs de Cpe pour la toiture à la direction du vent V2 et V4	21
Figure 15: Coefficients de pression intérieure applicable pour des ouvertures uniformément réparties	22
Figure 16: Coupe transversale sur chéneau	
Figure 17: Moignon cylindrique	26
Figure 18: Points des descentes d'eau.....	27
Figure 19: Tôle nervurée	28
Figure 20: Schéma statique de la poutre équivalente	29
Figure 21: Espacement entre les pannes	29
Figure 22: Schéma statique de la couverture.....	30
Figure 23: Cas des sollicitations	31
Figure 24: Coupe transversale des liernes	37
Figure 25: Vue en 3D de l'échantignolle	39
Figure 26: Schéma de l'échantignolle.....	39
Figure 27: Largeur de l'échantignolle.....	40
Figure 28: Coupe longitudinale de la lisse de bardage.....	44
Figure 29: Coupe transversale de la lisse de bardage	44
Figure 30: Fixation de lisse avec cornière par boulon d'attache.	47
Figure 31 : Fixation de lisse avec poteau par soudure.	48
Figure 32: Modèle de la structure en 3D.....	55
Figure 33: Spectre de calcul (4.13 RPA99 /V2003)	55
Figure 34: spectre de réponse suivant X, Y.....	57
Figure 35: Représentation de l'assemblage traverse-traverse	77
Figure 36: Vue de l'assemblage Traverse – Traverse	81
Figure 37: Représentation de l'assemblage poteau-traverse	81
Figure 38: Vue de l'assemblage Poteau – Traverse	86
Figure 39: Représentation de l'assemblage Poteau-Poutre sablière	86
Figure 40: Vue de l'assemblage Poteau – Poutre sablière	91
Figure 41: Représentation Assemblage des diagonales sur gousset pignon.....	91
Figure 42: Assemblage des diagonales intermédiaires	93
Figure 43: Représentation Assemblage des diagonales	94
Figure 44: Assemblage des diagonales de la poutre au vent	95
Figure 45: Effet diaphragme d'un cadre raidi par une feuille de papier collée sur ses bords.....	98
Figure 46: Diaphragmes élémentaires d'un bâtiment	99
Figure 47: Effet diaphragme lorsque le vent agit sur un pignon d'un bâtiment bardé.....	99

Figure 48: Effet diaphragme dans une toiture plate	100
Figure 49: Effet diaphragme dans une toiture à deux versants	100
Figure 50: Effet diaphragme de la toiture pour les charges verticales	101

Liste des Tableaux

Tableau 1: Cpe pour les parois verticales de la structure à base rectangulaire	18
Tableau 2: valeur de surface et de Cpe pour chaque zone de paroi verticale	19
Tableau 3: valeurs de surface et de coefficient Cpe pour chaque zone de la toiture	20
Tableau 4: valeurs de surface et de coefficient Cpe de chaque zone de parois	21
Tableau 5 : Valeurs de surface et de coefficient Cpe pour la toiture (V2 et V4)	22
Tableau 6: Pressions sur les parois verticales - Direction V1 et V3 du vent (Pignon) $\Theta=90^\circ$	24
Tableau 7: Pressions sur toiture - Direction V1 et V3 du vent (Pignon) $\Theta=90^\circ$	24
Tableau 8: Pressions sur les parois verticales - Direction V2 et V4 du vent (Long pan) $\Theta=0^\circ$	24
Tableau 9: Pressions sur toiture - Direction V2 et V4 du vent (Long Pan) $\Theta=0^\circ$	24
Tableau 10: Caractéristiques du profilé IPE160 de la panne	33
Tableau 11: Caractéristiques du profilé UPE160 de la lisse	46
Tableau 12: Caractéristiques du profilé IPE 300 du potelet	49
Tableau 13: Valeurs des pénalités Pq.	56
<i>Tableau 14: les 3 premiers modes de vibration</i>	<i>57</i>
Tableau 15: Résultante des forces sismiques à la base	58
Tableau 16: Déplacements résultants suivant X	58
Tableau 17: Déplacements résultants suivant Y	59
Tableau 18: Caractéristiques du profilé IPE400	61
Tableau 19: Caractéristiques du profilé L 70×70×7	64
Tableau 20: Caractéristiques du profilé L 70×70×7	67
Tableau 21: Caractéristiques du profilé IPE 200	69
Tableau 22: Caractéristiques du profilé IPE 200	72
Tableau 23: Caractéristique mécanique des boulons selon leur classe d'acier	76
Tableau 24: Valeur de la section résistante As des boulons à la traction	76
Tableau 25: Caractéristique dimensionnelles des boulons ordinaires	77
Tableau 26: Résultats de l'état de résistance des éléments métalliques à l'ELU	102
Tableau 27: Comparaison des résultats des éléments métalliques à l'ELU	103
Tableau 28: Résultats de l'état de résistance des éléments métalliques à l'ELA	105
Tableau 29: Comparaison des résultats des éléments métalliques à l'ELA	107

Liste des Notations

Les principales notations utilisées sont les suivants :

Majuscules latines

A : Section brute d'une pièce (m²).

A_{net} : Section nette d'une pièce (m²).

A_w : Section de l'âme (m²).

A_v : Aire de cisaillement (m²).

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*10⁵ MPa).

F : Force en générale (daN).

G : Module d'élasticité transversale de l'acier (G=81000 MPa).

G : Charge permanente (daN).

I : Moment d'inertie (cm⁴).

I_v : Intensité de turbulence.

K₀ : Coefficient de flambement.

K_t : Facteur de terrain.

L : Longueur (m).

M : Moment de flexion (daN.m).

M_{sd} : Moment fléchissant sollicitant (daN.m).

M_{Rd} : Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise (daN.m).

M_{pl} : Moment plastique (daN.m).

M_{b,Rd} : Moment de la résistance au déversement (daN.m).

N_{pl,Rd} : Effort normal de la résistance plastique de la section transversale brute (daN).

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

N_{sd} : Effort normal sollicitant (daN)

N_{t,sd} : Effort normale de traction(daN) .

$N_{c,sd}$: Effort normal de compression (daN).

$N_{c,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression (daN).

Q : Charge d'exploitation (daN).

P : poids de la structure (Kg).

R : Coefficient de comportement de la structure.

S : La charge de la neige (daN/m²).

S_k : La charge de neige sur sol (daN/m²).

V_{sd} : Valeur de calcul de l'effort tranchant (daN).

V_{Ref} : Vitesse de référence du vent.

W_{pl} : Module de résistance plastique.

W : Poids de la structure (daN).

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.

Z : Hauteur au-dessus du sol.

Z_0 : Paramètre de rugosité.

Z_{eq} : Hauteur équivalente.

Minuscules grecques

χ : coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié considéré.

γ_M : Coefficient partiel de sécurité.

λ : Élanement.

λ_{Lt} : Élanement de déversement.

α : Facteur d'imperfection.

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 due aux forces sismiques.

μ : coefficient de forme de la charge de neige.

δ : Décrément logarithmique d'amortissement.

Indices

Crit : Critique.

Adm : admissible

Eff : efficace.

Fr : Frottement.

M : Moyenne.

Réf : Référence.

Max : Maximum.

Min : Minimum.

Corresp : Correspondante.

e : Externe.

i : Interne.

X : Sens-x.

Y : Sens-y

Introduction
Générale

L'industrie de la construction a connu ces dernières années une évolution constante vers l'utilisation de structures métalliques pour les bâtiments industriels. Parmi ces structures, la charpente métallique est une solution de plus en plus adoptée pour sa robustesse, sa légèreté, sa flexibilité et sa durabilité. Le hangar en charpente métallique est particulièrement adapté aux besoins des entreprises de stockage, de logistique et de production.

C'est dans ce contexte que ce mémoire a pour objectif de présenter une étude détaillée d'un hangar en charpente métallique. Nous allons explorer les caractéristiques et les propriétés de la charpente métallique, ainsi que les critères de conception et de dimensionnement à prendre en compte. Nous allons également décrire les différentes étapes de conception de la charpente métallique, en utilisant des outils modernes de modélisation et de simulation. Nous évaluerons la faisabilité de la charpente métallique en termes de coûts, de durabilité et de respect des normes de sécurité.

Dans ce projet de fin d'études, on s'adresse aux professionnels du secteur de la construction, ainsi qu'aux étudiants en génie civil, qui souhaitent approfondir leurs connaissances sur la conception de structures métalliques et leur application pratique dans le domaine de la construction. Nous allons appliquer et compléter les connaissances et les informations acquises le long de notre formation, en utilisant les règles de construction actuellement en vigueur en Algérie, ainsi que le moyen de calcul informatique.

Pour cela, nous allons étudier un hangar de stockage en charpente métallique qui se situe dans la commune de Hassi-Ameur, Wilaya d'ORAN.

Le travail se compose de plusieurs chapitres précédés par une introduction générale :

- Un premier chapitre de généralités qui mentionne la démarche adoptée pour mener à bien ce travail où l'ouvrage est présenté par ses données géométriques et sa localisation ainsi que les règlements et les matériaux utilisés.
- Le deuxième chapitre présente les principes et la procédure pour la détermination des différentes charges (permanente et d'exploitation) selon le document technique réglementaire « DTR BC.2.2 » et les surcharges climatiques selon le « RNV 99 version 2013 ».
- Le troisième chapitre est le dimensionnement des éléments de la structure secondaire.
- Le quatrième chapitre consiste en l'étude dynamique et sismique du bâtiment selon le « RPA99 » pour choisir le système de contreventement afin d'assurer la stabilité de la structure en utilisant le logiciel « SAP2000 ».

- Le cinquième est le dimensionnement des éléments structuraux Selon le « CCM97 ».
- Le sixième chapitre consiste à étudier les différents assemblages métalliques de la structure selon le « CCM97 »et « BAEL91 ».
- Enfin dans le septième chapitre traite l'étude de l'effet diaphragme.

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

Chapitre I

Généralités

1. Introduction

L'étude des structures est une étape importante et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir. Notre projet consiste au dimensionnement d'une structure métallique de type Hangar, sachant que la construction est le fait d'assembler différents éléments d'un édifice en utilisant des matériaux et des techniques appropriées.

L'acier étant un alliage métallique constitué principalement de fer et de carbone présente plusieurs avantages, c'est pourquoi il a pu remplacer les vieux matériaux de construction comme le béton armé durant le dernier siècle au niveau des nouvelles structures, il permet de réaliser différentes formes tout en gardant une bonne stabilité, toutefois comme chaque matériau, il présente aussi des inconvénients.

- **Avantages :**

L'acier étant une matière robuste, il permet des constructions modulables et dans de grands espaces (franchir de grandes portées) sans poteaux intermédiaires. Ainsi, toutes les formes et dimensions imaginables se retrouvent possibles. Tous ces avantages font des structures métalliques la matière idéale pour créer facilement des extensions.

- ✓ L'acier est utilisé pour sa dureté et sa résistance au choc tel qu'une structure en acier absorbe l'énergie sismique de sorte que les forces cycliques ne se propagent pas à la construction.
- ✓ L'acier est capable de supporter une déformation sérieuse avant de se rompre.
- ✓ Le bâtiment peut être préfabriqué intégralement en atelier avec une haute précision et une rapidité de montage sur chantier.
- ✓ En raison de la légèreté, les éléments du bâtiment peuvent être transportés aisément voire même exportés.
- ✓ Il possède des possibilités architecturales plus étendues qu'en béton.

- **Inconvénients :**

Par contre, L'acier présente néanmoins un inconvénient majeur, il dispose peu de résistance au feu car il subit des déformations importantes sous l'effet d'une température élevée en perdant facilement ses qualités physiques. Alors notre structure en acier nécessite un traitement d'ignifugation, une action qui consiste à protéger, diminuer et retarder la combustion des matériaux inflammables mais aussi pour améliorer sa résistance au feu, ou bien on peut couvrir notre acier en plâtre qui est un matériau non inflammable, cette solution est la plus répandue dans les habitations en charpente métallique.

La sensibilité à la rouille. Contrairement à une charpente en bois, une charpente métallique peut être sujette à la rouille. Il est donc nécessaire d'enduire l'ossature métallique d'une couche de produit contre l'oxydation.

2. Présentation de l'ouvrage

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier et dimensionner un hangar en charpente métallique composé d'un grand espace pour le stockage des produits alimentaires. La toiture est composée de halles à quatre versants symétriques.

L'ouvrage est situé dans la commune de Hassi-Ameur, Wilaya de « ORAN ». La structure est d'une surface de 2366.8 m², et fait 48.8 m de largeur, soit deux baies de 24.4 m et 48.5 m de longueur avec un espacement entre portiques de 6 m ce qui fait le total de neuf (09) portiques.

3. Les données géométriques

L'ouvrage a une forme en plan rectangulaire caractérisé par les dimensions comme suit :

- La hauteur totale (au faitage) : H1=9,50 m.
- La hauteur des poteaux (à la poutre sablière) : H2=8,00 m.
- La pente de versant : $\alpha = 06^\circ$
- La longueur de la structure : L1= 48.5 m.
- La largeur de la structure : L2= 48.8 m.

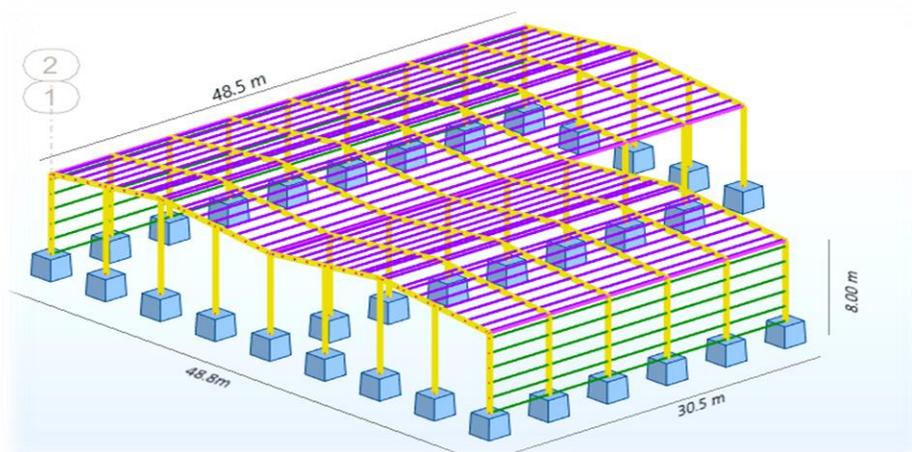


Figure 1: Vue en 3D de la structure

4. Les données concernant le site

Notre projet en charpente métallique est implanté dans un terrain qui se situe à HASSI AMEUR dans la wilaya d'Oran dont les données se présentent comme suit :

- **Altitude** : 94 m.
- **Zone de neige** : Zone B.
- **Zone du vent** : Zone II.
- **Zone sismique** : Zone IIa (zone de moyenne sismicité).
- **Contrainte admissible** : 2 bars (sol meuble S3).



Figure 2: Localisation du site du projet

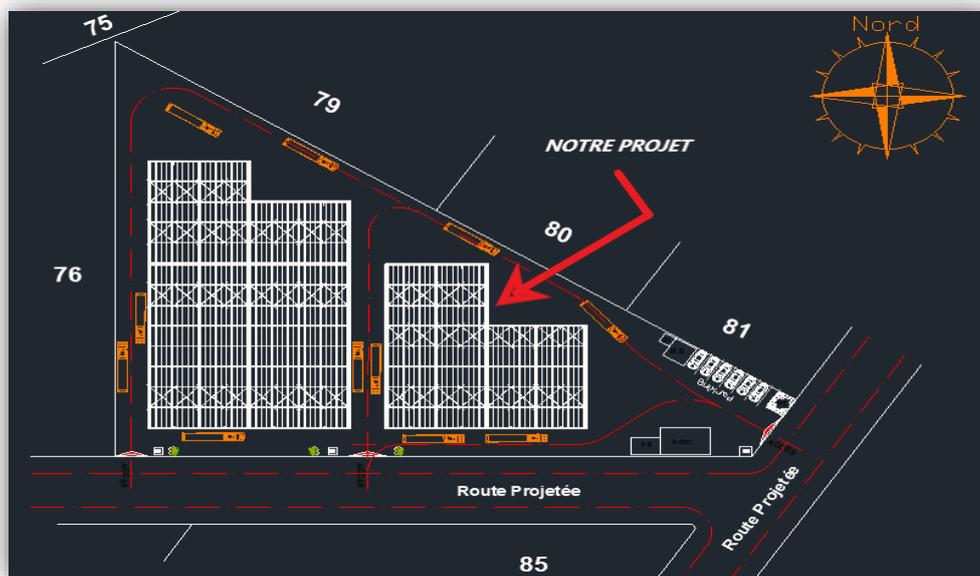


Figure 3: Plan de situation du hangar

5. Règlements utilisés

Les avantages de l'acier font de lui le choix idéal, surtout dans le secteur industriel. Notre projet sera étudié selon les réglementations suivantes :

- **DTR C2.47** « Règlement neige et vent, version 2013 » ;
- **DTR B.C 2.48** « Règles parasismiques algériennes - RPA99 ; version 2003 » ;
- **DTR B.C 2.44** « Règles de conception et de calcul des structures en acier – CCM97 » ;
- **DTR B.C 2.41** « Règles de conception et de calcul des éléments en béton armé CBA.93 » ;
- **DTR B.C.2.33.1** « Règles de calcul des fondations superficielles ».
- Règle de L'étude de l'infrastructure selon le « **BAEL91** ».
- **Eurocode 3**.

6. Logiciels utilisés

Il faut noter que lors de cette étude, nous avons eu recours à des logiciels de calculs tels que :

- Le logiciel Autodesk 2023 pour l'élaboration des différents plans et figures.
- Le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS pour les assemblages.
- Le logiciel SAP 2000 pour la modélisation de la structure.

Ces logiciels nous ont servis de support pour déterminer les sollicitations que les différents éléments structuraux devront supporter d'une part, et le calcul et vérification des assemblages d'autre part.

7. Matériaux utilisés

Une bonne connaissance des matériaux utilisés en construction métallique est indispensable pour la réalisation d'une structure, aussi bien pour sa conception ou sa résistance. Dans le cadre de notre projet on a opté pour les matériaux suivants :

7.1 Acier

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et d'un peu de carbone, qui sont extraits de matières premières naturelles tirées du sous-sol (mines de fer et de charbon).

7.1.1 Propriété de l'acier

Les nuances d'acier courantes et leurs résistances limites sont données par le règlement (Eurocode 03).

La nuance choisie pour la réalisation de cet ouvrage et vu la disponibilité sur marché on a opté pour l'acier S 275.

7.1.2 Ductilité

On a un acier de type S 275 et ces caractéristiques :

- Nuance d'acier : Fe 430.
- La limite élastique : $f_y = 275\text{MPa}$.
- La résistance à la traction : $f_u = 430\text{MPa}$.

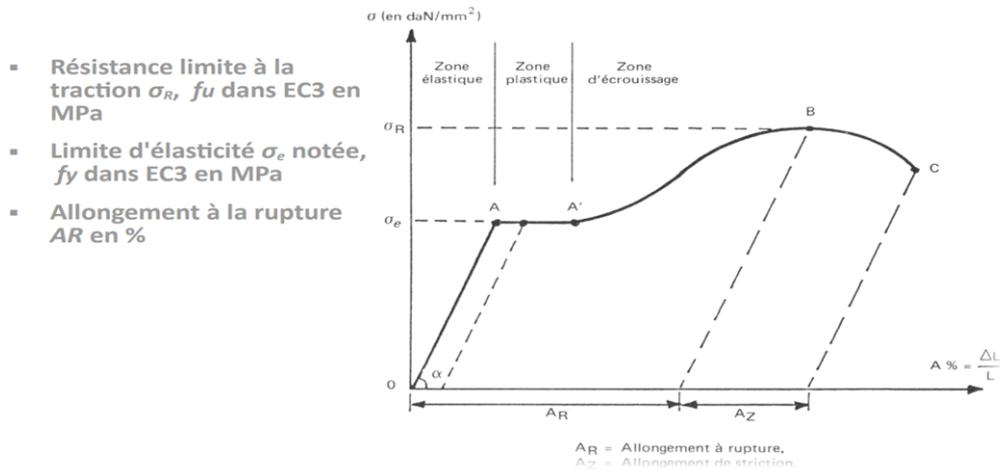


Figure 4: Diagramme effort /déformation de l'acier

7.1.3 Propriétés mécaniques (valeurs retenues par l'Eurocode 3)

Masse volumique : 7850Kg /m³

Module d'élasticité longitudinal : E = 210 000 MPa.

Module d'élasticité transversal G = E/2(1+ν)

Coefficient de Poisson : ν = 0,3

Coefficient de dilatation thermique : α=11.10⁻⁶ °C⁻¹

7.2 Béton

C'est un matériau constitué par le mélange de ciment avec granulats (sable et graviers) et de l'eau, tous ces composants interviennent dans la résistance du mélange (béton).

Ce matériau est utilisé à cause de sa bonne résistance à la compression contrairement à sa résistance à la traction. Ses caractéristiques sont :

- Le béton armé est dosé à 350 kg/m³.
- Le béton de propreté est dosé à 150 kg/m³.

Les caractéristiques du béton sont :

- La résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 25$ MPa.
- La résistance caractéristique à la traction : $f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 2,1$ MPa.
- Poids volumique = 2500 Kg/m³.
- Module d'élasticité : E = 14000 MPa.

8. Les assemblages

Le montage se fait avec une rapidité remarquable par boulonnage ou soudure, Les principaux modes d'assemblages sont :

8.1 Le boulonnage

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site.

Pour notre cas, on a utilisé les boulons de haute résistance (HR) classe 10.9 ($f_y=900$ MPa, $f_u=1000$ MPa) pour les assemblages rigides des portiques auto stables. Les boulons HR comprennent une tige filetée, une tête hexagonale et un écrou en acier à très haute résistance.

8.2 La soudure

Le soudage est une opération qui consiste à joindre deux parties d'un même matériau avec un cordon de la soudure constituée d'un métal d'apport, ce dernier sert de liant entre les deux pièces à assembler.

9. Conception structurelle

La construction en acier présente plusieurs critères vis-à-vis la construction en béton, pour avoir une conception de notre hangar de façon régulière on doit satisfaire les critères suivants :

- Les caractéristiques mécaniques de l'acier permettent de franchir de grandes portées, ce qui offre de grandes surfaces libres très avantageuses au niveau des industries.
- Le montage se fait avec une rapidité remarquable par boulonnage ou soudure.
- Possibilité de modification de la structure.
- Bonne tenue en cas de tremblement de terre.

Chapitre II

Évaluation Des Charges

1. Introduction

Dans ce chapitre, nous allons définir les différentes charges agissantes sur notre structure, elles se résument dans l'action des charges permanentes et d'exploitation, et des effets climatiques. Ces derniers ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage.

Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination de ces différentes actions.

2. Charges Permanentes

Elles comprennent non seulement le poids propre des éléments structuraux principaux et secondaires, mais aussi le poids des éléments incorporés aux éléments porteurs tel que la couverture et le bardage.

- Bardage en tôle nervurée TN40.
- Couverture en tôle nervurée TN40.

3. Surcharges d'exploitation

Dans le bâtiment les charges d'exploitation ou surcharges sont les charges mécaniques, statiques ; permanentes ou dynamiques non permanentes.

Elles couvrent la pression du vent, le poids de la neige, le poids des personnes et le mobilier, on peut aussi parler des surcharges d'entretien qui sont définies comme, charges ponctuelles de 100 daN au $1/3$ et $2/3$ de la portée d'une poutre.

Les charges d'exploitation sont déterminées suivant le document technique réglementaire charges et surcharges (DTR B – C .2.2).

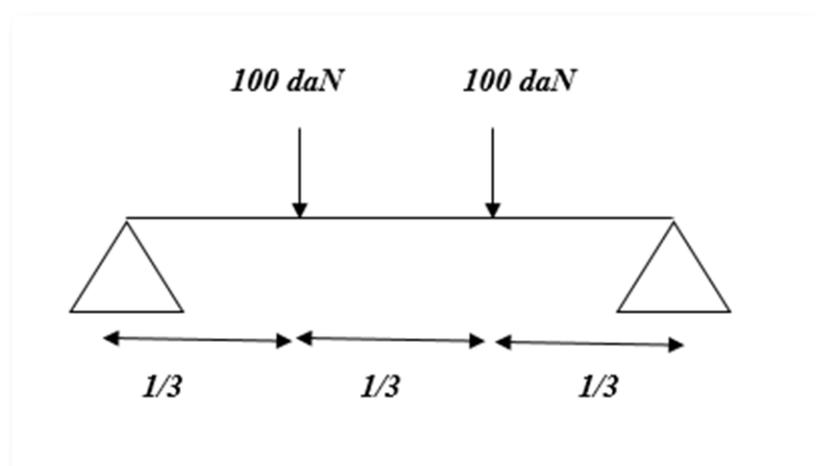


Figure 5: Charges d'exploitation ponctuelles

4. Surcharges climatiques

4.1 Charge de la neige

4.1.1 But

Le but de cette étude est de définir les valeurs représentatives de la charge statique de la neige sur toute surface située au-dessus du sol et soumise à l'accumulation de neige et notamment sur la toiture.

4.1.2 Calcul des charges de la neige

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

Il se fait conformément à la réglementation « Règlement Neige et Vent » RNV99–version 2013. La charge caractéristique de la neige S par unité de surface en projection horizontale de toiture s'obtient par la formule suivante :

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

[RNV2013, P : 18 ; Paragraphe 3.1.1]

Avec :

S_k : charge de la neige sur le sol, elle est en fonction de l'altitude et de la zone de neige.

S : Charge caractéristique de la neige par unité de surface.

μ : Coefficient d'ajustement des charges, en fonction de la forme de la toiture appelé coefficient de forme.

4.1.3 Charge de la neige sur le sol S_k

Notre projet est implanté à Hassi Ameur wilaya d'Oran qui est classé en zone B selon la classification de RNVA 2013 avec une altitude d'environ $H=94\text{m}$. Donc S_k est donnée par la formule :

$$S_k = \frac{0.04H + 10}{100} = \frac{0.04 \times 94 + 10}{100}$$

$$S_k = 0.1376 (\text{KN/m}^2)$$

4.1.4 Charge de la neige sur la toiture

- **Calcul de pente :**

Nous avons une structure dont la toiture est à versantes multiples (angle de pente inférieur à 30°).

Notre cas : $\alpha = \beta = 6^\circ$, donc nous avons : $0^\circ \leq (\alpha = 6^\circ) \leq 30^\circ$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_1 = 0.8 \\ \mu_2 = 0.8 + 0.8\left(\frac{\alpha}{30}\right) \end{array} \right. \rightarrow \mu_2 = 0.96$$

• **Valeurs des charges de la neige S :**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_1 = \mu_1 \times S_k \rightarrow S_1 = 0.11008 \text{ (kN/m}^2\text{)}. \\ S_2 = \mu_2 \times S_k \rightarrow S_2 = 0.1321 \text{ (kN/m}^2\text{)}. \end{array} \right.$$

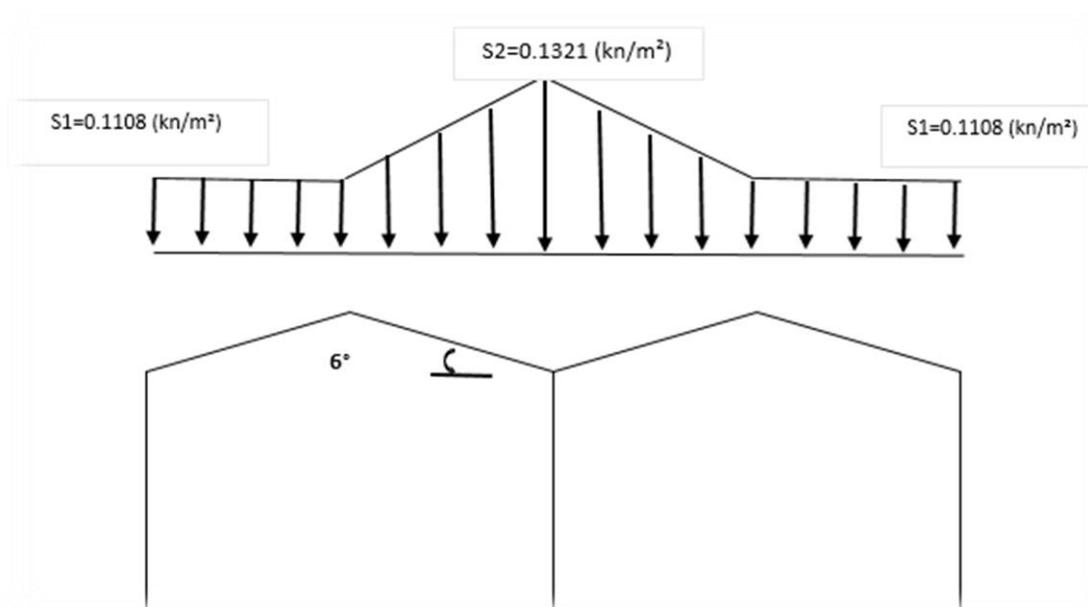


Figure 6: Disposition de Charge de la Neige sur la Toiture

4.2 Effet du vent

L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage.

Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La direction.
- L'intensité.
- La région.
- Le site d'implantation de la structure et leur environnement.
- La forme géométrique et les ouvertures de la structure.

L'organigramme suivant représente le travail à effectuer afin de déterminer les pressions dues au vent.

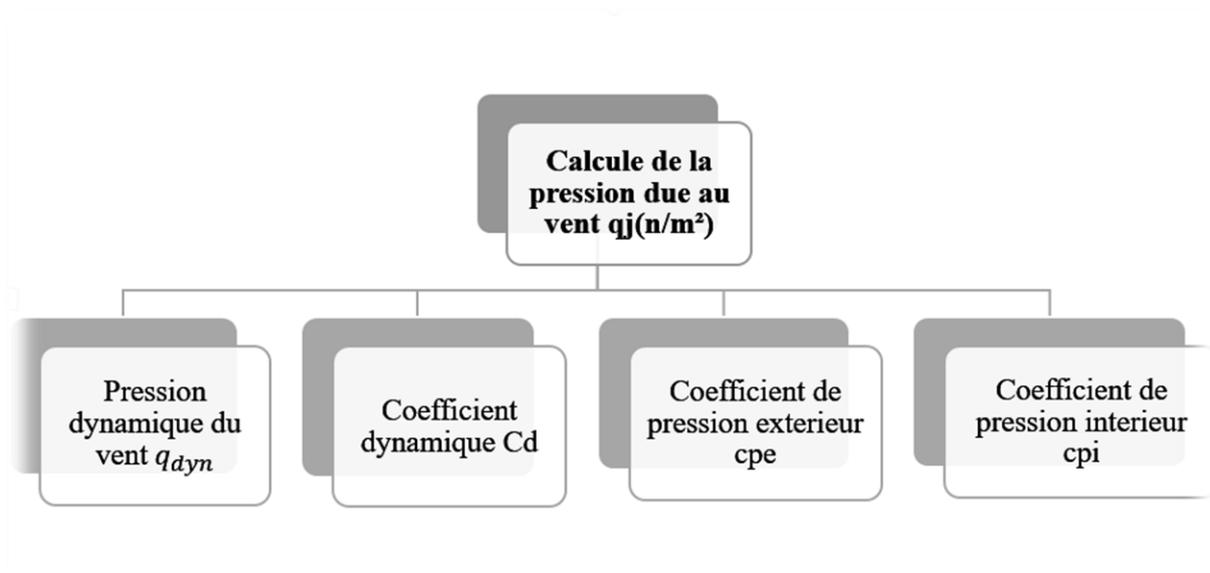


Figure 7: Organigramme de calcul de la pression du vent.

Les effets du vent sont étudiés conformément à la réglementation « Règlement Neige et Vent » RNV99-version 2013. L’effet du vent par unité de surface est donné par la formule suivante :

$$q_j = q_{dyn} \times c_d (c_{pe} - c_{pi}) \quad (N/m^2)$$

Avec :

q_{dyn} : Pression dynamique du vent.

C_d : Coefficient dynamique.

c_{pe} : Coefficient de pression extérieure.

c_{pi} : Coefficient de pression intérieure.

4.2.1 Données relatives au site

Le site du projet se trouve à Hassi Aneur, wilaya d’Oran (Annexe).

Zone II $q_{réf} = 435N/m^2$

Catégorie III $K_t = 0,215$ (facteur de terrain)

$Z_o = 0.3$ m (paramètre de rugosité)

$Z_{min} = 5$ m (hauteur minimale)

$\xi = 0.52$

Nature du site : **Plat** $C_t = 1$

4.2.2 Coefficient dynamique Cd

Le coefficient dynamique Cd tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

Il dépend de la hauteur et la largeur de la structure, ainsi que du matériau de la structure.

La structure du bâtiment étant une structure métallique, dont la hauteur est inférieure à 15m (8m). On prend : $C_d=1$.

Donc : $C_d < 1,2$

La construction est peu sensible aux excitations dynamiques.

4.2.3 Pression dynamique q_{dyn}

$$q_{dyn}(z_j) = q_{ref} \times c_e(z_j) \dots \dots \dots (N/m^2)$$

Avec :

q_{ref} : Pression dynamique de référence pour les constructions permanentes, donnée en fonction de la zone du vent.

$$q_{ref} = 435 N/m^2$$

C_e : Coefficient d'exposition au vent, en fonction du coefficient de rugosité (C_r), et du Coefficient de topographie (C_t).

$$C_e(Z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7I_v(z)]$$

Z_j : Hauteur de référence

$$Z_j = 9.5 m$$

4.2.4 Coefficient de rugosité(C_r)

Le coefficient de rugosité traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent, il est défini par la loi logarithmique (logarithme népérien) :

$$C_r(z) = \begin{cases} K_t \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & \text{Pour } Z_{min} \leq Z \leq 200 m \\ K_t \times \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right) & \text{Pour } Z < Z_{min} \end{cases}$$

Avec :

- K_t est le facteur de terrain (tableau 2.4).
- Z_0 (en m) est le paramètre de rugosité (tableau 2.4).
- Z_{min} (en m) est la hauteur minimale (tableau 2.4).
- Z (en m) est la hauteur considérée.

$$\begin{cases} Z_{min} = 2 m \\ Z=9.5 m \end{cases} \quad Z_{min} \leq Z \leq 200 m$$

Donc :

$$C_r(Z) = K_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) = 0.215 \times \ln\left(\frac{9.5}{0.3}\right)$$

$$C_r(Z) = 0.742$$

4.2.5 Intensité de turbulence $I_v(z)$

L'intensité de la turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent :

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

Où : $C_t(z)$ est le coefficient de topographie (cf. paragraphe 4.5)

$$\begin{cases} Z_{min} = 2\text{m} \\ Z = 9.5 \text{ m} \end{cases} \quad Z > Z_{min}$$

D'où :

$$I_v(Z) = \frac{1}{1 \times \ln(\frac{9.5}{0.3})}$$

$$I_v(Z) = 0.289$$

4.2.6 Coefficient d'exposition (C_e)

Le coefficient d'exposition au vent $C_e(z)$ tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol.

En outre, il tient compte de la nature turbulente du vent.

$C_e(z)$ est donnée par :

$$\begin{aligned} C_e(z) &= C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7I_v(z)] \\ C_e(z) &= 1^2 \times 0.742^2 \times [1 + 7 * 0.289] \\ C_e(z) &= 1.664 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} q_{dyn} &= q_{ref} \times C_e \\ q_{dyn} &= 435 \times 1.664 \\ q_{dyn} &= 723.65 \text{ N/m}^2 \end{aligned}$$

4.2.7 Coefficient de pression extérieure C_{pe}

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

Avec :

b : la dimension perpendiculaire à la direction du vent.

d : la dimension parallèle à la direction du vent.

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$$C_{pe} = C_{pe1} \quad \text{Si : } S \leq 1m^2$$

$$C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \times \log_{10}(S) \quad \text{Si : } 1m^2 < S < 10m^2$$

S : en m² désigne la surface chargée de la paroi.

Dans notre cas : $S \geq 10m^2 \implies C_{pe} = C_{pe10}$

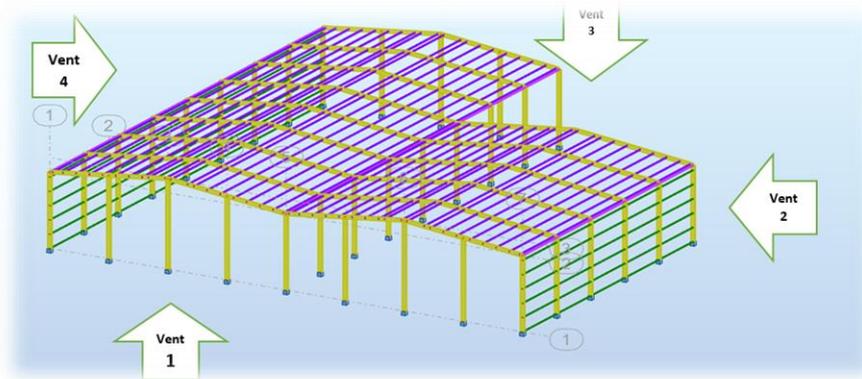


Figure 8: Directions du vent sur la structure

Les valeurs du Cpe pour la structure, sont présentées ci-dessus.

4.2.8 Vent sur le pignon V1 et V3

- **Parois verticales** : On utilise :

La figure 5.1 (RNV99 version2013) pour déterminer les différentes zones de pressions.

Le tableau 5.1 (RNV99 version2013) pour tirer les valeurs des coefficients Cpe10.

Parois latérale						Paroi au vent		Paroi sous le vent	
A, A'		B, B'		C		D		E	
Cpe.10	Cpe.1	Cpe.10	Cpe.1	Cpe.10	Cpe.1	Cpe.10	Cpe.1	Cpe.10	Cpe.1
-1.0	-1.3	-0.8	-1.0	-0.5		+0.8	1.0	-0.3	

Tableau 1: Cpe pour les parois verticales de la structure à base rectangulaire

Avec :

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

$$b = 48.8m.$$

$$d = 48.5m. \quad (\text{Dimension dû coter parallèle au vent})$$

$$e = \min [48.5m ; (2*9.5) m] ; e = 19m.$$

$$h = 9.5m.$$

On a :

$$d = 48.5 m > e = 19m$$

Donc : On utilise la légende suivante [5.2. Du chapitre V (RNV2013 p80)].

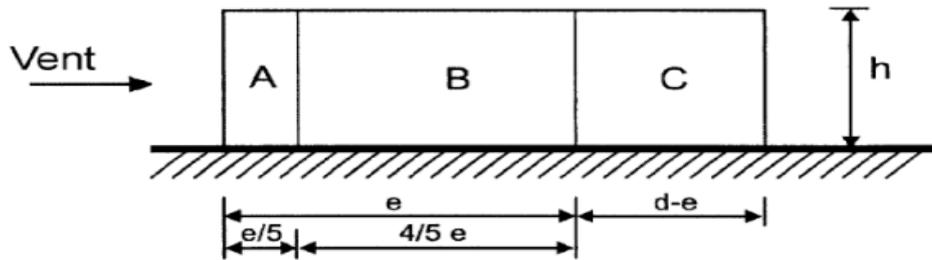


Figure 9: légende relative aux murs verticaux

Avec : $h=9.5\text{ m}$ $e = 19\text{ m}$

On a : Les coefficients de pression extérieure C_{pe} dans chaque zone sont donnés comme suit :

Zone	A	B	C	D	E
Surface en m^2	36.1	144.4	283.1	2366.8	2366.8
C_{pe}	-1	-0.8	-0.5	0.8	-0.3

Tableau 2: valeur de surface et de C_{pe} pour chaque zone de paroi verticale

On remarque que toutes les surfaces sont supérieures à $10m^2$.

Donc : $C_{pe} = C_{pe10}$

La figure suivante illustre la répartition des C_{pe} des parois verticales :

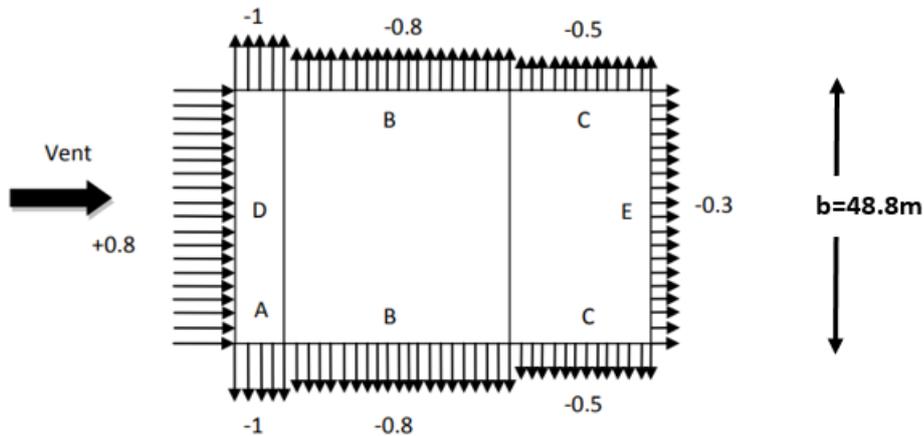


Figure 10: Répartition du coefficient de pression extérieure sur les parois Verticales (V1 et V3)

• **Toiture**

On utilise :

La figure 5.4 (RNV99 version2013) pour déterminer les différentes zones de pression.

Le tableau 5.4 (RNV99 version2013) pour tirer les valeurs des coefficients C_{pe} .

Si : $\Theta=90$ $d = 48.5m.$
 $h = 9.5m.$
 $e = \min [48.8\text{ m} ; (2*9.5)\text{ m}]$ $e = 19m.$

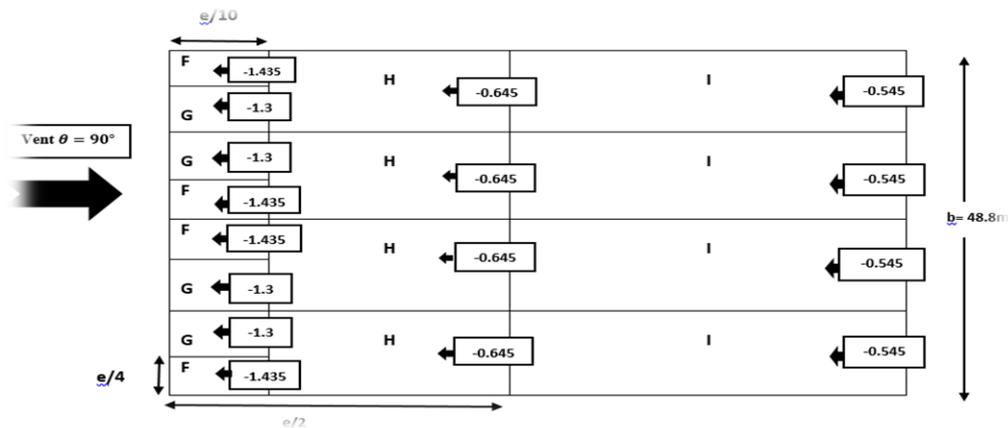


Figure 11: zone de pression pour la toiture accompagner des valeurs de Cpe pour la toiture à la direction du vent V1 et V3

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur le tableau suivant :

Zone	F	G	H	I
Surface en m ²	36.1	56.62	370.88	1917.84
Cpe	-1.435	-1.3	-0.645	-0.545

Tableau 3: valeurs de surface et de coefficient Cpe pour chaque zone de la toiture

4.2.9 Vent sur le long-pan V2 et V4

• Parois verticales :

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

b = 48.5m.

d = 48.8m.

h = 9.5m.

e = min [48.8m ; (2*9.5) m]

e = 19 m.

Et on a : d=48.8 m > e=19 m

Donc on utilise la légende suivante : [5.2 du chapitre V (RNV2013 p80)].

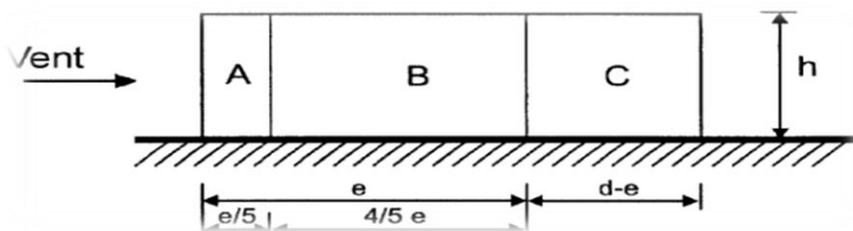


Figure 12: légende pour les parois verticales

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur le tableau suivant :

Zone	A	B	C	D	E
Surface en m ²	36.1	144.4	283.1	2366.8	2366.8
Cpe	-1	-0.8	-0.5	0.8	-0.3

Tableau 4: valeurs de surface et de coefficient Cpe de chaque zone de parois

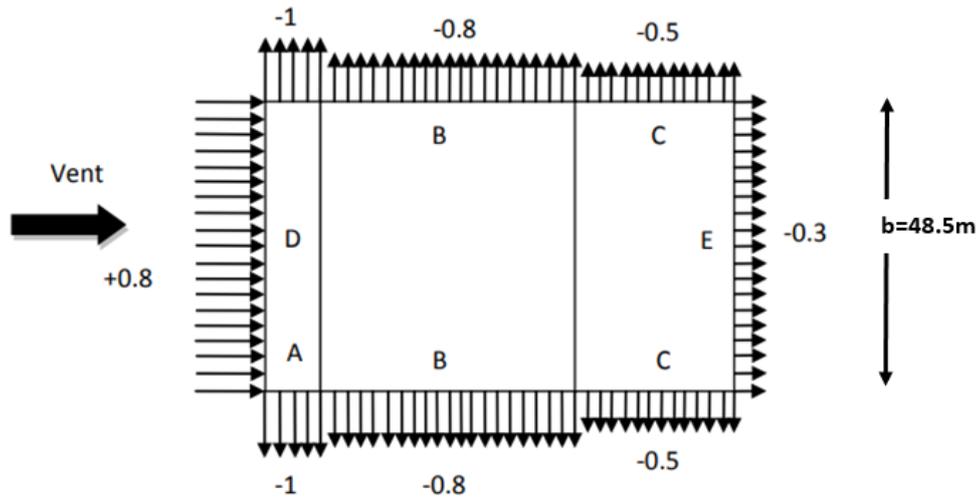


Figure 13: Répartition du coefficient de pression extérieure sur les parois verticales sur (V2 et V4)

• **Toiture**

$b = 48.5\text{m.}$

Si : $\theta = 0^\circ$

$d = 48.8\text{m.}$

$h = 9.5\text{m.}$

Donc : $e = \min [48.8\text{m} ; (2*9.5) \text{ m}] \quad e = 19 \text{ m.}$

Alors on utilise la légende suivante :

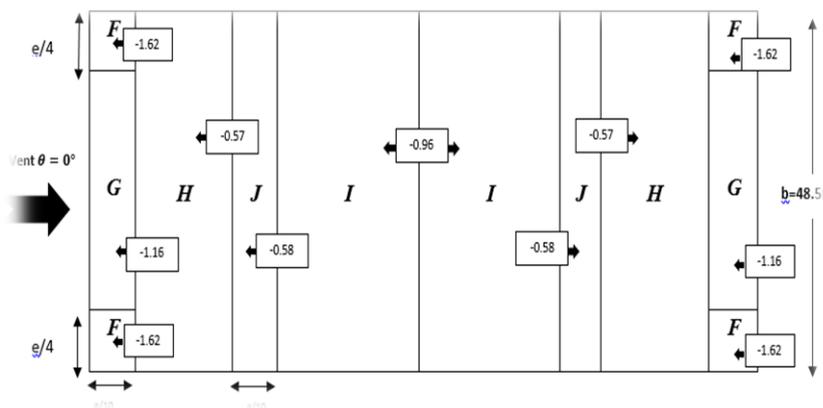


Figure 14: zone de pression pour la toiture accompagné des valeurs de Cpe pour la toiture à la direction du vent V2 et V4

Pour la détermination des valeurs de coefficients de pression extérieure Cpe on s'est référé au tableau (5-4 RNV 2013).

Les valeurs de Cpe sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe $\alpha= 5^\circ$ et $\alpha= 15^\circ$

(L'inclinaison de notre hangar est de : $\alpha= 6^\circ$).

Zone	F	G	H	I	J
Surface en m ²	36.1	148.2	999.1	184.3	999.1
Cpe	-1.62	-1.16	-0.57	-0.58	-0.96

Tableau 5 : Valeurs de surface et de coefficient Cpe pour la toiture (V2 et V4)

4.2.10 Coefficient de pression intérieure Cpi

Le coefficient de pression intérieure est important et est donné en fonction de la perméabilité des parois, et doit être envisagé simultanément pour chaque combinaison potentielle d'ouvertures et autres sources de fuite d'air.

Le coefficient de pression Cpi est en fonction de l'indice de perméabilité μ_p et rapport h/d (ch5. fig.5.14).

La perméabilité des parois μ_p a pour expression :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{aire des couvertures ou } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{aire de toutes les ouvertures}}$$

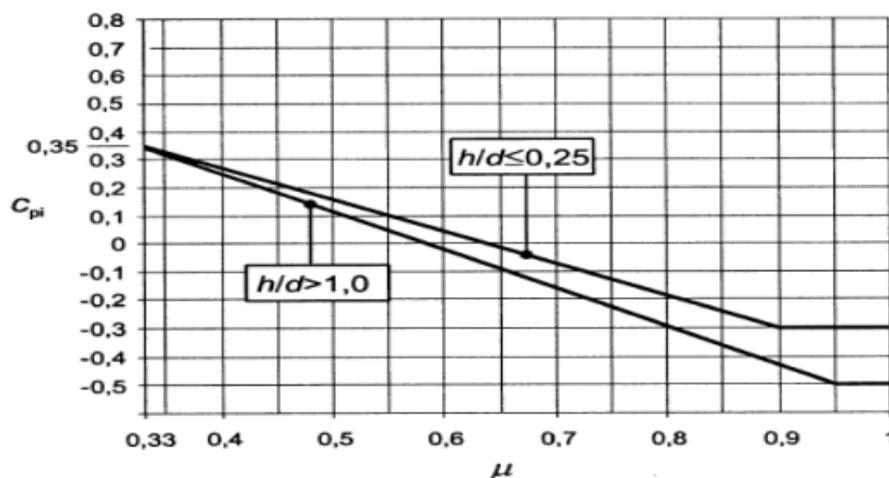


Figure 15: Coefficients de pression intérieure applicable pour des ouvertures uniformément réparties

Dans notre hangar :

- Le long Pan est soumis au vent 4, on a S1:

10 fenêtres (1.4*1) m² + 8 garages (2.5*2.5) m² + une porte (1*1.25) m²+ une partie en verre

Tableau 6: Pressions sur les parois verticales - Direction V1 et V3 du vent (Pignon) $\Theta=90^\circ$

Zone	Cd	q (dyn) (N/m ²)	Cpe	Cpi	qj (N/m ²)
F	1	723.65	-1.435	0.35	-1291.715
G	1	723.65	-1.3	0.35	-1194.022
H	1	723.65	-0.645	0.35	-720.031
I	1	723.65	-0.545	0.35	-647.666

Tableau 7: Pressions sur toiture - Direction V1 et V3 du vent (Pignon) $\Theta=90^\circ$

Long Pan : Pression sur paroi et toiture (V2 et V4) :

Zone	Cd	q (dyn) (N/m ²)	Cpe	Cpi	qj (N/m ²)
A	1	723.65	-1	0.35	-976.92
B	1	723.65	-0.8	0.35	-832.197
C	1	723.65	-0.5	0.35	-615.102
D	1	723.65	+0.8	0.35	325.642
E	1	723.65	-0.3	0.35	-470.372

Tableau 8: Pressions sur les parois verticales - Direction V2 et V4 du vent (Long pan) $\Theta=0^\circ$

Zone	Cd	q (dyn) (N/m ²)	Cpe	Cpi	qj (N/m ²)
F	1	723.65	-1.62	0.35	-1425.590
G	1	723.65	-1.16	0.35	-1092.711
H	1	723.65	-0.57	0.35	-665.758
I	1	723.65	-0.58	0.35	-672.994
J	1	723.65	-0.96	0.35	-947.981

Tableau 9: Pressions sur toiture - Direction V2 et V4 du vent (Long Pan) $\Theta=0^\circ$

6. Calcul de la force de frottement

Les effets de frottements du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces perpendiculaires au vent.

$$\sum \text{Air totale des surfaces } \parallel \text{ au vent} \leq 4 \sum \text{Air totale des surfaces } \perp \text{ au vent}$$

- **Pour le vent V1 et V3 (Pignon) :**

$$S_1 + S_3 \leq 4 \times (S_2 + S_4)$$

$$55.75 + 22.4 \leq 4 \times (22.4 + 173.2)$$

$$78.15 \text{ m}^2 \leq 782.4 \text{ m}^2$$

Condition vérifiée.

- **Pour le vent V2 et V4 (Long Pan) :**

$$S_2 + S_4 \leq 4 \times (S_1 + S_3)$$

$$22.4 + 173.2 \leq 4 \times (55.75 + 22.4)$$

$$195.2 \text{ m}^2 \leq 312.6 \text{ m}^2$$

Condition Vérifiée.

Puisque les conditions sont vérifiées donc les effets de frottement du vent sont négligés.

7. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons fourni les principes généraux et procédures pour déterminer les charges agissantes sur la structure étudiée (charges permanentes, surcharges d'exploitation et surcharges climatiques).

Les résultats trouvés seront utilisés dans les prochains chapitres qui concernent le dimensionnement des éléments de la structure (panne, poteau, ...).

Chapitre III

Dimensionnement des Eléments Secondaires

1. Introduction

Dans ce chapitre on s'intéresse à définir les profilés qui devront résister aux différentes sollicitations auxquelles ils sont soumis conformément aux règles de CCM97 et aux principes de vérification nécessaire à la résistance et à la stabilité.

Les profilés concernés par cette étude sont : les pannes, les lisses de bardages et les potelets.

2. Calcul Des Chéneaux

Le chéneau a pour rôle l'évacuation des eaux pluviales et éviter leur stagnation afin d'assurer une bonne étanchéité de la toiture et de la construction.

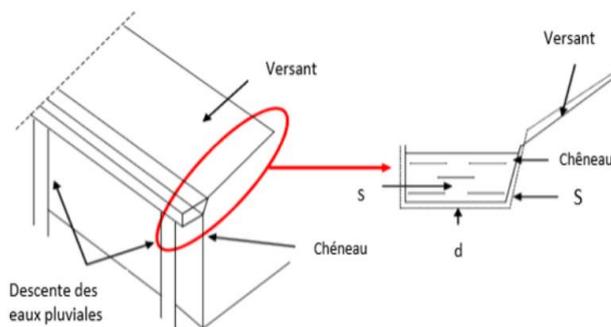


Figure 16: Coupe transversale sur chéneau

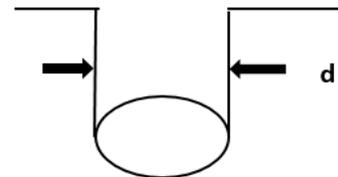


Figure 17: Moignon cylindrique

La section du chéneau sera déterminée comme suit.

$$\frac{s}{S} \geq \frac{63}{\sqrt{d \rho}}$$

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.

ρ: Pente du chéneau.

Le chéneau est de type moignon **cylindrique, sans trop plein**, on prend 05 points de dessertes d'eau sur le long pan.

A. Chéneau de rive :

$$\rho = 2 \text{ mm/m (2 ‰)}$$

$$S_1 = (12 \times 48)/5 \rightarrow S_1 = 115.2 \text{ m}^2$$

- Calcul de la section des chéneaux suivant l'Abaque (Annexe).

On trouve : **S₁ = 190 cm²**

- Calcul du diamètre des descentes d'eau suivant l'Abaque 2 (Annexe).

On trouve : $d_1 = 14.5 \text{ cm}$

On prend un tuyau de PVC de diamètre 125mm.

B. Chéneau intermédiaire :

$$\rho = 2 \text{ mm/m (2 ‰)}.$$

$$S_2 = (115.2 \times 2) \rightarrow S_1 = 230.4 \text{ m}^2$$

- Calcul de la section des chéneaux suivant l'Abaque (Annexe).

On trouve : $S_2 = 300 \text{ cm}^2$

- Calcul du diamètre des descentes d'eau suivant l'Abaque 2(Annexe)

On trouve : $d_2 = 19.5 \text{ cm}$

On prend un tuyau de PVC de diamètre 125mm.

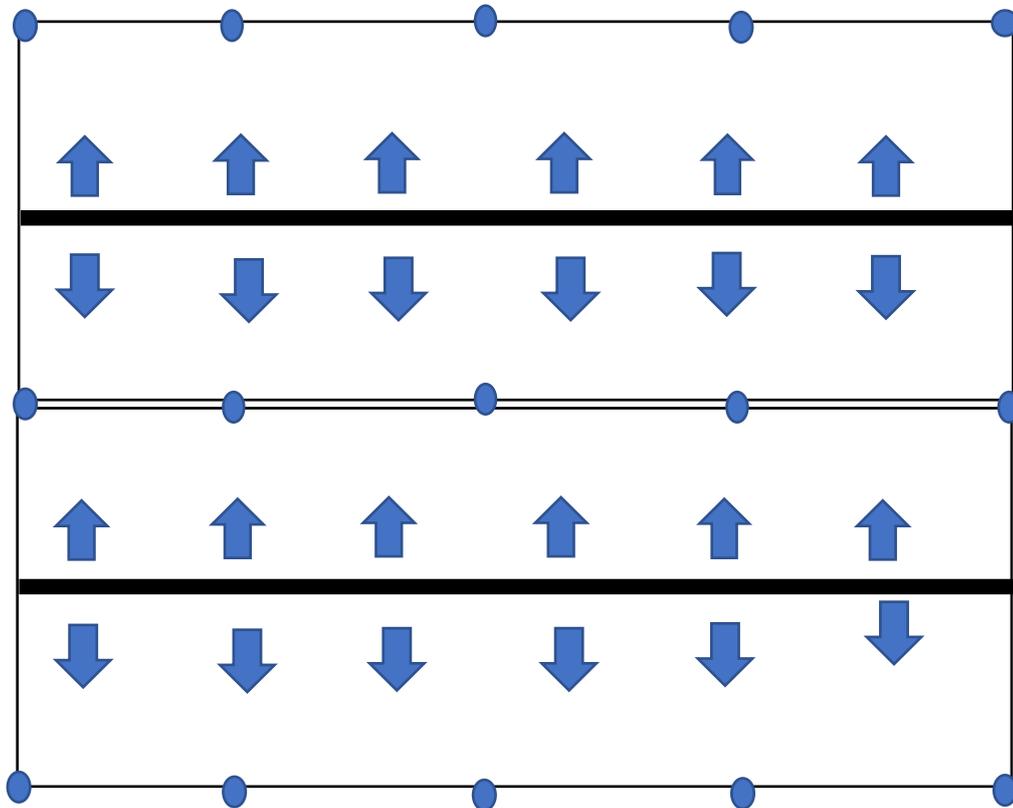


Figure 18: Points des descentes d'eau

3. Caractéristiques de la tôle de couverture

La couverture est en tôle nervurée type TN40 d'épaisseur 40mm, de longueur 6 m et de largeur 0.726 m, elle sera disposée de manière à utiliser son module de résistance maximale, (I/V) max.

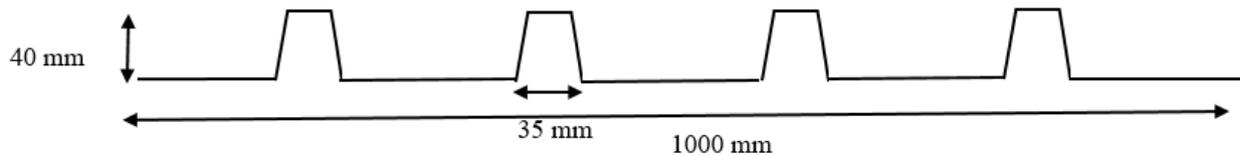


Figure 19: Tôle nervurée

Caractéristiques de la tôle TN40 :

- Poids propre (TN40 10/10 ^{ème})	P = 9.81 (daN/m ²)
- Epaisseur de la tôle	e = 1.0 (mm)
- Contrainte élastique	f_y = 16 (daN/mm ²)
- Flèche admissible	δ_{max} = 1/200
- Module de résistance	w = 8.83 (cm ³ /m)
- Moment d'inertie	I = 26.75 (cm ⁴ /m)

4. Calcul des pannes de couverture

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

Elles sont réalisées soit en profilés formés à chaud en (I), ou bien en (U), soit en profilés formés à froid en (Z), (U), (Σ) ou en treillis pour les portées supérieures à 6m.

Dans notre structure nous utiliserons des IPE, Elles sont calculées suivant le "CCM97".

4.1 Principe de calcul

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

4.2 Charges à prendre en considération

- Charges permanentes (tôle) : **G** = 9.81 (daN/m²)
- Charges d'entretien : **Q** = 44.44 (daN/m²)

La charge d'entretien est égale aux poids d'un ouvrier et ses matériaux.

Q=100 daN ; 2 charges ponctuelles de 100 daN au 1/3 et 2/3 de la portée de la panne (sur deux appuis simples).

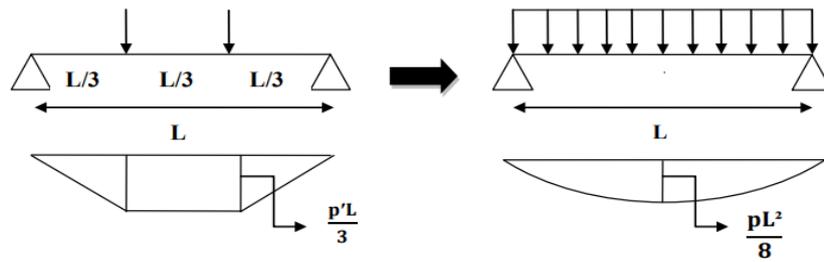


Figure 20: Schéma statique de la poutre équivalente

$$q_{\text{éq}} = \frac{8 \times q}{3 \times l} = \frac{8 \times 100}{3 \times 6} = 44.44 \text{ (daN/m}^2\text{)} .$$

- Action de la neige : **S** = 13.2 (daN/m²).
- Action du vent (toiture V1, V3) : **W** = -142.55 (daN/m²).

4.3 Espacement entre pannes

L'espacement entre pannes est déterminé en fonction de la portée admissible de la couverture.

$$\cos 6^\circ = \frac{12(m)}{X} \qquad \mathbf{X=12.06 \text{ (m)}} .$$

On prend un espacement entre pannes de 1,34 m (**09 fois**) et aux deux extrémités 0.67 m.

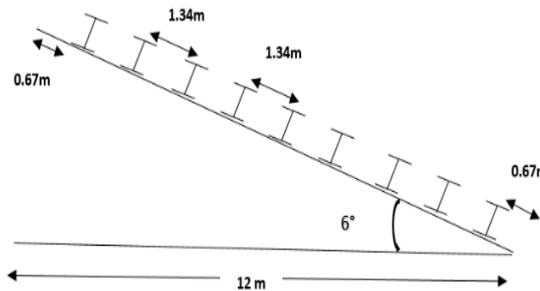


Figure 21: Espacement entre les pannes

Nous avons une inclinaison de 6° donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{L'axe Z : } \cos(6^\circ) = 0.99 \\ \text{L'axe Y : } \sin(6^\circ) = 0.104 \end{array} \right.$$

A. Combinaison des charges et actions :

Les charges d'entretien ne sont pas cumulables avec les actions climatiques donc les combinaisons d'actions seront les suivants :

Avec :

$$G = G_{\text{tole}} \times \text{Esp}_{\text{entre panne}} + G_{\text{panne}} = 29.04 \text{ (daN/ml)}$$

$$q_{\text{max}} = \max(q_1, q_2, q_3)$$

L'ELU :

- Charges permanentes et charges d'entretien :

$$q_1 = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35(9.81 \times 1.34 + 15.8) + 1.5(44.44) = 105.864 \text{ (daN/ml)}$$

- Charges permanentes et action de la Neige :

$$q_2 = 1.35G + 1.5S = 1.35(28.94) + 1.5(13.2 \times 1.34) = 65.59 \text{ (daN/ml)}$$

- Charges permanentes et action du Vent :

$$q_3 = 1.35 G + 1.5 W = 1.35(28.94) + 1.5(-142.55 \times 1.34) = -325.58 \text{ (daN/ml)}$$

$$q_{sd} = 325.58 \text{ (dan/ml)}$$

L'ELS :

- Charges permanentes et charges d'entretien :

$$q_1 = G + Q = 28.94 + 44.44 = 73.38 \text{ (daN/ml)}$$

- Charges permanentes et action de la Neige :

$$q_2 = G + S = 28.94 + 17.688 = 46.628 \text{ (daN/ml)}$$

- Charges permanentes et action du Vent :

$$q_3 = G + W = 28.94 \pm 191.017 = -219.957 \text{ (daN/ml)}$$

$$q_{sd} = 219.957 \text{ (dan/ml)}$$

Remarque : Les sollicitations dues au vent sont susceptibles d'avoir une instabilité par déversement. Vu aussi l'amplitude de leur action, on peut dire quel est le cas le plus défavorable.

B. Moment maximum pour une poutre continue sur cinq appuis simples :

Le moment maximum est déterminé suivant les formulaires de la RDM par la méthode des 3 moments. Le diagramme résultant des moments fléchissant selon est montrée ci-dessous.

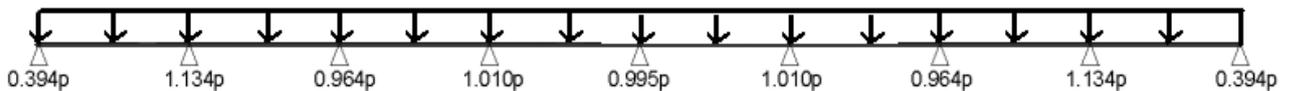


Figure 22: Schéma statique de la couverture.

C. Vérification de l'espacement

D'après l'Abaque :

$$M_{max} = 0.1071 \times ql^2$$

$$q_{sd} = 325.58 \text{ (dan/ml)}$$

$$\sigma = \frac{M_{max}}{W} \leq f_y$$

$$M_{max} \leq f_y \times W$$

$$f_y = 275 \text{ Mpa}$$

$$l \leq \sqrt{\frac{f_y \times W}{0.1071 \times q_{sd}}}$$

$$l \leq \sqrt{\frac{2570 \times 191.95 \times 10^{-2}}{0.1071 \times 325.58}}$$

$$l \leq 2.63 \text{ m}$$

Alors on peut prendre un espacement $e=1.34 \text{ m} < 2.63 \text{ m}$.

4.4 Dimensionnement des pannes

G : Charge permanente :

Poids de la couverture : $g_c = 9.81 \text{ (dan/ml)}$

Poids de la panne (estimé IPE160) : $g_p = 15.8 \text{ (dan/ml)}$

Q : Charge d'entretien :

$Q=100 \text{ daN}$; 2 charges ponctuelles de 100 daN au 1/3 et 2/3 de la portée de la panne (sur deux appuis simples).

Action climatique :

Neige (s) = 13.2 daN/m²

Vent (w) = -142.55 daN/m²

a) Combinaison des charges :

Le profilé qui satisfait les deux conditions à l'ELU et l'ELS est un IPE 160.

L'ELU :

$$q_{sd} = 325.58 \text{ (dan/ml)}$$

L'ELS :

$$q_{sd} = 219.957 \text{ (dan/ml)}$$

b) Calcul des moments sollicitant à l'ELU :

Les vérifications suivantes sont imposées par le CCM 97 afin de dimensionner les pannes.

$$q_{sd,z} = q_{sd} \times \cos(6) = 325.58 \times \cos(6) = 323.79 \text{ (dan/ml)}$$

$$q_{sd,y} = q_{sd} \times \sin(6) = 325.58 \times \sin(6) = 34.03 \text{ (dan/ml)}$$

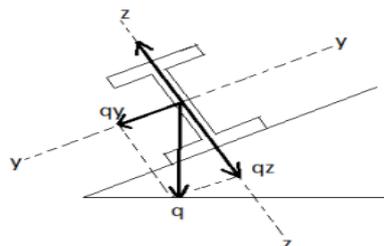


Figure 23: Cas des sollicitations.

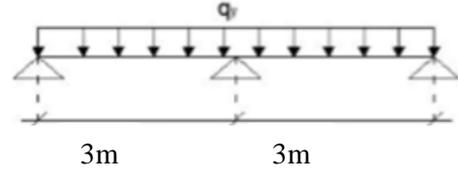
L'axe y-y :

$$M_{z,sd} = \frac{q_{y,sd} \times l^2}{8} = \frac{34.03 \times 3^2}{8} = 38.28 \text{ (dan/ml)}$$

$$M_{z,sd} \leq M_{z,rd} = \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$W_{pl,z} \geq \frac{M_{z,sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{0.382 \times 10^2 \times 1.1}{275 \times 10^{-1}}$$

$$W_{pl,z} \geq 4.652 \text{ cm}^3$$

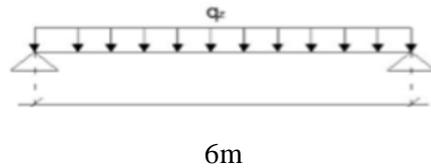


L'axe z-z :

$$M_{y,sd} = \frac{q_{z,sd} \times l^2}{8} = \frac{323.58 \times 6^2}{8} = 1456.11 \text{ (dan/ml)}$$

$$M_{y,sd} \geq M_{y,rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$W_{pl,y} \geq \frac{M_{y,sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{14.561 \times 10^2 \times 1.1}{275 \times 10^{-1}}$$



$$W_{pl,y} \geq 58.244 \text{ cm}^3$$

c) Vérification de la flèche de toiture a L'ELS :

$$q_{sd,z} = q_{sd} \times \cos(6) = 325.58 \times \cos(6) = 323.79 \text{ (dan/ml)}$$

$$q_{sd,y} = q_{sd} \times \sin(6) = 325.58 \times \sin(6) = 34.03 \text{ (dan/ml)}$$

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f \leq f_{ad}$$

L'axe y-y:

$$f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{300}{200}$$

$$\delta_{max} = 1.5 \text{ (cm)}$$

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{q_{sd,y} \times l^4}{E \times I_z}$$

$$f_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{0.3403 \times 10^{-2} \times 300^4}{2.1 \times 10^6 \times 1.5}$$

$$f_y = 8.75 \text{ cm} \geq f_{ad} = 1.5 \text{ cm}$$

L'axe z-z :

$$f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200}$$

$$f_{ad} = 3 \text{ (cm)}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{q_{sd,z} \times l^4}{E \times I_y}$$

$$f_z \geq \frac{5}{384} \times \frac{3.2379 \times 10^{-2} \times 600^4}{2.1 \times 10^6 \times 3}$$

$$f_z = 666.08 \text{ cm} \geq f_{ad} = 3 \text{ cm}$$

Le profilé qui satisfait les deux conditions à l'ELU et l'ELS est un IPE 160.

Donc le profilé IPE160 choisit est validé d'après nos résultats.

Profil	Section	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A Cm ²	H Mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y	I _z	W _{pl,y}	W _{pl,z}	i _y	i _z
IPE160	15.8	20.1	160	82	7.4	5	127.2	869.3	68.31	123.9	26.10	6.58	1.84

Tableau 10: Caractéristiques du profilé IPE160 de la panne

d) La classe du profilé :

- Classe de l'âme fléchie :

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

Avec :

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

$$\varepsilon = 0.924$$

$$f_y = 275 \text{ MPa}$$

$$d = 127.2 \text{ mm}$$

$$t_w = 5 \text{ mm}$$

$$\frac{d}{t_w} = 25.44 \leq 72\varepsilon = 66.528$$

Donc l'âme est de classe 1.

- Classe de la semelle :

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

Avec :

$$C = 41 \text{ mm}$$

$$t_f = 7.4 \text{ mm}$$

$$\frac{C}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = 5.54 \leq 10\varepsilon = 9.24$$

Donc la semelle est de classe 1.

La section globale est de classe 1.

4.5 Vérification des contraintes

Les pannes travaillent à la flexion déviée, il faut donc vérifier que :

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

Pour un profilé laminé en I :

$$\alpha = 2 \quad \text{et} \quad \beta = 1$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}}$$

Avec :

$$N_{sd} = 0 \quad \text{et} \quad n = 0$$

$$\left(\frac{M_{y,sd} \times \gamma_{mo}}{W_{ply} \times f_y}\right)^2 + \left(\frac{M_{z,sd} \times \gamma_{mo}}{W_{plz} \times f_y}\right)^1 \leq 1$$

•Charges permanentes et charges d'entretien :

$$q_1 = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35(9.81 \times 1.34 + 15.8) + 1.5(44.44) = 105.864 \text{ (daN/ml)}$$

•Charges permanentes et action de la Neige :

$$q_2 = 1.35G + 1.5S = 1.35(28.94) + 1.5(13.2 \times 1.34) = 65.59 \text{ (daN/ml)}$$

•Charges permanentes et action du Vent :

$$q_3 = 1.35 G + 1.5 W = 1.35(28.94) + 1.5(-142.55 \times 1.34) = -325.58 \text{ (daN/ml)}$$

$$q_{sd} = 325.58 \text{ (dan/ml)}$$

$$\begin{cases} q_{sd,z} = q_{sd} \times \cos(6) = 325.58 \times \cos(6) = 323.79 \text{ (dan/ml)} \\ q_{sd,y} = q_{sd} \times \sin(6) = 325.58 \times \sin(6) = 34.03 \text{ (dan/ml)} \\ \begin{cases} M_{sd,y} = q_{sd,z} \frac{l_y^2}{8} = \frac{325.58 \times 3^2}{8} = 366.277 \text{ (daN/m}^2\text{)} \\ M_{sd,z} = q_{sd,y} \frac{l_z^2}{8} = \frac{34.03 \times 6^2}{8} = 153.135 \text{ (daN/m}^2\text{)} \end{cases} \\ \left(\frac{366.277 \times 1.1}{123.9 \times 27.5}\right)^2 + \left(\frac{153.135 \times 1.1}{26.1 \times 27.5}\right)^1 \leq 1 \end{cases}$$

$$0.013 + 0.234 \leq 1$$

$$0.247 \leq 1$$

Condition vérifiée

Donc, les pannes en IPE160 vérifient les contraintes de la flexion déviée.

4.6 Résistance de la panne au déversement

Le moment résistant de déversement est donné par :

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec :

χ_{lt} : Est le facteur de réduction pour le déversement.

$\beta_w = 1$ (Section de classe 1).

$f_y = 275$ (N/mm²).

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}}$$

M_{cr} : Moment critique élastique de déversement donné par la formule suivante :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}}$$

Avec :

$C_1 = 1.132$ (charge uniformément répartie).

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \begin{cases} E = 21 \times 10^6 \text{ N/cm}^2 \\ \nu = 0.3 \end{cases} \quad G = 8.08 \times 10^6 \text{ N/cm}^2$$

I_t : Moment d'inertie de torsion ($I_t = 3.6 \text{ cm}^4$)

I_w : Moment d'inertie de gauchissement ($I_w = 3.96 \times 10^3 \text{ cm}^4$)

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible inertie ($I_z = 68.31 \text{ cm}^4$)

$$M_{cr} = 1.132 \times \frac{\pi^2 \times 21 \times 10^6 \times 68.31}{300^2} \sqrt{\frac{3.96 \times 10^3}{68.31} + \frac{300^2 \times 8.08 \times 10^6 \times 3.6}{\pi^2 \times 21 \times 10^6 \times 68.31}}$$

$$M_{cr} = 2774435.895 \text{ N.cm}$$

Donc :

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{1 \times 123.9 \times 275 \times 10^2}{2774435.895}} = 1.108$$

On calcul :

$$\chi_{lt} = \frac{1}{(\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{lt}^2})} \leq 1.0$$

Avec :

$$\phi_{lt} = 0.5 \times [1 + \alpha_{lt}(\lambda_{lt} - 0.2) + \lambda_{lt}^2]$$

$\alpha_{lt} = 0.21$ (Pour les profils laminé).

$$\phi_{lt} = 0.5 \times [1 + 0.21(1.108 - 0.2) + 1.108^2] = 1.209$$

Donc :

$$\chi_{lt} = \frac{1}{(1.209 + \sqrt{1.209^2 - 1.108^2})} = 0.59 \leq 1.0$$

Alors :

$$M_{b,Rd} = \frac{0.59 \times 1 \times 123.9 \times 27.5}{1.1} = 1827.525 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd,y} = 3.662 \text{ KN.m} \leq M_{b,Rd} = 1827.525 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

4.7 Résistance au voilement par cisaillement

$$\frac{d}{t_w} \leq 69\varepsilon$$

On a :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad \varepsilon = 0.924 \quad f_y = 275 \text{ Mpa}$$

$$d = 127.2 \text{ mm}$$

$$t_w = 5 \text{ mm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = \frac{127.2}{5} = 25.44 \\ 69\varepsilon = 69 \times \sqrt{\frac{235}{275}} = 63.75 \end{array} \right. \quad \frac{d}{t_w} = 25.44 \leq 69\varepsilon = 63.75$$

Il n'y a pas lieu de vérifier le voilement par cisaillement.

4.8 Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme :

La stabilité au flambement sera vérifiée si la condition suivante est vérifiée.

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

Avec :

$$A_w = t_w \times (h - 2t_f) = 726 \text{ mm}^2 \quad (\text{Aire de l'âme}).$$

$$A_{fc} = b \times t_f = 82 \times 7.4 = 606.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{Aire de la semelle comprimée}).$$

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

$$E = 21 \times 10^4 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Module d'élasticité}).$$

$$K = \text{coefficient pris égal à } 0.3 \quad (\text{Semelle de classe 1}).$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K \times \frac{E}{f_y} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 0.3 \times \frac{21 \times 10^4}{235} \times \sqrt{\frac{726}{606.8}} = 293.24 \\ \frac{d}{t_w} = \frac{160 - 2 \times 7.4}{5} = 29.04 \end{array} \right.$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{160 - 2 \times 7.4}{5} = 29.04 \leq K \times \frac{E}{f_y} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 293.24 \quad \text{Condition Vérifié.}$$

La section en IPE 160 assure une bonne résistance vis-à-vis des différents cas d'instabilité ; donc, elle est convenable pour les pannes de notre structure.

5. Calcul de liernes

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction. Ils sont généralement formés de barres rondes ou de petites cornières.

Leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des pannes.

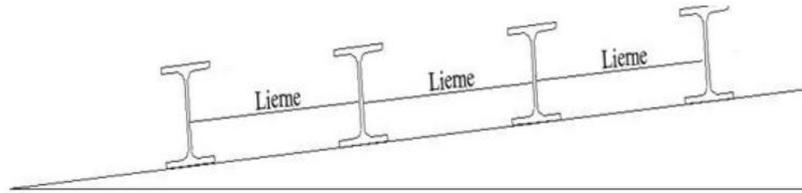
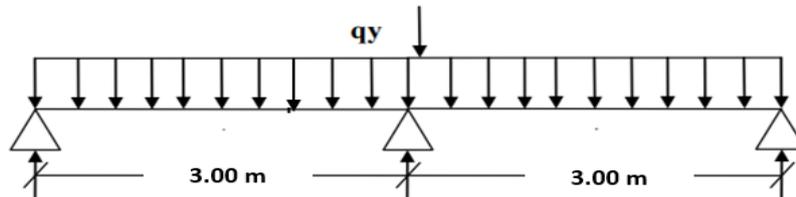


Figure 24: Coupe transversale des liernes

5.1 Les efforts dans les liernes



$$R = 1.25 \times q_y \times l_y$$

$$R = 1.25 \times 34.03 \times 3$$

$$R = 127.612 \text{ daN}$$

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

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{127.612}{2} = 63.806 \text{ daN}$$

Effort dans le tronçon L₂ :

$$T_2 = R + T_1 = 127.612 + 63.806 = 191.418 \text{ daN}$$

Effort dans le tronçon L₃ :

$$T_3 = R + T_2 = 127.612 + 191.418 = 319.03 \text{ daN}$$

Effort dans le tronçon L₄ :

$$T_4 = R + T_3 = 127.612 + 319.03 = 446.642 \text{ daN}$$

Effort dans le tronçon L₅ :

$$T_5 = R + T_4 = 127.612 + 446.642 = 574.254 \text{ daN}$$

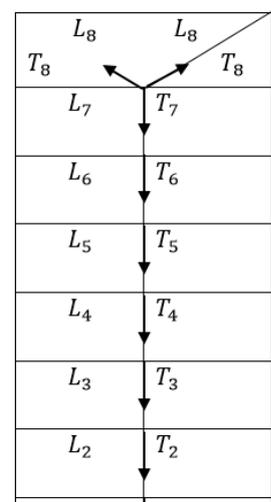
Effort dans le tronçon L₆ :

$$T_6 = R + T_5 = 127.612 + 574.254 = 701.866 \text{ daN}$$

Effort dans le tronçon L₇ :

$$T_7 = R + T_6 = 127.612 + 701.866 = 829.478 \text{ daN}$$

Panne Faitière



Effort dans les diagonales L_8 :

$$T_6 = 2 \times T_8 \cos \theta \quad \text{Et} \quad \theta = \tanh^{-1} \frac{1.34}{3} = 24.06$$

$$T_8 = \frac{T_7}{2 \cos \theta} = \frac{829.478}{2 \cos 24.06} = 454.2003 \text{ daN}$$

Remarque

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction et qui sont soumis à des efforts croissants, au fur et à mesure qu'ils se rapprochent du faîtage. Les efforts de traction sollicitant les liernes ne peuvent pas être attachés aux pannes faîtières, qui périraient transversalement. Ils sont donc transmis aux fermes par des tirants en diagonale (bretelles).

5.2 Calcul de la section des liernes

Le tronçon le plus sollicité est L_7

$$N_{sd} \leq N_{t,Rd} = N_{pl,Rd}$$

Avec :

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{Et} \quad N_{sd} = L_7 = 829.478 \text{ daN}$$

- N_{sd} : Effort normal sollicitant.
- $N_{pl,Rd}$: Effort normal résistant.

$$A \geq \frac{T_7 \times \gamma_{M1}}{f_y} = \frac{829.478 \times 1.1}{2750} = 0.331 \text{ Cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \times \phi^2}{4} \geq 0.331 \text{ Cm}^2$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0.331}{\pi}} = 0.649 \text{ Cm}$$

Soit une barre ronde de diamètre : $\phi = 12 \text{ mm}$

Donc on choisira un lierne qui relie les pannes entre elles de diamètre $\Phi 12$.

6. Calcul de l'échantignolle

L'échantignolle est un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes aux traverses.

Le principal effort de résistance de l'échantignolle est le moment de renversement dû au chargement (surtout sous l'action de soulèvement du vent).

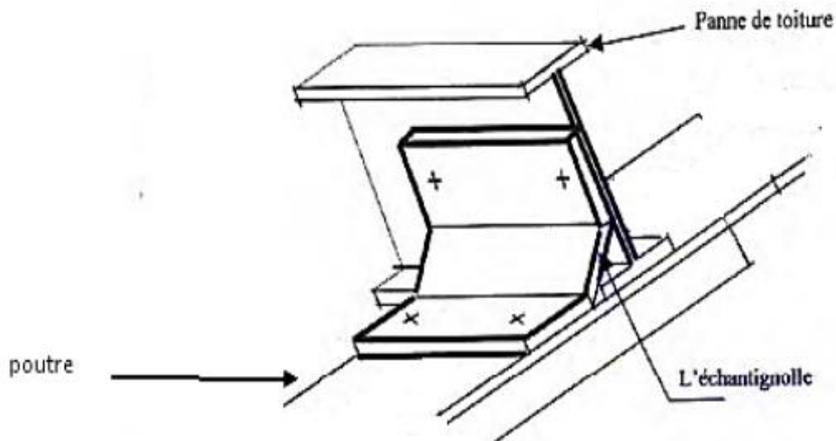


Figure 25: Vue en 3D de l'échantignolle

6.1 Dimensionnement de l'échantignolle :

Calcul de l'échantignolle de la figure ci-contre :

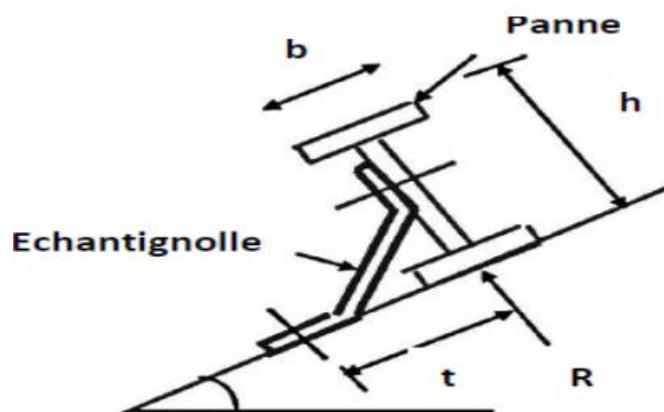


Figure 26: Schéma de l'échantignolle

6.1.1 L'excentrement « t »

L'excentrement « t » est limité par la condition suivante :

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

Pour un IPE 160 :

$$b_f = 82 \text{ mm}$$

$$h = 160 \text{ mm}$$

$$82 \text{ mm} \leq t \leq 123 \text{ mm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc on prend : $t = 9 \text{ cm}$.

6.1.2 Calcul du moment de renversement M_r :

Le principe de dimensionnement est de déterminer le moment de renversement du au

chargement surtout avec l'effort de vent de soulèvement.

$$M_r = f_y \times C + f_z \times \frac{h}{2}$$

$$\begin{cases} f_y = [1.35G_y + 1.5W] \times \frac{l}{2} \\ f_z = 1.35G_z \times \frac{l}{2} \end{cases}$$

$$\begin{cases} G_y = G \times \cos \alpha = 28.22 \times \cos 6 = 28.06 \frac{daN}{m} \\ G_z = G \times \sin \alpha = 28.22 \times \sin 6 = 2.94 \frac{daN}{m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} f_y = [1.35 \times 28.06 + 1.5 \times 142.55] \times \frac{6}{2} = 755.118 \text{ daN} \\ f_z = 1.35 \times 2.94 \times \frac{6}{2} = 11.907 \text{ daN} \end{cases}$$

Donc :

$$M_r = 755.118 \times 0.05 + 11.907 \times \frac{0.16}{2} = 37.75 + 0.95$$

$$M_r = 38.7 \text{ daN.m}$$

6.1.3 Module de résistance de l'échantignolle :

$$W = \frac{I}{V}$$

$$\begin{cases} I = \frac{l \times e^3}{12} \\ V = \frac{e}{2} \end{cases} \quad W = \frac{I}{V} = \frac{\frac{l \times e^3}{12}}{\frac{e}{2}} = \frac{l \times e^2}{6}$$

6.1.4 Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle « e »

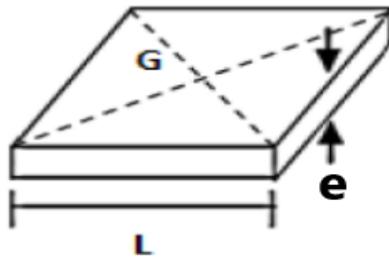


Figure 27: Largeur de l'échantignolle

$$M_{sd} = M_r \leq \frac{W \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$\frac{M_r \times \gamma_{m0}}{f_y} \leq W$$

$$e = \sqrt{\frac{6 \times M_r}{l \times f_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 0.39}{0.1 \times 275 \times 10^3}} \times 10^2$$

$$e_{min} = 0.92 \text{ Cm}$$

On prend : **e = 8 mm**

Pour des raisons pratiques et de sécurité on doit rajouter à notre échantignolle un raidisseur de la même épaisseur de 8 mm, pour rendre notre assemblage plus sécurisé et rigide, comme le

montre schéma suivant :

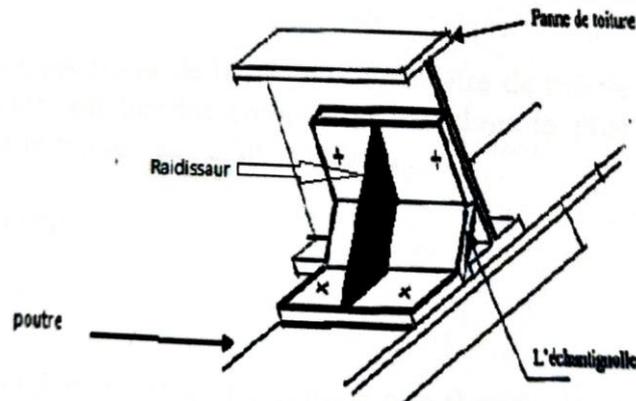


Figure 28: Vue en 3D de L'échantignolle avec raidisseur

6.2 Boulon d'attache

Le boulon d'attache est sollicité par deux efforts combinés de traction et de cisaillement. Il sera dimensionné de telle façon à satisfaire la condition suivante.

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1.4 \times F_{t,Rd}} \leq 1$$

Avec :

$F_{v,sd}$: Effort de cisaillement.

$F_{t,sd}$: Effort de traction.

$F_{t,sd}$ et $F_{v,sd}$: Représentent F_y et F_z respectivement qui sont déjà ca

$F_{v,Rd}$: Résistance de calcul au cisaillement par boulon.

$F_{t,Rd}$: Résistance de calcul à la traction par boulon.

Un boulon de **classe 8.8** de caractéristiques suivantes :

$$F_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{mb} = \begin{cases} 1.25 & \text{boulonne sollicité on cisaillement.} \\ 1.5 & \text{boulonne sollicité on traction.} \end{cases}$$

$F_{v,Rd}$ et $F_{t,Rd}$ sont données en fonction de l'aire de la section résistante « A_s » du boulon.

$$F_{v,Rd} = \frac{0.5 \times F_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} = \frac{0.5 \times 0.8 \times A_s}{1.25} = 0.32 A_s$$

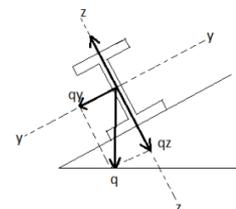
$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 \times F_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} = \frac{0.9 \times 0.8 \times A_s}{1.5} = 0.48 A_s$$

$$\frac{7.551}{0.32 A_s} + \frac{0.119}{0.672 A_s} \leq 1 \quad \Rightarrow \quad \frac{7.551}{0.32 A_s} + \frac{0.119}{0.672 A_s} \leq 1$$

$$A_{smin} = 23.77 \text{ mm}^2$$

Donc :

On prend un boulon de diamètre $\varnothing 12$ d'une section résistante $A_s = 84,3 \text{ mm}^2$ Pour la



précision, le règlement CCM 97 impose d'autre vérification qui sont :

• **1^{er} Vérification :**

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{v,Rd}} = \frac{7.551}{0.32 A_s} \leq 1$$

$$\frac{7.551}{0.32 \times 84.3} = 0.27 \leq 1$$

Condition vérifiée.

• **2^{em} Vérification :**

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{b,Rd}} \leq 1 \quad \text{Avec} \quad F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times F_{ub} \times t \times d}{\gamma_{mb}}$$

$F_{b,Rd}$: Résistance à la pression diamétrale.

$$\alpha = \min\left(\frac{F_{ub}}{F_u}, 1\right) = \min\left(\frac{800}{430}, 1\right) = 1$$

d : diamètre du boulon (M₁₂).

t : épaisseur de l'échantignolle (t=12 mm).

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 1 \times 430 \times 12 \times 12}{1.25} \times 10^{-3} = 123.84 \text{ KN}$$

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{b,Rd}} = \frac{7.551}{123.84} = 0.06 \leq 1$$

Condition vérifiée.

• **3^{em} Vérification :**

$$\frac{F_{t,sd}}{B_{p,Rd}} \leq 1$$

Avec :

t_p : Épaisseur de la plaque sous la tête du boulon ou l'écrou.

$$t_p = t_w(\text{IPE160}) = 5 \text{ mm}$$

d_m : Diamètre moyen de la tête du boulon de l'écrou (M₁₂).

$$d_m = 12 \text{ mm}$$

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \times \pi \times d_m \times t_p \times F_u}{\gamma_{mb}} = \frac{0.6 \times \pi \times 12 \times 5 \times 430}{1.25} \times 10^{-3} = 38.905 \text{ Kn}$$

$$\frac{0.119}{38.905} = 0.003 \leq 1$$

Condition vérifiée.

Remarque :

Les conditions imposées par le CCM 97 sont vérifiées pour le boulon de diamètre Ø₁₂.

6.3 Cordon de soudure :

Prenons un cordon d'épaisseur minimale a=6 mm et vérifions sa résistance aux l'effort sollicitant.



Pour : $t_{max} \leq 17 \text{ mm}$ $a_{min} = 6 \text{ mm}$

$$\sigma_{\perp} = \frac{F_{v,sd}}{2 \times (b+l) \times a} = \frac{7.551 \times 10^3}{2 \times (45+100) \times 6} = 4.33 \text{ N/mm}^2.$$

$$\tau_{\parallel} = \frac{F_{t,sd}}{2 \times b \times a} = \frac{0.119 \times 10^3}{2 \times 45 \times 6} = 0.22 \text{ N/mm}^2.$$

$$\tau_{\perp} = \frac{M_G}{b \times (2l) \times a}$$

Avec :

$$M_G = F_{v,sd}(b + c) + F_{t,sd} \frac{h}{2} = (7.551 \times 10^3 \times 100) + (0.119 \times 10^3 \times 80) = 764620 \text{ N/mm}^2$$

Donc :

$$\tau_{\perp} = \frac{764620}{45 \times (2 \times 100) \times 6} = 14.15 \text{ N/mm}^2$$

• **Vérification de la soudure :**

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{B_w \times \gamma_{mw}}$$

Avec :

$$f_u = 430 \text{ N/mm}^2$$

$$B_w = 0.85$$

$$\gamma_{mw} = 1.25$$

Donc :

$$\sqrt{4.33^2 + 3(14.15^2 + 0.22^2)} \leq \frac{430}{0.85 \times 1.25}$$

$$24.89 \text{ N/mm}^2 \leq 404.705 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Le cordon de soudure d'épaisseur 6 mm est suffisant.

7. Calcul des lisses de bardage :

Les lisses de bardage sont constituées de poutrelles (IPE, UAP, UPE) ou des profils minces pliés disposées horizontalement, elles sont portées par les poteaux de portiques ou éventuellement par les potelets intermédiaires.

7.1 Détermination des sollicitations

Les lisses, destinées à reprendre les efforts du vent sur le bardage, sont posées naturellement pour présenter leur inertie maximale dans le plan horizontal. La lisse fléchit

verticalement.

En outre, sous l'effet de son poids propre et du poids du bardage qui lui est associé, elle fonctionne à la flexion déviée.

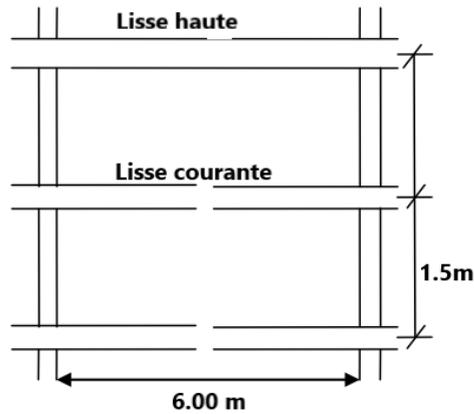


Figure 28: Coupe longitudinale de la lisse de bardage.

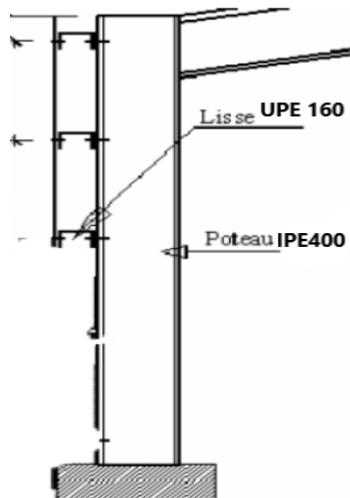


Figure 29: Coupe transversale de la lisse de bardage

7.2 Espacement des lisses

La structure en charpente à une hauteur des poteaux de 8 m

- Espacement des lisses (**e = 1.5m**).
- Nombre de lisses (**n = 6**).

7.3 Dimensionnement des lisses

Pour les conditions de réalisation et d'esthétique, les lisses de bardage doivent être de même type et de même dimension.

Pour les dimensionner, on tiendra compte de la valeur la plus défavorable entre la pression du vent exercée sur le long-pan et celle sur le pignon.

L'action du vent maximale est :

$W_{max} = -97.92 \text{ daN/m}^2$, (Pressions sur les parois verticales - Direction V1 du vent Pignon).

a) Effort sollicitant la lisse :

Les lisses sont simplement appuyées sur deux poteaux de portée $l=6,00$ m, elles sont soumises à la flexion déviée sous l'effet des charges suivantes :

- Une charge horizontale due à la pression de vent (- 97.92 daN/m).
- Une charge verticale due au poids propre du bardage TN40 (9.81 daN/m).
- Une charge verticale due au poids propre de la lisse (17 daN/m).

- **Charge horizontale F_z :**

$$F_z = W_{max} \times esp = 97.92 \times 1.5 = 146.88 \text{ daN/m}$$

- **Charge horizontale F_y :**

$$F_y = (9.81 \times 1.5) + 17 = 31.715 \text{ daN/m}$$

Calcul des moments à L'ELU :**Moment sollicitant M_{sd} :****Plan (y-y) :**

$$M_{z,sd} = 1.35 \times F_y \times \frac{L_y^2}{8} = 1.35 \times 31.715 \times \frac{6^2}{8} = 192.66 \text{ daN.m}$$

Plan (z-z) :

$$M_{y,sd} = 1.5 \times F_z \times \frac{L_z^2}{8} = 1.5 \times 146.88 \times \frac{6^2}{8} = 991.44 \text{ daN.m}$$

b) Module de résistance :**Plan (y-y) :**

$$M_{y,sd} \leq M_{y,crd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$W_{ply} \geq \frac{M_{y,sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{9.914 \times 10^3 \times 1.1}{275} = 39.65 \text{ cm}^3$$

Plan (z-z) :

$$M_{z,sd} \leq M_{z,crd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$W_{ply} \geq \frac{M_{z,sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{1.926 \times 10^3 \times 1.1}{275} = 7.704 \text{ cm}^3$$

c) Condition de flèche à L'ELS :

Plan (y-y) :

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

$$\delta_{max} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

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

$$I_z \geq \frac{5 \times f_y \times L_y^4}{384 \times E \times \delta_{max}} = \frac{5 \times 0.317 \times 600^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 3}$$

$$I_z \geq 84.774 \text{ cm}^4$$

Plan (z-z) :

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

$$\delta_{max} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

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

$$I_y \geq \frac{5 \times f_z \times L_z^4}{384 \times E \times \delta_{max}} = \frac{5 \times 1.468 \times 600^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 3}$$

$$I_y \geq 392.58 \text{ cm}^4$$

d) **Choix du profilé** : Le profilé qui satisfait les deux conditions à l'ELU et l'ELS est un UPE 160.

Profil	Section	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A Cm ²	h mm	b mm	t _f Mm	t _w mm	d mm	I _y	I _z	W _{pl,y}	W _{pl,z}	i _y	i _z
IPE160	17	21.7	160	70	9.5	5.5	117	911.1	106.8	131.9	41.49	6.48	2.22

Tableau 11:Caractéristiques du profilé UPE160 de la lisse

7.4 Calcul des attaches des lisses :

La fixation des lisses sur les poteaux et réalisée par des chutes de cornières soudée sur les semelles des poteaux et boulonnées avec les lisses de bardage.

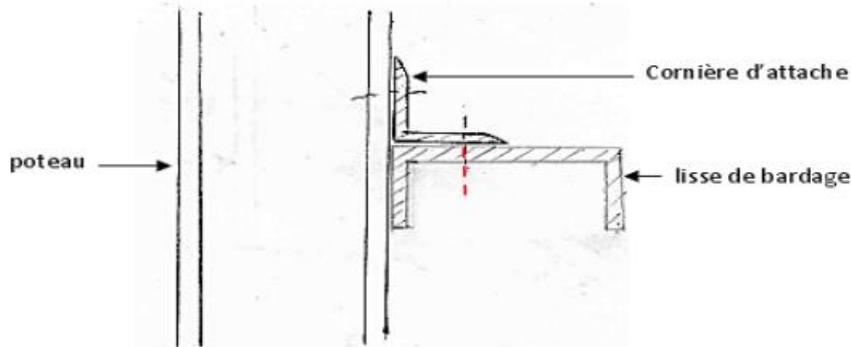


Figure 30: Fixation de lisse avec cornière par boulon d'attache.

a) Calcul du boulon d'attache :

Le boulon d'attache soumis à un effort combiné de cisaillement sous l'effort du vent et de traction sous l'effort de charge permanente.

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1.4 \times F_{t,Rd}} \leq 1$$

Avec :

Un boulon de **classe 8.8** de caractéristiques suivantes :

$$F_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{mb} = \begin{cases} 1.25 & \text{boulonne sollicité on cisaillement.} \\ 1.5 & \text{boulonne sollicité on traction.} \end{cases}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0.5 \times F_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} = \frac{0.5 \times 0.8 \times A_s}{1.25} = 0.32 A_s$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 \times F_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} = \frac{0.9 \times 0.8 \times A_s}{1.5} = 0.48 A_s$$

$$F_{v,sd} = 1.5 \times F_z \times \frac{l}{2} = 1.5 \times 146.88 \times \frac{6}{2} = 660.96 \text{ daN}$$

$$F_{t,sd} = 1.35 \times F_y \times \frac{l}{2} = 1.35 \times 31.715 \times \frac{6}{2} = 128.445 \text{ daN}$$

$$\frac{6.609}{0.32 A_s} + \frac{1.284}{0.672 A_s} \leq 1 \quad \rightarrow \quad \frac{6.609}{0.32 A_s} + \frac{1.284}{0.672 A_s} \leq 1$$

$$A_{smin} = 22.55 \text{ mm}^2$$

On prend un boulon de diamètre \varnothing_{12} et d'une section résistante $A_{min}=84.3 \text{ mm}^2$.

b) Calcul du cordon de soudure :

o Effort sollicitant le cordon de soudure :

$$M = F_{t,sd} \times d = 128.445 \times 125 = 16055.625 \text{ daN} \cdot \text{mm}$$

$$F = \frac{M}{h} = \frac{16055.625}{100} = 160.55 \text{ daN}$$

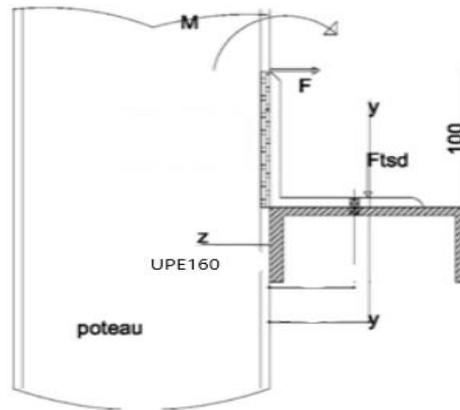


Figure 31 : Fixation de lisse avec poteau par soudure.

○ *Vérification :*

$$\sqrt{3 \times \tau_{\perp}^2} \leq \frac{f_y}{B_w \times \gamma_{mw}}$$

Avec :

$$\tau_{\perp} = \frac{F}{h \times a} = \frac{1605.5}{100 \times 6} = 2.675 \text{ N/mm}^2$$

On prend :

$$a_{\min} = 6\text{mm} \quad \text{car} \quad t_{\min} \leq 17\text{mm}$$

$$f_u = 430 \text{ N/mm}^2$$

$$B_w = 0.85$$

$$\gamma_{mw} = 1.25$$

$$\sqrt{3 \times \tau_{\perp}^2} = \sqrt{3 \times 2.675^2} = 4.633 \text{ N/mm}^2 \quad \text{et} \quad \frac{f_u}{B_w \times \gamma_{mw}} = \frac{430}{0.85 \times 1.25} = 404.705 \text{ N/mm}^2$$

$$\sqrt{3 \times \tau_{\perp}^2} = 4.633 \text{ N/mm}^2 \leq \frac{f_y}{B_w \times \gamma_{mw}} = 404.705 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Le cordon de soudure $a_{\min} = 6\text{mm}$ est suffisant.

8. Calcul des potelets

Ce sont des éléments secondaires souvent des profilés en I ou H prévus sur le pignon pour réduire la portée entre les poteaux et diminuer la portée des lisses supportant les bardages isolants. Ils sont sollicités en flexion composée :

- Une flexion sous l'action du vent sur les parois du pignon.
- Une compression sous l'action des charges permanentes dues au poids propre des lisses, de bardage, et celui du potelet lui-même.

8.1 Calcul des charges et surcharges revenants au potelet le plus chargé

(potelet du milieu) :

a) Charge permanentes *G* :

- Poids du bardage (9.81 daN/m²).
- Poids des lisses UPE (17 daN/m).
- Poids propre du potelet (à déterminer).
- Action du vent sur le pignon (97.92 daN/m²).
- Longueur de la lisse (6 m).
- Nombre de lisses supportées par le potelet (6 lisses).
- L'entre axe des potelets (6m).

$$G = 14.837 \text{ KN}$$

b) Surcharge climatiques *V* :

$$V_n = V \times \text{longueur entre axe}$$

$$V_n = 97.92 \times 6 = 587.52 \text{ daN/m}$$

8.2 Dimensionnement du potelet :

8.2.1 Sous la condition de flèche

La vérification de la flèche se fait sous les charges non pondérées.

$$\delta = \frac{5}{384} \times \frac{V_n \times L_y^4}{E \times I_y} \leq f_{ad} = \frac{l}{200}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{950}{200} = 4.75 \text{ cm}$$

l = 9.5 m : Longueur du potelet du milieu.

$$I_y \geq \frac{1000 \times q_w \times L_y^3}{384 \times E} = \frac{1000 \times 5.875 \times 950^3}{384 \times 21 \times 10^5}$$

$$I_y \geq 6246.18 \text{ cm}^4$$

On choisit la section du profilé par rapport la valeur de «*I_y*» supérieur ou égal à la valeur trouvée. Le profilé qui convient pour notre potelet est l'IPE 300 (*I_y* = 8356cm⁴).

Caractéristiques géométriques de l'IPE 300 :

Profil	Section	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A Cm ²	h mm	b mm	t _f Mm	t _w mm	d mm	I _y	I _z	W _{pl,y}	W _{pl,z}	i _y	i _z
IPE300	42.2	53.8	300	150	10.7	7.1	248.6	8356	603.8	557.1	80.50	12.46	3.35

Tableau 12: Caractéristiques du profilé IPE 300 du potelet.

8.3 Vérification à L'ELU

8.3.1 Vérification de la section à la résistance :

a) Vérification à la flexion composée :

Incidence de l'effort normal :

Si : $N_{sd} \leq \text{Min} (0.25N_{pl,rd} ; 0.5 \frac{A_w f_y}{\gamma_{mo}})$ → Il n'y a pas de réduction du moment de résistance plastique.

$$N_{sd} = 1.35 \times G = 1.35 \times 1483.7 = 2002.99 \text{ daN}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{mo}} = 134500 \text{ daN} \quad \rightarrow \quad 0.25N_{pl,rd} = 33625 \text{ daN}$$

$$A_w = A - 2b \times t_f = 21.7 \text{ Cm}^2$$

$$\frac{A_w f_y}{\gamma_{mo}} = 542.5 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad 0.5 \frac{A_w f_y}{\gamma_{mo}} = 27125 \text{ daN}$$

$$\text{Min} \left(0.25N_{pl,rd} ; 0.5 \frac{A_w f_y}{\gamma_{mo}} \right) = \text{Min} (33625 ; 27125) = 27125 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 2002.9 \text{ daN} \leq \text{Min} \left(0.25N_{pl,rd} ; 0.5 \frac{A_w f_y}{\gamma_{mo}} \right) = 27125 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : il n'y a pas de réduction du moment de résistance plastique.

Classe de la section :

• Classe de la semelle : (semelle comprimée).

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b - t_w - 2r)/2}{t_f} \leq 9\varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad f_y = 275 \text{ Mpa} \quad \varepsilon = 0.924$$

$$\frac{c}{t_f} = 5.10 \leq 9\varepsilon = 8.316$$

Condition vérifiée.

Donc la semelle est de classe 1.

• Classe de l'âme : (flexion composée).

$$\alpha = \frac{1}{d} \times \frac{d + d_c}{2} \leq 1$$

$$d_c = \frac{N_{sd}}{t_f \times t_w} = 1.02$$

$$\alpha = 0.52 \leq 1$$

Condition vérifiée.

Pour la section de classe 1.

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad f_y = 275 \text{ Mpa} \quad \varepsilon = 0.924$$

$$\frac{d}{t_w} = 35.01$$

$$\frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)} = 63.52$$

$$\frac{d}{t_w} = 35.01 \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)} = 63.52$$

Condition vérifiée.

Donc l'âme est de classe 1.

Notre profilé est de classe 1.

$$M_{cy,rd} = M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{628.4 \times 27.50}{1.1}$$

$$M_{pl,rd} = 15710 \text{ daN.m}$$

$$q_{z,sd} = 1.5 \times G = 1.5 \times 587.52 = 881.28 \text{ daN/m}$$

$$M_{y,sd} = \frac{q_{z,sd} \times l^2}{8} = \frac{881.28 \times 9.5^2}{8} = 9941.94 \text{ daN.m}$$

$$M_{y,sd} = 9941.94 \text{ daN.m} \leq M_{pl,rd} = 15710 \text{ daN.m}$$

Condition vérifiée.

8.3.1 Vérification de l'élément aux instabilités :

On a un déversement empêché par le bardage donc :

$$\chi_{lt} = 1.0 \qquad M_{b,rd} = \chi_{lt} \times M_{pl,rd} = M_{pl,rd}$$

a) Vérification au flambement par rapport à l'axe fort y-y :

$$\frac{N_{sd}}{N_{by,rd}} + K_{yy} \frac{M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} \leq 1.0$$

Avec :

$$N_{by,rd} = \chi_y \times N_{pl,rd}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{mo}}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{mo}}$$

• Calcul du coefficient de réduction pour le flambement χ_y :

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{950}{12.46} = 76.24$$

$$\lambda_{\bar{y}} = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{76.24}{93.9\xi} = 0.87$$

D'après la courbe de flambement (l'annexe tableau 3).

$$\frac{h}{b} = \frac{300}{150} = 2 \geq 1.2$$

La courbe de flambement « a » :

$$\text{Axe de flambement y-y : } \alpha_y = 0.21$$

$$\phi_y = 0.5[1 + \alpha_y(\lambda_y - 0.2) + \lambda_y^2]$$

$$\phi_y = 0.9488$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \lambda_y^2]^{0.5}} = 0.7536$$

D'après la courbe (**annexe**) on obtient : $\lambda_y = 0.87$; $\bar{\chi}_y = 0.7534$

• **Calcul du coefficient d'interaction K_y :**

$$k_{yy} = \text{Min} \left[C_{my} \left(1 + [\lambda_y - 0.2] \frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} \right); C_{my} \left(1 + 0.8 \frac{N_{sd}}{N_{by,Rd}} \right) \right]$$

C_{my} est le facteur de moment équivalent pour tenir compte de la forme du diagramme du moment fléchissant entre les points de maintien latéraux (Voir Annexe).

Charge uniformément répartie :

$$C_{my} = 0.95 + 0.05 \alpha_h$$

$$\alpha_h = \frac{M_h}{M_s} = 0$$

$$C_{my} = 0.95$$

$$k_{yy} = \text{Min} \left[0.95 \left(1 + [0.87 - 0.2] \frac{2002}{101332.3} \right); 0.95 \left(1 + 0.8 \frac{2002}{101332.3} \right) \right]$$

$$k_{yy} = 0.96$$

Donc :

$$\frac{N_{sd}}{N_{by,rd}} + K_{yy} \frac{M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} = \frac{2002}{101332.3} + 0.96 \frac{9941.94}{15710} \leq 1.0$$

$$\frac{N_{sd}}{N_{by,rd}} + K_{yy} \frac{M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} = 0.625 \leq 1.0$$

Condition vérifiée.

b) Vérification au flambement par rapport à l'axe faible z-z :

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz,rd}} + K_{yy} \frac{M_{y,sd}}{M_{plz,rd}} \leq 1.0$$

Avec :

$$N_{bz,rd} = \chi_z \times N_{pl,rd}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_z}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{plz,rd} = \frac{W_{plz} \times f_z}{\gamma_{m0}}$$

• **Calcul du coefficient de réduction pour le flambement χ_z :**

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{150}{3.35} = 44.77$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{44.77}{93.9\xi} = 0.516$$

D'après la courbe de flambement (**l'annexe tableau 4**).

$$\frac{h}{b} = \frac{300}{150} = 2 \geq 1.2$$

La courbe de flambement « b » :

Axe de flambement z-z : $\alpha_z = 0.34$

$$\phi_z = 0.5[1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\phi_z = 0.6867$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \lambda_z^2]^{0.5}} = 0.8874$$

D'après la courbe (**annexe**) on obtient :

$$\bar{\lambda}_z = 0.516$$

$$\chi_z = 0.8798$$

• **Calcul du coefficient d'interaction Kz :**

$$k_{zy} = 0.6k_{yy}$$

C_{my} est le facteur de moment équivalent pour tenir compte de la forme du diagramme du moment fléchissant entre les points de maintien latéraux (Voir Annexe).

Charge uniformément répartie :

$$C_{mz} = 0.95 + 0.05 \alpha_h$$

$$\alpha_h = \frac{M_h}{M_s} = 0$$

$$C_{mz} = 0.95$$

$$k_{zy} = 0.6 \times 0.96$$

$$k_{zy} = 0.576$$

Donc :

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz,rd}} + K_{zy} \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} = \frac{2002}{118225.5} + 0.576 \frac{9941.94}{15710} \leq 1.0$$

$$\frac{N_{sd}}{N_{bz,rd}} + K_{zy} \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} = 0.3809 \leq 1.0 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : L'IPE300 convient comme potelet pour notre structure.

Chapitre IV

Etude Sismique

et Analyse Dynamique

1. Introduction

Les actions sismiques sur une construction sont des actions dynamiques complexes, elles se manifestent par des mouvements essentiellement horizontaux imposés aux fondations.

Les constructions résistent à ces mouvements par des forces d'inertie dues à leur masse qui s'opposent aux mouvements, Ce qui entraîne des efforts dans la structure.

L'objectif recherché dans ce chapitre est la détermination des efforts sismiques susceptibles de solliciter la structure.

Le calcul sismique se fait selon le Règlement parasismique Algérien RPA99 V2003, qui met à notre disposition trois méthodes de calcul :

- Méthode statique équivalente
- Méthode d'analyse spectrale
- Méthode d'analyse dynamique par accélérographe

Suivant la particularité de la structure, notre calcul se fera par la méthode d'analyse spectrale modale.

2. Principe de la méthode

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

3. Analyse dynamique de la structure

L'objectif de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non amorti. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximaux lors d'un séisme

3.1 Modélisation de la structure

La modélisation est l'établissement d'un modèle numérique à partir de la structure réelle, ceci sera suivi par certaines modifications afin de se rapprocher du comportement réel de la structure.

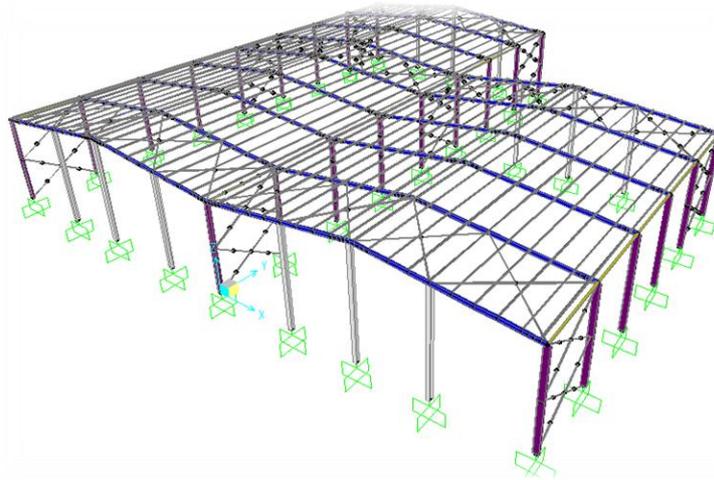


Figure 32: Modèle de la structure en 3D

3.2 Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant : (§4.3.3 RPA99/V2003).

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

Figure 33: Spectre de calcul (4.13 RPA99 /V2003)

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, donné suivant la zone sismique **IIa** et le groupe d'usage

1B : (Tableau 4.1 RPA99/V2003) A= 0,2

η : facteur de correction d'amortissement (Acier léger) (Tableau 4.2 RPA99/V2003)

T₁ et **T₂** périodes caractéristiques associées à la catégorie du site :

$$\text{Site meuble S3 : } \begin{cases} T_1 = 0,15s & (\text{Tableau 4.7 RPA99/V2003}) \\ T_2 = 0,50s \end{cases}$$

R : coefficient de comportement global de la structure donnée en fonction du système de contreventement (Ossature contreventée par palées triangulées en X) (Tableau 4.3 RPA99/V2003)

Q : facteur de qualité donné par la formule suivante : $Q = 1 + \Sigma Pq$ (Tableau 4.4 RPA99/V2003)

Critère q	Observé	Non observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	
2. Redondance en plan	0	
3. Régularité en plan		0,05
4. Régularité en élévation	0	
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	
$\Sigma Pq = 0,05$		

Tableau 13: Valeurs des pénalités Pq.

3.3 Analyse modale spectrale

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des effets maximaux d'un séisme sur une structure. Elle est caractérisée par une sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse.

Ce type d'analyse peut être appliqué à tous types de structure avec des résultats plus exacts et souvent satisfaisants à condition d'avoir fait une bonne modélisation.

Le spectre est caractérisé par les données suivantes :

- Zone sismique IIa (wilaya d'Oran).
- Groupe d'usage 1B (ouvrages de grande importance).
- Site meuble S3
- Pourcentage d'amortissement $\xi = 4\%$
- Coefficient de comportement $R = 4$
- Facteur de qualité dans les deux sens (X, Y) $Q = 1,05$

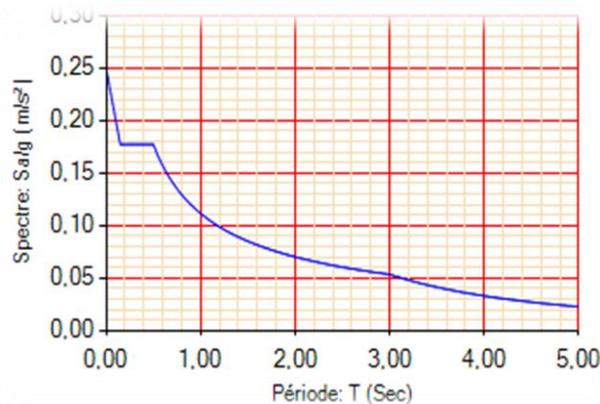


Figure 34: spectre de réponse suivant X, Y

4. Vérification de la structure

4.1 Vérification de la période fondamentale de la structure

Mode	Fréquence [Hz]	Période (s)
1	2,31	0,43
2	2,41	0,41
3	2,49	0,40

Tableau 14: les 3 premiers modes de vibration

La période empirique est donnée par la formule suivante : $T = C_t \times h_N^{3/4}$ (§4.2.4 RPA99/V2003)

Avec :

- C_t : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6
- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu’au dernier niveau (N)

$$\text{D'où } T = 0,085 \times 9,5^{3/4} = 0,459s$$

Donc :

$$T = 0,43s < 1,3 \times T = 1,3 * 0,459 = 0,5967s$$

Condition vérifiée.

4.2 Vérification de l’effort tranchant à la base

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doivent pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V_t > 0,8 V \quad (\S 4.3.6 \text{ RPA99/V2003})$$

La force sismique totale V est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

- **A** : coefficient d'accélération de zone $A=0,2$.
- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen.

$$D_x = D_y = 2,5 \times 1,08 = 2,7 \quad (0 < T < T_2)$$

- **Q** : facteur de qualité suivant X et Y.

$$Q_x = Q_y = 1,05$$

- **R** : coefficient de comportement $R=4$.
- **W** : poids total de la structure (calculée par SAP).

$$W = 218,4 + 0,2(206,452) = 25969,04 \text{ daN}$$

Donc :

$$V_x = V_y = \frac{0,2 \times 2,7 \times 1,05}{4} \times 25969,04$$

$$V_x = V_y = 3681,11 \text{ daN}$$

	$V_t(\text{daN})$	$V(\text{daN})$	$80\% V(\text{daN})$	$V_t > 80\% V$
V_x	2938,7	3681,11	2944,89	≈ Vérifiée
V_y	2017,9	3681,11	2944,89	≈ Vérifiée

Tableau 15: Résultante des forces sismiques à la base

4.3 Vérification des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) est calculé par la formule suivante :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad (4.43 \text{ RPA/V2003})$$

Avec :

- **R** : coefficient de comportement.
- δ_{ek} : déplacement du aux forces sismiques.

Les déplacements latéraux ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage

Toiture	$\delta_{ek}(\text{cm})$	R	$\delta_k(\text{cm})$	$1\%h_k(\text{cm})$	Condition
	0,47	4	1,88	9,5	Vérifiée

Tableau 16: Déplacements résultants suivant X.

Toiture	$\delta_{ek}(cm)$	R	$\delta_k(cm)$	$1\%h_k(cm)$	Condition
	0,55	4	2,2	9,5	Vérifiée

Tableau 17: Déplacements résultants suivant Y.

5. Conclusion

Afin de déterminer les caractéristiques dynamiques de la halle de la structure dans la wilaya d'Oran, un modèle 3D en éléments finis a été réalisé. Ce modèle a servi de base pour élaborer le calcul sismique.

La vérification de la période fondamentale de la structure par rapport à la période empirique donnée par le « RPA99/V2003 » est vérifiée.

La résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne dépasse pas les 80% de la résultante des forces sismiques calculée par la méthode statique équivalente car c'est une structure légère.

Chapitre V

Dimensionnement

Des Eléments Structuraux

1. Introduction

Le calcul d'une structure exige que sous toutes les combinaisons d'action possible définies réglementairement, la stabilité statique doit être assurée tant globalement, au niveau de la structure, qu'individuellement au niveau de chaque élément. Les diverses sollicitations, générées par les actions, développent des contraintes au sein même des matériaux ce qui peut provoquer la déformation des éléments qui composent la structure. Il est impératif donc de vérifier que les contraintes et les déformations sont en deçà des limites admissibles conformément à la réglementation pour garantir le degré de sécurité souhaité.

2. Justification des poteaux

Les poteaux sont généralement soumis à des charges verticales qu'ils transmettent jusqu'aux fondations.

Pour assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage, il faut que les poteaux soient prés dimensionnés pour résister aux sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales concernant les charges permanentes et les charges d'exploitation.
- Sollicitations horizontales concernant les séismes, et du vent.

Après plusieurs essais et vérification sur le logiciel SAP2000, le profilé IPE400 résiste aux sollicitations qui lui sont appliquées.

2.1 Caractéristiques du profilé du poteau

Profile	Poids Kg/m	Section cm ²	Dimensions					Caractéristique					
			h mm	b mm	t _r mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE400	66,3	84,5	400	180	13,5	8,6	331	23130	1318	1307	229,0	16,55	3,95

Tableau 18: Caractéristiques du profilé IPE400

2.2 Efforts sollicitant

Pour pouvoir faire la vérification suivant le règlement, on a obtenu les efforts les plus défavorables de l'élément à l'aide du logiciel SAP 2000.

- $M_{sd,y} = 17426,7$ daN.m
- $N_{sd} = 17914,6$ daN

2.3 Classe de la section transversale du poteau

- *Classe de la semelle : (semelle comprimée).*

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b - t_w - 2r)/2}{t_f} \leq 9\varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad f_y = 275 \text{ Mpa} \quad \varepsilon = 0.924$$

$$\frac{c}{t_f} = 4.79 \leq 9\varepsilon = 8.316$$

Condition vérifiée.

Donc la semelle est de classe 1.

- *Classe de l'âme : (flexion composée).*

$$\alpha = \frac{1}{d} \times \frac{d + d_c}{2} \leq 1$$

$$d_c = \frac{N_{sd}}{t_f \times t_w} = 0.75$$

$$\alpha = 0.51 \leq 1$$

Condition vérifiée.

Pour la section de classe 1.

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad f_y = 275 \text{ Mpa} \quad \varepsilon = 0.924$$

$$\frac{d}{t_w} = 38.48$$

$$\frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)} = 64.99$$

$$\frac{d}{t_w} = 38.48 \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)} = 64.99$$

Condition vérifiée.

Donc l'âme est de classe 1.

La section du profilé globale est de classe 1.

2.4 Condition de résistance :

Les poteaux sont sollicités en flexion composée, alors il faut qu'il satisfasse la condition suivante :

$$\left(\frac{M_{sd}}{M_{pl,Rd}}\right)^1 + \left(\frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}}\right)^2 \leq 1$$

Avec :

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1307 \times 10^3 \times 275 \times 10^{-4}}{1.1} = 32675 \text{ daN.m}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{8450 \times 275 \times 10^{-1}}{1.1} = 211250 \text{ daN}$$

$$\left(\frac{17426,7}{32675}\right)^1 + \left(\frac{17914,6}{211250}\right)^2 = 0,54 \leq 1$$

Condition vérifiée.

2.5 Résistance aux instabilités (MSd+NSd)

$$\frac{Nsd}{\chi_{min} \frac{A \times Fy}{\gamma_{M1}}} + \frac{KY \times Msd}{Wply \times \frac{Fy}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Avec :

$$\gamma_{M1} = 1.1$$

χ_{min} = Coefficient de réduction minimal pour le flambement

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

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

La courbe de flambement considérée par chaque axe est :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{400}{180} = 2,22 > 1.2 \\ tf = 13,5 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm} \end{cases} \begin{cases} \text{axe de flambement (y - y) et (z - z)} \\ \text{courbe de flambement \{a et b\}} \end{cases}$$

Axe (y-y): courbe a $\Rightarrow \alpha_y = 0.21$

λ_y : Elancement

$$\lambda_y = \frac{Lfy}{iy} = \frac{0,5 \times 1500}{165,5} = 4,532$$

$\bar{\lambda}_y$: Elancement réduit

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1}\right) \sqrt{\beta A} = \frac{24,169}{93,9 \xi} \sqrt{1} \quad \xi = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9 \xi} = \frac{4,532}{93,9(0,92)} = 0,0525$$

χ_y : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ a courbe de flambement a

$$\chi_y = \frac{1}{\left(\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}\right)}$$

$$\phi = [0,5(1 + \alpha(\lambda - 0,2)) + \lambda^2] \Rightarrow \phi = [0,5(1 + 0,21(0,0525 - 0,2)) + (0,0525)^2] = 0,48$$

$$\chi_y = \frac{1}{\left(0,48 + \sqrt{0,48^2 - 0,0525^2}\right)} = 1,04$$

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

La courbe de flambement considérée par chaque axe est :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{400}{180} = 2,22 > 1.2 \\ tf = 13,5 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm} \end{cases}$$

Axe (z-z) : Courbe b $\Rightarrow b = 0.34$

λ_z : Elancement

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{0,7 \times 8000}{39,5} = 141,772$$

$\bar{\lambda}_z$: Elancement réduit

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1}\right) \sqrt{\beta A} = \frac{141,772}{93,9 \xi} \sqrt{1} \quad \xi = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9 \xi} = \frac{141,772}{86,388} = 1,64$$

χ_z : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}_y$ a courbe de flambement b

$$\chi_z = \frac{1}{\left(\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}\right)}$$

$$\phi = [0,5(1 + \alpha(\lambda - 0,2)) + \lambda^2] \Rightarrow \phi = [0,5(1 + 0,34(1,64 - 0,2)) + (1,64)^2] = 2,0896$$

$$\chi_z = \frac{1}{\left(2,0896 + \sqrt{2,0896^2 - 1,64^2}\right)} = 0,295$$

$$\chi_{min} = \min(1,04 ; 0,295) = 0,295$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \quad \text{avec } K_y \leq 1,5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2 \times \beta M_y - 4) + \left[\frac{w_{ply} - w_{ely}}{w_{ely}}\right] \quad \text{Mais: } \mu_y \leq 0,9$$

$$\mu_y = 0,525 \times (2 \times 1,8 - 4) + \left[\frac{1307000 - 1156000}{1156000}\right] = -0,0794$$

$$K_y = 1 + \frac{0,0794 \times 179146}{0,92 \times 84,5 \times 10^2 \times 275}$$

$$K_y = 1,006$$

Donc :

$$\frac{179146}{0,295 \times \frac{8450 \times 275}{1,1}} + \frac{1,006 \times 174267 \times 10^3}{1307000 \times \frac{275}{1,1}} \leq 1$$

$$0,82 \leq 1$$

Condition vérifiée.

3. Justification des contreventements

On choisit un double profilé en L 70×70×7 et on vérifie sa résistance.

Profile	Poids	Section	Dimensions			Caractéristique	
	P Kg/m	A cm ²	h=b mm	t mm	y _s mm	I _z = I _y cm ⁴	i _y = i _z cm
L 70 x 70 x7	7.38	9.40	70	7	1.97	42.30	2.12

Tableau 19: Caractéristiques du profilé L 70×70×7

3.1 Les éléments comprimés

$$N_{c,sd} \leq N_{c,Rd}$$

$$N_{c,sd} = 81.096 \text{ KN} \quad (\text{Obtenue par le logiciel SAP 2000}).$$

a. Vérification au flambement :

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \times \beta A \times Fy}{\gamma m0}$$

Avec :

$N_{c,Rd}$: Résistance au flambement

$\beta = 1$: La section est de classe 1

χ : Coefficient de réduction.

$\bar{\lambda}$: Elancement réduit

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

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda1}\right) \sqrt{\beta A} = \frac{\lambda}{93.9\epsilon}$$

D'après la courbe de flambement (**annexe**) :

• **Axe (y-y) :**

$$\lambda y = \frac{Lf}{iy} = \frac{600}{2.12} = 283,01$$

$$\bar{\lambda} y = \frac{\lambda y}{93.9 \xi} = \frac{283,01}{93.9(0,92)} = 3,26$$

• **Axe (z-z) :**

$$\lambda z = \frac{lz}{iz} = \frac{300}{2.12} = 141.5$$

$$\bar{\lambda} z = \frac{\lambda z}{93.9 \xi} = \frac{141.5}{86.763} = 1.63$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y ; \bar{\lambda}_z) = \max(3.26 ; 1.63) = 3.26$$

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

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

$$\frac{h}{b} = 1 < 1.2$$

Avec :

$\alpha = 0.49$ (Facteur d'imperfection pour les profilés laminés)

$$\phi_{lt} = [0.5(1 + \alpha_{lt}(\lambda_{lt} - 0.2)) + \lambda_{lt}^2] = 6.55$$

Alors : $\chi_{lt} = 0.081 \leq 1$

χ : Est déterminé en fonction de ($\bar{\lambda} = 3.26$) et la courbe de flambement «b »(ANNEXE) :

$$\chi = 0.081$$

D'où :

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \times \beta A \times Fy}{\gamma m0}$$

$$N_{c,Rd} = \frac{0.081 \times 1 \times 940 \times 2 \times 275}{1.1} = 38070 \text{ daN}$$

$$N_{c,sd} = 8109.6 \text{ daN} \leq N_{c,Rd} = 38070 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b. Résistance plastique de la section brute :

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{940 \times 275}{1.1} = 235000 \text{ daN}$$

$$N_{pl,Rd} = 235000 \geq N_{c,sd} = 8109.6 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

3.2 Les éléments tendus

$$N_{t,sd} \leq N_{t,Rd}$$

$$N_{t,sd} = 8109.6 \text{ daN} \quad (\text{Obtenue par le logiciel SAP 2000}).$$

a. Résistance ultime :

$$N_{u,Rd} = 0.9 \frac{A_{net} \times f_u}{\gamma_{m1}}$$

Pour des raisons pratiques et de sécurité on opte pour une cornière isolée de L (70 x70 x7) avec un boulon de 12 mm (trou de 13 mm).

Soit L (70 x70 x7) : (A= 9.40 cm²).

$$A_{net} = 9.40 - (0.5 \times 1.3) = 8.75 \text{ cm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0.9 \frac{8.75 \times 10^2 \times 430}{1.25} = 270900 \text{ daN}$$

b. Résistance plastique de calcul de la section nette :

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{8.75 \times 10^2 \times 275}{1.1} = 218750 \text{ daN}$$

c. Résistance plastique de calcul de la section brute :

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{940 \times 275}{1.1} = 235000 \text{ daN}$$

d. Vérification :

$$\text{Min}(N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}; N_{net,Rd}) = \text{Min}(235000; 270900; 218750) = 218750 \text{ daN}$$

$$\text{Min}(N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}; N_{net,Rd}) = 218750 \text{ daN} \geq N_{t,sd} = 8109.6 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

On conclut que : La poutre au vent en L 70x70x7 résiste aux phénomènes d’instabilité.

3.3 Calcul du Ratio de stabilité :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{8109.6}{235000} = 0.03$$

$$\frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} = 0.03 \leq 1$$

Condition vérifiée.

4. Justification des stabilités

On choisit un double profilé en L 70×70×7 et on vérifie sa résistance

Profilé	Poids	Section	Dimensions			Caractéristique	
	P Kg/m	A cm ²	h=b mm	t mm	ys mm	Iz = Iy cm ⁴	iy = iz cm
L 70 x 70 x7	7.38	9.40	70	7	1.97	42.30	2.12

Tableau 20:Caractéristiques du profilé L 70×70×7

4.1 Les éléments comprimés

$$N_{c,sd} \leq N_{c,Rd}$$

$$N_{c,sd} = 62.109 \text{ KN} \quad (\text{Obtenu par le logiciel SAP 2000}).$$

a. Vérification au flambement :

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \times \beta A \times Fy}{\gamma m0}$$

Avec :

$N_{c,Rd}$: Résistance au flambement

$\beta = 1$: La section est de classe 1

χ : Coefficient de réduction.

$\bar{\lambda}$: Elancement réduit

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

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda1} \right) \sqrt{\beta A} = \frac{\lambda}{93.9\epsilon}$$

D'après la courbe de flambement (**annexe**) :

- **Axe (y-y) :**

$$\lambda_y = \frac{Lf}{i_y} = \frac{600}{2.12} = 283,01$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93.9 \xi} = \frac{283,01}{86.763} = 3,26$$

- **Axe (z-z) :**

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{600}{2.12} = 283.01$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93.9 \xi} = \frac{283.01}{86.763} = 3.26$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z) = \max(3.26; 3.26) = 3.26$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{(\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \lambda_{lt}})} \leq 1$$

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

$$\frac{h}{b} = 1 < 1.2$$

Avec :

$\alpha = 0.49$ (Facteur d'imperfection pour les profilés laminés)

$$\phi_{lt} = [0.5(1 + \alpha_{lt}(\lambda_{lt} - 0.2) + \lambda_{lt}^2)] = 6.55$$

Alors :

$$\chi_{lt} = 0.081 \leq 1$$

χ : Est déterminé en fonction de ($\bar{\lambda} = 3.26$) et la courbe de flambement « c » (**annexe**) :

$$\chi = 0.081$$

D'où :

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \times \beta A \times F_y}{\gamma_{m0}}$$

$$N_{c,Rd} = \frac{0.081 \times 1 \times 940 \times 2 \times 275}{1.1} = 38070 \text{ daN}$$

$$N_{c,Sd} = 6210.9 \text{ daN} \leq N_{c,Rd} = 38070 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

b. Résistance plastique de la section brute :

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{940 \times 275}{1.1} = 235000 \text{ daN}$$

$$N_{pl,Rd} = 235000 \geq N_{c,Sd} = 6210.9 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

4.2 Les éléments tendus

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd}$$

$$N_{t,Sd} = 6210.9 \text{ daN} \quad (\text{Obtenue par le logiciel SAP 2000}).$$

a. Résistance ultime

$$N_{u,Rd} = 0.9 \frac{A_{net} \times f_u}{\gamma_{m1}}$$

Pour des raisons pratiques et de sécurité on opte pour une cornière isolée de L (70 x70 x7)

Avec : un boulon de 12 mm (trou de 13 mm).

Soit L (70 x70 x7) : (A= 9.40 cm²).

$$A_{net} = 9.40 - (0.5 \times 1.3) = 8.75 \text{ cm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0.9 \frac{8.75 \times 10^2 \times 430}{1.25} = 270900 \text{ daN}$$

b. Résistance plastique de calcul de la section nette :

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{8.75 \times 10^2 \times 275}{1.1} = 218750 \text{ daN}$$

c. Résistance plastique de calcul de la section brute :

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{940 \times 275}{1.1} = 235000 daN$$

d. Vérification :

$$\text{Min}(N_{pl,Rd} ; N_{u,Rd} ; N_{net,Rd}) = \text{Min}(235000 ; 270900 ; 218750) = 218750 daN$$

$$\text{Min}(N_{pl,Rd} ; N_{u,Rd} ; N_{net,Rd}) = 218750 daN \geq N_{t,rd} = 6210.9 daN \quad \text{Condition vérifiée.}$$

On conclut que : Le palé de stabilité en L 70×70×7 résiste aux phénomènes d’instabilité.

4.3 Calcul du Ratio de stabilité

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{6210.9}{235000} = 0.02$$

$$\frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} = 0.02 \leq 1$$

Condition vérifiée.

5. Justification Des Poutres Sablières

5.2 Caractéristiques du profilé de la poutre sablière

Profile	Poids	Section	Dimensions					Caractéristique					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _r mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
HEA 140	25.2	31.4	133	140	8.5	5.5	92	1033	389.3	173.5	84.85	5.73	3.52

Tableau 21:Caractéristiques du profilé IPE 200

5.2 Efforts Sollicitant :

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel de calcule sont :

$$N_{sd} = 6057.4 daN$$

$$V_{sd} = 690 daN$$

$$M_{sd} = 683.9 daN$$

5.3 Classe de la section transversale du profilé de la poutre sablière :

a. Classe de l'âme fléchie :

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

Avec :

$$t_w = 5.5 \text{ mm}$$

$$d = 92 \text{ mm}$$

$$\xi = \sqrt{\frac{235}{F_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.93$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{92}{5.5} = 16.72$$

$$\frac{d}{t_w} = 16.72 \leq 72\xi = 66.96 \quad \text{L'âme est de classe 1}$$

b. Classe de la semelle comprimée

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

Avec :

$$t_f = 8.5 \text{ mm}$$

$$c = \frac{b}{2} = \frac{140}{2} = 70 \text{ mm}$$

$$\xi = \sqrt{\frac{235}{F_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.93$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{70}{8.5} = 8.23$$

$$\frac{c}{t_f} = 8.23 \leq 10\xi = 9.3 \quad \text{L'âme est de classe 1}$$

5.4 Vérification de la flèche

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

Avec :

$$\delta = 0.2 \text{ cm}$$

$$\delta_{max} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 300 \text{ cm}$$

$$\delta = 0.2 \text{ cm} \leq \delta_{max} = 300 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

Remarque :

On néglige l'effet de tranchant dans la vérification par conséquent la section ne sera réduite.

5.5 Résistance de la poutre au déversement

Le moment résistant de déversement est donné par :

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{lt} \times B_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec :

$$B_w = 1 \text{ (section de classe 1).}$$

χ_{lt} : Est le facteur de réduction pour le déversement.

$$f_y = 275 \text{ N/mm}^2$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{B_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}}$$

M_{cr} : Moment critique élastique de déversement donné par la formule suivante :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}}$$

Avec :

$$k = 0.5 \text{ Donc } C = 0.712 \text{ (encastrement parfait)}$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

$$G = 8.08 \times 10^6 \text{ N/cm}^2$$

$$(E = 21 \times \frac{10^5 \text{ N}}{\text{mm}^2}; \nu = 0.3).$$

I_t : Moment d'inertie de torsion ($I_t = 8.13 \text{ cm}^4$).

I_w : Moment d'inertie de gauchissement ($I_w = 15.06 \times 10^3 \text{ Cm}^6$)

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible inertie ($I_z = 389.3 \text{ cm}^4$)

$$M_{cr} = 0.712 \times \frac{3.14^2 \times 21 \cdot 10^6 \times 389.3}{600^2} \sqrt{\frac{15.06 \times 10^3}{389.3} + \frac{600^2 \times 8.08 \times 10^6 \cdot 8.13}{3.14^2 \times 21 \cdot 10^6 \times 389.3}}$$

$$M_{cr} = 2907564.16 \text{ N.cm}$$

On calcul :

$$\lambda_{lt} = \sqrt{\frac{B_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1 \times 173.5 \times 275 \times 10^2}{2907564.16}} = 1.28$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \lambda_{lt}^2}} \leq 1$$

Avec :

$$\phi_{lt} = [0.5(1 + \alpha_{lt} \times (\lambda_{lt} - 0.2)) + \lambda_{lt}^2]$$

$$\phi_{lt} = 1.43$$

$$\alpha_{lt} = 0.21 \text{ (Facteur d'imperfection Pour les profils laminés).}$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \lambda_{lt}^2}} = \frac{1}{1.43 + \sqrt{1.43^2 - 1.28^2}} = 0.48 \leq 1$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0.48 \times 1 \times 173.5 \times 275 \times 10^{-3}}{1.1} = 2082 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 683.98 \text{ daN.m} \leq M_{b,Rd} = 2082 \text{ daN.m}$$

Condition vérifiée.

6. Justification Des traverses

6.1 Caractéristiques du profilé de la traverse :

Profile	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg /m	A cm ²	h mm	B mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE400	66,3	84,5	400	180	13,5	8,6	331	23130	1318	1307	229,0	16,55	3,95

Tableau 22: Caractéristiques du profilé IPE 200

6.2 Efforts Sollicitant

Pour pouvoir faire la vérification suivant le règlement, on a obtenu les efforts les plus défavorables de l'élément à l'aide du logiciel SAP 2000.

$$N_{sd} = 24992,5 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 5443,3 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = 1093 \text{ daN.m}$$

6.3 Classe de la section transversale du profilé IPE400

- **Classe de l'âme fléchie :**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\xi \quad \text{avec : } \xi = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{331}{8,6} = 38,49 < 72(0,92) = 66,24$$

L'âme est de classe 1.

- **Classe de la semelle comprimée :**

$$\frac{c}{t_f} \leq 10\xi \quad \text{Avec : } \xi = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{180/2}{13,5} = 6,66 < 10(0,92) = 9,2$$

La semelle est de classe 1

La section globale est de section 1

6.4 Vérification au cisaillement

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{pl.Rd}$ (§5.4.7(1)/CCM97)

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

Avec : $A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 42,731 \text{ cm}^2$

$$V_{pl.Rd} = 0,58 \times \frac{4273,1 \times 275}{1,1} = 61959,95 \text{ daN}$$

$$0,5 \times V_{pl.Rd} = 0,5 \times 61959,95 = 30979,975 \text{ daN} > V_{sd} = 5443,3 \text{ daN}$$

$$0,5 V_{pl.Rd} > V_{sd}$$

Condition vérifiée.

6.5 Vérification de la résistance à la flexion composé

- **Vérification au déversement**

Comme il y a la flexion composée sur les traverses, il y a donc un risque de déversement à vérifier le déversement est pris en considération que si $\lambda_{LT} \geq 0,4$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w}$$

$\beta_w = 1$ (Section transversale de classe 1)

$$\lambda_1 = 93,9\xi \quad \text{Avec : } \xi = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

$$\lambda_1 = 86,388\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0,5} [1 + \frac{1}{20} (\frac{L/i_z}{h/t_f})^2]^{0,25}} \quad L=12,06 \text{ m}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{12060/39,5}{(2,578)^{0,5} [1 + \frac{1}{20} (\frac{12060/39,5}{400/13,5})^2]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = 119,982$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{119,982}{86,388} \sqrt{1} = 1,39 > 0,4$$

Donc il y a un risque de déversement.

La formule de vérification de la section sera comme suite :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}} + \frac{K_{LT} \times M_{y.sd}}{\chi_{LT} \times \frac{W_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{M0}}} + \frac{K_z \times M_{z.sd}}{\frac{W_{pl.z} \times f_y}{\gamma_{M0}}} \leq 1 \quad (\S 5.5.4. (2) /CCM97)$$

Donc le flambement sera considéré juste dans le sens (z-z).

Calcul χ_z

$$\lambda_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w} = \frac{0,5 \times 12060 / 39,5}{93,9(0,92)} = 1,767$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{400}{180} = 2,22 > 1,2 \\ t_f = 13,5 < 40 \text{ mm} \\ \text{Axe (z-z) : courbe b} \Rightarrow \alpha_z = 0,34 \end{array} \right.$$

$$\Phi_z = 0,5 [1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\Phi_z = 0,5 [1 + 0,34(1,767 - 0,2) + 1,767^2] = 2,32$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z [\Phi_z^2 + \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}} = \frac{1}{2,32 [2,32^2 - 1,767^2]^{0,5}} = 0,2615$$

Calcul K_{LT}

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y}$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{M,LT} - 0,15$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 1,767 \times 1,8 - 0,15$$

$$\mu_{LT} = 0,32709$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{0,32709 \times 249,925 \times 10^3}{0,2615 \times 8450 \times 275}$$

$$K_{LT} = 0,865$$

Calcul de χ_{LT}

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

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

Avec :

$$\left[\begin{array}{l} \alpha_{LT} = 0,21 \\ \bar{\lambda}_{LT} = 1,39 \end{array} \right.$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21 \times (1,39 - 0,2) + 1,39^2]$$

$$\Phi_{LT} = 1,591$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,591 + [1,591^2 - 1,39^2]^{0,5}}$$

$$\chi_{LT} = 0,42$$

$$\frac{249925}{0,2615 \times \frac{8450 \times 275}{1,1}} + \frac{0,865 \times 1093 \times 10}{0,42 \times \frac{1307000 \times 275}{1,1}} = 0,52$$

$$0,52 < 1$$

Condition vérifiée

Chapitre VI

Calcul des assemblages

1. Introduction

Le fonctionnement global d'une structure métallique est directement lié à sa conception et particulièrement au calcul des assemblages des pièces qui la composent. Le dispositif d'assemblage assure la solidarisation des pièces entre elles et permet une transmission optimale et une juste répartition des différentes sollicitations de toute nature pouvant affecter la composante structurelle

Un mauvais assemblage peuvent mettre en cause le fonctionnement global de la structure.

2. Fonctionnement des assemblages

Il existe plusieurs modes d'assemblage, dont les principaux modes d'assemblages sont les suivant :

a) Assemblage par boulonnage :

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique vis-à-vis sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site.

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	320	300	400	360	480	640	900
f_{ub} (N/mm ²)	400	400	500	500	600	600	800	1000

Tableau 23: Caractéristique mécanique des boulons selon leur classe d'acier

Diamètre nominal du boulon d (mm)		14	16	18	20	22	24	27	30
Section résistante (mm ²)	A_s	115	157	192	245	303	353	459	561

Tableau 24: Valeur de la section résistante A_s des boulons a la traction

b) Assemblage par soudure :

En charpente métallique l'opération de soudage rend l'assemblage plus rigide, la soudure se fait par fusion avec fil-électrode fusible, consiste à faire fondre un métal d'apport, procuré par le fil électrode. Au fur et à mesure que le bain de fusion se refroidit et solidifie, formant un lien solide. Quand la solidification est totale, il y a continuité du métal à travers.

Dans le soudage à l'arc, on utilise généralement un flux en poudre ou gaz pour protéger le bain de fusion contre l'action de l'air.

Il existe deux types de soudures, dans la construction des bâtiments, 80% environ des soudures sont des soudures d'angle et 15% des soudures bout à bout.

c) **Caractéristique dimensionnelles des boulons :**

Les dimensions des boulons sont désignées par la lettre M suivie d'un nombre multiplié par un autre nombre, la lettre M signifie « métrique » :

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
d₀ (mm)	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
A (mm²)	50.3	78.5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
A₀ (mm²)	36.6	58	84.3	115	157	192	245	303	353	459	561
d_m	14	18.3	20.5	23.7	24.6	29.1	32.4	34.5	38.8	44.2	49.6

Tableau 25: Caractéristique dimensionnelles des boulons ordinaires

3. Calcul des assemblages

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

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

3.1 Assemblage Traverse – Traverse

L'assemblage traverse – traverse est réalisé par l'intermédiaire d'une platine boulonnée.

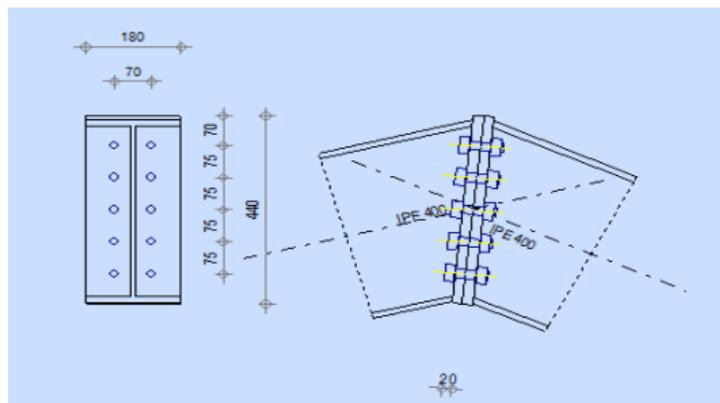


Figure 35: Représentation de l'assemblage traverse-traverse

Effort de calcul :

$$M_{max} = 10.93 \text{ KN.m}$$

$$N_{max} = 249.925 \text{ KN}$$

$$V_{max} = 54.433 \text{ KN}$$

a) Dimensionnement des boulons :

Le choix se fait suivant l'épaisseur des pièces assemblées et selon le type de profilés, on choisit des boulons de diamètre M20 de classe 10.9.

Disposition des boulons :

Les pièces ne sont pas soumises aux intempéries et ne sont pas situées dans des conditions favorisant l'oxydation.

Entre axe des boulons :

Boulon M₂₀ : Le diamètre du boulon $d=20$ mm.

Le diamètre du trou : $d_0 = d + 2 \text{ mm} = 20 + 2$

$$d_0 = 22 \text{ mm}$$

Nous avons bien :

$P_1 \geq 2.2 d_0 = 48.4 \text{ mm}$; On prend : $P_1 = 75 \text{ mm}$

$P_2 \geq 3 d_0 = 66 \text{ mm}$; On prend : $P_2 = 75 \text{ mm}$

Avec :

P₁ : Entraxe longitudinal des boulons.

P₂ : Entraxe transversal des boulons.

d₀ : Diamètre du trou.

Pince longitudinal :

$e_1 \geq 1.2 d_0 = 26,4 \text{ mm}$; On prend : $e_1 = 55 \text{ mm}$

Pince transversal :

$e_2 \geq 1.5 d_0 = 33 \text{ mm}$; On prend : $e_2 = 70 \text{ mm}$

e₁ : Pince longitudinal.

e₂ : Pince transversal.

Détermination des efforts dans les boulons :

$$d_1 = 300 \text{ mm}$$

$$d_2 = 225 \text{ mm}$$

$$d_3 = 150 \text{ mm}$$

$$d_4 = 75 \text{ mm}$$

d: Diamètre de la partie non filtrée de la vis.

$$\sum d_i^2 = 0.168 \text{ m}^2$$

$$N_i = \frac{M \times d_i}{\sum d_i^2}$$

$$N_1 = 19.51 \text{ KN}$$

$$N_2 = 14.63 \text{ KN}$$

$$N_3 = 9.75 \text{ KN}$$

$$N_4 = 4.87 \text{ KN}$$

b) Vérification de la résistance de l'assemblage des boulons a l'ELU :

Vérification au moment résistant :

$$M_r \geq M_{max}$$

$$M_r = \frac{F_p \times \sum d_i^2}{d_1}$$

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

$$F_p = 0.7 \times 1000 \times 245$$

$$F_{p,n} = 171.5 \text{ KN} \quad (\text{Par Boulon}).$$

Soit :

$$F_p = n \times F_{p,n} = 2 \times 171.5 = 343 \text{ KN} \quad (\text{Par rangée}).$$

F_p : La précontrainte de calcul.

$$M_r = \frac{343 \times 0.168}{0.3} = 192.08 \text{ KN.m}$$

$$M_r = 192.08 \text{ KN.m} \geq M_{max} = 10.93 \text{ KN.m}$$

Condition Vérifiée.

Vérification a l'effort tranchant :

$$F_{vsd} = \frac{V_{max}}{n} = \frac{54.433}{10} = 5.443 \text{ KN}$$

$$F_{Rd} = \frac{k_s \times m \times \mu \times F_p}{\gamma_{m2}} = \frac{1 \times 1 \times 0.3 \times 171.5}{1.25} = 41.16 \text{ KN}$$

Avec :

$K_s = 1$: Facteur de forme, trous nominaux.

$\mu = 0.3$: Coefficient de frottement, surface brossée.

$m = 1$: Plan de contact.

$$F_{Rd} = 41.16 \text{ KN} \geq F_{vsd} = 5.443 \text{ KN}$$

Condition Vérifiée.

Résistance au poinçonnement :

$$B_{p,Rd} \geq N_{max}$$

$$B_{p,Rd} = 0.6 \times \pi \times d_m \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{mb}}$$

Avec :

d_m : Diamètre moyen du boulon calculé entre les cercles.

t : épaisseur des pièces à boulonnés.

$$B_{p,Rd} = 0.6 \times \pi \times 3.24 \times 20 \times \frac{1000 \times 10^{-2}}{1.5} = 814.30 \text{ KN}$$

$$B_{p,Rd} = 814.30 \text{ KN} \geq N_{max} = 249.925 \text{ KN}$$

Condition Vérifiée.

Epaisseur de la platine :

$$e_p = 20 \text{ mm}$$

$$18 \text{ mm} \leq t_{max} \leq 25 \text{ mm}$$

$$a_{min} = 5 \text{ mm}$$

$$a_{max} = 0.7 t = 14 \text{ mm}$$

On prend un cordon de soudure d'épaisseur $a = 8 \text{ mm}$.

Soudure de la platine :

a) Soudure de la semelle :

$$N_d \leq \text{Min}(R_w; R_s)$$

$$N_d = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd} = \frac{10.93}{0.4} + 249.92 = 277.245 \text{ KN}$$

Avec :

h : Hauteur de la cornière.

$$R_s = \frac{0.7 \times f_y \times a\sqrt{2} \times l}{\gamma_{m1}} = \frac{0.7 \times 275 \times 8\sqrt{2} \times 400 \times 10^{-3}}{1.1} = 791.95 \text{ KN}$$

$$R_w = \frac{0.5 \times f_{ub} \times a \times l}{\gamma_{m1}} = \frac{0.5 \times 430 \times 8 \times 400 \times 10^{-3}}{1.1} = 625.45 \text{ KN}$$

Avec :

h : Hauteur de la cornière.

$$N_d = 277.245 \text{ KN} \leq \text{Min}(625.45; 791.95) = 625.45 \text{ KN}$$

Condition Vérifiée.

b) Soudure de l'âme :

$$V_{sd} \leq R_s$$

$$R_s = \frac{0.7 \times f_y \times a\sqrt{2} \times l}{\gamma_{m1}} = \frac{0.7 \times 275 \times 8\sqrt{2} \times 375 \times 10^{-3}}{1.1} = 742.46 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 54.433 \text{ KN} \leq R_s = 742.46 \text{ KN}$$

Condition Vérifiée.

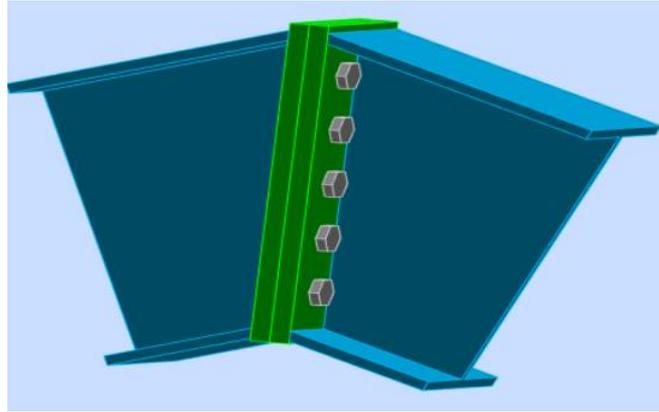


Figure 36: Vue de l'assemblage Traverse – Traverse

3.2 Assemblage Poteau– Traverse

L'assemblage poteau – traverse est réalisé à l'aide d'une platine boulonnée à la traverse et au poteau.

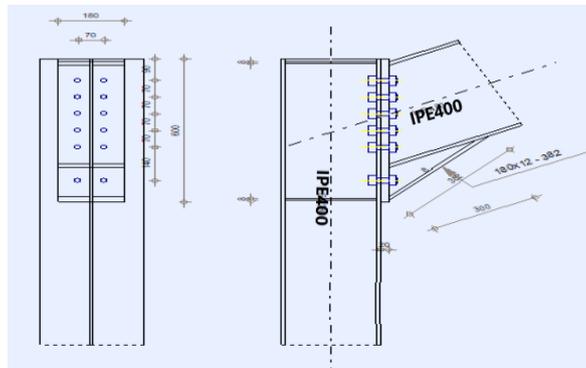


Figure 37: Représentation de l'assemblage poteau-traverse

Effort de calcul :

$$M_{max} = 174.26 \text{ KN.m}$$

$$N_{max} = 179.14 \text{ KN}$$

$$V_{max} = 105.81 \text{ KN}$$

a) Dimensionnement des boulons :

Le choix se fait suivant l'épaisseur des pièces assemblées et selon le type de profilés, on choisit des boulons de diamètre M20 de classe 10.9

Disposition des boulons :

Les pièces ne sont pas soumises aux intempéries et ne sont pas situées dans des conditions favorisant l'oxydation.

Entre axe des boulons :

Boulon M_{20} : Le diamètre du boulon $d=20 \text{ mm}$

Le diamètre du trou : $d_0 = d + 2 \text{ mm} = 20 + 2$

$$d_0 = 22 \text{ mm}$$

Nous avons bien :

$$P_1 \geq 2.2 d_0 = 48.4 \text{ mm} ; \text{ On prend : } P_1 = 70 \text{ mm}$$

$$P_2 \geq 3 d_0 = 66 \text{ mm} ; \text{ On prend : } P_2 = 70 \text{ mm}$$

Avec :

P₁ : Entraxe longitudinal des boulons.

P₂ : Entraxe transversal des boulons.

d₀ : Diamètre du trou.

Pince longitudinal :

$$e_1 \geq 1.2 d_0 = 26,4 \text{ mm} ; \text{ On prend : } e_1 = 90 \text{ mm.}$$

Pince transversal :

$$e_2 \geq 1.5 d_0 = 33 \text{ mm} ; \text{ On prend : } e_2 = 55 \text{ mm}$$

e₁ : Pince longitudinal.

e₂ : Pince transversal.

Détermination des efforts dans les boulons :

$$d_1 = 420 \text{ mm}$$

$$d_2 = 280 \text{ mm}$$

$$d_3 = 210 \text{ mm}$$

$$d_4 = 140 \text{ mm}$$

$$d_5 = 70 \text{ mm}$$

d: Diamètre de la partie non filtrée de la vis.

$$\sum d_i^2 = 0.323 \text{ m}^2$$

$$N_i = \frac{M \times d_i}{\sum d_i^2}$$

$$N_1 = 226.60 \text{ KN}$$

$$N_2 = 151.06 \text{ KN}$$

$$N_3 = 113.30 \text{ KN}$$

$$N_4 = 75.53 \text{ KN}$$

$$N_5 = 37.76 \text{ KN}$$

b) Vérification de la résistance de l'assemblage des boulons a l'ELU :

Vérification au moment résistant :

$$M_r \geq M_{max}$$

$$M_r = \frac{F_p \times \sum d_i^2}{d_1}$$

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

$$F_p = 0.7 \times 1000 \times 245$$

$$F_{p,n} = 171.5 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad \text{Par Boulon.}$$

Soit :

$$F_p = n \times F_{p,n} = 2 \times 171.5 = 343 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad \text{Par rangée.}$$

F_p : La précontrainte de calcul.

$$M_r = \frac{343 \times 0.323}{0.42} = 263.78 \text{ KN.m}$$

$$M_r = 263.78 \text{ KN.m} \geq M_{max} = 174.26 \text{ KN.m}$$

Condition Vérifiée.

Vérification a l'effort tranchant :

$$F_{vsd} = \frac{V_{max}}{n} = \frac{105.813}{12} = 8.81 \text{ KN}$$

$$F_{Rd} = \frac{k_S \times m \times \mu \times F_p}{\gamma_{m2}} = \frac{1 \times 1 \times 0.3 \times 171.5}{1.25} = 41.16 \text{ KN}$$

Avec :

$K_S = 1$: Facteur de forme, trous nominaux.

$\mu = 0.3$: Coefficient de frottement, surface brossée.

$m = 1$: Plan de contact.

$\gamma_{m2} = 1.25$ Coefficient de sécurité partiel

$$F_{Rd} = 41.16 \text{ KN} \geq F_{vsd} = 8.81 \text{ KN}$$

Condition Vérifiée.

Résistance à l'âme du poteau la traction :

$$F_v \leq F_{t,Rd}$$

$$F_v = \frac{M}{h - t_f} = \frac{174.26}{(400 - 13.5) \times 10^{-3}} = 450.86 \text{ KN}$$

$$F_{t,Rd} = t_{wc} \times b_{eff} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 8.6 \times 70 \times \frac{27.5}{1.1} = 1655 \text{ KN}$$

Avec :

$F_{t,Rd}$: Résistance de l'âme du poteau a la traction.

t_w : Épaisseur de l'âme du poteau.

b_{eff} : entraxe des rangées de boulons. (70mm).

$\gamma_{m0} = 1.1$: Coefficient de sécurité partiel

$$F_v = 450.86 \text{ KN} \leq F_{t,Rd} = 1655 \text{ KN}$$

Condition Vérifiée.

Résistance au poinçonnement :

$$B_{p,Rd} \geq N_{max}$$

$$B_{p,Rd} = 0.6 \times \pi \times d_m \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{mb}}$$

Avec :

d_m : Diamètre moyen du boulon calculé entre les cercles.

t : épaisseur des pièces à boulonnés.

$$B_{p,Rd} = 0.6 \times \pi \times 2.37 \times 20 \times \frac{1000 \times 10^{-2}}{1.5} = 595.64 \text{ KN}$$

$$B_{p,Rd} = 595.64 \text{ KN} \geq N_{max} = 179.146 \text{ KN}$$

Condition Vérifiée.

Vérification a la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée :

$$F_v \leq F_{c,Rd}$$

$$F_{c,Rd} = t_{wc} \times b_{eff} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$b_{eff} = t_f + 2t + 5(t_p + r)$$

Avec :

$t_{wc} = 8.6 \text{ mm}$ Épaisseur de l'âme du poteau

$t_f = 13.5 \text{ mm}$ Épaisseur de la traverse

$t = 20 \text{ mm}$ Épaisseur de la platine

$t_p = 13 \text{ mm}$ Épaisseur de la semelle du poteau

$r = 21$

$$b_{eff} = t_f + 2t + 5(t_p + r) = 223.5 \text{ mm}$$

$$F_v = 450.86 \text{ KN} \leq F_{c,Rd} = 480.52 \text{ KN}$$

Condition Vérifiée.

Vérification a la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée :

$$F_v \leq F_{v,Rd}$$

$$F_{v,Rd} = 0.58 \times h \times f_y \times \frac{t_{wc}}{\gamma_{m0}} = 0.58 \times 27 \times 27.5 \times \frac{8}{1.1}$$

$$F_{v,Rd} = 3132 \text{ KN}$$

$$F_v = 450.86 \text{ KN} \leq F_{v,Rd} = 3132 \text{ KN}$$

Condition Vérifiée.

Epaisseur de la platine :

$$e_p = 20 \text{ mm}$$

$$18 \text{ mm} \leq t_{max} \leq 25 \text{ mm}$$

$$a_{min} = 5 \text{ mm}$$

$$a_{max} = 0.7 t = 14 \text{ mm}$$

On prend un cordon de soudure d'épaisseur $a = 8 \text{ mm}$.

Soudure de la platine :

a) Soudure de la semelle :

$$N_d \leq \text{Min}(R_w; R_s)$$

$$N_d = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd} = \frac{174.267}{0.4} + 179.14 = 614.79 \text{ KN}$$

Avec :

h : Hauteur de la cornière.

$$R_s = \frac{0.7 \times f_y \times a\sqrt{2} \times l}{\gamma_{m1}} = \frac{0.7 \times 275 \times 8\sqrt{2} \times 400 \times 10^{-3}}{1.1} = 791.95 \text{ KN}$$

$$R_w = \frac{0.5 \times f_{ub} \times a \times l}{\gamma_{m1}} = \frac{0.5 \times 430 \times 8 \times 400 \times 10^{-3}}{1.1} = 625.45 \text{ KN}$$

Avec :

h : Hauteur de la cornière.

$$N_d = 614.79 \text{ KN} \leq \text{Min}(625.45; 791.95) = 625.45 \text{ KN}$$

Condition Vérifiée.

b) Soudure de l'âme :

$$V_{sd} \leq R_s$$

$$R_s = \frac{0.7 \times f_y \times a\sqrt{2} \times l}{\gamma_{m1}} = \frac{0.7 \times 275 \times 8\sqrt{2} \times 375 \times 10^{-3}}{1.1} = 742.46 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 105.813 \text{ KN} \leq R_s = 742.46 \text{ KN}$$

Condition Vérifiée.

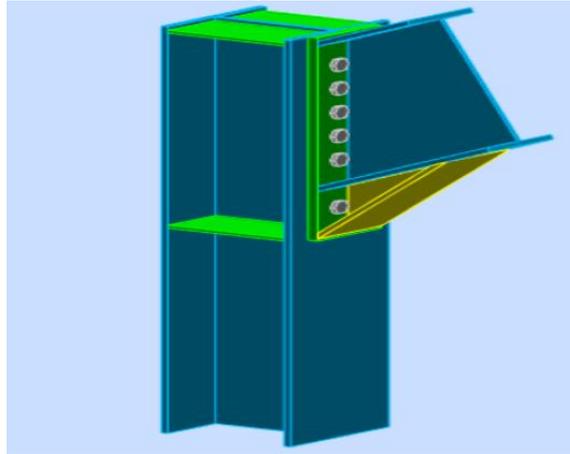


Figure 38: Vue de l'assemblage Poteau – Traverse

3.3 Assemblage Poteau– Poutre sablière

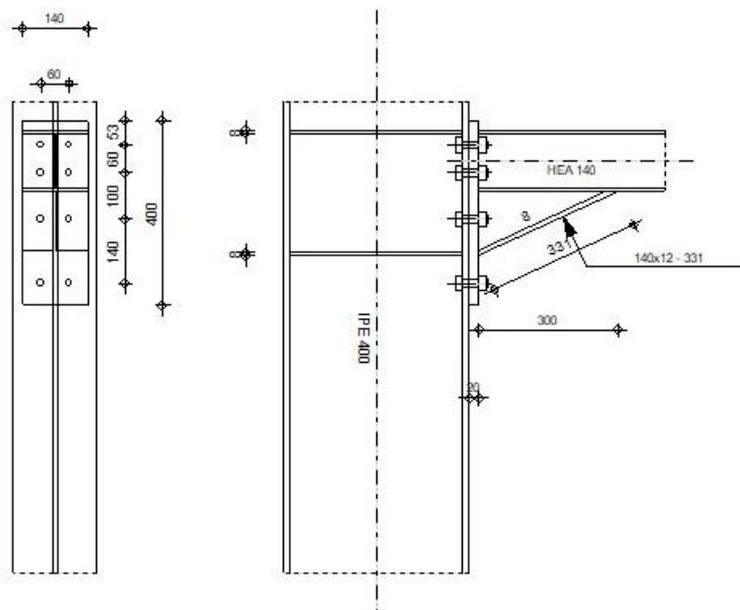


Figure 39: Représentation de l'assemblage Poteau-Poutre sablière

Effort de calcul :

$$M_{max} = 174.26 \text{ KN.m}$$

$$N_{max} = 179.14 \text{ KN}$$

$$V_{max} = 105.81 \text{ KN}$$

a) Dimensionnement des boulons :

Le choix se fait suivant l'épaisseur des pièces assemblées et selon le type de profilés, on choisit des boulons de diamètre M20 de classe 10.9.

Disposition des boulons

Les pièces ne sont pas soumises aux intempéries et ne sont pas situées dans des conditions

favorisant l'oxydation.

Entre axe des boulons :

Boulon M₂₀ : Le diamètre du boulon d=20 mm

Le diamètre du trou : $d_0 = d + 2 \text{ mm} = 20 + 2$

$$d_0 = 22 \text{ mm}$$

Nous avons bien :

$P_1 \geq 2.2 d_0 = 48.4 \text{ mm}$; On prend : $P_1 = 70 \text{ mm}$

$P_2 \geq 3 d_0 = 66 \text{ mm}$; On prend : $P_2 = 75 \text{ mm}$

Avec :

P₁ : Entraxe longitudinal des boulons.

P₂ : Entraxe transversal des boulons.

d₀ : Diamètre du trou.

Pince longitudinal :

$e_1 \geq 1.2 d_0 = 26,4 \text{ mm}$; On prend : $e_1 = 50 \text{ mm}$

Pince transversal :

$e_2 \geq 1.5 d_0 = 33 \text{ mm}$; On prend : $e_2 = 75 \text{ mm}$

e₁ : Pince longitudinal.

e₂ : Pince transversal.

Détermination des efforts dans les boulons :

$$d_1 = 350 \text{ mm}$$

$$d_2 = 225 \text{ mm}$$

$$d_3 = 150 \text{ mm}$$

$$d_4 = 75 \text{ mm}$$

d: Diamètre de la partie non filtrée de la vis.

$$\sum d_i^2 = 0.205 \text{ m}^2$$

$$N_i = \frac{M \times d_i}{\sum d_i^2}$$

$$N_1 = 226.60 \text{ KN}$$

$$N_2 = 151.06 \text{ KN}$$

$$N_3 = 113.30 \text{ KN}$$

$$N_4 = 75.53 \text{ KN}$$

b) Vérification de la résistance de l'assemblage des boulons a l'ELU :

Vérification au moment résistant :

$$M_r \geq M_{max}$$

$$M_r = \frac{F_p \times \sum d_i^2}{d_1}$$

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

$$F_p = 0.7 \times 1000 \times 245$$

$$F_{p,n} = 171.5 \text{ KN (Par Boulon).}$$

Soit :

$$F_p = n \times F_{p,n} = 2 \times 171.5 = 343 \text{ KN (Par rangée).}$$

F_p : La précontrainte de calcul.

$$M_r = \frac{343 \times 0.323}{0.42} = 263.78 \text{ KN.m}$$

$$M_r = 263.78 \text{ KN.m} \geq M_{max} = 174.26 \text{ KN.m}$$

Condition Vérifiée.

Vérification à l'effort tranchant :

$$F_{vsd} = \frac{V_{max}}{n} = \frac{179.14}{12} = 8.81 \text{ KN}$$

$$F_{Rd} = \frac{k_s \times m \times \mu \times F_p}{\gamma_{m2}} = \frac{1 \times 1 \times 0.3 \times 171.5}{1.25} = 41.16 \text{ KN}$$

Avec :

$K_s = 1$: Facteur de forme, trous nominaux.

$\mu = 0.3$: Coefficient de frottement, surface brossée.

$m = 1$: Plan de contact.

$\gamma_{m2} = 1.25$ Coefficient de sécurité partiel

$$F_{Rd} = 41.16 \text{ KN} \geq F_{vsd} = 8.81 \text{ KN}$$

Condition Vérifiée.

Résistance à l'âme du poteau la traction :

$$F_v \leq F_{t,Rd}$$

$$F_v = \frac{M}{h - t_f} = \frac{174.26}{(400 - 13.5) \times 10^{-3}} = 450.86 \text{ KN}$$

$$F_{t,Rd} = t_{wc} \times b_{eff} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 8.6 \times 70 \times \frac{27.5}{1.1} = 1655 \text{ KN}$$

Avec :

$F_{t,Rd}$: Résistance de l'âme du poteau à la traction.

t_w : Épaisseur de l'âme du poteau.

b_{eff} : entraxe des rangées de boulons (70mm).

$\gamma_{m0} = 1.1$: Coefficient de sécurité partiel

$$F_v = 450.86 \text{ KN} \leq F_{t,Rd} = 1655 \text{ KN}$$

Condition Vérifiée.

Résistance au poinçonnement :

$$B_{p,Rd} \geq N_{max}$$

$$B_{p,Rd} = 0.6 \times \pi \times d_m \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{mb}}$$

Avec :

d_m : Diamètre moyen du boulon calculé entre les cercles.

t : épaisseur des pièces à boulonnés.

$$B_{p,Rd} = 0.6 \times \pi \times 2.37 \times 20 \times \frac{1000 \times 10^{-2}}{1.5} = 595.64 \text{ KN}$$

$$B_{p,Rd} = 595.64 \text{ KN} \geq N_{max} = 179.146 \text{ KN}$$

Condition Vérifiée.

Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée :

$$F_v \leq F_{c,Rd}$$

$$F_{c,Rd} = t_{wc} \times b_{eff} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$b_{eff} = t_f + 2t + 5(t_p + r)$$

Avec :

$t_{wc} = 8.6 \text{ mm}$ Épaisseur de l'âme du poteau

$t_f = 13.5 \text{ mm}$ Épaisseur de la traverse

$t = 20 \text{ mm}$ Épaisseur de la platine

$t_p = 13 \text{ mm}$ Épaisseur de la semelle du poteau

$$r = 21$$

$$b_{eff} = t_f + 2t + 5(t_p + r) = 223.5 \text{ mm}$$

$$F_v = 450.86 \text{ KN} \leq F_{c,Rd} = 480.52 \text{ KN}$$

Condition Vérifiée.

Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée :

$$F_v \leq F_{v,Rd}$$

$$F_{v,Rd} = 0.58 \times h \times f_y \times \frac{t_{wc}}{\gamma_{m0}} = 0.58 \times 27 \times 27.5 \times \frac{8}{1.1}$$

$$F_{v,Rd} = 3132 \text{ KN}$$

$$F_v = 450.86 \text{ KN} \leq F_{v,Rd} = 3132 \text{ KN}$$

Condition Vérifiée.

Epaisseur de la platine :

$$e_p = 20 \text{ mm}$$

$$18 \text{ mm} \leq t_{max} \leq 25 \text{ mm}$$

$$a_{min} = 5 \text{ mm}$$

$$a_{max} = 0.7 t = 14 \text{ mm}$$

On prend un cordon de soudure d'épaisseur $a = 8 \text{ mm}$.

Soudure de la platine :

c) Soudure de la semelle :

$$N_d \leq \text{Min}(R_w; R_s)$$

$$N_d = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd} = \frac{174.267}{0.4} + 179.14 = 614.79 \text{ KN}$$

Avec :

h: Hauteur de la cornière

$$R_s = \frac{0.7 \times f_y \times a\sqrt{2} \times l}{\gamma_{m1}} = \frac{0.7 \times 275 \times 8\sqrt{2} \times 400 \times 10^{-3}}{1.1} = 791.95 \text{ KN}$$

$$R_w = \frac{0.5 \times f_{ub} \times a \times l}{\gamma_{m1}} = \frac{0.5 \times 430 \times 8 \times 400 \times 10^{-3}}{1.1} = 625.45 \text{ KN}$$

Avec :

h: Hauteur de la cornière.

$$N_d = 614.79 \text{ KN} \leq \text{Min}(625.45; 791.95) = 625.45 \text{ KN}$$

Condition Vérifiée.

d) Soudure de l'âme :

$$V_{sd} \leq R_s$$

$$R_s = \frac{0.7 \times f_y \times a\sqrt{2} \times l}{\gamma_{m1}} = \frac{0.7 \times 275 \times 8\sqrt{2} \times 375 \times 10^{-3}}{1.1} = 742.46 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 105.813 \text{ KN} \leq R_s = 742.46 \text{ KN}$$

Condition Vérifiée.

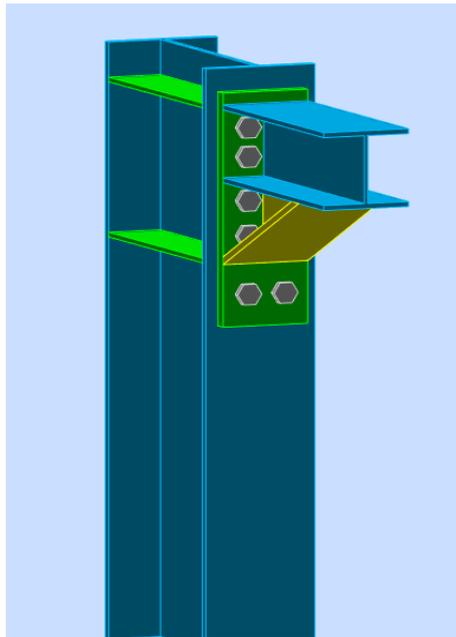


Figure 40: Vue de l'assemblage Poteau – Poutre sablière

3.4 Assemblage du Palée de stabilités :

L'assemblage se fait par la détermination de l'élément le plus sollicité avec un effort de traction :

$$N_{t,sd} = 62.109 \text{ KN}$$

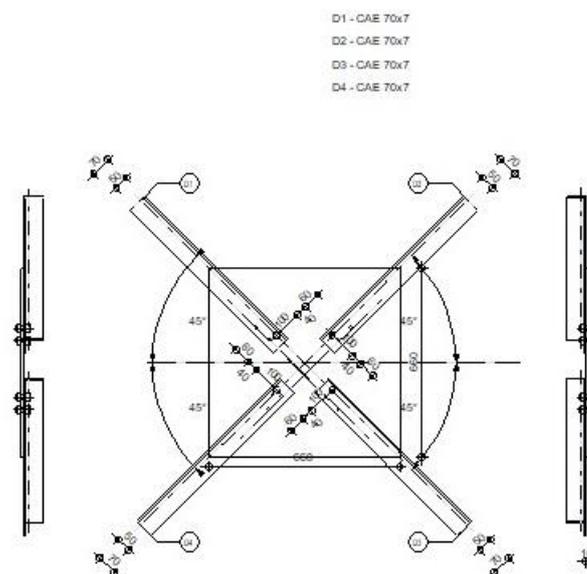


Figure 41: Représentation Assemblage des diagonales sur gousset pignon

Pour ce type d'assemblage, On choisit des boulons M₁₄ de diamètre \varnothing_{14} de classe 6.8 et on dispose 2 boulons dans chaque rangée.

Distribution de l'effort normale sur les boulons :

$$F_{v,Sd} = \frac{V_{sd}}{n \times p}$$

$$F_{v,Sd} = \frac{2.62}{4 \times 2} = 0.43 \text{ KN}$$

Vérification des boulons :

$$F_{v,sd} \leq F_{v,Rd}$$

$$F_{v,Rd} = 0.6 \times A_s \times \frac{f_{ub}}{\gamma_{mb}}$$

$$F_{v,Rd} = 0.6 \times 1.15 \times \frac{60}{1.25} = 33.12 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 0.43 \text{ KN} \leq F_{v,Rd} = 33.12 \text{ KN}$$

Condition Vérifiée.

Disposition géométrique :

$$P_1 \geq 2.2 \times 15 = 33 \text{ mm} \quad \text{On prend } P_1 = 50 \text{ mm}$$

$$e_1 \geq 2.2 \times 15 = 33 \text{ mm} \quad \text{On prend } e_1 = 50 \text{ mm}$$

$$e_2 \geq 2.2 \times 15 = 33 \text{ mm} \quad \text{On prend } e_2 = 45 \text{ mm}$$

Vérification à la pression diamétrale :

$$F_{v,Rd} = 2.5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{mb}}$$

$$\alpha = \min \left[\frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right] = \min[1.1; 0.86; 2.27; 1] = 0.86$$

$$F_{v,Rd} = 2.5 \times 0.86 \times 1.4 \times 1 \times \frac{60}{1.25} = 144.48 \text{ KN}$$

d : Diamètre du boulon.

$$F_{v,Rd} = 144.48 \text{ KN} \geq F_{v,sd} = 0.43 \text{ KN}$$

Condition Vérifiée.

Vérification de la rupture de la section nette :

$$N_{u,Rd} = 0.9 \times A_{net} \times \frac{f_u}{\gamma_{mb}} \geq F_{v,Sd}$$

$$A_{net} = 2(A_1 + \xi \times A_2)$$

$$A_1 = (l - d_0) \times e = (70 - 15) \times 9 = 495 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = A_{tot} - (d_0 \times e) - A_1 = 1188 - (15 \times 9) - 495 = 558 \text{ mm}^2$$

$$\xi = \frac{3 \times A_1}{3 \times (A_1 + A_2)} = \frac{3 \times 495}{3 \times (495 + 558)} = 0.47$$

$$A_{net} = 2(495 + 0.47 \times 558) = 1514.52 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0.9 \times 1514.52 \times \frac{600}{1.25} = 654.27 \text{ KN}$$

$$N_{u,Rd} = 654.27 \text{ KN} \geq N = 179.146 \text{ KN}$$

Condition Vérifiée.

Vérification de l'Assemblage trop long :

$$l = (n - 1) \times P_1 = (3 - 1) \times 50 = 100 \text{ mm}$$

$$l = 100 \text{ mm} \leq (15 \times d) = 15 \times 14 = 210 \text{ mm}$$

Notre assemblage n'est pas long.

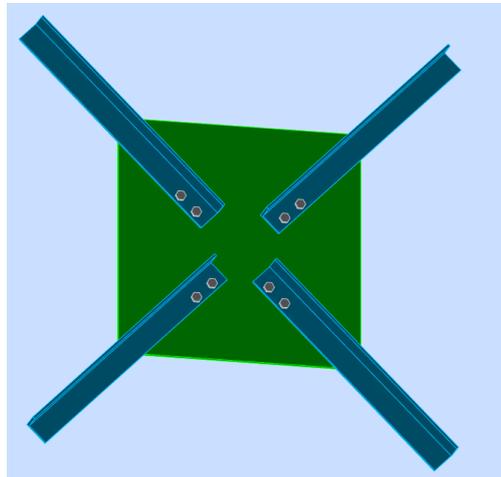


Figure 42: Assemblage des diagonales intermédiaires.

3.5 Assemblage de la Poutre au vent L70 x 7 :

L'assemblage se fait par la détermination de l'élément le plus sollicité avec un effort de traction :

$$N_{t,sd} = 81.096 \text{ KN}$$

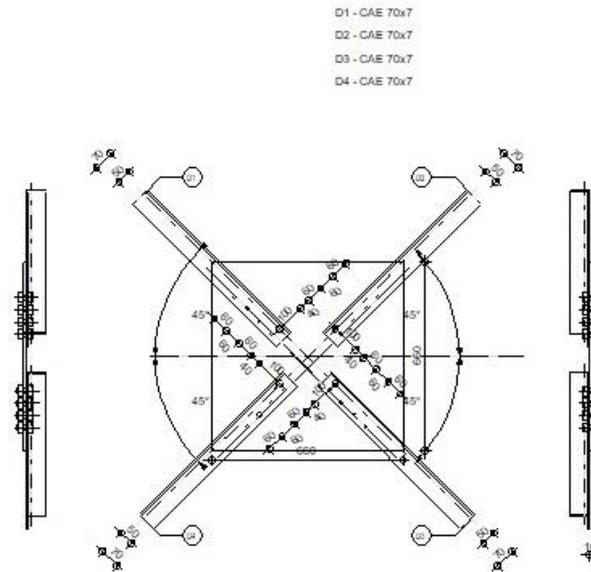


Figure 43: Représentation Assemblage des diagonales

Pour ce type d'assemblage, On choisit des boulons M₁₆ de diamètre \varnothing_{16} de classe 6.8 et on dispose 4 boulons dans chaque rangée.

Distribution de l'effort normale sur les boulons :

$$F_{v,Sd} = \frac{V_{sd}}{n \times p}$$

$$F_{v,Sd} = \frac{1.061}{4 \times 1} = 0.35 \text{ KN}$$

Vérification des boulons :

$$F_{v,sd} \leq F_{v,Rd}$$

$$F_{v,Rd} = 0.6 \times A_s \times \frac{f_{ub}}{\gamma_{mb}}$$

$$F_{v,Rd} = 0.6 \times 0.843 \times \frac{60}{1.25} = 20.16 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 0.43 \text{ KN} \leq F_{v,Rd} = 20.16 \text{ KN}$$

Condition Vérifiée.

Disposition géométrique

$$P_1 \geq 2.2 \times 13 = 28.6 \text{ mm}$$

On prend $P_1 = 60 \text{ mm}$

$$e_1 \geq 1.2 \times 13 = 15.6 \text{ mm}$$

On prend $e_1 = 50 \text{ mm}$

$$e_2 \geq 1.5 \times 13 = 19.5 \text{ mm}$$

On prend $e_2 = 25 \text{ mm}$

Avec :

$$d_0 = 13 \text{ mm}$$

Vérification à la pression diamétrale :

$$F_{v,Rd} = 2.5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{mb}}$$

$$\alpha = \min \left[\frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right] = \min[1.28; 1.29; 1.66; 1] = 1$$

$$F_{v,Rd} = 2.5 \times 1 \times 1.2 \times 1 \times \frac{60}{1.25} = 144. KN$$

d : Diamètre du boulon.

$$F_{v,Rd} = 144 KN \geq F_{v,sd} = 0.43 KN$$

Condition Vérifiée.

Vérification de la rupture de la section nette :

$$N_{u,Rd} = 0.9 \times A_{net} \times \frac{f_u}{\gamma_{mb}} \geq F_{v,Sd}$$

$$A_{net} = 2(A_1 + \xi \times A_2)$$

$$A_1 = (l - d_0) \times e = (50 - 13) \times 4 = 148 mm^2$$

$$A_2 = A_{tot} - (d_0 \times e) - A_1 = 480 - (13 \times 4) - 148 = 280 mm^2$$

$$\xi = \frac{3 \times A_1}{3 \times (A_1 + A_2)} = \frac{3 \times 148}{3 \times (148 + 280)} = 0.35$$

$$A_{net} = 2(148 + 0.35 \times 280) = 492 mm^2$$

$$N_{u,Rd} = 0.9 \times 492 \times \frac{600}{1.25} = 212.54 KN$$

$$N_{u,Rd} = 212.54 KN \geq N = 81.096 KN$$

Condition Vérifiée.

Vérification de l'Assemblage trop long :

$$l = (n - 1) \times P_1 = (3 - 1) \times 60 = 120 mm$$

$$l = 120 mm \leq (15 \times d) = 15 \times 12 = 180 mm$$

Notre assemblage n'est pas long.

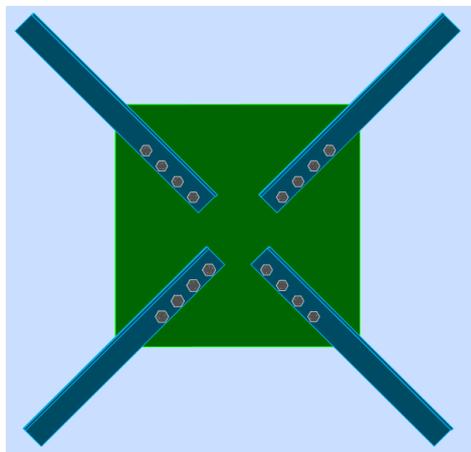


Figure 44: Assemblage des diagonales de la poutre au vent

4. Les pieds de poteaux

Cette partie, traite les liaisons en pieds de poteaux, qui sont encastés. Ces liaisons impliquent donc la transmission d'un effort vertical de compression ou de soulèvement suivant les combinaisons de cas de charges considérées, un moment fléchissant et un effort horizontal.

4.2 Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant sur la liaison « Pieds de poteau » les plus défavorables calculés par le logiciel SAP sont :

$$\begin{aligned}V_{sd} &= 52,827 \text{ KN} \\N_{sd} &= 178,232 \text{ KN} \\M_{sd} &= 123,9815 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

4.3 Dimensionnement de la plaque d'assise

C'est un plat en acier rectangulaire soudé à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le contour de la section du profilé constituant le poteau.

4.3.1 Cordons de soudure

Semelle IPE 400 :

$$a_s = 0,7 \times t_f = 0,7 \times 13,5 = 9,45$$

On prend $a_s = 12 \text{ mm}$

Ame IPE 400 :

$$a_a = 0,7 \times t_w = 0,7 \times 8,6 = 6,02$$

On prend $a_a = 8 \text{ mm}$

4.3.2 Surface de la platine

$$a \geq h + 2a_s \quad a \geq 400 + 2 \times 12 = 424$$

On prend $a = 500 \text{ mm}$

$$b \geq b + 2a_a \quad b \geq 180 + 2 \times 8 = 196$$

On prend $b = 200 \text{ mm}$

4.3.3 Epaisseur de la platine

$$\sigma \cdot b \frac{U^2}{2} t \geq f_y \frac{b \cdot t^2}{6} \quad t \geq U \sqrt{\frac{3\sigma}{\sigma_e}}$$

Avec :

$$U = 70 \text{ mm}$$

$$\sigma = \frac{N}{a \times b} = \frac{178,232}{500 \times 200} = 1,78 \times 10^{-3} \text{ KN/mm}^2$$

$$t \geq 70 \sqrt{\frac{3 \times 0,00178}{24}} \quad t \geq 1,04 \text{ mm}$$

L'épaisseur est faible et pour des raisons pratiques on opte pour une épaisseur : $t = 20 \text{ mm}$

4.4 Vérification de la contrainte de compression sur la semelle

$$\sigma < \sigma_b$$

$$\sigma = \frac{N}{a \times b} = \frac{178232}{500 \times 200} = 1,78 \text{ MPA} < \sigma = 14,17 \text{ MPA} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

On doit vérifier aussi que :

$$\sigma \cdot b \frac{U^2}{2} \leq M_e$$

Avec :

M_e : Moment résistant élastique de la platine.

$$M_e = \sigma e \frac{I}{V} \quad \text{et} \quad \frac{I}{V} = \frac{b \cdot t^2}{6}$$

$$\sigma \cdot b \frac{U^2}{2} = 1,78 \times 200 \times \frac{70^2}{2} = 782200 \text{ MPA}$$

$$M_e = \sigma e \frac{I}{V} = 24 \times \frac{200 \times 20^2}{6} = 320000 \text{ MPA}$$

$$\sigma \cdot b \frac{U^2}{2} = 782200 \text{ MPA} \leq M_e = 320000 \text{ MPA} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

4.5 Dimension de la tige d'ancrage

Les tiges d'ancrages sont dimensionnées à la traction simple, sous un effort de traction (N_t) :

$$\frac{N_t}{2} \leq \frac{\pi \times \emptyset^2}{4} f_y$$

Avec :

N_t : Effort sollicitant de traction

$$N_t = 178,232 \text{ KN}$$

$$\emptyset \geq \sqrt{\frac{2N_t}{\pi f_y}} \quad \emptyset \geq \sqrt{\frac{2 \times 178,232}{3,14 \times 23,5}} \quad \emptyset \geq 2,03 \text{ cm}$$

$$\emptyset \geq 20,3 \text{ mm}$$

Donc on choisit Ø24

4.6 Vérification de la tige d'ancrage

$$N_a = 0,1 \cdot \left(1 + \frac{7g_c}{1000}\right) \times \frac{\theta}{\left(1 + \frac{\theta}{d_1}\right)^2} (l_1 + 6,4r + 3,5l_2) \geq \frac{N}{6}$$

Avec :

$$g_c = 350 \text{ Kg/m}^3 \text{ (Dosage du béton)}$$

$$r = 3\theta = 72 \text{ mm}$$

$$l_1 = 20\theta = 480 \text{ mm}$$

$$l_2 = 2\theta = 48 \text{ mm}$$

d_1 : La distance la plus petite de l'axe de la tige à une paroi du massif en béton.

$$d_1 = 50 \text{ mm}$$

$$N_a = 0,1 \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000} \right) \times \frac{24}{\left(1 + \frac{24}{50} \right)^2} (480 + 6,4 \times 72 + 3,5 \times 48) = 41,91 \text{ KN}$$

$$\frac{N}{6} = \frac{178,232}{6} = 29,71 \text{ KN}$$

$$N_a = 41,91 \text{ KN} \geq \frac{N}{6} = 29,71 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

On adopte $\emptyset = 24 \text{ mm}$

4.7 Condition d'équilibre du BAEL

$$\frac{N}{4} \leq FA = \pi \cdot T_{SU} \cdot \emptyset \cdot l_1$$

Avec :

$$l_1 = 20\emptyset = 20 \times 24 = 480 \text{ mm}$$

$$T_{SU} = 0,6\varphi S^2 \cdot f_{tj} = 0,6 \times 1 \times 2,1 = 1,26$$

$$\varphi S = 1 (\text{Rond lisse})$$

$$f_{tj} = 0,06f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ MPA}$$

$$FA = 3,14 \times 1,26 \times 24 \times 480 = 455,77 \text{ KN}$$

$$\frac{N}{4} = \frac{178,232}{4} = 44,558 \text{ KN}$$

$$\frac{N}{4} = 44,558 \text{ KN} \leq FA = 455,77 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

Chapitre VII

Etude de l'effet diaphragme

1. Introduction

Un questionnement a été posé par rapport à l'effet du diaphragme dans la distribution des sollicitations et l'état de résistance des éléments métalliques de la structure. La couverture reliée à la toiture peut, par sa rigidité plane, créer un diaphragme à ce niveau. En théorie, le système rigidifie la partie supérieure de la structure. Alors il est intéressant de quantifier la différence dans le comportement et dans quel sens se fasse cette différence.

Pour cela, deux états ont été pris en considération qui ont celui :

- Système de diaphragme global sur la toiture
- Système d'un ensemble de diaphragmes indépendants pour chaque versant de la toiture.

Il a été pris en considération pour cette étude, concernant ces deux configurations, la combinaison aux états limites ultimes en considérant l'effet du vent et celui du séisme par la combinaison sismique selon le règlement Algérien RPA99, version 2003.

Les résultats des deux études des deux configurations sont présentés et commentés dans ce qui suit. Une synthèse sera présentée en fin de l'étude.

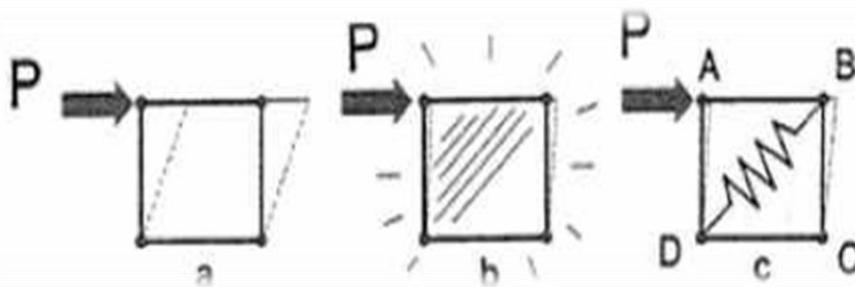


Figure 45: Effet diaphragme d'un cadre raidi par une feuille de papier collée sur ses bords

2. L'effet diaphragme pour une structure métallique de type hangar industrielle

Si l'on considère maintenant une structure métallique de type hangar industrielle couverte et bardée, on peut imaginer que chacune des parois planes de son enveloppe constitue un diaphragme élémentaire, ou un ensemble de diaphragmes élémentaires juxtaposés. Le rôle de la feuille de papier est joué par les panneaux métalliques. On comprend évidemment qu'un effet diaphragme appréciable sera obtenu dans le cas des panneaux vissés directement à la sous-structure et vissés entre eux.

La Figure 46 montre un bâtiment rectangulaire à trois travées. Les diaphragmes élémentaires y existants sont indiqués et numérotés sur son enveloppe. Chacun de ces diaphragmes possède une rigidité dans son plan, et est susceptible de résister à des efforts extérieurs, suivant son orientation.

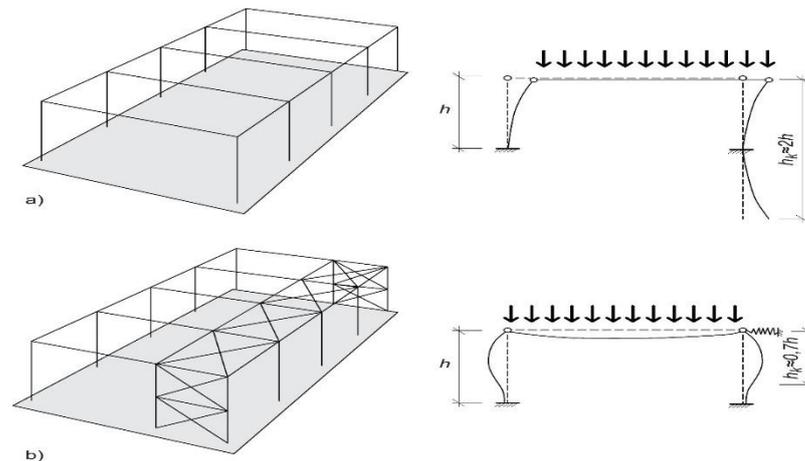


Figure 46: Diaphragmes élémentaires d'un bâtiment

2.1 Effet de diaphragme du bardage

Ainsi par exemple, si le vent agit sur le pignon avant du bâtiment de la Figure 3, ce qui est schématisé par les deux forces appliquées aux points A, les deux long pans ABCD lui opposent leur rigidité. On peut à nouveau modéliser cela en considérant que les parois ABCD sont des cadres raidis par un ressort diagonal DB.

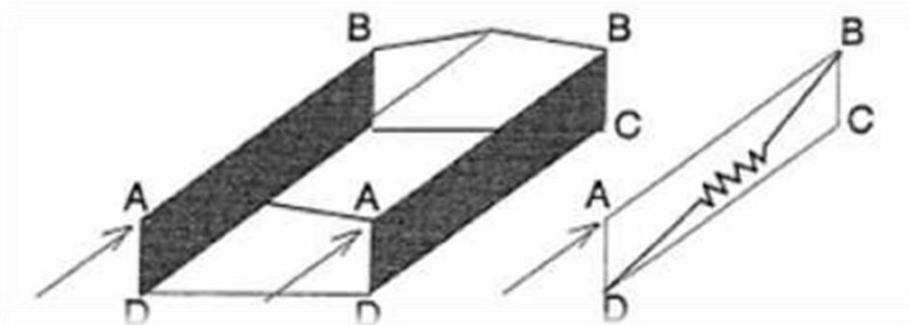


Figure 47: Effet diaphragme lorsque le vent agit sur un pignon d'un bâtiment bardé

On voit ici que moyennant un calcul approprié, les contreventements normalement situés dans les long-pans du bâtiment pourraient être supprimés, les panneaux remplissant cette fonction par leur effet diaphragme.

2.2 Effet de diaphragme de la toiture « plate »

On considère maintenant le bâtiment à toiture plate de la Figure 4, soumis à l'action du vent sur son long-pan gauche. On suppose par simplification que les pignons sont indéformables. Sous l'effet de la force P, la ferme BC, de même que la ferme EF, se déplacerait, si elle était seule, d'une quantité Δ . Cependant, les côtés AD et GH étant fixes, par hypothèse, les diaphragmes ABCD et EFGH s'opposent dans une certaine mesure, à ces déplacements. Il en résulte que les fermes se déplacent d'une quantité δ bien inférieure à Δ .

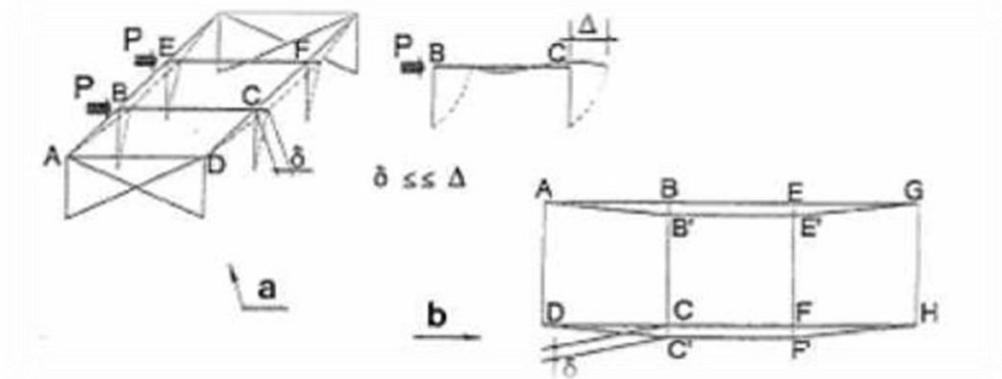


Figure 48: Effet diaphragme dans une toiture plate

Dans ce dernier exemple tout se passe comme si la toiture AGHD agissait comme une grande poutre au vent (Figure 4.b), appuyée à ses extrémités AD et GH. Cette poutre au vent accuse une déformée que l'on peut assimiler à une parabole, et la valeur maximale du déplacement δ au milieu de la parabole, tend vers la quantité Δ si la longueur du bâtiment augmente.

2.3 Effet de diaphragme de la toiture « Brisée »

Le cas du bâtiment à toiture brisée Figure VII.5 n'est pas très différent, les deux versants de la toiture jouant chacun le rôle de poutre au vent. Les forces P n'étant pas situées dans le plan des versants de la toiture, l'effet diaphragme de ceux-ci est cependant moindre que dans la toiture plate.

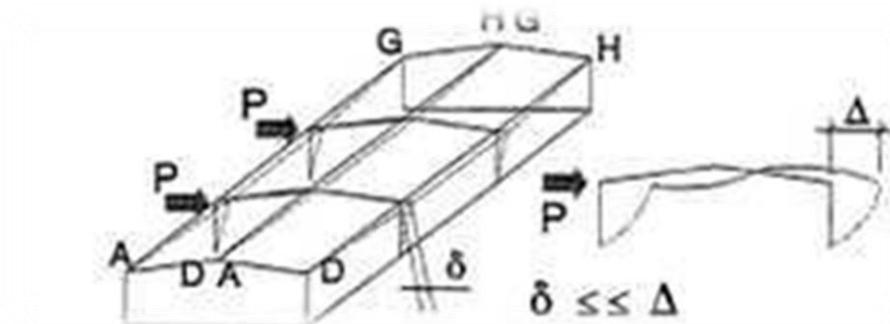


Figure 49: Effet diaphragme dans une toiture à deux versants

Les déplacements sont donc un peu plus importants que dans le bâtiment à toiture plate. Si la pente de la toiture augmente, l'effet diaphragme qu'elle oppose aux actions du vent sur le long-pan diminue toujours, jusqu'à devenir négligeable.

Cette influence de la pente de la toiture est inversée si l'on considère les déplacements sous l'effet de la neige ou des charges gravitaires en général. Puisque l'effet diaphragme n'intervient que pour les charges qui sont dans le plan des diaphragmes, les versants de la toiture réduiront d'autant plus les déformations du bâtiment sous les charges verticales, que leur pente est importante

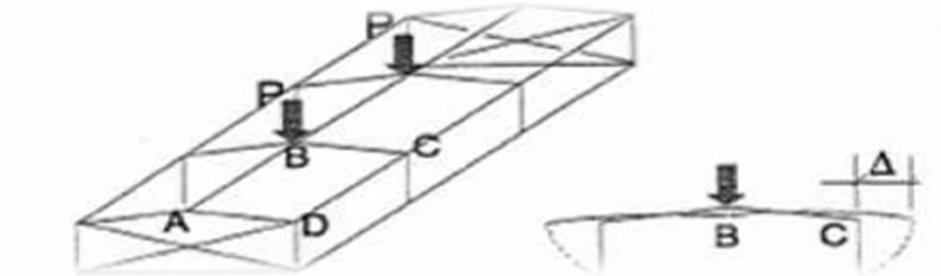


Figure 50: Effet diaphragme de la toiture pour les charges verticales

En effet, dans le bâtiment de la Figure VII.6 soumis aux charges P simulant la neige, le coin C de la ferme subirait un déplacement Δ si cette ferme résistait seule à sa charge P . Le côté AD du diaphragme $ABCD$ étant fixe (hypothèse du pignon fixe). L'effet diaphragme s'oppose à l'allongement de la diagonale AC , et réduit ainsi le déplacement du point C . cet effet est évidemment inexistant pour un bâtiment à toiture plate.

Il faut donc absolument retenir qu'un diaphragme développe son effet pour les efforts qui agissent dans son plan, ou pour les composantes de ces efforts qui sont dans son plan, pas pour les composantes perpendiculaires à ce plan.

3 Etude de l'effet du diaphragme aux ELU :

Les résultats de la combinaison aux états limites ultimes sont résumés dans les tableaux 1 et 2.

Analyse aux Etats limites Ultimes				
Sollicitations		Structure sans diaphragme	Structure avec diaphragme global	Structure avec diaphragme par versant
Poteau IPE400	$M_{sd,ELU}$ (kN.m)	174,267	110,7943	121,8201
	$N_{sd,ELU}$ (kN)	179,146	163,834	64,001
	$V_{sd,ELU}$ (kN)	105,813	105,024	101,195
	Ratio Résistance	0,82	0,60	0,48
Traverse IPE400	$M_{sd,ELU}$ (kN.m)	10,93	6,153	2,9219
	$N_{sd,ELU}$ (kN)	249,925	387,337	423,627
	$V_{sd,ELU}$ (kN)	54,433	67,194	97,184
	Ratio Résistance	0,52	0,70	0,76
Potelet IPE300	$M_{sd,ELU}$ (kN.m)	99,419	85,2004	85,2748
	$N_{sd,ELU}$ (kN)	20,02	43,272	197,593
	$V_{sd,ELU}$ (kN)	40,2	44,474	44,481
	Ratio Résistance	0,63	0,56	0,72
Panne IPE160	$M_{sd,ELU}$ (kN.m)	1,53135	9,229	9,229
	$N_{sd,ELU}$ (kN)	0	0	0
	$V_{sd,ELU}$ (kN)	5,98	6,153	6,153
	Ratio Résistance	0,25	0,24	0,24

Contreventement Horizontal L70x7	$M_{sd,ELU}$ (kN.m)	1,6075	13,6829	1,0012
	$N_{sd,ELU}$ (kN)	81,096	42,929	5,031
	$V_{sd,ELU}$ (kN)	1,061	12,573	0,765
	Ratio Résistance	0,35	0,32	0,04
Contreventement Vertical L70x7	$M_{sd,ELU}$ (kN.m)	0,9709	31,0667	0,9816
	$N_{sd,ELU}$ (kN)	61,09	62,426	37,141
	$V_{sd,ELU}$ (kN)	2,62	26,951	2,625
	Ratio Résistance	0,26	0,27	0,28
Poutre Sablière HEA140	$M_{sd,ELU}$ (kN.m)	6,8398	6,6875	6,3516
	$N_{sd,ELU}$ (kN)	60,574	0,622	0,003043
	$V_{sd,ELU}$ (kN)	6,9	6,787	6,581
	Ratio Résistance	0,33	0,32	0,31
Déplacement horizontal maximal par rapport au vent (mm)		101,64	14,31	26,23

Tableau 26: Résultats de l'état de résistance des éléments métalliques à l'ELU

Remarque : $V_{pl,rd}$ (IPE400)= 619 kN ; $V_{pl,rd}$ (IPE300)= 372 kN ;
 $V_{pl,rd}$ (IPE400)= 140 kN ; $V_{pl,rd}$ (HEA140)= 147 kN.

		Structure sans diaphragme	Structure avec diaphragme global	Structure avec diaphragme par versant
Poteau IPE 400	Ratio	0,82	0,60	0,48
	Comparaison de SDG par rapport au SSD	$\frac{0,60}{0,82} - 1 = -26,8\%$ Diminution de -26,8%		
	Comparaison de SDV par rapport au SSD	$\frac{0,48}{0,82} - 1 = -41,5\%$ Diminution de -41,5%		
Traverse IPE 400	Ratio	0,52	0,70	0,76
	Comparaison de SDG par rapport au SSD	$\frac{0,70}{0,52} - 1 = 34,6\%$ Augmentation de 34,6%		
	Comparaison de SDV par rapport au SSD	$\frac{0,76}{0,52} - 1 = 46,2\%$ Augmentation de 46,2%		
Potelet IPE 300	Ratio	0,63	0,56	0,72
	Comparaison de SDG par rapport au SSD	$\frac{0,56}{0,63} - 1 = -11,11\%$ Diminution de -11,11%		
	Comparaison de SDV par rapport au SSD	$\frac{0,72}{0,63} - 1 = 14,28\%$ Augmentation de 14,28%		

Panne IPE 160	Ratio	0,25	0,24	0,24
	Comparaison de SDG par rapport au SSD	$\frac{0,24}{0,25} - 1 = -4\%$ Diminution de -4%		
	Comparaison de SDV par rapport au SSD	$\frac{0,24}{0,25} - 1 = -4\%$ Diminution de -4%		
Contreventement Horizontal L70x7	Ratio	0,35	0,32	0,04
	Comparaison de SDG par rapport au SSD	$\frac{0,32}{0,35} - 1 = -8\%$ Diminution de -8%		
	Comparaison de SDV par rapport au SSD	$\frac{0,04}{0,35} - 1 = -88,6\%$ Diminution de -88,6%		
Contreventement Vertical L70x7	Ratio	0,26	0,27	0,28
	Comparaison de SDG par rapport au SSD	$\frac{0,27}{0,26} - 1 = 3\%$ Augmentation de 3%		
	Comparaison de SDV par rapport au SSD	$\frac{0,28}{0,26} - 1 = 7\%$ Augmentation de 3%		
Poutre sablière HEA 140	Ratio	0,33	0,32	0,31
	Comparaison de SDG par rapport au SSD	$\frac{0,32}{0,33} - 1 = -3\%$ Diminution de -3%		
	Comparaison de SDV par rapport au SSD	$\frac{0,31}{0,33} - 1 = -6\%$ Diminution de -6%		
Déplacement horizontal maximal par rapport au vent	Ratio	101,64	14,31	26,23
	Comparaison de SDG par rapport au SSD	$\frac{14,31}{101,64} - 1 = -85,9\%$ Diminution de -85,9%		
	Comparaison de SDV par rapport au SSD	$\frac{26,23}{101,64} - 1 = -74,2\%$ Diminution de -74,2%		

SSD : Structure sans diaphragme

SDG : Structure avec diaphragme global

SDV : Structure avec diaphragme par versant

Tableau 27: Comparaison des résultats des éléments métalliques à l'ELU

- Pour le poteau, on observe une diminution du ratio, en présence de l'effet diaphragme global avec un pourcentage de -26.8%, mais aussi une diminution de -41.5% en présence de l'effet diaphragme seulement sur versant.
- Pour la traverse, on observe une augmentation du ratio, en présence de l'effet diaphragme global avec un pourcentage de +34.6%, mais aussi une augmentation de +42.6% en présence de l'effet diaphragme seulement sur versant.
- Pour le potelet, on observe une diminution du ratio, en présence de l'effet diaphragme global avec un pourcentage de -11.11%, Par contre une augmentation de +14.28% en présence de l'effet diaphragme seulement sur versant.
- Pour la panne ; on observe une légère diminution du ratio, en présence de l'effet diaphragme global pareil sur versant seulement, on obtient le même résultat avec un pourcentage de -4%.
- Pour le contreventement horizontal, on observe une légère diminution du ratio, en présence de l'effet diaphragme global avec un pourcentage de -8%, Par contre en présence de l'effet diaphragme seulement sur versant, on obtient une forte diminution de -88.6%.
- Pour le contreventement vertical, on observe une légère augmentation du ratio, en présence de l'effet diaphragme global pareil sur versant seulement, on obtient le même résultat avec un pourcentage de +3%.
- Pour la poutre sablière, on observe une légère diminution du ratio dans les deux cas ; on obtient en présence de l'effet diaphragme global une diminution minimal avec un pourcentage de -3%, mais aussi une diminution minimale de -6% en présence de l'effet diaphragme seulement sur versant.
- Pour la poutre sablière, on observe une légère diminution du ratio dans les deux cas ; on obtient en présence de l'effet diaphragme global une forte diminution avec un pourcentage de -85.9%, mais aussi une diminution élevée de -74.2% en présence de l'effet diaphragme seulement sur versant.

L'effet diaphragme est directement lié à sa déformation dans le plan sous une charge horizontale. De cette manière, pour pouvoir classer le diaphragme en rigide ou flexible.

On remarque que l'effet des diaphragmes SDG et SDV rigidifient la structure en déplacement par rapport aux charges horizontales, et donc font diminuer les sollicitations pour le poteau, le contreventement horizontal et la poutre sablière, c'est-à-dire tout élément entrant dans l'espace des diaphragmes. Par contre pour la traverse, elles sont amplifiées. Pour les potelets, la configuration SDV fait augmenter les sollicitations du fait que les versants sont dissociés en rigidité plane.

4 Effet du diaphragme aux ELA :

Les résultats de la combinaison aux états limites ultimes sismique sont résumés dans les tableaux 3 et 4.

Analyse aux Etats limites Accidentelles (RPA99)				
Sollicitations		Structure sans diaphragme	Structure avec diaphragme global	Structure avec diaphragme par versant
Poteau IPE400	$M_{sd,ELA}$ (kN.m)	56,2476	73,118	10,3175
	$N_{sd,ELA}$ (kN)	39,746	33,382	14,627
	$V_{sd,ELA}$ (kN)	12,984	1,368	1,965
	Ratio Résistance	0,23	0,27	0,06
Traverse IPE400	$M_{sd,ELA}$ (kN.m)	59,8343	18,2984	17,1697
	$N_{sd,ELA}$ (kN)	48,75	93,45	130,448
	$V_{sd,ELA}$ (kN)	15,451	13,867	31,83
	Ratio Résistance	0,09	0,17	0,24
Potelet IPE300	$M_{sd,ELA}$ (kN.m)	0,915	0,0015	0,008
	$N_{sd,ELA}$ (kN)	14,107	5,627	61,393
	$V_{sd,ELA}$ (kN)	0,096	0,0001784	0,0009089
	Ratio Résistance	0,02	0,01	0,06
Panne IPE160	$M_{sd,ELA}$ (kN.m)	2,346	1,2241	1,2901
	$N_{sd,ELA}$ (kN)	0	0	0
	$V_{sd,ELA}$ (kN)	1,188	1,016	1,013
	Ratio Résistance	0,03	0,02	0,02
Contreventement Horizontal L70x7	$M_{sd,ELA}$ (kN.m)	0,554	0,291	0,314
	$N_{sd,ELA}$ (kN)	18,121	9,707	1,351
	$V_{sd,ELA}$ (kN)	0,447	0,301	0,339
	Ratio Résistance	0,13	0,07	0,01
Contreventement Vertical L70x7	$M_{sd,ELA}$ (kN.m)	0,0081	0,7552	0,0058
	$N_{sd,ELA}$ (kN)	6,754	7,625	0,239
	$V_{sd,ELA}$ (kN)	0,0089	1,496	0,001144
	Ratio Résistance	0,05	0,06	0,002
Poutre Sablière HEA140	$M_{sd,ELA}$ (kN.m)	0,904	0,0253	0,0082
	$N_{sd,ELA}$ (kN)	15,9	0,005445	0,0002632
	$V_{sd,ELA}$ (kN)	0,298	0,005459	0,002479
	Ratio Résistance	0,04	0,001	0,0004
Déplacement horizontal maximal par rapport au séisme (mm)		31,02	3,87	5,24

Tableau 28: Résultats de l'état de résistance des éléments métalliques à l'ELA

		Structure sans diaphragme	Structure avec diaphragme global	Structure avec diaphragme par versant
Poteau IPE 400	Ratio	0,23	0,27	0,06
	Comparaison de SDG par rapport au SSD	$\frac{0,27}{0,23} - 1 = 17,4\%$ Augmentation de 17,4%		
	Comparaison de SDV par rapport au SSD	$\frac{0,06}{0,23} - 1 = -73,9\%$ Diminution de -73,9%		
Traverse IPE 400	Ratio	0,09	0,17	0,24
	Comparaison de SDG par rapport au SSD	$\frac{0,17}{0,09} - 1 = 88,9\%$ Augmentation de 88,9%		
	Comparaison de SDV par rapport au SSD	$\frac{0,24}{0,09} - 1 = 166,7\%$ Augmentation supérieure à 100%		
Potelet IPE 300	Ratio	0,02	0,01	0,06
	Comparaison de SDG par rapport au SSD	<u>Ratio de résistance trop faible pour une comparaison</u>		
	Comparaison de SDV par rapport au SSD	<u>Ratio de résistance trop faible pour une comparaison</u>		
Panne IPE 160	Ratio	0,03	0,02	0,02
	Comparaison de SDG par rapport au SSD	<u>Ratio de résistance trop faible pour une comparaison</u>		
	Comparaison de SDV par rapport au SSD	<u>Ratio de résistance trop faible pour une comparaison</u>		
Contreventement Horizontal L70x7	Ratio	0,13	0,07	0,01
	Comparaison de SDG par rapport au SSD	$\frac{0,07}{0,13} - 1 = -46,2\%$ Diminution de -46,2%		
	Comparaison de SDV par rapport au SSD	$\frac{0,01}{0,13} - 1 = -92,3\%$ Diminution de -92,3%		
Contreventement Vertical L70x7	Ratio	0,05	0,06	0,002
	Comparaison de SDG par rapport au SSD	<u>Ratio de résistance trop faible pour une comparaison</u>		
	Comparaison de SDV par rapport au SSD	<u>Ratio de résistance trop faible pour une comparaison</u>		
Poutre sablière	Ratio	0,04	0,001	0,0004
	Comparaison de SDG par rapport au SSD	<u>Ratio de résistance trop faible pour une comparaison</u>		

HEA 140	Comparaison de SDV par rapport au SSD	<u>Ratio de résistance trop faible pour une comparaison</u>		
Déplacement horizontal maximal par rapport au séisme	Ratio	31,02	3,87	5,24
	Comparaison de SDG par rapport au SSD	$\frac{3,87}{31,02} - 1 = -87,7\%$ Diminution de -87,7%		
	Comparaison de SDV par rapport au SSD	$\frac{5,24}{31,02} - 1 = -83,1\%$ Diminution de -83,1%		

Tableau 29: Comparaison des résultats des éléments métalliques à l'ELA

Les résultats sont analysés en s'appuyant sur les tableaux précédents qui consistent à comparer les deux configurations (Diaphragme global **SDG** et Diaphragme par versant **SDV**) avec celle de la structure sans diaphragme.

- Pour le poteau, on observe une augmentation du ratio, en présence de l'effet diaphragme global avec un pourcentage de +17.4%, mais aussi une forte diminution de -73.9% en présence de l'effet diaphragme seulement sur versant.
- Pour la traverse, on observe une forte augmentation du ratio, en présence de l'effet diaphragme global avec un pourcentage de +88.9%, mais aussi une augmentation importante de +100% en présence de l'effet diaphragme seulement sur versant.
- Pour le potelet, on observe une diminution du ratio, en présence de l'effet diaphragme global avec un pourcentage de -50%, Par contre une augmentation importante de +200% en présence de l'effet diaphragme seulement sur versant.
- Pour la panne ; on observe une diminution du ratio, en présence de l'effet diaphragme global pareil sur versant seulement, on obtient le même résultat avec un pourcentage de -33.3%.
- Pour le contreventement horizontal, on observe une diminution du ratio, en présence de l'effet diaphragme global avec un pourcentage de -46.2%, Par contre en présence de l'effet diaphragme seulement sur versant, on obtient une forte diminution de -92.3%.
- Pour le contreventement vertical, on observe une augmentation du ratio, en présence de l'effet diaphragme global avec un pourcentage de +20%, Par contre en présence de l'effet diaphragme seulement sur versant, on obtient une forte diminution de -96%.

- Pour la poutre sablière, on observe une importante diminution du ratio dans les deux cas ; on obtient en présence de l'effet diaphragme global une forte diminution avec un pourcentage de -97.5%, mais aussi une diminution importante de -99% en présence de l'effet diaphragme seulement sur versant.
- Pour la poutre sablière, on observe une légère diminution du ratio dans les deux cas ; on obtient en présence de l'effet diaphragme global une forte diminution avec un pourcentage de -87.7%, mais aussi une diminution importante de -83.1% en présence de l'effet diaphragme seulement sur versant.

L'effet diaphragme est directement lié à sa déformation dans le plan sous une charge horizontale. De cette manière, pour pouvoir classer le diaphragme en rigide ou flexible.

On remarque que l'effet des diaphragmes SDG et SDV rigidifient la structure en déplacement par rapport aux charges horizontales, et donc font diminuer les sollicitations pour le poteau, le contreventement horizontal et la poutre sablière, c'est-à-dire tout élément entrant dans l'espace des diaphragmes. Par contre pour la traverse, elles sont amplifiées. Pour les potelets, la configuration SDV fait augmenter les sollicitations du fait que les versants sont dissociés en rigidité plane.

Donc l'effet du diaphragme, supposé global sur la toiture ou par versant, a des effets variables et non négligeables sur les éléments de la structure métallique en diminuant les sollicitations pour la majorité des éléments en hauteur et en augmentant pour les autres et ceci en ELU ou en ELA.

5. Conclusion

On peut constater que l'effet du diaphragme a un effet qui n'est pas négligeable mais peut amplifier ou diminuer les sollicitations à l'intérieur de la structure métallique de manière consistante. Donc il est judicieux pour un ingénieur, s'il juge que la couverture adoptée a une rigidité membranaire non négligeable de tenir compte de l'effet du diaphragme dans sa modélisation.

En analysant la vie d'un ouvrage et les différents états auxquels il subit, il est plus judicieux de considérer les 3 configurations possibles du comportement de la toiture par rapport à la structure.

Conclusion

Générale

Ce projet de fin d'étude nous a permis d'appliquer et d'approfondir toute nos connaissances acquises le long de notre formation de master en génie civil et de familiariser avec les différents règlements de conception et de calcul dans ce domaine.

Notre projet a consisté en l'étude d'un hangar de stockage de forme irrégulière en charpente métallique, nous l'avons dimensionné en introduisant les différentes charges et surcharges agissant sur la structure.

Ainsi, nous avons procédé aux calculs des différentes parties du projet aux états limites ultimes et accidentelles par la modélisation des différents éléments structuraux et secondaires à l'aide du logiciel « SAP 2000 » sous l'action des différentes charges et surcharges et en introduisant l'effet sismique et celui du vent.

Cette expérience nous a permis de mieux comprendre le domaine de la construction en charpente métallique et d'assimiler des différentes techniques de calcul et d'utilisation de logiciel, ainsi que la connaissance de la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans ce domaine ; tout ceci avec l'aide de l'équipe des professeurs de la charpente métallique du département de génie civil.

Ce projet de fin d'étude nous a permis de mettre à profit les connaissances apportées dans le cadre de la formation de Master Génie Civil et de mieux les intégrer dans un projet complet.

Grâce à ce projet de fin d'étude, nous avons appris à utiliser mais aussi à intégrer les connaissances prodiguées lors de notre formation. Il nous a permis de prédimensionner, calculer et vérifier des éléments d'une construction métallique tout en tenant en compte des effets d'instabilité. D'une manière plus précise, nous avons mis en application les règlements tels que C.C.M. 97, R.N.V.99.

La conception d'une structure métallique repose le dimensionnement aux états limites ultimes en tenant compte des actions environnantes les plus sévères tel que les surcharges d'exploitation, la neige, le vent.

Ce travail consiste à étudier et dimensionner un hangar, conçu sous forme irrégulière. Après avoir défini les charges agissant sur la structure, les poteaux, poutres sablières, contreventements, stabilités, pannes, potelets et lisses de bardage comme éléments de la structure ont été dimensionnés.

Ce dimensionnement concerne chaque élément, assemblage, accordement des parties sensibles de la construction. La précision et la rigueur dans les calculs et vérification d'une part et la définition des différents détails de la construction grâce au logiciel ROBOT.

Concernant la partie, l'effet du diaphragme a un effet qui n'est pas négligeable mais peut amplifier ou diminuer les sollicitations à l'intérieur de la structure métallique de manière consistante. Les résultats obtenus de l'étude comparative qui ont été faits à l'aide d'un outil de calcul (SAP2000).

A la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience dans ce vaste domaine, il nous a acquis des grandeurs très importantes pour mettre le premier pas dans ma future vie professionnelle.

Bibliographie

Références bibliographiques

[1] **MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME (Algérie)**, Règle de conception et de calcul des structures en acier « CCM97».

[2] **MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)**, Règlement

Neige et Vent « R.N.V 99 version 2013 » (D.T.R.C 2-4.7).

[3] **MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)**, Règles parasismiques algériennes « RPA 99 version 2003 »

[4] **MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, Ed : CSTB 2000, (Algérie)**, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites « BAEL 91 révisées 99 »

[5] **EUROCODE 3** «Calcul des structures en acier, document d'application national partie 1-1»

[6] **Lahlou Dahmani** ; «CALCUL DES ÉLÉMENTS DE CONSTRUCTION MÉTALLIQUE SELON L'EUROCODE 3 » Edition Eyrolles Paris 2005.

[7] **Lahlou Dahmani** ; «CALCUL PRATIQUE DES ELEMENTS DE CONSTRUCTIONS METALLQUE » Edition 2022.

[8] **Mr K.Hamdaoui** ; formulaire de 3^{ème} année charpente métallique.

Annexes

Annexes 1

Chapitre II : Evaluation des charges.

A.1.Effet de la neige :

DTR C 2-4.7

Actions de la Neige

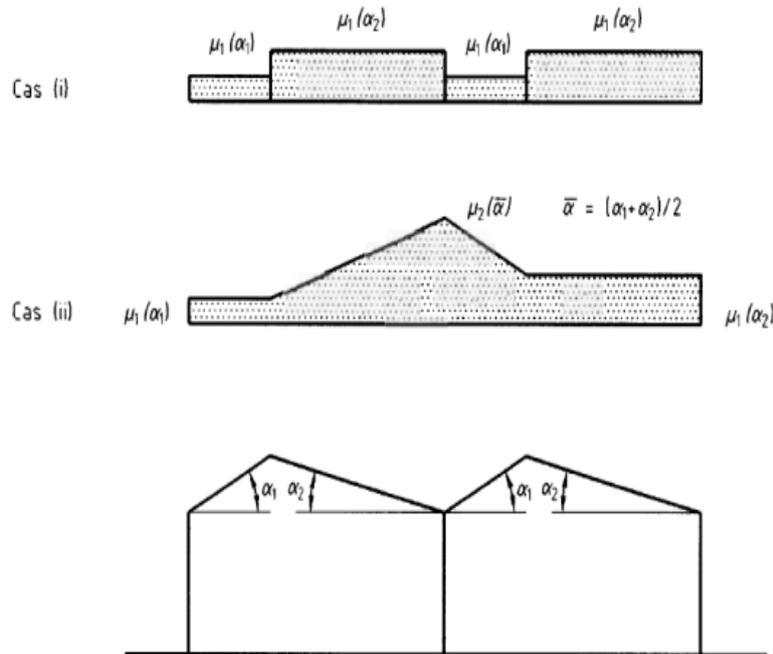


Figure 9 : Coefficients de forme - Toitures à versants multiples

DTR C 2-4.7

Actions de la Neige

6.2.3. Toitures à versants multiples (angle de pente inférieur à 60°)

6.2.3.1. Les coefficients de forme des toitures à versants multiples (fig. 9) sont donnés par le tableau 3 et illustrés sur la figure 8.

(α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en °)	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
coefficient μ_1	0.8	$0.8 \cdot \left(\frac{60 - \alpha}{30}\right)$	0.0
coefficient μ_2	$0.8 + 0.8 \left(\frac{\alpha}{30}\right)$	1.6	-

Tableau 3 : Coefficients de forme - Toitures à versants multiples

A.2.Effet du vent :

Zone	$q_{réf}$ (N/m ²)
I	375
II	435
III	500
IV	575

Tableau 2.2 : Valeurs de la pression dynamique de référence

Zone	$V_{réf}$ (m/s)
I	25
II	27
III	29
IV	31

Tableau A1 : Valeurs de la vitesse de référence du vent

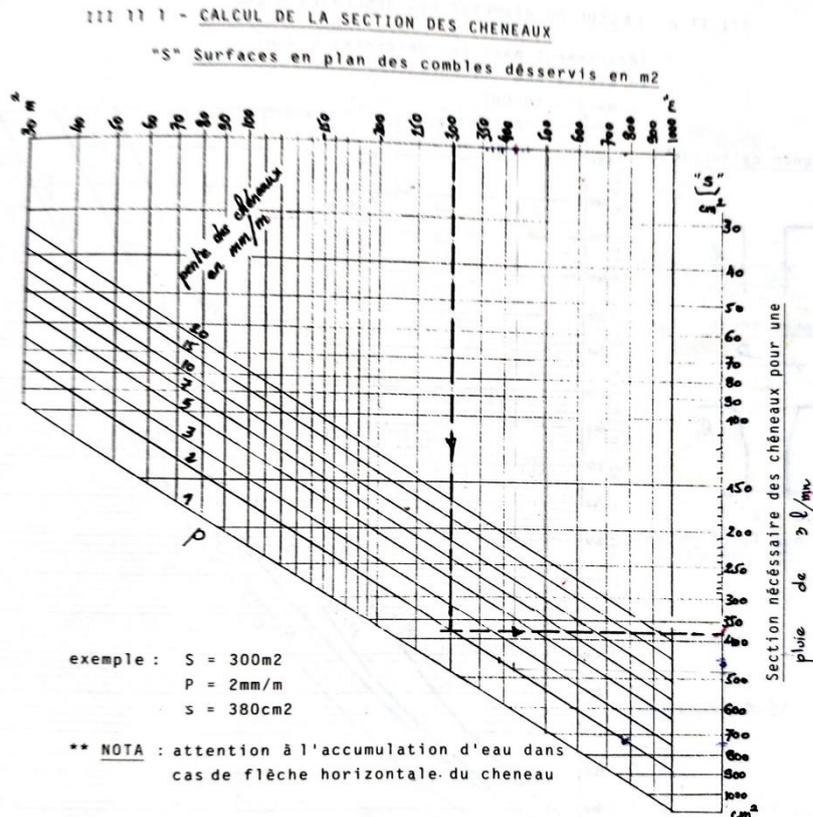
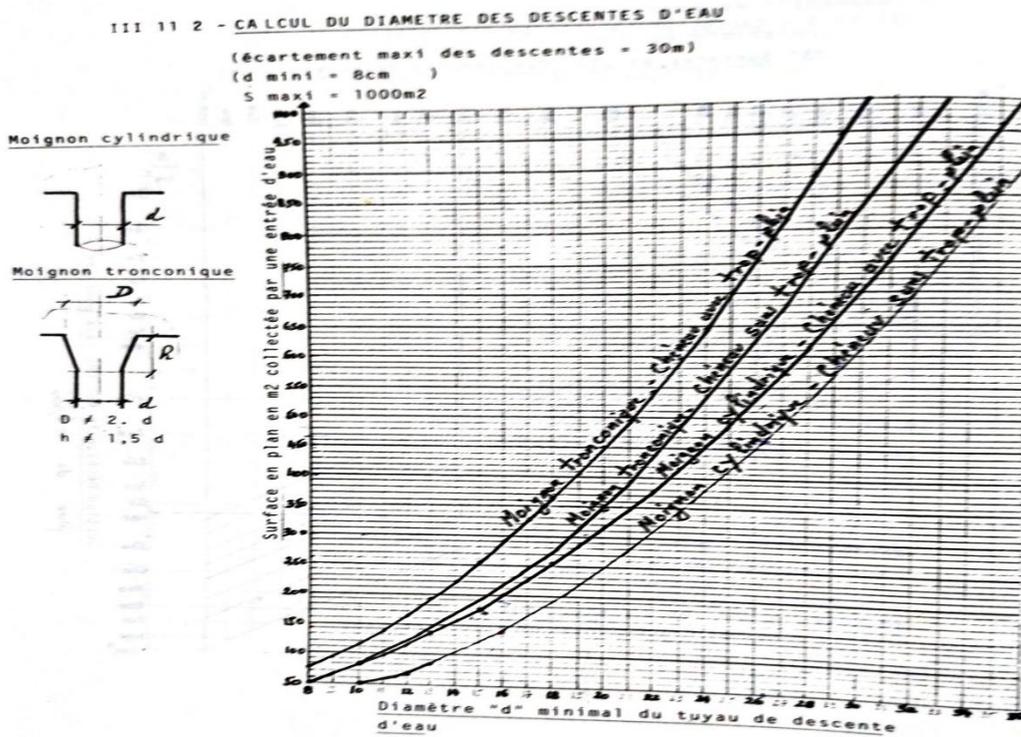
Catégories de terrain	K_T	z_0 (m)	z_{min} (m)	ϵ
0 Mer ou zone côtière exposée aux vents de mer	0,156	0,003	1	0,38
I Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tous obstacles.	0,170	0,01	1	0,44
II Zone à végétation basse telle que l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins 20 fois leur hauteur.	0,190	0,05	2	0,52
III Zone à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes).	0,215	0,3	5	0,61
IV Zones dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0,234	1	10	0,67

Tableau 2.4 : Définition des catégories de terrain

Annexes 2

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaires :

Calcul de la section des chéneaux :



Annexes 3

Chapitre IV : Etude sismique et analyse dynamique :

Groupe	Z o n e		
	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

Tableau 4.1 : Coefficients d'accélération de zone A.

Tableau 4.2 : Valeurs de ξ (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau 4.7 : Valeurs de T_1 et T_2

Site	S₁	S₂	S₃	S₄
T_{1(sec)}	0,15	0,15	0,15	0,15
T_{2(sec)}	0,30	0,40	0,50	0,70

Tableau 4.4.: valeurs des pénalités P_q

Critère q »	P_q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Tableau 4.6 : valeurs du coefficient C_T

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Tableau 4.5 : valeurs du coefficient de pondération β

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. - salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,30 0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
<u>A</u>	<u>Béton armé</u>	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2
<u>B</u>	<u>Acier</u>	
7	Portiques autostables ductiles	6
8	Portiques autostables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	Portiques en console verticale	2

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, DX51D
 -Acier galvanisé prélaqué en continu NF P 34301
 -Caractéristique dimensionnelles NF P 34401
 -Informations techniques établies conformes à la norme NF P 1-205-34 et ou DTU 35-40

RETEVEMENT :

Sans spécifications particulières les profils nervurés sont livrés en qualité standard. de Z40 à Z 275 G/M²
 - 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 :

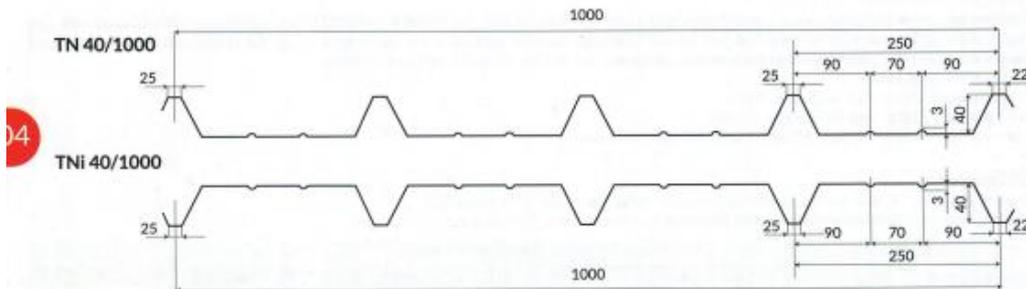
- Se référer au DTU 35-40
 - Eliminer soigneusement et au fur et à mesure de la pose, les limailles de perçage, par un nettoyage à la brosse.

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/m ²)	4,9	5,89	6,87	7,85	9,81
J (cm ² /m)	12,3	16,05	18,72	21,40	26,75
W (cm ³ /m)	3,92	5,30	6,18	7,07	8,83



Charge admissible uniformement distribuée 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	104	84	59	37	27										
	0,6							115	84	63	48	38																			
	0,7							121	98	81	68	58																			
	0,8							135	98	73	57	67	35																		
	1,0							141	114	94	79	44	58																		
▲ ▲	0,5	820	524	364	267	205	154	112	84	65	51	41	33	701	449	311	214	143	100	73	55	42	33	27							
	0,6						162	131	108	91	77	67	58																		
	0,7						193	140	105	81	64	51	41	34																	
	0,8						202	163	135	113	97	83	72	64																	
	1,0						570	365	252	180	141	111	90	67	51	40	467	300	207	147	115	83	61	41	30						
▲ ▲ ▲	0,5	768	491	341	251	192	152	123	101	73	62	53	81	64	51	630	403	280	205	157	113	83	62	48							
	0,6						95	74	59	48																					
	0,7						896	573	398	292	224	177	143	118	99	84	73	63	754	482	335	246	188	148	120	99	83	71	61		
	0,8						1025	656	455	334	256	202	164	135	108	85	68	55	45												
	1,0						1129	722	502	368	282	223	113	97	83	72	64	877	561	389	286	219	168	122	92	71	55	44	36		
														135	106	85	69	57													
														142	121	104	91	80	1129	722	502	368	282	223	165	124	95	75	60	49	40

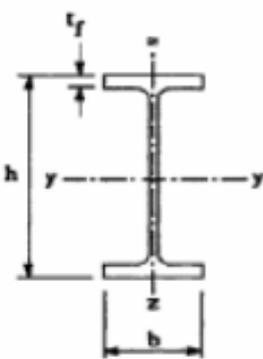
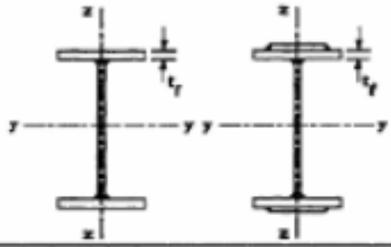
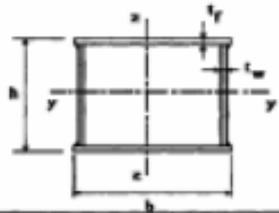
Annexes 4

Chapitre V : Dimensionnement des éléments structuraux :

Valeur de χ en fonction de $\bar{\lambda}$

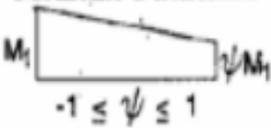
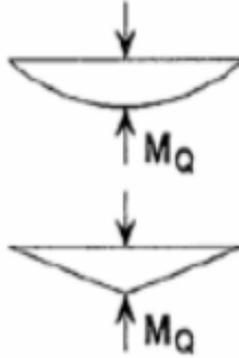
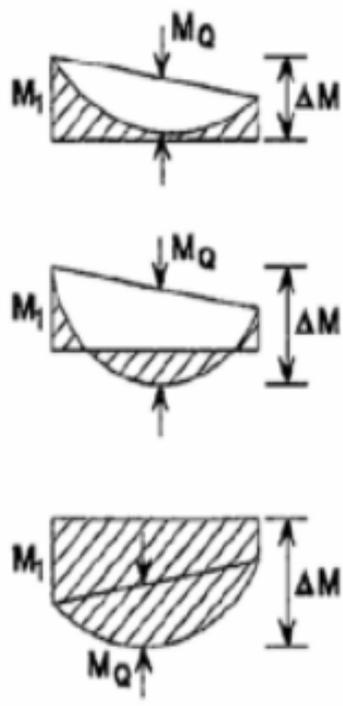
Coefficients de réduction				
$\bar{\lambda}$	Valeurs de χ pour la courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section

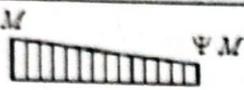
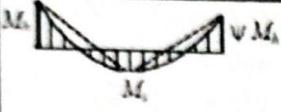
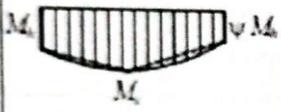
Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z	d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z	c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant f_{yb}^*	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant f_{ya}^*	quel qu'il soit	c
Caissons soudées 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

***)** Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

Facteurs de moment uniforme équivalent β_M

Diagramme des moments	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
<p>Moments d'extrémité</p>  <p>$-1 \leq \psi \leq 1$</p>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan</p> 	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan et des moments d'extrémité</p> 	$\beta_M = \beta_{m,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q = \text{Max} M \quad \text{dû aux charges transversales seulement}$ $\Delta M = \begin{cases} \max M & \text{pour diagrammes de moment sans changement de signe} \\ \max M + \min M & \text{pour diagrammes de moment avec changement de signe} \end{cases}$

Facteurs de moments équivalents C_m (Table B.3 of EN 1993-1-1)

Diagram of moments	Range		C_{my} , C_{mz} and C_{mLT}	
			Uniform loading	Concentrated load
	$-1 \leq \Psi \leq 1$		$0.6 + 0.4\Psi \geq 0.4$	
 $\alpha_z = M_2/M_1$	$0 \leq \alpha_z \leq 1$	$-1 \leq \Psi \leq 1$	$0.2 + 0.8\alpha_z \geq 0.4$	$0.2 + 0.8\alpha_z \geq 0.4$
	$-1 \leq \alpha_z < 0$	$0 \leq \Psi \leq 1$	$0.1 - 0.8\alpha_z \geq 0.4$	$-0.8\alpha_z \geq 0.4$
		$-1 \leq \Psi < 0$	$0.1(1 - \Psi) - 0.8\alpha_z \geq 0.4$	$0.2(-\Psi) - 0.8\alpha_z \geq 0.4$
 $\alpha_h = M_1/M_2$	$0 \leq \alpha_h \leq 1$	$-1 \leq \Psi \leq 1$	$0.95 + 0.05\alpha_h$	$0.90 + 0.10\alpha_h$
	$-1 \leq \alpha_h < 0$	$0 \leq \Psi \leq 1$	$0.95 + 0.05\alpha_h$	$0.90 + 0.10\alpha_h$
		$-1 \leq \Psi < 0$	$0.95 + 0.05\alpha_h(1 + 2\Psi)$	$0.90 + 0.10\alpha_h(1 + 2\Psi)$
In the calculation of α_z or α_h parameters, a hogging moment should be taken as negative and a sagging moment should be taken as positive.				
For members with sway buckling mode, the equivalent uniform moment factor should be taken as $C_{mz} = 0.9$ or $C_{my} = 0.9$, respectively.				
Factors C_{my} , C_{mz} and C_{mLT} should be obtained from the diagram of bending moments between the relevant braced sections, according to the following:				
Moment factor	bending axis	points braced in direction		
C_{my}	y-y	z-z		
C_{mz}	z-z	y-y		
C_{mLT}	y-y	y-y		

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen					Position des axes Position of axes Lage der Achsen					Surface Oberfläche	
	G kg/m	h=b mm	t mm	r ₁ mm	r ₂ mm	A mm ² x10 ²	z=y ₁ mm x10	v mm x10	u ₁ mm x10	u ₂ mm x10	A _L m ² /m	A _C m ² /t
L 70 x 70 x 6	6,38	70	6	9	4,5	8,13	1,93	4,95	2,73	2,46	0,272	42,68
L 70 x 70 x 7	7,38	70	7	9	4,5	9,40	1,97	4,95	2,79	2,47	0,272	36,91
L 70 x 70 x 8**	8,37	70	8	10	5,0	10,7	2,01	4,95	2,84	2,47	0,271	32,41
L 70 x 70 x 9**	9,32	70	9	9	4,5	11,9	2,05	4,95	2,90	2,50	0,272	29,20
L 75 x 75 x 4*	4,65	75	4	9	4,5	5,93	1,96	5,30	2,76	2,63	0,292	62,82
L 75 x 75 x 5*	5,76	75	5	9	4,5	7,34	2,01	5,30	2,84	2,63	0,292	50,75
L 75 x 75 x 6*	6,85	75	6	9	4,5	8,73	2,05	5,30	2,90	2,64	0,292	42,66
L 75 x 75 x 7*	7,93	75	7	9	4,5	10,1	2,10	5,30	2,96	2,65	0,292	36,88
L 75 x 75 x 8*	8,99	75	8	9	4,5	11,4	2,14	5,30	3,02	2,66	0,292	32,53
L 75 x 75 x 10*	11,1	75	10	9	4,5	14,1	2,22	5,30	3,13	2,69	0,292	26,43
L 80 x 80 x 5*	6,17	80	5	10	5,0	7,86	2,12	5,66	3,00	2,81	0,311	50,49
L 80 x 80 x 6**	7,34	80	6	10	5,0	9,35	2,17	5,66	3,07	2,81	0,311	42,44
L 80 x 80 x 7*	8,49	80	7	10	5,0	10,8	2,21	5,66	3,13	2,82	0,311	36,67
L 80 x 80 x 8*	9,63	80	8	10	5,0	12,3	2,26	5,66	3,19	2,83	0,311	32,34
L 80 x 80 x 10*	11,9	80	10	10	5,0	15,1	2,34	5,66	3,30	2,85	0,311	26,26

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte											Classification EN 1993-1-1: 2005						EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001		
	axe fort y-y strong axis-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z					Pure bending y-y			Pure compression							
	G kg/m	I _y mm ⁴ x10 ⁴	W _{ey} mm ³ x10 ³	W _{ey} * mm ³ x10 ³	I _y mm ⁴ x10 ⁴	A _y mm ² x10 ²	I _z mm ⁴ x10 ⁴	W _{ez} mm ³ x10 ³	W _{ez} * mm ³ x10 ³	I _z mm ⁴ x10 ⁴	I _{yz} mm ⁴ x10 ⁴	I _{yz} mm ⁴ x10 ⁴	I _{yz} mm ⁴ x10 ⁴	S ₂₃₅ S235	S355 S355	S460 S460	S235 S235				S355 S355	S460 S460
IPEAA 80	4,9	64,1	16,4	18,9	3,19	3,00	6,85	2,98	4,7	1,04	17,5	0,40	0,09	1	1	-	1	1	-	✓		
IPEA 80	5,0	64,4	16,5	19,0	3,18	3,07	6,85	2,98	4,7	1,04	17,6	0,42	0,09	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE 80	6,0	80,1	20,0	23,2	3,24	3,58	8,49	3,69	5,8	1,05	20,1	0,70	0,12	1	1	-	1	1	-	✓		
IPEAA 100	6,7	136	27,9	31,9	3,98	4,40	12,6	4,57	7,2	1,21	20,8	0,73	0,27	1	1	-	1	1	-	✓		
IPEA 100	6,9	141	28,8	33,0	4,01	4,44	13,1	4,77	7,5	1,22	21,2	0,77	0,28	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE 100	8,1	171	34,2	39,4	4,07	5,08	15,9	5,79	9,2	1,24	23,7	1,20	0,35	1	1	-	1	1	-	✓		
IPEAA 120	8,4	244	41,7	47,6	4,79	5,36	21,1	6,59	10,4	1,41	21,6	0,95	0,66	1	1	-	1	1	-	✓		
IPEA 120	8,7	257	43,8	49,9	4,83	5,41	22,4	7,00	11,0	1,43	22,2	1,04	0,71	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE 120	10,4	318	53,0	60,7	4,90	6,31	27,7	8,65	13,6	1,45	25,2	1,74	0,89	1	1	-	1	1	-	✓		
IPEAA 140	10,1	407	59,7	67,6	5,64	6,14	33,8	9,27	14,5	1,63	22,4	1,19	1,46	1	1	-	1	2	-	✓		
IPEA 140	10,5	435	63,3	71,6	5,70	6,21	36,4	10,0	15,5	1,65	23,2	1,36	1,58	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
IPE 140	12,9	541	77,3	88,3	5,74	7,64	44,9	12,3	19,3	1,65	26,7	2,45	1,98	1	1	1	1	1	2	✓	✓	✓
IPEAA 160	12,1	646	82,6	93,3	6,47	7,24	51,6	12,6	19,6	1,83	23,4	1,57	2,93	1	1	-	1	3	-	✓		
IPEA 160	12,7	689	87,8	99,1	6,53	7,80	54,4	13,3	20,7	1,83	26,3	1,96	3,09	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓
IPE 160	15,8	869	109	124	6,58	9,66	68,3	16,7	26,1	1,84	30,3	3,60	3,96	1	1	1	1	1	2	✓	✓	✓
IPEAA 180	14,9	1020	116	131	7,32	9,13	78,1	17,2	26,7	2,03	27,2	2,48	5,64	1	1	-	2	3	-	✓		
IPEA 180	15,4	1063	120	135	7,37	9,20	81,9	18,0	28,0	2,05	27,8	2,70	5,93	1	1	1	2	3	4	✓	✓	✓
IPE 180	18,8	1317	146	166	7,42	11,3	101	22,2	34,6	2,05	31,8	4,79	7,43	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
IPE O 180	21,3	1505	165	189	7,45	12,7	117	25,5	39,9	2,08	34,5	6,76	8,74	1	1	1	1	1	2	✓	✓	✓
IPEAA 200	18,0	1533	156	176	8,19	11,4	112	22,4	35,0	2,21	32,0	3,84	10,1	1	1	-	2	4	-	✓		
IPEA 200	18,4	1591	162	182	8,23	11,5	117	23,4	36,5	2,23	32,6	4,11	10,5	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE 200	22,4	1943	194	221	8,26	14,0	142	28,5	44,6	2,24	36,7	6,98	13,0	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
IPE O 200	25,1	2211	219	249	8,32	15,5	169	33,1	51,9	2,30	39,3	9,45	15,6	1	1	1	1	1	2	✓	✓	✓

IPE						IPE					
Profil de base Base profile Basisprofil	Poutres ajourées avec ouvertures hexagonales Castellated beams with hexagonal openings Wabenträger mit sechseckigen Öffnungen					Profil de base Base profile Basisprofil	Poutres ajourées avec ouvertures hexagonales Castellated beams with hexagonal openings Wabenträger mit sechseckigen Öffnungen				
	$(H_x - 1,5 \times h; w - 0,5 \times h)^*$						$(H_x - 1,5 \times h; w - 0,5 \times h)^*$				
	G kg/m	H mm	H' mm	w mm	A m ² /m		G kg/m	H mm	H' mm	w mm	A _i m ² /m
IPE A 200	18,4	295,5	197,0	98,5	0,764	IPE A 400	57,4	595,5	397,0	198,5	1,464
IPE 200	22,4	300,0	200,0	100,0	0,768	IPE 400	66,3	600,0	400,0	200,0	1,467
IPE O 200	25,1	303,0	202,0	101,0	0,779	IPE O 400	75,7	606,0	404,0	202,0	1,481
IPE A 220	22,2	325,5	217,0	108,5	0,843	IPE A 450	67,2	670,5	447,0	223,5	1,603
IPE 220	26,2	330,0	220,0	110,0	0,848	IPE 450	77,6	675,0	450,0	225,0	1,605
IPE O 220	29,4	333,0	222,0	111,0	0,858	IPE O 450	92,4	684,0	456,0	228,0	1,622
IPE A 240	26,2	355,5	237,0	118,5	0,918	IPE A 500	79,4	745,5	497,0	248,5	1,741
IPE 240	30,7	360,0	240,0	120,0	0,922	IPE 500	90,7	750,0	500,0	250,0	1,744
IPE O 240	34,3	363,0	242,0	121,0	0,932	IPE O 500	107,0	759,0	506,0	253,0	1,760
IPE A 270	30,7	400,5	267,0	133,5	1,037	IPE A 550	92,1	820,5	547,0	273,5	1,875
IPE 270	36,1	405,0	270,0	135,0	1,041	IPE 550	106,0	825,0	550,0	275,0	1,877
IPE O 270	42,3	411,0	274,0	137,0	1,051	IPE O 550	123,0	834,0	556,0	278,0	1,893
IPE A 300	36,5	445,5	297,0	148,5	1,156	IPE A 600	108,0	895,5	597,0	298,5	2,013
IPE 300	42,2	450,0	300,0	150,0	1,160	IPE 600	122,0	900,0	600,0	300,0	2,015
IPE O 300	49,3	456,0	304,0	152,0	1,174	IPE O 600	154,0	915,0	610,0	305,0	2,045
IPE A 330	43,0	490,5	327,0	163,5	1,250	IPE 750 x 147	147,0	1129,5	753,0	376,5	2,510
IPE 330	49,1	495,0	330,0	165,0	1,254	IPE 750 x 173	173,0	1143,0	762,0	381,0	2,534
IPE O 330	57,0	501,0	334,0	167,0	1,268	IPE 750 x 196	196,0	1155,0	770,0	385,0	2,552
IPE A 360	50,2	536,4	358,0	178,8	1,351						
IPE 360	57,1	540,0	360,0	180,0	1,353						
IPE O 360	66,0	546,0	364,0	182,0	1,367						

Profils HEA

Profil Poreau	Compression ($N_{sd} / N_{pl,Rd} = 0.25$)						($N_{sd} / N_{pl,Rd} = 0.5$)										
	Résistance Nce $N_{pl,Rd}$ (kN)	Effort Axial N_{sd} (kN)	h_p	b_p	t_p	Proj.	Fondation (mm)			Effort Axial N_{sd} (kN)	Platine (mm)			Fondation (mm)			
							h_f	b_f	d_f		h_p	b_p	t_p	Proj.	h_f	b_f	d_f
HEA100	499	125	115	120	8	C	175	180	100	250	140	140	10	E	210	210	100
HEA120	595	149	130	140	8	C	195	210	100	298	135	160	10	E	235	240	100
HEA140	738	185	150	160	8	C	238	240	100	369	180	185	10	E	270	280	100
HEA160	911	228	170	180	8	C	288	270	100	456	200	210	12	E	300	315	100
HEA180	1063	266	190	200	8	C	288	300	100	532	220	230	12	E	330	345	110
HEA200	1265	316	210	220	8	C	318	330	105	633	245	255	12	E	370	385	125
HEA220	1512	378	235	245	8	C	358	370	120	756	270	280	14	E	405	420	135
HEA240	1806	451	255	265	8	C	388	400	130	903	295	305	16	E	445	460	150
HEA260	2040	510	275	285	8	C	418	430	140	1020	315	325	16	E	475	490	160
HEA280	2286	571	300	310	8	C	450	465	150	1143	300	310	28	C	450	465	150
HEA300	2644	661	320	330	8	C	480	495	160	1322	320	330	30	C	480	495	160
HEA320	2923	731	345	335	10	C	520	505	175	1461	390	380	18	E	585	570	195
HEA340	3127	784	365	335	10	C	550	505	185	1568	415	385	20	E	625	580	210
HEA360	3355	839	385	335	10	C	580	505	195	1677	435	385	20	E	655	580	220
HEA400	3736	934	430	340	10	C	645	510	215	1868	485	395	22	E	730	595	245
HEA450	4184	1046	485	345	10	C	730	520	245	2092	540	400	24	E	810	600	270
HEA500	4642	1161	540	350	12	C	810	525	270	2321	595	405	24	E	895	610	300
HEA550	4976	1244	590	350	12	C	885	525	295	2488	590	350	38	C	885	525	295
HEA600	5322	1330	640	350	12	C	960	525	320	2661	640	350	38	C	960	525	320
HEA650	5678	1420	695	355	12	C	1045	535	350	2839	695	355	38	C	1045	535	350
HEA700	6121	1530	745	355	12	C	1120	535	375	3061	745	355	40	C	1120	535	375
HEA800	6717	1679	850	360	12	C	1275	540	425	3358	850	360	38	C	1275	540	425
HEA900	7532	1853	950	360	12	C	1425	550	475	3766	950	360	40	C	1425	540	475

Annexes 5

Chapitre VI : Calcul des Assemblages :

Désignations	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
d	12	14	16	18	20	22	24	27	30
d ₀ trou normal	13	15	18	20	22	24	26	30	33
A	113	154	201	254	314	380	452	573	707
A _s	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561
∅ rondelle	24	27	30	34	37	40	44	50	52
d _m	19,39	22,63	25,86	29,09	32,32	36,63	38,79	44,17	49,56

- d diamètre nominal du boulon (celui de la partie non fileté)
- d₀ diamètre du trou normal
- A aire de la section de la tige lisse du boulon
- A_s section résistante de la partie fileté
- d_m moyenne entre surangle et surplat pour le calcul de B_{p,rd} (valeurs pour les boulons HM uniquement).

Tableau 3.1 - Valeurs nominales de la limite d'élasticité f_{yk} et de la résistance ultime à la traction f_{tk} pour les boulons

Classe de boulons	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f _{yk} (MPa)	240	320	300	400	480	640	900
f _{tk} (MPa)	400	400	500	500	600	800	1000

