

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne démocratique et populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

جامعة سعد حليب البليدة
Université SAAD DAHLAB de BLIDA

كلية التكنولوجيا
Faculté de Technologie

قسم الهندسة المدنية
Département de génie civil



Mémoire de Projet de Fin d'Études

présenté par

MESSOUS Abdellatif

&

MOULOUD Ismail

pour l'obtention du diplôme de master 2 en génie civil option : Construction métallique et mixte

Thème

Etude d'un hangar métallique à trois halls et pont roulant

Proposé par : Mr.ZEHAAF Ahmed

Année Universitaire 2019-2020

Remerciements

Avant tout, nous remercions Allah de nous avoir accordé la force et le courage nécessaire afin d'accomplir ce travail, et Continuer à progresser durant ces longues années d'études.

Nous tenons à remercier vivement Monsieur ZEHRAF Mohamed, pour son apport scientifique, qui a été mis à notre disponibilité, par ses conseils fructifiés et directives lors de l'élaboration de ce mémoire..

Nous remercions également toute l'équipe pédagogique du département de génie civile de l'université de Blida 1 et aussi tous nos enseignants du cycle primaire au cycle universitaire.

Nous remercions nos camarades qui ont rendu meilleur nos années à l'université.

Nos remerciements vont aussi aux membres du jury qui ont pris de leur temps pour juger ce modeste travail, qu'ils trouvent ici l'expression de notre gratitude et tout notre respect.

Il est naturel que nos pensées les plus fortes aillent vers nos parents. Qu'ils sachent que L'amour qu'ils nous donnent continue à nous animer et nous permet d'envisager l'avenir comme un défi.

Nous tenons à exprimer nos sincères remerciements à frères et sœurs, ainsi qu'aux familles MESSOUS et MOULOUD pour leurs conseils, et leur soutien, à la fois moral qu'économique.

Enfin, nous souhaitons adresser nos remerciements à toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Merci à toutes et à tous.

Résumé

Ce projet de fin d'études consiste à faire l'étude et le dimensionnement d'un hangar métallique qui se trouve à la commune de Rouïba, Wilaya d'Alger.

La première partie de ce travail consiste à l'évaluation des charges et surcharges ainsi que les effets des actions climatiques selon le règlement « RNV99 V2013 ».

Ces hypothèses de charge nous ont permis d'établir la descente de charges.

La deuxième partie concerne le dimensionnement et l'assemblage des différents éléments selon le règlement « CCM97 ».

Pour les éléments en béton armée, on a travaillé selon les règles « BAEL 91 » et « RPA 99 -V2003»

Pour le calcul et la modélisation on a utilisées le logiciel ROBOT 2020.

ملخص

هذا المشروع يتمثل في دراسة تصميم مستودع المتواجد ببلدية الرويبة، ولاية الجزائر.

الجزء الأول منعملنا هو تقييم مختلف الأثقال والتأثيرات المناخية حسب القواعد التي سمحت لنا بدراسة المؤثرات على هياكل البناء " RNV99-V2013"

أما الجزء الثاني فيتعلق بتصميم وتجميع العناصر المختلفة وفقا للقواعد اضافة الى حساب حديد التسليح للقواعد «BAEL91» و «RPA99»و«CCM97» بالاعتماد على البرنامج « ROBOT 2020 »

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE	1
1 CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET	2
1.1 INTRODUCTION :	3
1.2 PRESENTATION DU PROJET :	3
1.3 DONNEES GEOMETRIQUES DE L'OUVRAGE:	3
1.4 LOCALISATION ET DONNEES CONCERNANT LE SITE DU PROJET:.....	6
1.5 REGLEMENTS UTILISES:	7
1.6 MATERIAUX UTILISES :	7
1.6.1 Acier :	7
1.6.2 D'assemblage :	7
1.6.3 Béton armé:	8
1.7 CONCEPTION STRUCTURALE :	9
1.7.1 Partie horizontale:.....	10
1.7.2 Partie verticale (les façades):	11
1.7.3 Le contreventement :	11
2 CHAPITRE II : ETUDE CLIMATIQUE	13
2.1 INTRODUCTION :	14
2.2 LA CHARGE PERMANENTE :	14
2.3 LA CHARGE VARIABLE :	14
2.4 LA CHARGE D'EXPLOITATIONS :	14
2.5 SURCHARGE CLIMATIQUE	14
2.5.1 Introduction	14
2.5.2 Charge de la neige :	15
2.5.3 L'effet de vent :	16
2.6 CONCLUSION :	30
3 CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONAIRES	31
3.1 LES PANNES.....	32
3.2 DETERMINATION DES SOLLICITATIONS	32
3.2.1 Evaluation des charges et surcharges.....	32
3.2.2 Principe de dimensionnement :	33
3.2.3 Charges à prendre en considération :	34
3.2.4 Moment maximum pour une poutre continue sur 4 appuis simples :.....	34
3.2.5 Calcul de l'espacement.....	35
3.2.6 Dimensionnement des pannes :	36
3.2.7 Condition de flèche (ELS) :	39
3.2.8 Condition de flèche avec poids propre inclus :	39
3.2.9 Classe du profilé IPE 160 :	40
3.2.10 Résistance de la panne au déversement :	42
3.2.11 Conclusion :	44
3.3 CALCUL DES LIERNES :	44
3.3.1 Calcul de l'effort de traction dans le lierne la plus sollicitée :	45
3.4 CALCUL DES LISSES:	46
3.4.1 Introduction :	46
3.4.2 Détermination des sollicitations:	47
3.4.3 Vérification de la lisse de long pan:	47
3.4.4 Vérification de la lisse de pignon:	52
3.5 CALCUL DES POTELETS :	57

3.5.1	<i>Dimensionnement des potelets</i> :.....	57
4	CHAPITRE IV : ETUDE DES PLANCHER MIXTE	63
4.1	INTRODUCTION	64
4.2	ETUDE DE LA DALLE COLLABORANT :	65
4.2.2	<i>Calcul de la poutre secondaire</i> :.....	83
4.3	CONCLUSION :	85
5	CHAPITRE V : ETUDE SISMIQUE	86
5.1	INTRODUCTION	86
5.2	EVALUATION DE LA FORCE SISMIQUE SUIVANT LA DIRECTION X :	87
5.2.1	<i>Détermination du Coefficient d'accélération de zone « A »</i> :.....	87
5.2.2	<i>Facteur d'amplification dynamique moyen « D »</i> :.....	87
5.2.3	<i>Coefficient de comportement global de la structure « R »</i> :.....	88
5.2.4	<i>Facteur de qualité « Q »</i> :.....	88
5.2.5	<i>Poids total de la structure « W »</i> :.....	88
5.2.6	<i>Force sismique suivant la direction X</i> :.....	89
5.3	EVALUATION DE LA FORCE SISMIQUE SUIVANT LA DIRECTION Y :.....	89
5.3.1	<i>Coefficient de comportement global de la structure « R »</i> :.....	89
5.3.2	<i>Facteur de qualité « Q »</i> :.....	89
5.3.3	<i>Force sismique suivant la direction Y</i> :.....	89
5.4	ANALYSE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE :	90
5.4.1	<i>Modélisation de la structure</i> :.....	90
5.4.2	<i>Analyse modale spectrale</i> :.....	90
5.5	CONCLUSION :	92
6	CHAPITRE VI : VERIFICATION DES ELEMENTS STRUCTURAUX	93
6.1	INTRODUCTION :	93
6.2	ETUDE DE PORTIQUE :	94
6.2.1	<i>Justification des traverses</i> :.....	94
6.2.2	<i>Calcul des traverses</i> :.....	94
6.2.3	<i>Justification des poteaux</i> :.....	97
6.2.4	<i>Justification des contreventements</i> :.....	101
7	CHAPITRE VII : ETUDE DU PONT ROULANT	109
7.1	INTRODUCTION	110
7.2	CARACTERISTIQUE DU PONT ROULANT:.....	110
7.3	LES CHARGES INDUITES PAR LE PONT ROULANT :.....	111
7.3.1	<i>Charges verticales induites par des chariots portes- palan monorail suspendus à des poutres de roulement</i> :.....	113
7.3.2	<i>Charges horizontales induites par des chariots porte-palan monorail suspendus à des poutres de roulement</i> :.....	113
7.3.3	<i>Charges verticales induites par des ponts roulants</i> :	113
7.3.4	<i>Charge verticale avec masse à lever</i> :.....	114
7.3.5	<i>Charge verticale sans masse à lever</i>	115
7.3.6	<i>Charges longitudinales $H_{L,i}$ et charges transversales $H_{T,i}$ produites par les accélérations et les décélérations de l'appareil de levage (EC1-5, §2.7.2, p23)</i> :.....	116
7.3.7	<i>Charges horizontales longitudinales $H_{L,i}$</i>	116
7.3.8	<i>Charges horizontales transversales $H_{T,i}$</i>	117
7.3.9	<i>Charges horizontales H_S, i, j, k et force de guidage S due l'obliquité de l'appareil de levage</i>	118
7.4	DIMENSIONNEMENT DE LA POUTRE DE ROULEMENT	121
7.5	CHOIX DU RAIL:	124
7.5.1	<i>Vérification de la flèche verticale</i>	124

7.5.2	<i>Vérification des contraintes et évaluation des charges :</i>	125
7.5.3	<i>Vérification de la flexion bi-axiale :</i>	127
7.5.4	<i>Classification de profilé HEB450 :</i>	127
7.5.5	<i>Résistance de audéversement :</i>	128
7.5.6	<i>Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme :</i>	130
8	CHAPITRE IIX : ETUDE DES ASSEMBLAGES	131
8.1	INTRODUCTION :	132
8.2	ASSEMBLAGES SOUDES :	132
8.2.1	<i>Méthode de calcul :</i>	133
8.3	ASSEMBLAGES BOULONNES :	134
8.3.1	<i>Assemblages par boulons ordinaires :</i>	135
8.3.2	<i>Assemblages par boulons H-R (Boulons à serrage contrôlé) :</i>	136
8.4	APPLICATION :	139
8.4.1	<i>Assemblage poutre (IPE400)-poteau (HEA450) :</i>	139
8.5	RESULTAT DE LA MODELISATION :	141
8.5.1	<i>Calcul de l'Encastrement poutre -Poteau :</i>	141
8.5.2	<i>Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau :</i>	144
8.5.3	<i>Calcul de l'Encastrement traverse- traverse :</i>	146
8.5.4	<i>Calcul de l'assemblage au gousset :</i>	147
9	CHAPITRE IX : ETUDE DE BASES POTEAUX	151
9.1	INTRODUCTION :	151
9.2	PIEDS DE POTEAUX ENCASTRES :	152
9.2.1	<i>Efforts résistants :</i>	152
9.2.2	<i>Calcul des efforts de traction résistants au droit des tiges :</i>	153
9.2.3	<i>Effort de calcul de traction résistant :</i>	155
9.2.4	<i>Vérification de la platine dans la zone comprimée :</i>	156
9.2.5	<i>Vérification du pied de poteau vis-à-vis des efforts axiaux dans le poteau :</i>	157
9.2.6	<i>Résultat Calcul du Pied de Poteau encastré :</i>	158
10	CHAPITRE X : ETUDE DE FONDATION	160
10.1	INTRODUCTION :	160
10.2	DETERMINATION DE LA CONTRAINTE ADMISSIBLE :	160
10.3	FONDATION :	161
10.3.1	<i>Choix de type de fondation :</i>	161
10.3.2	<i>Semelles isolées :</i>	161
11	CONCLUSION GENERALE	168

Liste des figures

Figure 1-1 : Schéma présentant l'ouvrage	4
Figure 1-2 : Vue de facade de l'hangar.....	4
Figure 1-3 Vue de coté.....	5
Figure 1-4 Vue en plan.....	5
Figure 1-5 : Localisation de l'hangar	6
Figure 1-6: les différentes pannes utilisées en charpente métallique.....	10
Figure 1-7: Panneau sandwich	11
Figure 1-8: Panneau sandwich	11
Figure 2-1 : Directions du vent sur la structure.	20
Figure 2-2: Répartition du coefficient de pression extérieur les parois verticales (V2).....	21
Figure 2-3 : Zone de pression pour la paroi verticale	22
Figure 2-4 : Répartition du coefficient de pression extérieur toiture v2.....	23
Figure 2-5 : Répartition du coefficient de pression extérieur toiture v2.....	23
Figure 2-6 : Répartition du coefficient de pression extérieur les parois verticales (V1).	24
Figure 2-7 : Zone de pression de vent sur la paroi verticale	24
Figure 2-8 : C_{pe} de chaque versant de la toiture	25
Figure 2-9 : Répartition du coefficient de pression extérieur toiture v1	25
Figure 2-10: Zone de pression pour la toiture V1	26
Figure 2-11 : Coefficients de pression intérieure.....	27
Figure 3-1: Disposition des pannes	32
Figure 3-2: Chargement des pannes.....	32
Figure 3-3: Surcharge de neige	33
Figure 3-4: surcharge du vent	33
Figure 3-5: Diagramme flèche max et moment max	35
Figure 3-6: Les différents plans de chargement d'une panne	36
Figure 4-1: plancher mixte acier béton:	65
Figure 4-2: Schéma représentant la position des planchers	65
Figure 4-3: solive	67
Figure 4-4: Poutre maitresse (principale).....	75
Figure 4-5: Poutre maitresse (principale).....	75
Figure 4-6: Caractéristiques du goujon.....	81
Figure 4-7: Schéma statique de la poutre secondaire.....	83
Figure 4-8: Déplacement du plancher	85
Figure 5-1: Modélisation de la structure en 3D	90
Figure 5-2: Spectre de réponse suivant X.....	90
Figure 5-3: Spectre de réponse suivant Y	91
Figure 5-4: DEPLACEMENT MAX PLANCHER.....	91
Figure 5-5: DEPLACEMENT MAX TOITURE	92
Figure 6-1: Diagramme des efforts normaux	102
Figure 6-2: Efforts agissants sur le palée de stabilité.....	105
Figure 6-3: position de contreventement	107
Figure 6-4: tableau de vérification du palée de stabilité	107
Figure 6-5 tableau de vérification de « CEA 100X10 »	108
Figure 7-1: Schéma du pont roulant.....	110

Figure 7-2: Modélisation du pont roulant	111
Figure 7-3 et en utilisant les valeurs caractéristiques	113
Figure 7-4: Disposition de la charge de l'appareil de levage en charge pour obtenir un chargement maximal sur la poutre de roulement.....	114
Figure 7-5: Disposition de charge de l'appareil de levage à vide pour obtenir un	114
Figure 7-6: Disposition de charge de l'appareil de levage à vide pour obtenir un chargement minimal sur la poutre de roulement	114
Figure 7-7: : Dispositions de charge de l'appareil de levage à vide pour obtenir un chargement minimal sur la poutre de roulement	115
Figure 7-8 : Charges horizontales longitudinales HL, i.....	117
Figure 7-9: Charges horizontales longitudinales HL, i.....	117
Figure 7-10: Définition des charges transversales HT,i.....	118
Figure 7-11 : Définition de l'angle α et la distance h.....	119
Figure 7-12: Définition de l'angle α et la distance h.....	119
Figure 7-13: Schéma de la poutre de roulement.	122
Figure 7-14: Distance de Q_{max} à l'excentricité de la poutre.	123
Figure 8-1 Assemblage poteau-poutre	139
Figure 8-2: Justification d'assemblage poutre-poteau.....	142
Figure 8-3: Vérification d'assemblage traverse-poteau.....	144
Figure 9-1: Base poteau encastrée	152
Figure 10-1: Schéma de ferrailage de fondation.....	166
Figure 10-2: Schéma de ferrailage de longrine.....	168

Liste des tableaux

Tableau 1: Règlements utilisés	7
Tableau 2 : Charges permanentes toiture	14
Tableau 3 : Coefficient de forme μ - toitures à versants multiples	15
Tableau 4 : Valeurs de la pression dynamique de référence	18
Tableau 5 : définition de catégories de terrain	18
Tableau 6 la pression aérodynamique sur les parois verticales direction V1 du vent (long pan)	28
Tableau 7: Pressions sur la toiture - Direction V1 du vent (long pan)	28
Tableau 8: Pressions sur la toiture - Direction V2 du vent (Pignon)	29
Tableau 9: la pression aérodynamique sur les parois verticales direction V2 du vent (pignon)	29
Tableau 10: Caractéristique du profilé IPE 160	39
Tableau 11: Coupe transversale des liernes	44
Tableau 12: Caractéristiques du profilé HEA160	58
Tableau 13: Evaluation des charges permanentes	67
Tableau 14 : Caractéristiques du profilé IPE 400	94
Tableau 15: Effort sur la traverse IPE 400	96
Tableau 16: TRAVERSE IPE 400	97
Tableau 17: Caractéristiques du profilé HEA 450	98
Tableau 18: Poteau HEA450	101
Tableau 19: Dimensions de pont roulant	110
Tableau 20: Caractéristiques du pont roulant	110
Tableau 21: Les coefficients d'amplification dynamique	112
Tableau 22: La classe du pont roulant	113
Tableau 23: Définition des valeurs λ_S, i, j, k	120
Tableau 24: Définition de $\alpha_f, \alpha_v, \alpha_0$	120

Introduction générale

L'acier est l'un des principaux matériaux structurels au monde. Il est employé dans pratiquement tous les secteurs : le BTP, l'automobile, l'ingénierie mécanique, la construction navale...etc. tout projet seraient impensables sans acier. En d'autres termes, l'acier est la base- même du niveau de vie élevé dont bénéficie le monde aujourd'hui.

Arrivé au terme du master de génie civil, on se doit de présenter un projet en charpente métallique. C'est aussi une idée générale sur le métier et la vie d'ingénieur, qui permet de prendre connaissance des difficultés et des défis rencontrés chaque jour.

Le projet à étudier est un hangar à usage de stockage en charpente métallique. Le but étant d'être confronté à un projet réel. L'étude de pré-dimensionnement des différents éléments ont été élaborés selon les différents règlements technique de calcul et de conception, à savoir : (RPA99 V03, BAEL91, CCM97, RNV99)

1 CHAPITRE I :
PRESENTATION DU
PROJET

1.1 Introduction :

Dans le cadre de notre formation, nous sommes amenés, à l'issue de notre cursus, à réaliser un projet de fin d'études. Le but de ce projet est d'être confronté à une situation prof concrète. Notre projet consiste à dimensionner les éléments d'un hangar métallique de forme rectangulaire à versant multiples symétrique destiné au stockage. Dans ce chapitre, nous ferons une présentation de toutes les données relatives au projet.

1.2 Présentation du projet :

Ce projet s'oriente exclusivement vers l'étude structurale d'un hangar à trois halls en charpente métallique avec deux planchers et un pont roulant à usage de stockage.

Le hangar occupe une assiette de : **2280.96 m²** avec une hauteur de **12.46 m**

1.3 Données géométriques de l'ouvrage:

Les caractéristiques géométriques de la structure sont les suivantes :

Largeur $L_x = 57.6\text{m}$

Longueur $L_y = 39.6\text{m}$

Hauteur $H = 12.46\text{m}$

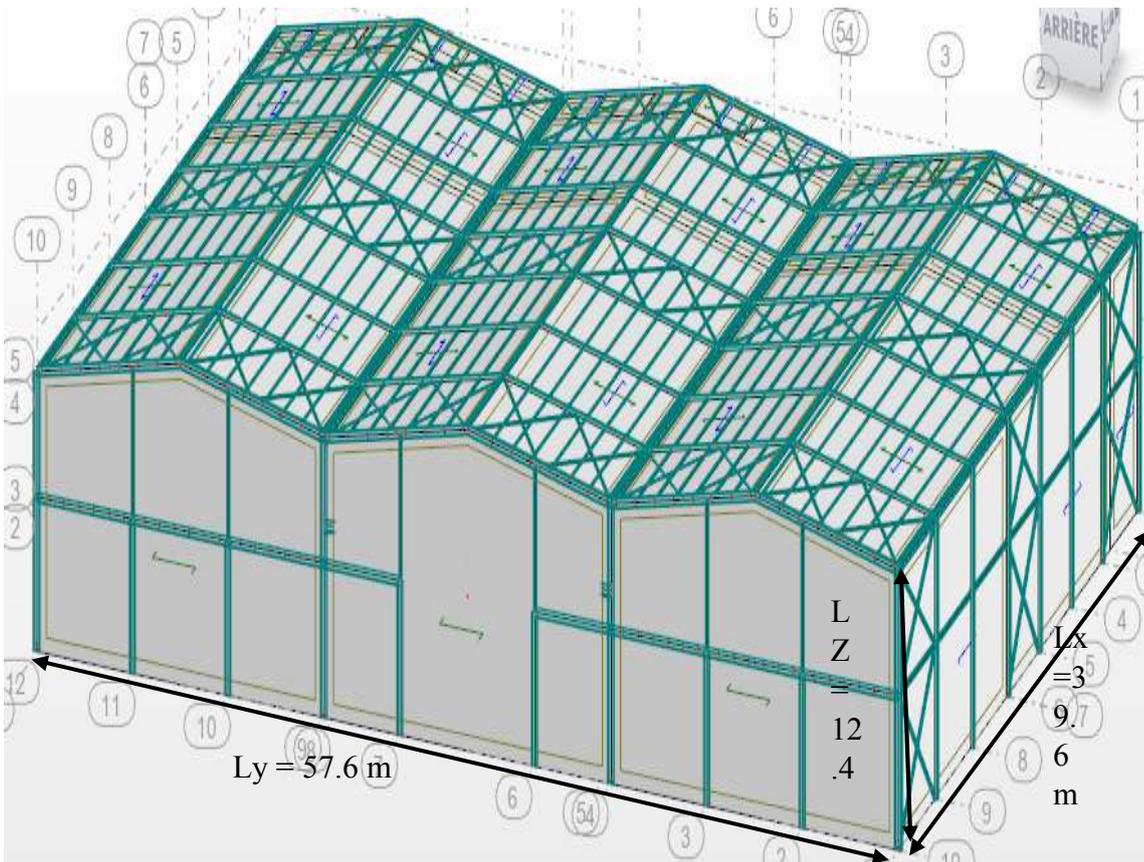


Figure 1-1 : Schéma présentant l'ouvrage

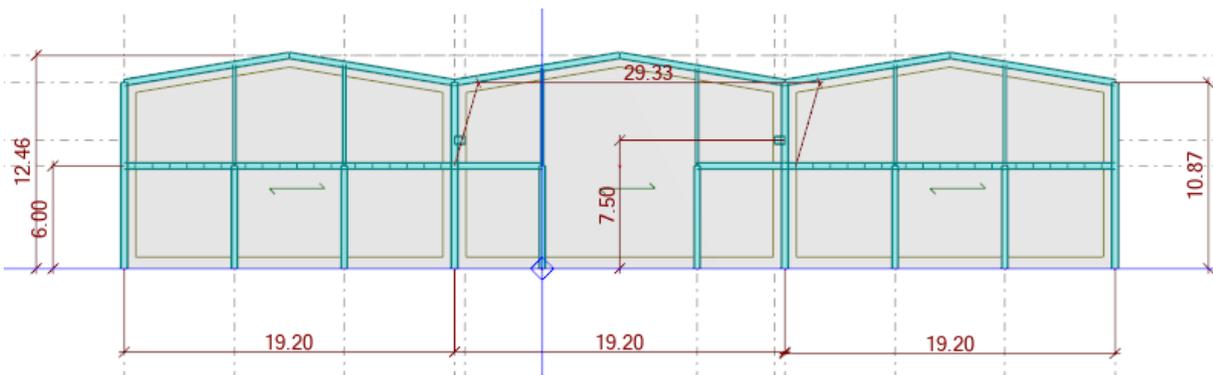


Figure 1-2 : Vue de facade de l'hangar

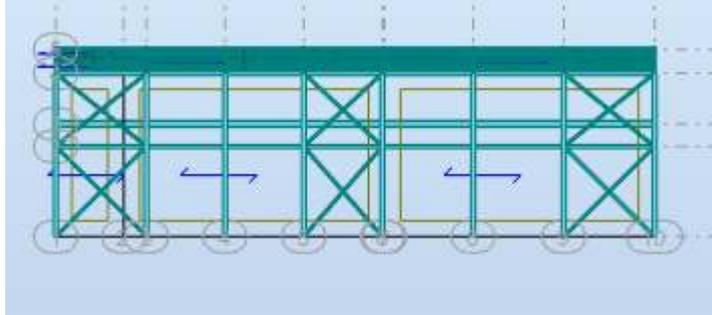


Figure 1-3 Vue de coté

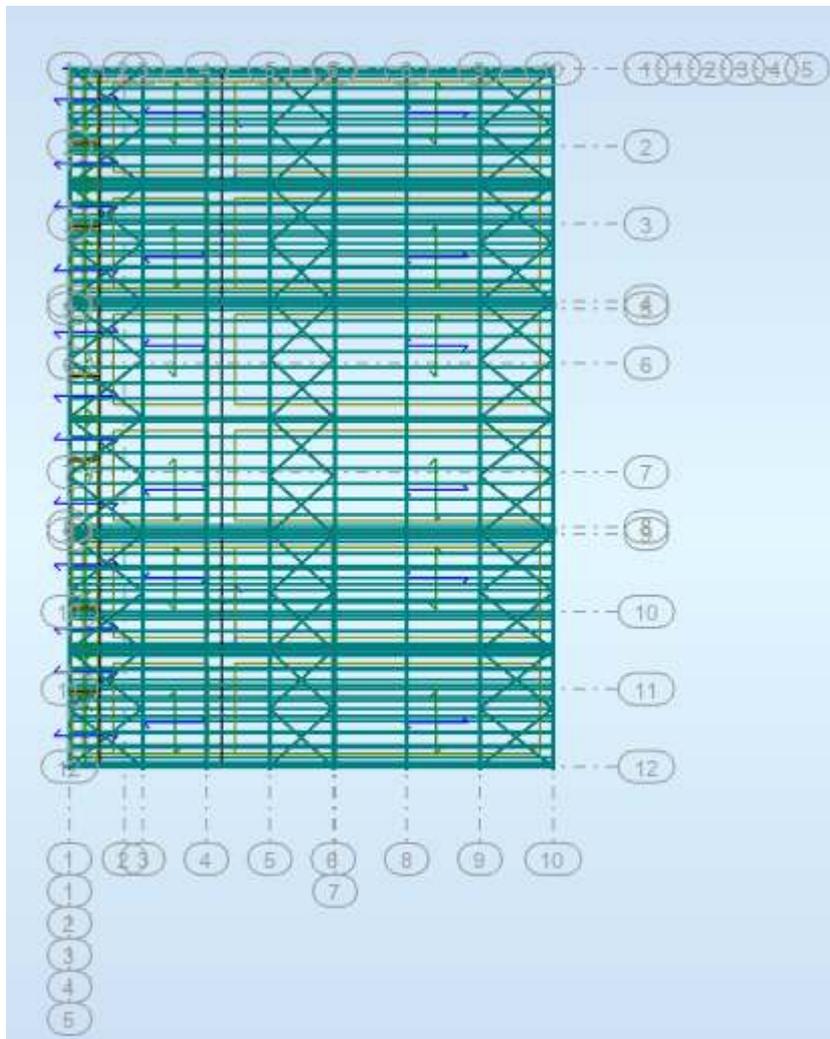


Figure 1-4 Vue en plan

1.4 Localisation et données concernant le site du projet:

LE projet est implanté dans un terrain plat à la commune de Rouïba, wilaya de « Alger ». Les données du site sont :

Zone de neige : zone B

Zone du vent : Zone I

Altitude : 20 m

Le site est classé dans la zone sismique III.(RPA99-V2003)



Figure 1-5 : Localisation de l'hangar

1.5 Règlements utilisés:

Types de règlement	Définition
RNV99	Règles définissant les effets de la neige et vent
RPA99-V2003	Règlement parasismiques algériens version 2003
CCM97	Conception et calcul des structures en acier
BAEL91	Béton armé aux états limites
DTR BC 2 .2	Charges et surcharges

Tableau 1: Règlements utilisés

1.6 Matériaux utilisés :

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

1.6.1 Acier :

Les caractéristiques mécaniques des différentes nuances d'acier sont les suivantes :

La résistance à la traction : $F_u = 360 \text{MPa}$

La limite élastique : $F_Y = 235 \text{MPa}$.

Le module de Young : $E = 210000 \text{MPa}$

Le coefficient de poisson : $\nu = 0.3$.

Le coefficient de dilatation thermique : $\pm = 12 \times 10^{-6} \text{m}/^\circ\text{C}$

Module d'élasticité transversale : $G = 84000 \text{MPa}$,

1.6.2 D'assemblage :

Assemblage par soudage :

On crée une continuité de matière entre deux pièces différentes par création d'un cordon de soudure provenant de la fusion d'une partie des pièces à assembler ou d'un métal d'apport. La continuité métallique entre les deux pièces ne peut en effet être obtenue qu'à partir d'un état liquide, ce qui permettra la naissance de grains communs lors du refroidissement.

Avantages de la soudure :

Continuité de matière, donc bonne transmission des efforts

Pas de pièces secondaires

Moindre encombrement, étanche, esthétique

Inconvénients de la soudure:

Le métal de base doit être soudable

Le contrôle est obligatoire et onéreux

Le contrôle exercé par les soudeurs est aléatoire

Nécessité d'une main d'œuvre qualifiée et d'un matériel spécifique

Les deux procédés principaux utilisés en construction métallique sont le soudage à l'arc à l'électrode enrobée (sur chantier principalement) et le soudage à fil électrode fusible sous protection gazeuse (MIG-MAG, en atelier).

Assemblage par boulons :

Le boulonnage est une méthode d'assemblage mécanique démontable. Les boulons servent à créer une liaison de continuité entre éléments ou à assurer la transmission intégrale des efforts d'une partie à l'autre d'une construction.

Dans le cas de grands ouvrages, le boulonnage convient mal à l'assemblage des pièces épaisses et fortement sollicitées : il n'assure qu'un placage imparfait. Quand ils sont utilisés, ces assemblages boulonnés servent donc surtout à solidariser sur chantier les entretoises ou les pièces de la structure aux poutres principales. Le boulonnage est aussi utilisé pour assembler des éléments secondaires ou des éléments provisoires. Dans le cadre de réparation d'ouvrages in situ, la technique du boulonnage est utilisée sur ouvrages anciens en remplacement du rivet ou en cas d'impossibilité de soudage métallurgique.

1.6.3 Béton armé:

Le béton armé associe intimement un béton avec des armatures métalliques pour obtenir un matériau qui cumule les qualités de résistance en compression et en traction

Le béton utilisé est dosé à 350 Kg/ m³

Le béton de propreté est dosé à 150 kg/m³

Les caractéristiques du béton:

Le béton utilisé est défini du point de vue mécanique par:

La résistance à la compression à 28 jours : FC28 = 25MPA.

La résistance à la traction : ft28 = 0,6+ 0,06 FC28 = 2.1MPA

Les contraintes limites:

La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} f_{bu} = \frac{0.85 \times F_{c_j}}{\gamma_c}$$

La contrainte de compression limite de service est donnée par :

Les aciers d'armatures : Les armatures du béton sont de nuance FeE 400.

Cette formation permet d'acquérir les bases afin d'anticiper les aspects essentiels de conception structurelle des bâtiments.

Certains critères sont liés à l'aptitude au service du bâtiment (utilisation des surfaces ou des volumes, fonctionnement, etc....) alors que d'autres sont liés plus directement à la sécurité structurelle de la charpente (capacité portante, résistance au feu, etc..). Enfin, les facteurs liés à l'économie de la construction et à l'impact sur l'environnement doivent être pris en compte.

1.6.3.1 Le dimensionnement des différents éléments :

Le dimensionnement joue un rôle capital pour la conception de la structure car, grâce à ce dimensionnement, on peut surveiller :

La résistance de la structure (pour assurer une sécurité structurelle suffisante).

La déformabilité (pour garantir une bonne aptitude au service).

Ainsi, la conception est donc fortement influencée par les propriétés des matériaux.

Le choix d'une charpente métallique doit, en conséquence, être conçu et élaboré de façon à ce que les propriétés du matériau acier soient utilisées au mieux, grâce à sa haute résistance mécanique, sa grande ductilité et sa soudabilité.

1.7 Conception structurelle :

1.7.1 Partie horizontale:

La toiture constitue la partie supérieure d'une structure. La fonction de la toiture est double ; d'une part, elle doit assurer la répartition des charges (fonction porteuse) et, d'autre part, elle assure le rôle de fermeture (fonction de protection).

La composition d'une toiture dépend de sa conception structurale, ainsi que de ses fonctions. Dans notre projet, la toiture est inclinée et elle est constituée de plusieurs éléments :

Poutres

Pannes :

Ce sont des éléments porteurs reposant sur des traverses de cadres ou sur des fermes. Le rôle principal de cette structure est de supporter la couverture et de transmettre les charges aux cadres et aux fermes.

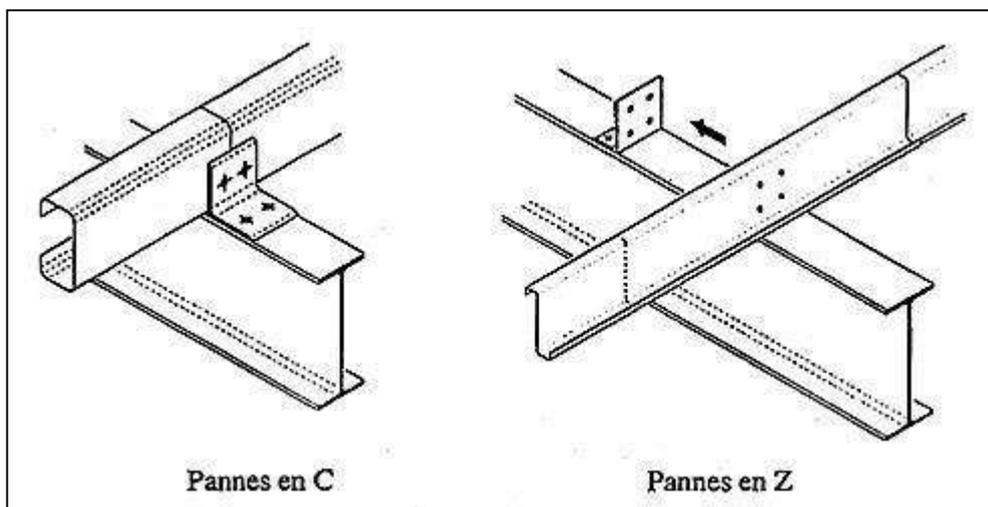


Figure 1-6: les différentes pannes utilisées en charpente métallique.

Panneaux sandwichs:

Ils offrent l'avantage de rassembler en un seul élément les trois rôles principaux d'une toiture : le pare-vapeur, l'isolation et l'étanchéité.

Ces panneaux permettent un écartement des pannes relativement grand et représentent surtout un gain de temps appréciable au montage. Ils se composent de deux lobes en acier plats ou nervurés et d'une âme rigide isolante.

Ils sont collés sous pression ou réalisés par injection de mousse après assemblage sous presse.

Les panneaux se rassemblent entre eux par emboîtement latéral assurant une parfaite étanchéité et une isolation thermique.

Pour cet ouvrage, nous avons utilisé des panneaux sandwichs constitués d'une peau externe trapézoïdale et d'une peau interne linéaire intercalées par une mousse dure conçue pour l'isolation thermique.

1.7.2 Partie verticale (les façades):



Figure 1-7: Panneau sandwich



Figure 1-8: Panneau sandwich

Le bardage utilisé (peau interne et externe lisse séparées par une mousse) maintenu en place à l'aide des lisses. Les poteaux et les lisses sont des profilés laminés à chaud (IPE). Cette partie est composée uniquement de panneaux de verre transparent, assurant la transmission de la pression du vent à la structure porteuse et la protection contre les agents extérieurs (eau, température, lumière). Pour la partie basse, elle est constituée totalement en brique, en double parois.

1.7.3 Le contreventement :

En génie civil, un contreventement est un système statique destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions sur celui-ci (par exemple : vent, séisme, choc, freinage, etc.). Il sert également à stabiliser localement certaines parties de l'ouvrage (poutres, poteaux) relativement aux phénomènes d'instabilité (flambage ou déversement). Afin d'assurer la stabilité globale d'un bâtiment, il est nécessaire que celui-ci soit contreventé selon au moins trois plans verticaux non colinéaires et un plan horizontal; on distingue donc les contreventements horizontaux (destinés à transmettre les efforts horizontaux dans les fondations) des contreventements horizontaux (destinés à s'opposer aux effets de torsion dus à ces efforts).

Logiciels utilisés :

Robot 2020 : pour l'analyse de la structure.

2 CHAPITRE II : ETUDE **CLIMATIQUE**

2.1 Introduction :

L'effet du vent sur une construction métallique est généralement prépondérant, une étude approfondi doit être élaboré pour la détermination des différentes actions dues au vent et ce, dans toutes les directions possibles. Les calculs seront menés conformément au règlement neige et vent RNVA2013

2.2 La Charge permanente :

Ce terme désigne le poids propre de tous les éléments permanents constituant l'ouvrage fini. Il s'agit donc non seulement du poids de l'ossature mais aussi de tous les éléments du bâtiment (planchers, plafonds, cloisons, revêtements de sol, installations fixes).

2.3 La Charge variable :

Les actions variables Q_i , dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps.

2.4 La Charge d'exploitations :

Toiture métallique :

Correspondent aux mobiliers et aux personnes qui habitent ou fréquent l'immeuble.

Pour cela il y a des normes qui fixent les valeurs des charges en fonction de la destination de l'ouvrage et qui sont inscrits dans le règlement technique DTR (charges et surcharges).

Type	Charge permanentes
TN40	0,10 KN/M ²

Tableau 2 : Charges permanentes toiture

2.5 Surcharge climatique

2.5.1 Introduction

Les ossatures métalliques doivent être dimensionnées pour supporter les effets maximaux des forces qui leur sont appliquées.

Pour cela on procédera à une étude climatique qui nous donnera les effets exercés par la neige et le vent. La sollicitation due aux effets climatiques peut s'avérer plus défavorable que le séisme. Le règlement utilisé est le « RNV-2013 ».

2.5.2 Charge de la neige :

L'accumulation de la neige sur la terrasse produit une surcharge qu'il faut prendre en compte pour les vérifications des éléments de la structure.

Le règlement RNV 2013 s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 200 mètres.

Le calcul des charges de neige se fait conformément à la réglementation en vigueur

RNV2013 » (D.T.R-B.C-2.47). La charge caractéristique de la neige par unité de surface est donnée par la formule suivante :

$$S = \mu \times S_K \text{ unité (kN /m}^2\text{)}$$

S : charge caractéristique de neige par unité de surface.

U : coefficient d'ajustement des charges (fonction de la forme).

S_K : la charge de neige sur le sol.

Calcul de la charge de neige **sk** :

Le projet se situe dans la wilaya d'Alger classée en zone B

L'altitude du site est à H= 20 m (à niveau de la mer). La charge de la neige est :

Zone B

Coefficient de forme μ :

Notre construction est équipée d'une toiture à deux versants symétriques dont l'inclinaison.

(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 : Coefficient de forme μ - toitures à versants multiples

On a : $\alpha = \beta = 9.40^\circ$

Donc :

$$\mu_1 = 0,8 \quad S = 0,8 \times 0,108 = 0,0864 \text{ KN/m}^2$$

$$\mu_2=0,8+0,8 (9.44/30) =1,05$$

$$S=1,05 \times 0,108 =0,1134 \text{ KN/m}^2$$

2.5.3 L'effet de vent :

2.5.3.1 Introduction :

Scientifiquement, le vent est un phénomène naturel qui résulte du mouvement de l'air d'une zone à pression élevée à une zone à faible pression.

Il exerce sur les structures des actions extérieures (compressions et tractions) et intérieures (suppressions et dépressions). Il agit perpendiculairement aux parois considérées.

2.5.3.2 Action de vent sur la construction :

Les actions du vent sont représentées par un ensemble simplifié de pressions ou de forces dont les effets sont équivalents aux effets extrêmes du vent turbulent.

Sauf spécifications contraires, les actions du vent sont classées comme des actions fixes variables.

Les actions du vent sont des valeurs caractéristiques calculées à partir de valeurs de référence de la vitesse ou de la pression dynamique.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

La région,

La direction,

Le site d'implantation de la structure et leur environnement,

La forme géométrique et les ouvertures qui sont contenues dans la structure

Selon le règlement neige et vent Algérien (RNV2013), le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de l'ouvrage.

V2: perpendiculaire au pignon

V1 : perpendiculaire au long pan

2.5.3.3 Calcul détaillée de l'effet de vent :

Les effets du vent sont étudiés conformément à la réglementation « règlement neige et vent » RNV 2013-(D.T.R.C.2-4.7), l'effet du vent sur une surface considérée de hauteur Z_j est calculée suivant la formule ci-dessous :

q_j : pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface ;

q_{dym} : pression dynamique du vent

C_{pe} : coefficient de pression extérieur ;

C_{pi} : coefficient de pression intérieur.

Pression dynamique du vent :

$$q_{dym}(Z_j) = q_{ref} \times C_e(Z_j)$$

q_{ref} Pression dynamique de référence pour construction permanente.

$C_e(Z_j)$: Coefficient d'exposition au vent.

Coefficient d'exposition C_e :

Le coefficient d'exposition $C_e(Z_j)$ permet de passer de la pression dynamique moyenne du vent à la pression dynamique de point tenant compte de turbulence.

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

C_t : Coefficient de topographie

C_r : coefficient de rugosité

K_T : Facteur de terrain

z : Hauteur considérée en (m)

Coefficient dynamique « C_d » :

Le coefficient dynamique C_d 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 inférieure à 15 m (12.46m) on prend : $C_d = 1$

La construction est peu sensible aux excitations dynamiques

Données relatives au site :

Zone	q_{ref} (N/m²)
I	375
II	435
III	500
IV	575

Tableau 4 : Valeurs de la pression dynamique de référence

q_{ref} (N/m²) : c'est la pression dynamique de référence donnée par le tableau 2.2 du RNV2013 (voir annexe A).

Alger => Zone I =>

Catégories de terrain :

Les catégories des terrains sont données dans le tableau 2.4 (RNV2013) suivant :

Catégories des terrains	K_T	Z_0 (m)	Z_{min} (m)	ϵ
Catégories II	0.19	0.05	2	0.52

Tableau 5 : définition de catégories de terrain

K_T : Facteur de terrain

Z_0 (m) : Paramètre de rugosité

Z_{min} (m) : Hauteur minimale.

ϵ : Utilisé pour le calcul du coefficient dynamique

Coefficient de rugosité :

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

$$Cr(z) = KT \times \ln \frac{z}{z_0} \text{ pour } z_{min} \leq z \leq 200 \text{ m}$$

$$Cr(z) = KT \times \ln \frac{z_{min}}{z_0} \text{ pour } z < z_{min}$$

$$(Z=10.87\text{m}) \Rightarrow z_{min} \leq 10.87\text{m} \leq 200 \text{ m}$$

A.N :

$$Cr(z) = 0.19 \times \ln 10.87 / 0.05 = 1.022$$

$$Cr(z) = 1.022$$

Coefficient de topographie Ct :

Ct : coefficient de topographie, il prend compte la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur les obstacles. Il est tiré du tableau 2.5 du RNV2013.

Ct(z) est déterminé comme suit :

$$\text{Site plat } \phi < 0,05 \quad \text{alors : } Ct(z) = 1$$

Intensité de turbulence Iv(z) :

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

$$IV(z) = 1 / Ct(z) * \ln z / z_0 \quad \text{pour } z > z_{min}$$

$$IV(z) = 1 / Ct(z) * \ln z_{min} / z_0 \quad \text{pour } z \leq z_{min}$$

$$(Z_{min}=2\text{m}) \Rightarrow z_{min} = 2\text{m} \leq z = 10.87 \text{ m}$$

$$\text{A.N : } IV(z) = 1 / 1 * \ln 10.87 / 0.05 = 0.186$$

Coefficient d'exposition (Ce) :

Le coefficient d'exposition au vent Ce(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. Ce(z) est donnée par :

$$Ce(z) = Ct(z)^2 \times Cr(z)^2 \times (1 + 7IV(z))$$

Alors :

$$\text{A.N : } Ce(z) = 1^2 \times 1.022^2 \times (1 + 7 \times 0.186) \quad Ce(z) = 2.404$$

Calcul la Pression dynamique du vent :

$$qp(Zj) = qref \times Ce(Zj)$$

Coefficient de pression extérieure Cpe

:Le coefficient de pression extérieure Cpe 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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} C_{pe} = C_{pe1} \quad \text{si } S \leq 1 \text{ m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \cdot \log_{10}(S) \quad \text{si } 1 \text{ m}^2 \leq S \leq 10 \text{ m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe10} \quad \text{si } S \geq 10 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

Avec :

S : désigne la surface chargée de la paroi considérée.

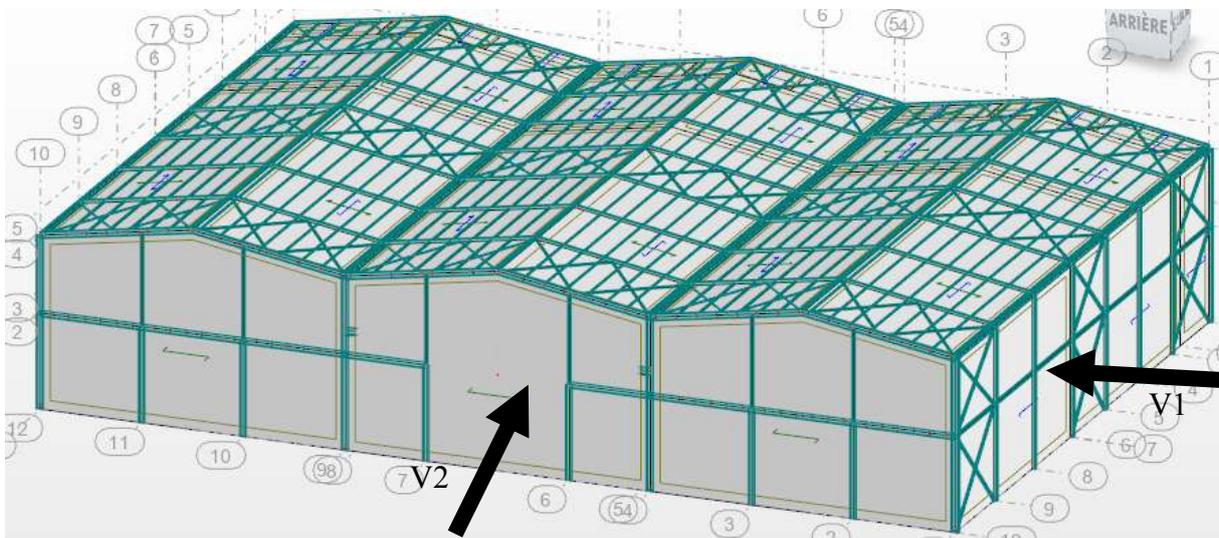


Figure 2-1 : Directions du vent sur la structure.

Les valeurs du C_{pe} pour la structure, sont présentées ci-dessus :

Vent sur le pignon :

Parois verticales On utilise :

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

-Le tableau 5.1 (RNV99 version2013) pour tirer les valeurs des coefficients C_{pe} .

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

$$b = 57.6m$$

$$d = 39.6m$$

$$\square = 10.87m \quad \Rightarrow e = \text{Min} (57.6 ; 21.74) = 21.74m \quad \Rightarrow d > e$$

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

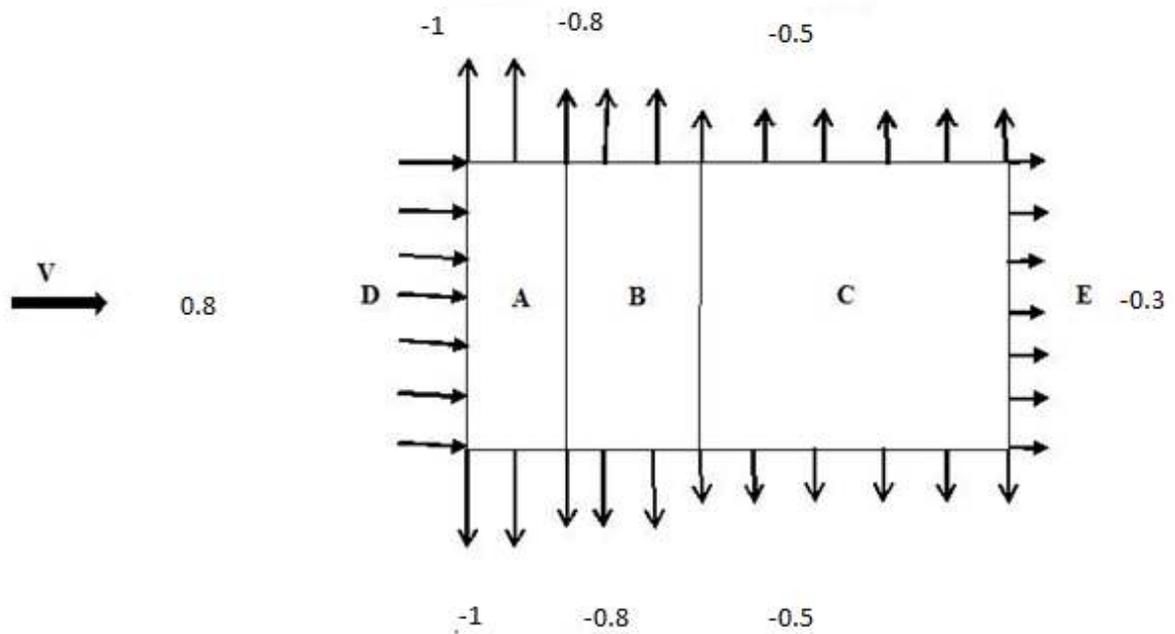


Figure 2-2: Répartition du coefficient de pression extérieure les parois verticales (V2).

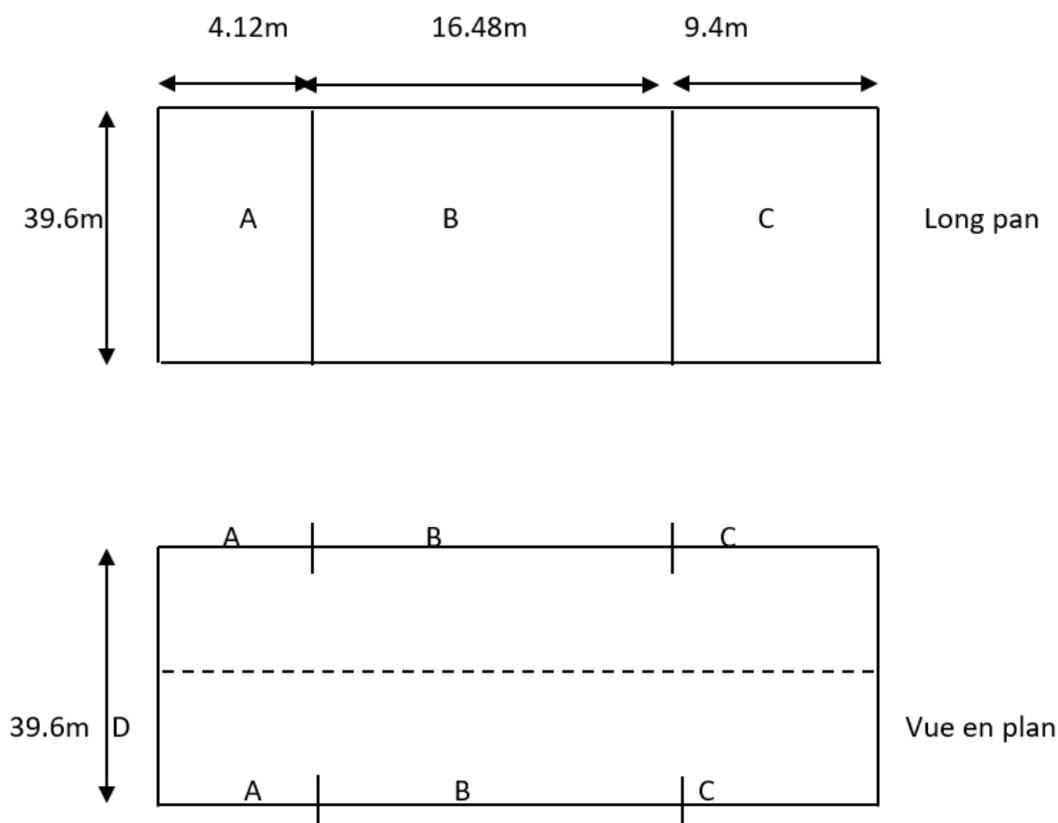


Figure 2-3 : Zone de pression pour la paroi verticale

- Toiture :

On utilise

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

-Le tableau 5.1.4 (RNV99 version2013) pour tirer les valeurs des coefficients C_{pe} .

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

$$\Theta = 90^\circ \text{ (multi versants)}$$

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

$$\{b = 57.6m$$

$$d = 39.6m$$

$$\square = 12.46m \quad \Rightarrow e = \text{Min} (57.6 ; 24.92) = 24.92m \quad \Rightarrow d > e$$

Puisque $\alpha = 9.40^\circ$, donc les valeurs de sont déterminées par l'interpolation linéaire entre les deux valeurs de $C_{pe}(5^\circ)$ et $C_{pe}(15^\circ)$ par la formule suivante :

$$C_{pe}(9.40^\circ) = C_{pe}(5^\circ) + [9.40 - 5 / 15 - 5 (C_{pe}(15^\circ) - C_{pe}(5^\circ))]$$

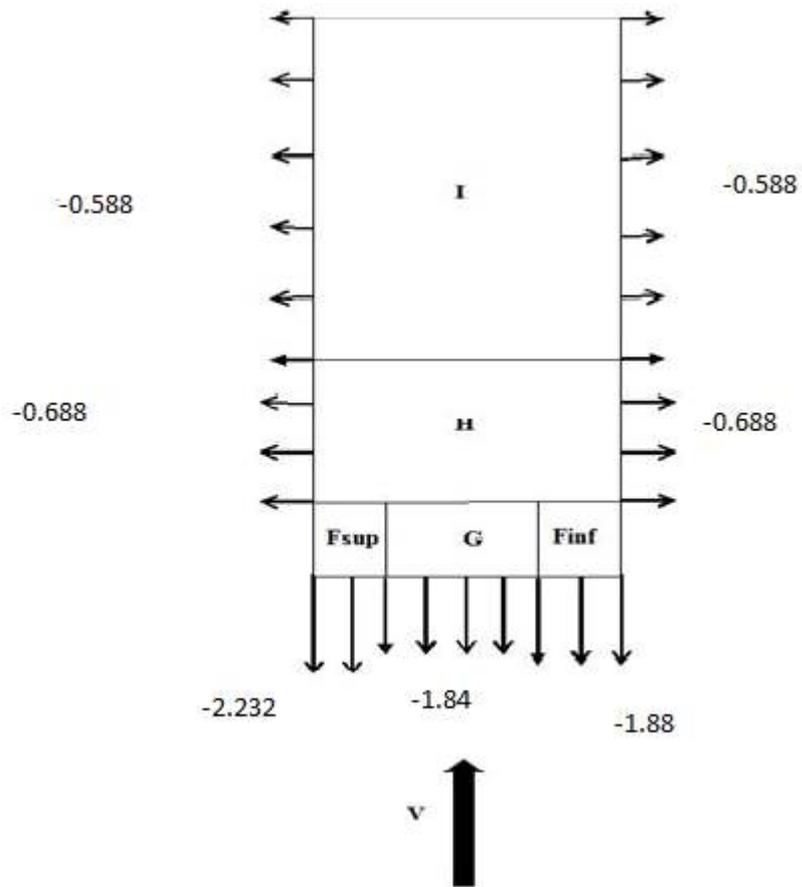


Figure 2-4 : Répartition du coefficient de pression extérieur toiture v_2

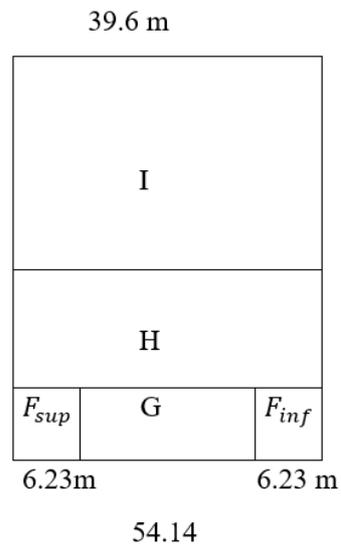


Figure 2-5 : Répartition du coefficient de pression extérieur toiture v_2

Vent sur le long-pan V1 :

-Parois verticales

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

$$b = 39.6m$$

$$d = 57.6m$$

$$\square = 10.87m \quad \Rightarrow \quad e = \text{Min} (39.6; 21.74) = 21.74m \quad \Rightarrow \quad d > e$$

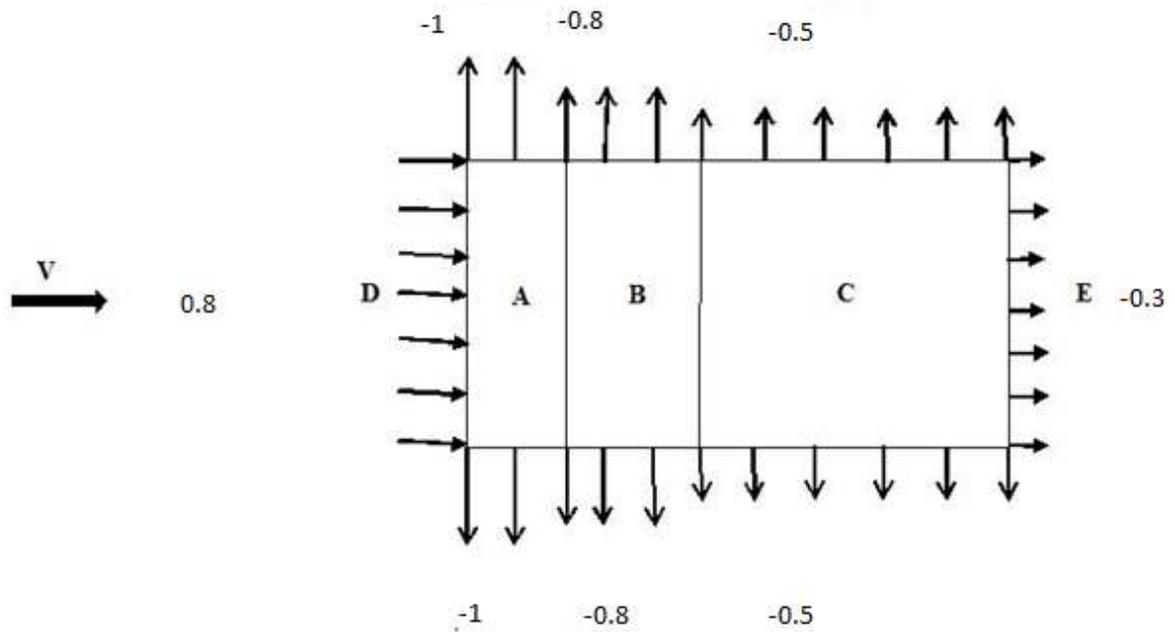


Figure 2-6 : Répartition du coefficient de pression extérieure les parois verticales (V1).

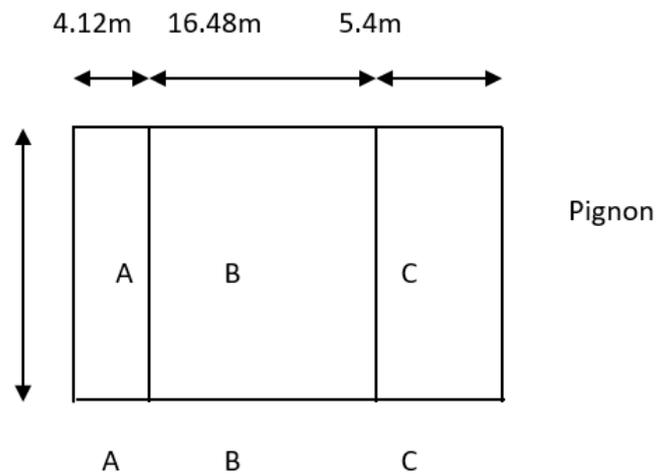


Figure 2-7 : Zone de pression de vent sur la paroi verticale

Toiture :

$\Theta = 0^\circ$ (multi versants) $e = \min [b, 2 h]$

$b = 39.6m$

$d = 57.6m$

$\square = 12.46m \Rightarrow e = \text{Min}(39.6 : 24.92) = 24.92m \Rightarrow d > e$

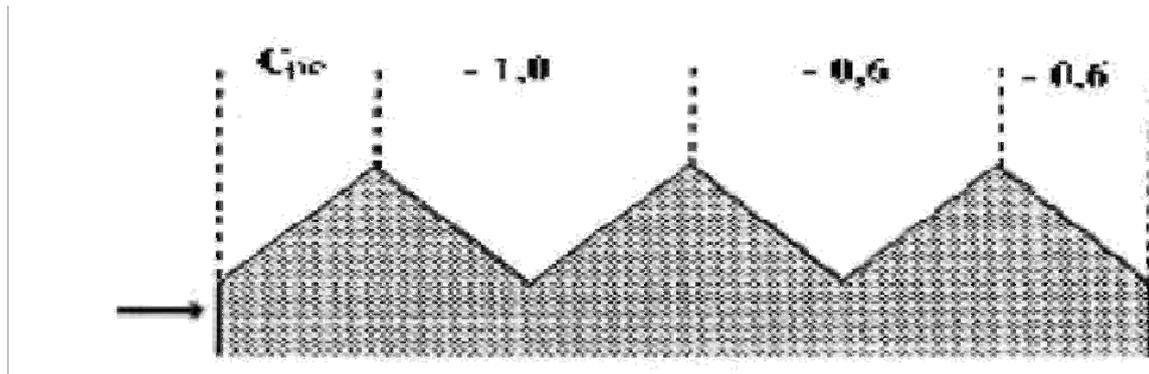


Figure 2-8 : C_{pe} de chaque versant de la toiture

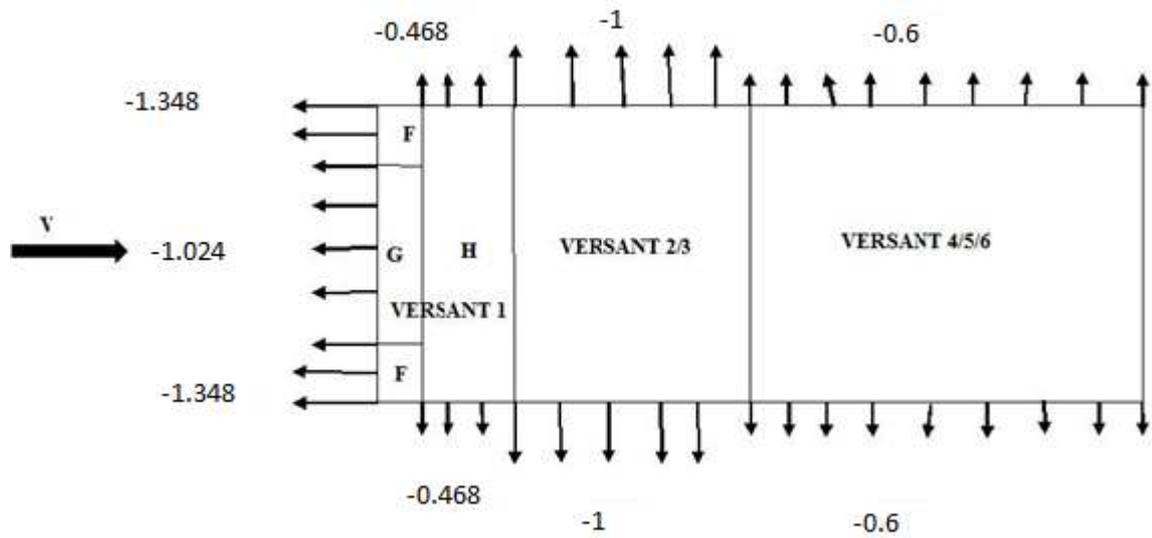


Figure 2-9 : Répartition du coefficient de pression extérieur toiture v_l

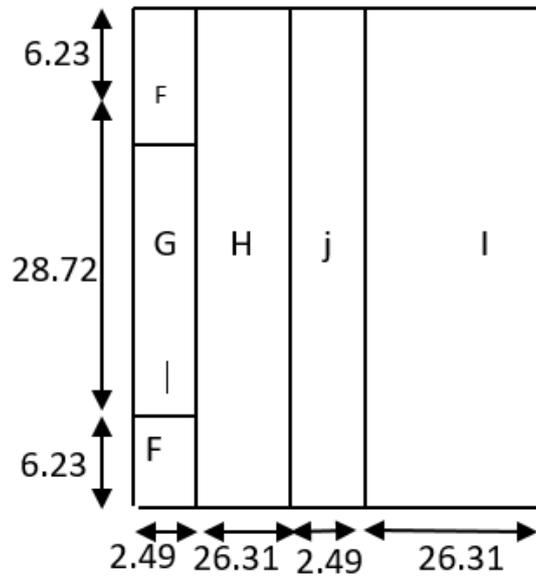


Figure 2-10: Zone de pression pour la toiture VI

Pour les zones on a la surface de chacune est $s > 10\text{m}^2$ donc :

$$C_{pe} = C_{pe, 10} \quad [§5.1.1.2-RNV/2013]$$

Puisque $\alpha = 9.40^\circ$, donc les valeurs de C_{pe} sont déterminées par l'interpolation linéaire entre les deux valeurs de $C_{pe} (5^\circ)$ et $C_{pe} (15^\circ)$ par la formule suivante :

$$C_{pe} (9.40^\circ) = C_{pe} (5^\circ) + [9.40 - 5 / 15 - 5 (C_{pe} (15^\circ) - C_{pe} (5^\circ))]$$

Coefficient de pression intérieure C_{pi} :

Le Coefficient de pression intérieure C_{pi} est fonction du pourcentage des ouvertures dans la structure considérée, et en fonction de l'indice de perméabilité μ_p qui est définie comme suit :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures sous le vent et parallèles au vent}}{\sum \text{es surfaces de toutes les ouvertures}}$$

On utilise :

la figure 5.14 (RNV version 2013) pour tirer les valeurs des coefficients C_{pi} du diagramme.

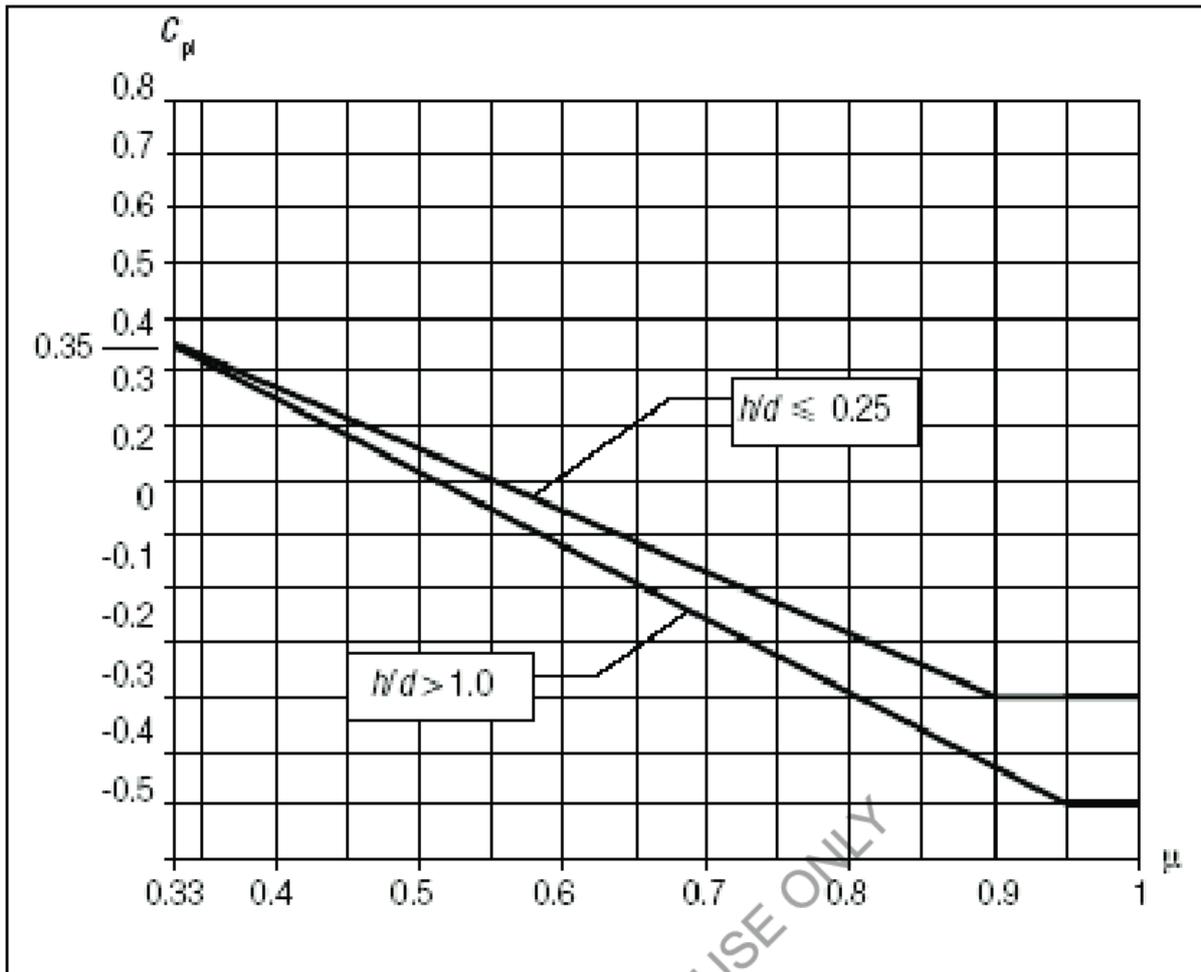


Figure 2-11 : Coefficients de pression intérieure

- $H/d=12.46 / 57.6=0.216 < 0.25$ (on choisit le trait discontinue)

Vent(V2) : $\mu_p=0 \implies C_{pi} = 0.63$

On a : $0.25 < h/d = 10.87 / 39.6 = 0.274 < 1$

Donc une interpolation linéaire peut être utilisée.

Vent(V1) : $\mu_p=59.5/59.5=1 \implies C_{pi} = -0.3$

Calcul de la pression aérodynamique due au vent $W(Z_j)$:

Après avoir défini tous ces coefficients, on peut calculer la pression due au vent :

La zone	q_p (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$W(Z_j)_j$ (N/m ²)
A	901.5	-1	-0.3	-631.05
B	901.5	-0,8	-0.3	-450.73
C	901.5	-0,5	-0.3	-180.3
D	901.5	0,8	-0.3	991.65
E	901.5	-0,3	-0.3	0

Tableau 6 la pression aérodynamique sur les parois verticales direction V1 du vent (long pan).

La zone	q_p (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$W(Z_j)_j$ (N/m ²)
F	933.375	-1.348	-0.3	-978.177
		0.088		362.1495
G	933.375	-1.024	-0.3	-675.763
		0.088		362.1495
H	933.375	-0.468	-0.3	-156.807
		0.088		362.1495
I	933.375	-1	-0.3	-653.362
J	933.375	-0.6	-0.3	-280.0125

Tableau 7: Pressions sur la toiture - Direction V1 du vent (long pan).

La zone	q_p (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$W(Z_j)_j$ (N/m ²)
F_{sup}	933.375	-2.232	0.63	-2671.31
F_{inf}	933.375	-1.88	0.63	-2342.77
G	933.375	-1.84	0.63	-2305.43
H	933.375	-0,688	0.63	-1230.188
I	933.375	-0.588	0.63	-1136.85

Tableau 8: Pressions sur la toiture - Direction V2 du vent (Pignon).

La zone	q_p (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$W(Z_j)_j$ (N/m ²)
A	901.5	-1	0.63	-1469.445
B	901.5	-0,8	0.63	-1289.145
C	901.5	-0,5	0.63	-1018.695
D	901.5	0,8	0.63	153.255
E	901.5	-0,3	0.63	-838.395

Tableau 9: la pression aérodynamique sur les parois verticales direction V2 du vent (pignon)

2.6 Conclusion :

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

3 CHAPITRE III : ETUDE
DES ELEMENTS
SECONAIRES

3.1 Les pannes

Les pannes supportent la couverture et assurent le report des charges de la couverture sur les traverses.

Elles contribuent également à la réalisation de montants de poutres au vent en versants. Les pannes peuvent être modélisées en cantilever sur les portiques. Ce choix consiste à les disposer en continues et à les assembler par des articulations. Cette disposition est isostatique.

Par cette méthode, les sollicitations et les déformations sont réduites, et un gain de matière est réalisé par rapport à des pannes modélisées sur deux ou sur trois appuis.

L'avantage par rapport à des pannes continues est de pouvoir diminuer les moments de continuité sur appuis qui sont les plus défavorables, simplement en faisant varier la position de l'articulation.

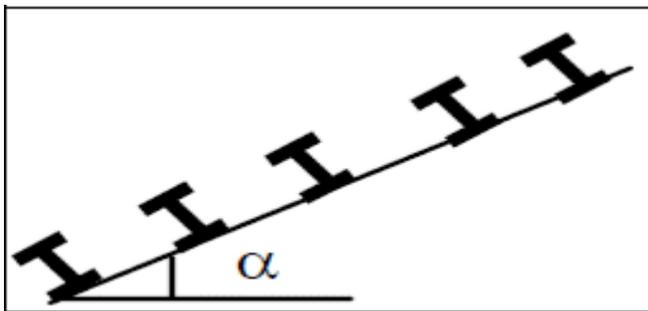


Figure 3-1: Disposition des pannes

3.2 DETERMINATION DES SOLLICITATIONS

Compte tenu de la pente des versants, les pannes sont posées inclinées d'un angle (α) et de ce fait fonctionnent en flexion déviée.

3.2.1 Evaluation des charges et surcharges

3.2.1.1 Charges permanentes (G) :

Poids propre de la panne et de la couverture et Charges accrochées éventuelles.

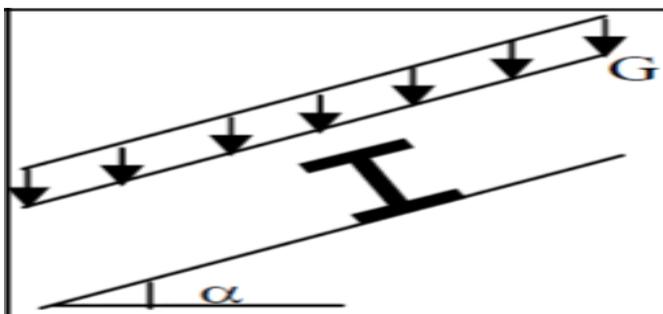


Figure 3-2: Chargement des pannes

3.2.1.2 Surcharges d'entretien (P) :

Dans le cas de toitures inaccessibles, on considère uniquement dans les calculs, une charge d'entretien qui est égale aux poids d'un ouvrier et son assistant et qui est équivalente à deux charges concentrées de 100 kg chacune situées à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne.

3.2.1.3 Surcharges climatiques :

Surcharge de neige(N) :

Par projection horizontale : N

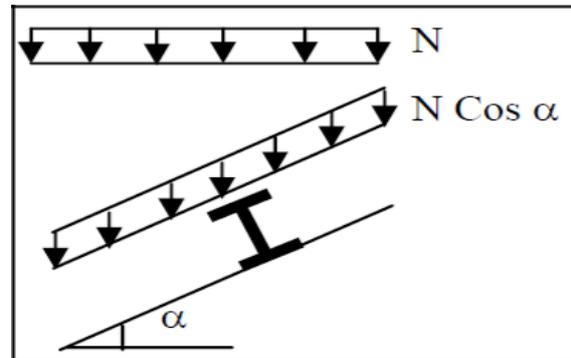


Figure 3-3: Surcharge de neige

Suivant rampant : N Cos

Surcharge du vent (V) :

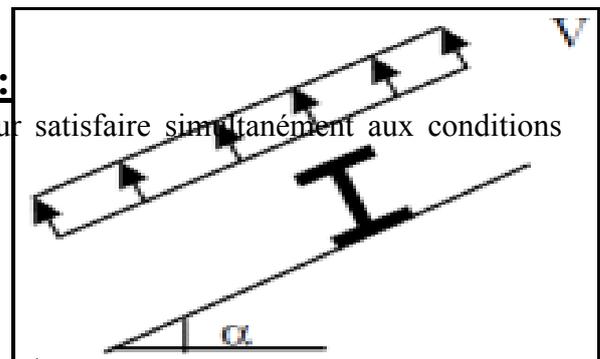
Perpendiculaire au versant : V

3.2.2 Principe de dimensionnement :

Les pannes sont dimensionnées par le calcul pour satisfaire simultanément aux conditions suivantes :

Condition de résistances : (ELU)

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq \sigma_e$$



Condition de flèche : (ELS)

$$f_x \leq f_{ad}$$

Figure 3-4: surcharge du vent

$$f_x \leq f_{ad}$$

avec:

f_{ad} : flèche admissible.

Compte tenu de la faible inertie transversale des pannes, et pour que l'effet de la charge Q_x (perpendiculaire à l'âme de la panne) ne devient pas préjudiciable et conduit à des sections de pannes importantes, donc onéreuses.

La solution consiste à réduire la portée transversale des pannes en les reliant entre elles par des liernes (tirants), situés à mi-portée. Ces liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction.

3.2.3 Charges à prendre en considération :

- Charge permanente (Poids propre de la couverture en panneau sandwich)

$$(G = 1.30 \times 0.11 = 0.142 \text{ kN/m}^2)$$

Charge d'entretien ($Q = 1 \text{ kN}$) placée en $\frac{1}{2}$ et $\frac{2}{3}$ de la longueur de la panne

$$\text{Action de la neige } (S = 0.1134 \cos(9.40^\circ)) = 0.111 \text{ kN/m}^2$$

- Action du vent ($W = -2.6713 \text{ kN/m}^2$)

Combinaisons des charges et actions :

$$q_1 = 1.35 G + 1.5 Q_{\text{ent}} = (1.35 \times 0.142 \times 1.5) + (1.5 \times 1 \times 1.5) = 2.53 \text{ Kn/ml}$$

$$q_2 = 1.35 G + 1.5 S = (1.35 \times 0.142 \times 1.5) + (1.5 \times 1.5 \times 0.1118) = 0.53 \text{ Kn/ml}$$

$$q_3 = 1.35 G + 1.5 W = (1.35 \times 0.142 \times 1.5) + (1.5 \times 1.5 \times (-2.6713)) = -5.72 \text{ kN/ml}$$

$$q = \max(q_1, q_2, q_3) = 5.72 \text{ Kn/ml}$$

3.2.4 Moment maximum pour une poutre continue sur 4 appuis simples :

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

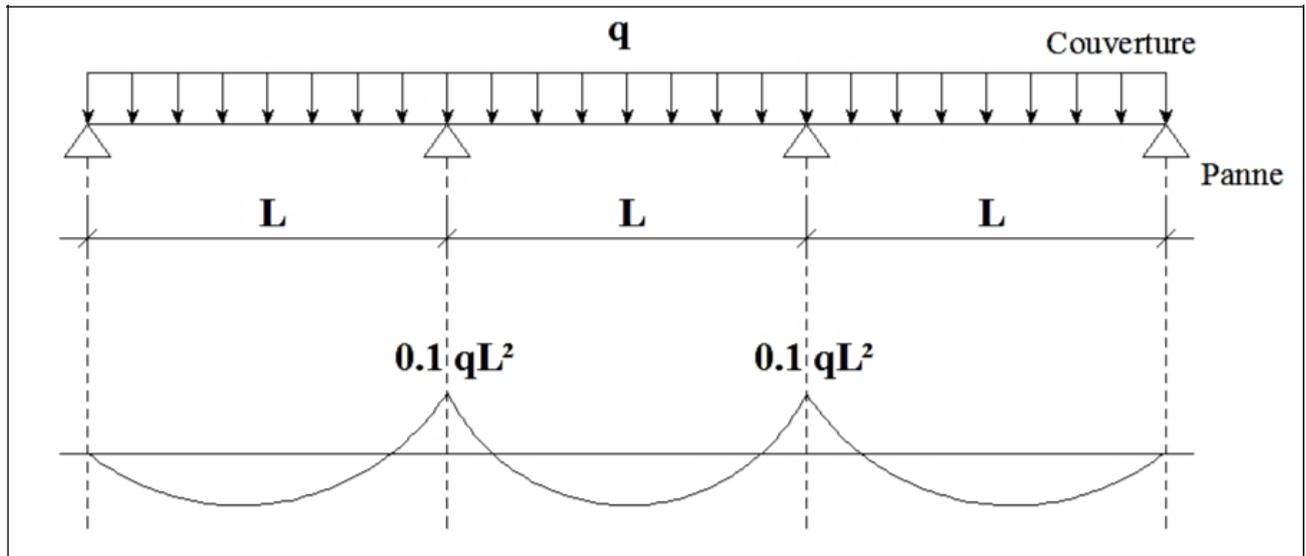


Figure 3-5: Diagramme flèche max et moment max

$$M_{max} = 0,1qL^2 \quad ; q = 5,72 \text{ kN/ml}$$

L : espacement entre pannes.

3.2.5 Calcul de l'espacement

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

$$M_{max} < f_y \times W_{avec}$$

w: (module de résistance)

$$w = 5 \times 10^{-6} m^3$$

$$0,1qL^2 < f_y \times W$$

$$\Rightarrow L \leq \sqrt{\frac{f_y \times W}{0,1q}}$$

$$\Rightarrow L \leq \sqrt{\frac{235 \times 10^3 \times 5 \times 10^{-6}}{0.1 \times 5.72}} = 1.43 \text{ m}$$

On prend : $L = 1.30 \text{ m}$

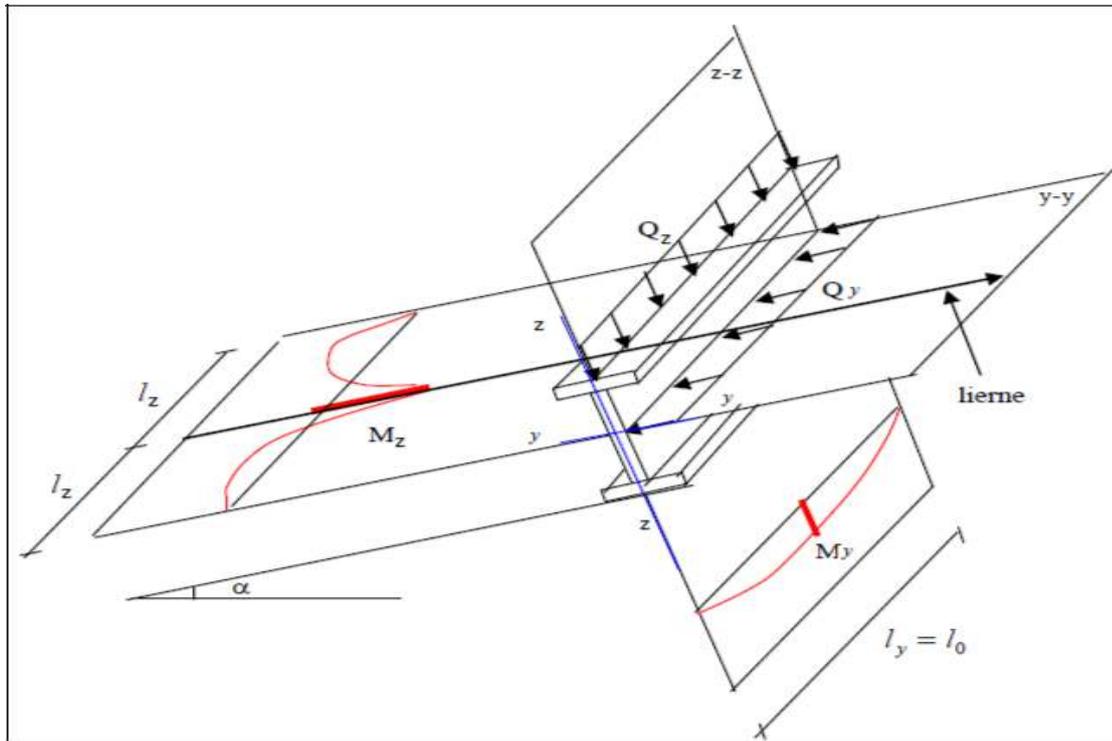
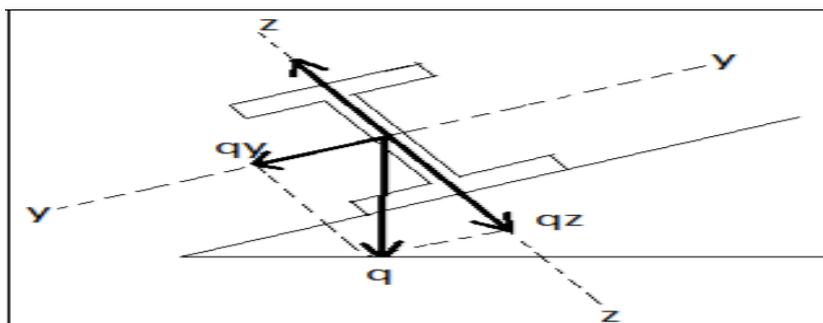


Figure 3-6: Les différents plans de chargement d'une panne

3.2.6 Dimensionnement des pannes :

- $G = 0.142 \times 1.30 = 0.1846 \text{ kN/ml}$
- $Q_{\text{entr}} = 1 \times 1.30 = 1.30 \text{ kN}$
- $S = 0.11 \times 1.30 = 0.143 \text{ kN/ml}$
- $W = (-2.6713 \times 1.30) = -3.472 \text{ kN/m}$



3.2.6.1 Combinaisons des charges :

À l'ELU :

$$q_1 = 1.35G + 1.5 Q_{entr} = (1.35 \times 0.1846) + (1.5 \times 1.30) = 2.19 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = 1.35G + 1.5 S = (1.35 \times 0.1846) + (1.5 \times 0.143) = 0.463 \text{ kN/m}$$

$$q_3 = 1.35G + 1.5W = (1.35 \times 0.1846) + (1.5 \times (-3.472)) = -4.958 \text{ kN/m}$$

$$q = \max(q_1, q_2, q_3) = 4.958 \text{ kN/m}$$

$$-q_y = q \cdot \sin\alpha = 4,958 \cdot \sin(9.40^\circ) = 0.809 \text{ kN/m}$$

$$-q_z = q \cdot \cos\alpha = 4,958 \cdot \cos(9.40^\circ) = 4.89 \text{ kN/m}$$

À l'ELS :

$$q_{s1} = G + Q_{entr} = 0.1846 + 1,30 = 1.484 \text{ kN/m}$$

$$q_{s2} = G + S = 0.1846 + 0.143 = 0.327 \text{ kN/m}$$

$$q_{s3} = G + w = 0.1846 + (-3.472) = -3.2874 \text{ kN/m}$$

$$q_s = \max(q_{s1}, q_{s2}, q_{s3}) = 3,287 \text{ kN/m}$$

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

$$q_y = q \cdot \sin\alpha = 3.287 \times \sin(9.40^\circ) = 0.536 \text{ kN/m}$$

$$q_z = q \cdot \cos\alpha = 3.287 \times \cos(9.40^\circ) = 3.242 \text{ kN/m}$$

3.2.6.2 Calcul des moments sollicitant (ELU) :

Plan (y-y) :

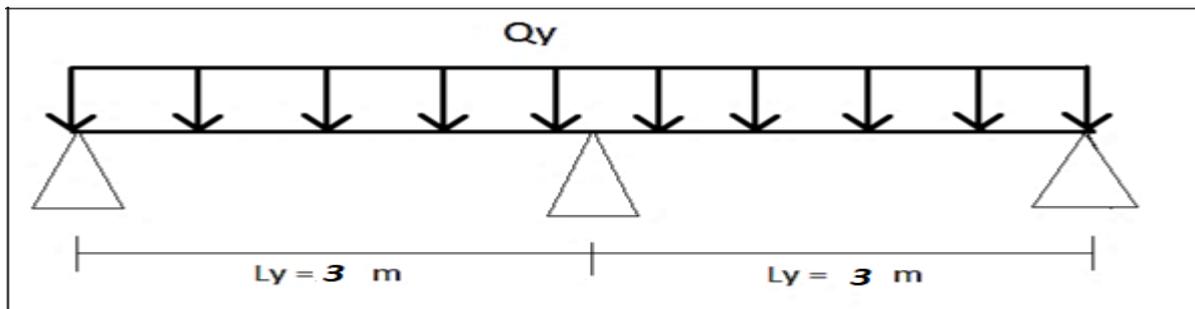
Les vérifications suivantes sont imposées par le CCM 97 afin de dimensionner les pannes.

On prévoit des liernes dans le plan (y-y)

$$M_z = \frac{q_{uy} \times l^2}{8} = \frac{0.809 \times 3^2}{8} = 0.91 \text{ kN.m}$$

$$M_z \leq M_{plz,rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{m_0}}$$

$$W_{plz} \geq \frac{M_z \times \gamma_{m_0}}{f_y} = 4,259 \text{ cm}^3$$

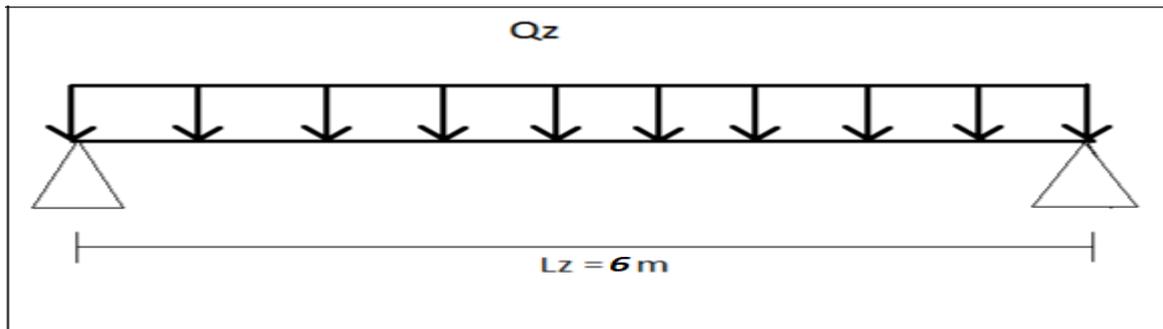


Plan (z-z) :

$$M_y = \frac{q_{uz} \times l^2}{8} = \frac{4.89 \times 6^2}{8} = 22.005 \text{ kN.m}$$

$$M_y \leq M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m_0}}$$

$$W_{ply} \geq \frac{M_y \times \gamma_{m_0}}{f_y} = 103.002 \text{ cm}^3$$



3.2.7 Condition de flèche (ELS) :

Plan (z-z) :

$$f = \frac{5 \times q_z \times L^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$\frac{5 \times 3,242 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times I_y} \leq \frac{600}{200} = 3$$

$$\frac{5 \times 3,242 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times 3} \leq I_y$$

$$I_y \geq 868,39 \text{ cm}^4$$

Choix du profilé :

Le profilé qui satisfait les deux conditions à l'ELU et l'ELS est un IPE 160 présentant les caractéristiques suivantes :

Profil	Poids Kg/m	Section cm ²	Dimensions				Caractéristiques					
			h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE160	15.8	20.1	160	82	7.4	5	869.3	68.31	123.9	26.1	9.66	1.84

Tableau 10: Caractéristique du profilé IPE 160

3.2.8 Condition de flèche avec poids propre inclus :

$$Q_{max} = G + W = (0.1846 + 0.158) + (-3.472) = 3.1294 \text{ kN /m}$$

$$q_y = Q_{max} \cdot \sin \alpha = 3,1294 \cdot \sin(9.40^\circ) = 0.51 \text{ kN/m}$$

$$q_z = Q_{max} \cdot \cos \alpha = 3.1294 \cdot \cos(9.40^\circ) = 3.087 \text{ kN/m}$$

Pour une poutre sur deux appuis uniformément chargée (axe Z-Z) :

$$f = \frac{5 \times q_z \times L^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$\frac{5 \times 3,087 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times 869,3} = 2,85 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

conditionverifier

Pour une poutre sur deux appuis uniformément chargée (axe Y-Y) :

$$f = \frac{5 \times q_y \times L^4}{384 \times E \times I_z}$$

$$\frac{5 \times 0.51 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times 68.31} = 5.99 \text{ cm} > f_{adm} = 3 \text{ cm}$$

conditionnonverifier

Donc on adopte des suspentes, les résultats de la nouvelle vérification sont donnés comme suit :

$$\frac{2.05 \times 0.51 \times 10^{-2} \times \left(\frac{600}{2}\right)^4}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times 68.31} = 0.15 \text{ cm} > f_{adm} = \frac{l}{200} = 1.5 \text{ cm} \text{ conditionverifier}$$

La condition de flèche est vérifiée

3.2.9 Classe du profilé IPE 160 :

Classe de l'âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72.1 \rightarrow \frac{h - 2(tf + r)}{t_w} = 127,2/5 = 25,44 \text{ avec } (\sigma = \sqrt{235} f_y = 1)$$

$$25,44 \leq 72 \rightarrow \text{Doncl'Âmeestdeclasse 1}$$

-Classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} \leq 10.1 \rightarrow \frac{\frac{b}{2}}{t_f} = \frac{8.2}{7.4}$$

$$5.54 \leq 10 \rightarrow \text{Donc la semelle est de classe 1}$$

Donc la section du profilé globale est de (classe I)

Vérification des contraintes :

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

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

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

$$M_{ny,rd} = \frac{M_{py,rd} (1 - n)}{(1 - 0.5a)} \dots \dots \dots (1)$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}} = 0$$

$$a = \frac{A - (2b - tf)}{A} = \frac{20.1 - (2 \times 8.2 \times 0.74)}{20.1} = 0.396$$

$$n < a$$

$$\Rightarrow M_{nz,rd} = M_{pl,z,rd} = \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{mo}} \dots \dots \dots (2)$$

On remplace (1) et (2) dans la première équation :

$$\left[\frac{M_{y,sd} \times \gamma_{m0} \times (1 - 0.5a)}{Wpl_y \times f_y} \right]^2 + \left[\frac{M_{z,sd} \times \gamma_{m0}}{Wpl_z \times f_y} \right]^1 \leq 1$$

$$Q_{max} = 1.35G + 1.5W = 1.35 \times (0.184 + 0.158) + 1.5 (3.472)$$

$$Q_{max} = 4,74 \text{ kN /m}$$

$$Q_y = Q_{max} \times \sin\alpha = 0,77 \text{ kN/m}$$

$$Q_z = Q_{max} \times \cos\alpha = 4,68 \text{ kN/m}$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_z \times L_z^2}{8} = \frac{4.68 \times 36}{8} = 21,06 \text{ KN.m}$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_y \times L_y^2}{8} = \frac{0.77 \times 9}{8} = 0.86 \text{ kN/m}$$

$$\left[\frac{21,06 \times 10^6 \times 1.1 \times (1 - 0.5(0.396))}{123,9 \times 10^3 \times 235} \right]^2 + \left[\frac{0.86 \times 10^6 \times 1.1}{26,1 \times 10^3 \times 235} \right]^1 \leq 1$$

$$0.56 < 1$$

Condition vérifiée

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

3.2.10 Résistance de la panne au déversement :

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

On a :

$$\overline{\lambda}_{Lt} = \frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w}$$

Avec :

$\beta_w = 1$ (section de classe 1)

Calcul de l'élanement réduit :

$C_1 = 1,132$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{(C_1^{0.5}) \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{\left(\frac{l_z}{i_z} \right)^2}{\left(\frac{h}{t_f} \right)} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{68.31}{1.84}}{(C_1^{0.5}) \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{\left(\frac{68.31}{1.84} \right)^2}{\left(\frac{16}{7.4} \right)} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$\lambda_{LT} = 17.52$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}$$

$$\lambda_1 = 93.9\varepsilon = 93.9$$

Car :

$$\varepsilon = \left(\frac{235}{f_y} \right)^{0.5} = 1$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{17.52}{93.9} = 0.18 < 0.4$$

Donc la vérification au déversement est unitive.

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 :

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

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

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

$$K = \text{Coefficient pris égal à } 0,3 \text{ (semelle de classe I)}.$$

A.N :

$$K \times \frac{E}{f_y} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 0.3 \times \frac{2.1 \times 10^5}{235} \times \sqrt{\frac{726}{606.8}} = 293.23$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{160 - 2(7.4)}{5} = 29.04$$

$$29.04 < 293.23$$

La condition est vérifiée.

3.2.11 Conclusion :

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

3.3 Calcul des liernes :

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

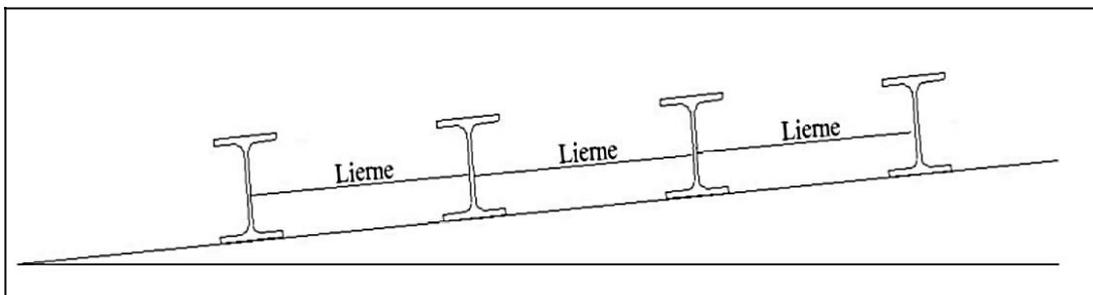


Tableau 11: Coupe transversale des liernes

3.3.1 Calcul de l'effort de traction dans le lierne la plus sollicitée :

Les suspentes sont des tirants qui fonctionnent en traction, Elles sont généralement formées de barres rondes ou de petites cornières, leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des lisses.

Calcul de l'effort dans la suspenste

$$q_{uy}=1.25 \times (1.35 \times G)$$

$$q_{uy}=1.25 \times (0.809) = 1.011 \text{ KN}$$

$$l = \frac{l}{2} = \frac{6}{2} = 3 \text{ m}$$

$$R = q_{uy} \times \frac{l}{2} = 1.011 \times 3 = 3.034 \text{ KN}$$

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

$$T1 = \frac{R}{2} = \frac{3.034}{2} = 1.517 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L2 :

$$T2 = T1 + R = 1.517 + 3.034 = 4.551 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L3 :

$$T3 = T2 + R = 7.585 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L4 :

$$T4 = T3 + R = 10.619 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L5 :

$$T_5 = T_4 + R = 13.653 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L6 :

$$T_6 = T_5 + R = 16.687 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L7 :

$$2 \times T_7 \times \sin \vartheta = T_6$$

Avec :

$$\vartheta = \tan^{-1} \frac{1.2}{3} = 21.8^\circ$$

$$T_7 = \frac{T_6}{2 \times \sin 21.8} = 22.467 \text{ KN}$$

Calcul de la section des suspentes :

Condition de vérification à la résistance : résistance plastique de la section brute : Le tronçon le plus sollicité est T₇

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

$$N_{plrd} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{m_0}} \geq N_{tsd}$$

$$A \geq \frac{22.467 \times 10^3 \times 1}{235} = 95.6 \text{ mm}^2$$

Avec :

$$A = \frac{\pi \times \varnothing^2}{4} \geq 95.6 \text{ mm}^2$$

$$\varnothing \geq \sqrt{\frac{95.6 \times 4}{\pi}} = 10.9 \text{ mm}$$

on opte une barre de $\varnothing = 10 \text{ mm}$

3.4 Calcul des lisses:

3.4.1 Introduction :

Les lisses de bardages sont constituées de poutrelles (IPE, UAP) ou de profilés minces pliés. Disposées horizontalement, elles portent sur les poteaux de portique ou éventuellement sur

des potelets intermédiaires.

3.4.2 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

3.4.2.1 Evaluation des charges et surcharges :

✓ Charge permanentes (G):

Poids propre de la lisse et du bardage qui lui revient.

Poids propre d'accessoires d'attaches.

✓ Surcharges climatiques

Surcharge du vent (W).

3.4.3 Vérification de la lisse de long pan:

Données de calcul:

- Chaque lisse repose sur 2 appuis.
- Le porté entre axe des lisses $e=2m$ (espace entre 2 lisse).
- On dispose de 5 lignes de lisses sur chaque paroi.

Détermination des charges et surcharges :

Les charges permanentes :

- Poids propre de bardage TN40 (panneaux sandwichs)
.....10,0 Kg /m²
- Poids propre d'accessoires d'attaches1.5
Kg/m²
- Poids propre de la lisse estimé (UPN120)
.....13.4 Kg/m

$$G = [(Bardage + Accessoire) \times e] + Plisse$$

E : espacement entre les lisse $e = 2 m$

$$G_p = (10,0 + 1,5) \times 2 + 13,4 = 36,4 \text{ Kg /m}$$

$$G = 0,364 \text{ KN/ml}$$

La surcharge climatique due au vent :

On calcul les lisse de bardages avec la valeur obtenue : $W = 0,99165 \text{ KN/m}^2$

$$D'où: W = 0,99165 \times e = 0,99165 \times 2 = 1,9833 \text{ KN/ml}$$

Charges appliquées à l'ELU :

$$Q_{uy}=(G)= 0.364 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{uz}=(1.5W) = 2.974 \text{ KN/ml}$$

Charges appliquées à l'ELS :

$$Q_{sy} =0.364 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{sz} = 1.9833 \text{ KN/ml}$$

Condition de la flèche :

La vérification à l'état limite de service se fait avec les charges et surcharges de service (non pondérée) :

$$f \leq f_{adm.}$$

✓ Pour une poutre sur deux appuis uniformément chargée (axe Z-Z) :

$$f = \frac{5 \times q_z \times L^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$\frac{5 \times 1.9833 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times I_y} \leq \frac{600}{200} = 3$$

$$\frac{5 \times 1.9833 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times 3} \leq I_y$$

$$I_y \geq 531.24 \text{ cm}^4$$

➤ Donc on adopte un UPE 140.

$$\text{Avec } I_y = 600 \times 10^4 \text{ mm}^4 \quad P = 14.5 \text{ kg/m}$$

3.4.3.1 Vérification de la condition de flèche :

La charge G devient alors :

$$G_p = (10.0 + 1.5) \times 2 + 14.5 = 37.5 \text{ Kg /m}$$

$$G = 0.375 \text{ KN/ml}$$

La combinaison à l'ELU :

$$q_{uy} = (G) = 0.375 \text{ KN/ml}$$

$$q_{uz} = (1.5w) = 2.974 \text{ KN/ml}$$

La combinaison à l'ELS :

$$q_{sy} = 0.375 \text{ kN/ml}$$

$$q_{sz} = 1.9833 \text{ KN/ml}$$

Pour une poutre sur deux appuis uniformément chargée (axe Z-Z) :

$$f = \frac{5 \times q_z \times L^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$\frac{5 \times 1.9833 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times 600} = 2.65 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

conditionverifier

Pour une poutre sur deux appuis uniformément chargée (axe Y-Y) :

$$f = \frac{5 \times q_y \times L^4}{384 \times E \times I_z}$$

$$\frac{5 \times 0.375 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times 78.8} = 3.82 \text{ cm} > f_{adm} = 3 \text{ Cm}$$

conditionnonverifier

Donc on adopte des suspentes, les résultats de la nouvelle vérification sont donnés comme suit :

$$\frac{2.05 \times 0.375 \times 10^{-2} \times \left(\frac{600}{2}\right)^4}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times 78.8} = 0.09 \text{ cm} > f_{adm} = \frac{l}{200} = 1.5 \text{ cm}$$

conditionverifier

3.4.3.2 Condition de la résistance (ELU) :

Dans la condition de résistance à l'ELU il faut faire les vérifications suivantes Pour cette vérification on utilise la condition suivante : [EC.3 p163]

Vérification à la flexion bi-axiale :

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

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

- $q_{uy} = (G) = 0.375 \text{ KN/ml}$
- $q_{uz} = (1.5w) = 2.974 \text{ KN/ml}$

Axe (z-z):

$$M_y = \frac{q_{uz} \times l^2}{8} = \frac{2.974 \times 6^2}{8} = 13.383 \text{ kN.m}$$

- Axe (y-y):
- $M_z = \frac{q_{uy} \times l^2}{8} = \frac{0.375 \times 3^2}{8} = 0.42 \text{ kN.m}$

$$M_{pl,y,rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m_0}} = \frac{98.8 \times 10^3 \times 235}{1.0} = 23.22 \text{ KN.M}$$

$$M_{pl,z,rd} = \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{m_0}} = \frac{33.2 \times 10^3 \times 235}{1.0} = 7.802 \text{ KN.M}$$

la condition sera:

$$\left(\frac{13.383}{23.22}\right)^2 + \left(\frac{0.42}{7.802}\right)^1 = 0.38 \leq 1$$

Donc la résistance du moment est vérifiée.

3.4.3.3 Vérification au cisaillement :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante : [EC.3 p158]

$$V_{zsd} < V_{plzrd}$$

$$V_{zsd} = \frac{q_{uz} \times l}{2} = \frac{2.974 \times 6}{2} = 8.922 \text{ KN.}$$

$$V_{plzrd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m_0}} = \frac{8.25 \times 10^2 \times 235}{\sqrt{3}} = 111.933 \text{ KN.}$$

$$V_{zsd} = 8.92 \text{ KN} < V_{plzrd} = 111.933 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

Donc la résistance des lisses au cisaillement est vérifiée.

3.4.3.4 Vérification au déversement :

Calcul de l'élanement réduit :

$$C_1 = 1,132L = 6 \text{ m}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{I_z}{i_z}}{(C_1^{0.5}) \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{\left(\frac{I_z}{i_z} \right)^2}{\left(\frac{h}{t_f} \right)} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{78.8}{2.07}}{(C_1^{0.5}) \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{\left(\frac{78.8}{2.07} \right)^2}{\left(\frac{14}{0.9} \right)} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$\lambda_{LT} = 33.19$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}$$

$$\lambda_1 = 93.9 \varepsilon = 93.9$$

Car :

$$\varepsilon = \left(\frac{235}{f_y} \right)^{0.5} = 1$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{33.19}{93.9} = 0.35 < 0.4$$

Donc la vérification au déversement est inutile.

3.4.3.5 Calcul des suspentes:

Les suspentes sont des tirants qui fonctionnent en traction, Elles sont généralement formées de barres rondes ou de petites cornières, leurs rôles principaux est d'éviter la déformation latérale des lisses.

Calcul de l'effort dans la suspenste

$$q_{uy} = 1.25 \times (1.35 \times G)$$

$$q_{uy} = 1.25 \times (1.35 \times 0.375) = 0.63 \text{ KN}$$

$$l = \frac{l}{2} = \frac{6}{2} = 3$$

$$R = q_{uy} \times \frac{l}{2} = 0.63 \times 3 = 1.89 \text{ KN}$$

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

$$T1 = \frac{R \cdot 1.89}{2} = 0.945 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L2 :

$$T2 = T1 + R = 0.945 + 1.89 = 2.835 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L3 :

$$T_3 = T_2 + R = 6.615 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L4 :

$$T_4 = T_3 + R = 8.505 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L5 :

$$2 \times T_5 \times \sin \vartheta = T_4$$

Avec :
$$\vartheta = \tan^{-1} \frac{2}{3} = 33.69^\circ$$

$$T_5 = \frac{T_4}{2 \times \sin 33.69} = 7.66 \text{ KN}$$

Calcul de la section des suspentes :

Condition de vérification à la résistance : résistance plastique de la section brute : Le tronçon le plus sollicité est T_4

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

$$N_{plrd} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{m_0}} \geq N_{tsd}$$

$$A \geq \frac{7.66 \times 10^3 \times 1}{235} = 32.59 \text{ mm}^2$$

Avec :

$$A = \frac{\pi \times \varnothing^2}{4} \geq 32.59 \text{ mm}^2$$

$$\varnothing \geq \sqrt{\frac{32.59 \times 4}{\pi}} = 6.45 \text{ mm}$$

on opte pour une barre de $\varnothing = 10 \text{ mm}$

3.4.4 Vérification de la lisse de pignon:

Données de calcul:

- Chaque lisse repose sur 2 appuis.
- Le porté entre axe des lisses $e = 2 \text{ m}$ (espace entre 2 lisse).
- On dispose de 5 lignes de lisses sur chaque paroi.

Les charges permanentes :

- Poids propre de bardage TN40 (panneaux sandwichs) $10,0 \text{ Kg/m}^2$
- Poids propre d'accessoires d'attaches 1.5 Kg/m^2

- Poids propre de la lisse estimé (UPN120)13.4 Kg/m

$$G = [(Bardage + Accessoire) \times e] + Plisse$$

e : espacement entre les lisse e = 2 m

$$G_p = (10,0 + 1,5) \times 2 + 13,4 = 36,4 \text{ Kg /m}$$

$$G = 0,364 \text{ KN/ml}$$

Détermination des charges et surcharges :

La surcharge climatique du au vent :

On calcul les lisse de bardages avec la valeur obtenue : $W = 1,469 \text{ KN/m}^2$

$$D'ou : W = 1,469 \times e = 1,469 \times 2 = 2,938 \text{ KN/ml}$$

Charges appliquées à l'ELU :

$$Q_{uy} = (G) = 0,364 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{uz} = (1,5W) = 4,407 \text{ KN/ml}$$

Charges appliquées à l'ELS :

$$Q_{sy} = 0,364 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{sz} = 2,938 \text{ KN/ml}$$

Condition de la flèche :

La vérification à l'état limite de service se fait avec les charges et surcharges de service (non pondérée) :

$$f \leq f_{adm}$$

Pour une poutre sur deux appuis uniformément chargée (axe Z-Z) :

$$f = \frac{5 \times q_z \times L^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$\frac{5 \times 2,938 \times 10^{-2} \times 641^4}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times I_y} \leq \frac{600}{200} = 3$$

$$\frac{5 \times 2,938 \times 10^{-2} \times 641^4}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times 3} \leq I_y$$

$$I_y \geq 1025.13 \text{ cm}^4$$

Donc on adopte un UPE 180.

$$\text{Avec } I_y = 1350 \times 10^4 \text{ mm}^4 \quad P = 19,7 \text{ kg/m}$$

3.4.4.1 Vérification de la condition de flèche :

La charge G devient alors :

$$G_p = (10.0 + 1.5) \times 2 + 19,7 = 42.7 \text{ Kg /m}$$

$$G = 0.427 \text{ KN/ml}$$

La combinaison à l'ELU :

$$q_{uy} = (G) = 0.427 \text{ KN/ml}$$

$$q_{uz} = (1.5w) = 4.41 \text{ KN/ml}$$

La combinaison à l'ELS :

$$q_{sy} = 0.427 \text{ kN/ml}$$

$$q_{sz} = 2.938 \text{ KN/ml}$$

Pour une poutre sur deux appuis uniformément chargée (axe Z-Z) :

$$f = \frac{5 \times q_z \times L^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$\frac{5 \times 2.938 \times 10^{-2} \times 641^4}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times 1350} = 2.27 \text{ cm} < f_{adm} \frac{641}{200} = 3.2 \text{ cm}$$

conditionverifier

Pour une poutre sur deux appuis uniformément chargée (axe Y-Y) :

$$f = \frac{5 \times q_y \times L^4}{384 \times E \times I_z}$$

$$\frac{5 \times 0.427 \times 10^{-2} \times 641^4}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times 144} = 3.1 \text{ cm} > f_{adm} = 3.2 \text{ Cm}$$

conditionnonverifier

3.4.4.2 Condition de la résistance (ELU) :

Dans la condition de résistance à l'ELU il faut faire les vérifications suivantes Pour cette vérification on utilise la condition suivante : [EC.3 p163]

Vérification à la flexion bi-axiale:

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

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

$$q_{uy} = (G) = 0.427 = 0.427 \text{ KN/ml}$$

$$q_{uz} = (1.5w) = 4.41 \text{ KN/ml}$$

- Axe (z-z) :

$$M_y = \frac{q_{uz} \times l^2}{8} = \frac{4.41 \times 6.41^2}{8} = 22.65 \text{ kN.m}$$

- Axe (y-y) :

$$M_z = \frac{q_{uy} \times l^2}{8} = \frac{0.427 \times 6.41^2}{8} = 2.19 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,y,rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m_0}} = \frac{173 \times 10^3 \times 235}{1.0} = 40.65 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,z,rd} = \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{m_0}} = \frac{52,3 \times 10^3 \times 235}{1.0} = 12.29 \text{ KN.m}$$

la condition sera:

$$\left(\frac{22.65}{40.65}\right)^2 + \left(\frac{2.19}{12.29}\right)^1 = 0.48 \leq 1$$

Donc la résistance du moment est vérifiée.

3.4.4.3 Vérification au cisaillement :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante : [EC.3 p158

$$V_{z,sd} < V_{plz,rd}$$

$$V_{z,sd} = \frac{q_{uz} \times l}{2} = \frac{4.41 \times 6.41}{2} = 14.13 \text{ KN.}$$

$$V_{plz,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m_0}} = \frac{11,2 \times 10^2 \times 235}{\sqrt{3}} = 151.95 \text{ KN}$$

$$V_{z,sd} = 14.13 \text{ KN.} < V_{plz,rd} = 151.95 \text{ Condition vérifiée.}$$

Donc la résistance des lisses au cisaillement est vérifiée.

3.4.4.4 Vérification au déversement :

Calcul de l'élanement réduit :

$$C_1 = 1,132$$

$$L = 6.41 \text{ m}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{I_Z}{i_z}}{(C_1^{0.5}) \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{\left(\frac{I_Z}{i_z} \right)^2}{\left(\frac{h}{t_f} \right)} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{144}{2,39}}{(C_1^{0.5}) \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{\left(\frac{144}{2,39} \right)^2}{\left(\frac{18}{1,05} \right)} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$\lambda_{LT} = 50.21$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}$$

$$\lambda_1 = 93.9 \varepsilon = 93.9$$

Car :

$$\varepsilon = \left(\frac{235}{f_y} \right)^{0.5} = 1$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{50.21}{93.9} = 0.53 < 0.4$$

Donc il ya risque de diversement

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}}$$

$$\phi_{LT} = 0.5(1 + \alpha_{LT}(\lambda_{LT} - 0.2)) + \lambda_{LT}^2$$

Avec :

$$\alpha_{LT} = 0,21 \rightarrow \text{pour les profile laminés}$$

$$\phi_{LT} = 0.5(1 + 0.21(0.53 - 0.2)) + 0.53^2$$

$$\phi_{LT} = 0.657$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0.657 + \sqrt{0.657^2 - 0.53^2}} = 0.95 < 1$$

Donc :

$$M_{y, sd} \leq M_{b, rd} = \frac{\chi_{LT} \beta_w W_{ply} f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{Avec :}$$

- $\beta_w = 1 \rightarrow$ Section de classe 1
- $\gamma_{M1} = 1,1$

- AN :

$$Mb_{rd} = 0.95 \frac{173 \times 10^3 \times 235 \times 1}{1.1} = 35.11 \text{ KN.m}$$

$$M_{y,sd} = 22.65 \text{ KN.m} < Mb_{rd} = 35.11 \text{ KN.m} \text{ Condition vérifiée}$$

Donc on doit vérifier

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

$$\frac{22.65}{35.11} + \frac{2.19}{12.29} = 0.82 \leq 1$$

Donc pas de diversement.

3.5 Calcul des potelets :

Les potelets sont le plus souvent des profilés en I ou H destinés à rigidifier la Clôture (bardage) et à résister aux efforts horizontaux du vent. Leurs caractéristiques varient en fonction de la nature du bardage (en maçonnerie ou en tôle ondulée) et de la hauteur de la construction.

Ils sont considérés comme articulés dans les deux extrémités.

3.5.1 Dimensionnement des potelets :

Action et sollicitations

- Poids du bardage (10.0Kg/m²).
- Poids des lisses UPE180 (19.7 Kg/m²).
- Poids propre du potelet (à déterminer).
- Action du vent sur le pignon (99.165 Kg/m²)

3.5.1.1 Calcul du moment sollicitant de flexion M_{sd} :

$$M_{sd} = \frac{q_w \times l^2}{8} = \frac{(99.165 \times 6.39) \times 5.93^2}{8} = 2785.34 \text{ Kg.m}$$

3.5.1.2 Condition de la flèche :

$$\delta = \frac{5 \times q_w \times L^4}{384 \times E \times I_y} \delta_{max} = \frac{l}{200}$$

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

$$\frac{6.33 \times 10^3 \times 593^3}{384 \times 2.1 \times 10^4} \leq I_y$$

$$\Rightarrow I_y \geq 1636.88 \text{ cm}^4$$

Choix de profilé :

Le profilé qui convient comme potelets est HEA160

Profil	Poids Kg/m	Section cm ²	Dimensions				Caractéristiques					
			h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
HEA160	30.4	38.8	152	160	9	6	1673	515.6	245.1	117.6	6.57	3.98

Tableau 12: Caractéristiques du profilé HEA160

Vérification de la flèche :

$$\delta = \frac{5 \times q_w \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{6.39 \times 5 \times 593^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 1673} = 2.90 \text{ cm}$$

$$\delta_{max} = \frac{l}{200} = \frac{593}{200} = 2.965 \text{ cm}$$

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

Donc la condition de flèche est vérifiée.

3.5.1.3 Vérification des contraintes :

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

$$M_{sd} < M_{nRD}$$

Avec :

M_{sd} : Moment sollicitant ($M_{sd} = 27.85 \text{ KN.m}$)

M_{nRD} : Moment de résistance plastique réduit par la prise en compte de l'effort axial

$$M_{nrd} = M_{plrd} \left[\frac{(1-n)}{(1-0.5a)} \right] = w_{pl} \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \left[\frac{(1-n)}{(1-0.5a)} \right]$$

3.5.1.4 Calcul de l'effort normal sollicitant N_{sd} :

$$N_{sd} = (0,10 \times 6.39 \times 4.87) + (0,197 \times 6.39 \times 5) + (30.4 \times 5.93 \times 0.01) = 11.20 \text{ KN}$$

Avec :

- Poids du bardage (10Kg /m²).
- Poids des lisses Upe (19.7 Kg/m²).
- Poids propre du potelet (76.4 Kg/m)
- Longueur du bardage (10.87 m).
- Longueur du potelet (5.93 m).
- Nombres des lisses (5).

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{plrd}} = \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{A \times f_y} = \frac{11.20 \times 1.1}{38.8 \times 23.5} = 0.013$$

$$\alpha = \min \left(\frac{A_w}{A}, 0.5 \right) \quad \text{avec} \quad A_w = A - 2b_f t_f = 38.8 - (2 \times (16 \times 0.9)) = 10 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } \alpha = \min \left(\frac{10}{38.8}, 0.5 \right) = 0.25$$

Alors :

$$M_{nrd} = 27.85 \frac{235 \times 10^{-3}}{1.1} \left[\frac{(1-0.013)}{(1-0.5 \times 0.25)} \right] = 59.064 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 27.85 \text{ KN.m} \leq M_{nrd} = 59.064 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

3.5.1.5 Résistance du potelet au flambement :

$$N_{brd} = \frac{x \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

- N_{brd} Résistance au flambement.
- $\beta_A = 1$ pour les sections de classe I.
- $\gamma_{m0} = 1,1$.
- x : Coefficient de réduction dépend de $\bar{\lambda}$.
- $\bar{\lambda}$: élancement réduit .

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda}{93.9} \varepsilon$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b_f} = \frac{152}{160} = 0.95 < 1.2 \\ t_f = 9 \text{ mm} < 100 \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{axedeflembement} \begin{cases} (y-y) \\ (z-z) \end{cases} \\ \text{courbedeflembement} \begin{cases} b \\ c \end{cases} \end{array} \right.$$

Plane (y-y) :

Axe (y-y) → courbe (b) → $a = 0.34$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{593}{6.57} = 90.25$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93.9\varepsilon} = \frac{90.25}{93.9} = 0.96$$

Plane (z-z) :

Axe (z-z) → courbe (c) → $a = 0.49$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{593}{3.98} = 148.99$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93.9\varepsilon} = \frac{148.99}{93.9} = 1.58 \quad \bar{\lambda} = (\max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z)) = 1.58$$

AN :

$$N_{brd} = \frac{0.291 \times 1 \times 38.8 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 24.14 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 10.92 \text{ KN} \leq N_{brd} = 24.14 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

3.5.1.6 Résistance au voilement par cisaillement :

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

Avec :

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

$$d = 152 - (2 \times 9) = 134 \text{ mm}$$

$$t_w = 8 \text{ mm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = \frac{134}{8} = 16.75 \\ 69\varepsilon \sqrt{\frac{235}{235}} = 69 \end{array} \right. \frac{d}{t_w} \leq 69\varepsilon$$

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

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

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

Avec :

$$A_w = t_w \times (h - 2 t_f) = 804 \text{ mm}^2 \text{ (aire de l'âme)}$$

$$A_{fc} = b \times t_f = 160 \times 9 = 1440 \text{ mm}^2 \text{ (aire de la semelle comprimée)}$$

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

$$K = \text{Coefficient pris égal à } 0,3 \text{ (semelle de classe I)}.$$

A.N :

$$K \times \frac{E}{f_y} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 0.3 \times \frac{2.1 \times 10^5}{235} \times \sqrt{\frac{804}{1440}} = 149.68$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{134}{6} = 22.33$$

$$22.33 < 149.68 \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

3.5.1.7 Résistance du potelet au déversement :

$$M_{brd} = \frac{x_{lt} \times \beta_w \times w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec :

$$\beta_w = 1 \text{ section de classe I}$$

x_{lt} : est le facteur de réduction pour le déversement.

$$F_y = 235 \text{ N/mm}^2$$

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

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times w_{ply} \times f_y}{M_{cr}}}$$

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

Avec :

$$c_1 = 1,132 \text{ (Charge uniformément répartie)}$$

$$G = 8.08 \times 10^6 \text{ N/cm}^2$$

$$I_t : \text{Moment d'inertie de torsion } (I_t = 12.19 \text{ cm}^4)$$

I_w :Moment d'inertie de gauchissement ($I_w = 31.41 \cdot 10^3 \text{ cm}^6$)

I_z :Moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible inertie(4763 cm^4)

$$M_{cr} = 1.132 \frac{3.14^2 \times 21 \times 10^6 \times 615.6}{593^2} \sqrt{\frac{133.9 \times 10^3}{615.6}} + \sqrt{\frac{1193^2 \times 8.08 \times 10^6 \times 12.19}{3.14^2 \times 21 \times 10^6 \times 615.6}}$$

$$M_{cr} = 214743.03 \text{ N.cm}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 245.1 \times 23500}{M_{cr}}} = 0.51$$

Avec :

$$\phi_{lt} = 0.78 \quad x_{lt} = 0.72$$

$$M_{brd} = \frac{0.72 \times 1 \times 245.1 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 37.70 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 27.85 \text{ KN.m} < M_{brd} = 37.70 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

4 CHAPITRE IV : ETUDE **DES PLANCHER MIXTE**

4.1 Introduction

Dans le monde de la construction, l'association de l'acier et du béton est la combinaison la plus fréquemment utilisée. Bien que de nature différente, ces deux matériaux peuvent être complémentaires :

- Le béton résiste en compression et l'acier en traction.
- Les éléments métalliques sont relativement élancés et sujets au voilement.
- le béton peut empêcher ce voilement.
- Le béton assure à l'acier une protection contre la corrosion et une isolation thermique aux températures élevées (augmentation de la résistance au feu).
- Sous réserve d'une disposition appropriée, l'acier permet de rendre la structure ductile.

Pour que l'ensemble travaille de façon monolithique, il faut s'assurer que les efforts sont bien transmis entre la poutre et le béton de la dalle. C'est le rôle des connecteurs.

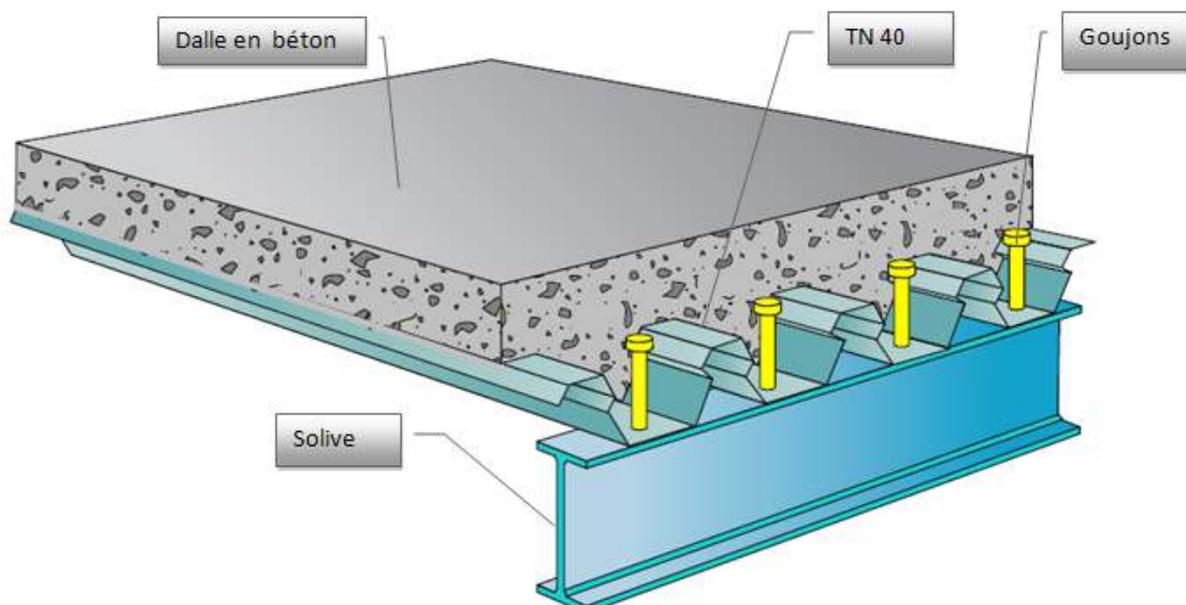


Figure 4-1: plancher mixte acier béton:

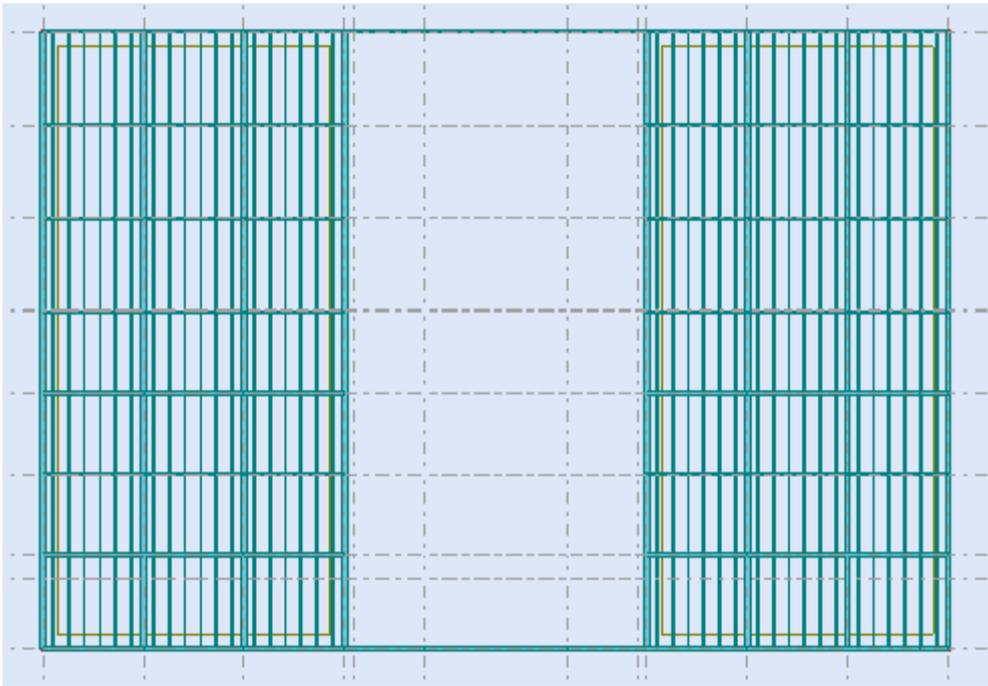
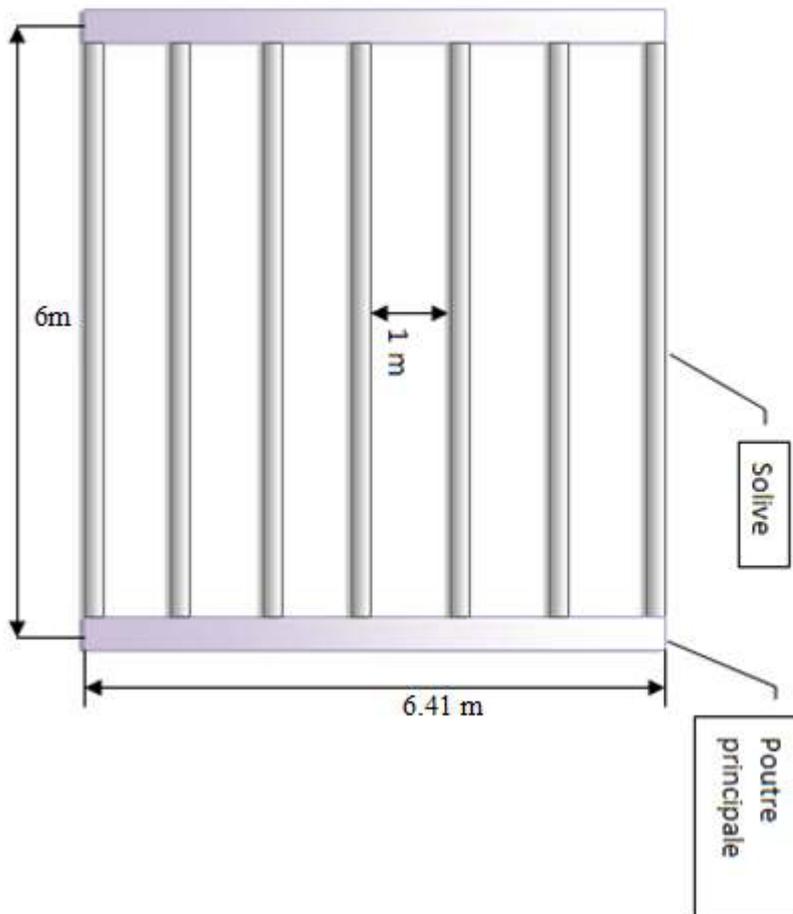


Figure 4-2: Schéma représentant la position des planchers

4.2 Etude de la dalle collaborant :

- Dalle en béton armé d'épaisseur $t = 10$ cm.
- L'épaisseur de la tôle Cofra plus 60 =4cm
- Entraxe des solives : 1m



- Module de YOUNG (module d'élasticité longitudinale) → $E_a = 21 \times 10^5 \text{ MPa}$
- Le module d'élasticité longitudinale → $E_b = 14000 \text{ MPa}$.
- Coefficient d'équivalence (acier – béton) : $n = \frac{E_a}{E_b} = \frac{21 \times 10^5}{14000} = 15$
- Coefficient de retrait du béton : $\varepsilon = 2 \times 10^{-4}$
- Contraintes admissibles des matériaux :

Acier S235 $\Rightarrow f_y = 235 \text{ MPa}$

Pour le béton $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

4.2.1.1 Evaluation des charges :

Ce sont les actions correspondant aux mobiliers et aux personnes qui habitent ou fréquentent l'immeuble. Pour cela le règlement technique DTR-BC 2.2 (charges et surcharges) nous fixe les valeurs des charges et surcharges.

Les charges permanentes :

Nature de l'élément	Matériau	Epaisseur (cm)	Poids surfacique (KN/m ²)	Valeur de la charge totale (KN/m ²)
Plancher	Cloisons de séparation	9	1	4.085
	Revêtement en carrelage	2	0.3	
	Mortier de pose	5	0.2	
	Tôle type cofraplus60	4		
	Dalle en béton armé	8	0.085	
			2.5	

Tableau 13: Evaluation des charges permanentes.

4.2.1.1.1 Les surcharges d'exploitation(Q) :

Plancher courant : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$ (zone de dépôt)

4.2.1.2 Méthode de calcul :

Le calcul de plancher mixte se fait en deux phases :

- Phase de construction
- Phase finale

4.2.1.2.1 Phase de construction :

Le profilé d'acier travail seul et les charges de la phase de construction sont :

- Poids propre du profilé
- Poids propre du béton frais
- Surcharge de construction (ouvrier)

4.2.1.2.2 Phase finale :

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble.

On doit tenir compte des charges suivantes :

- Poids propre du profilé.
- Poids propre du béton (sec).
- Surcharge d'exploitation finition.

4.2.1.3 Vérification des solives :

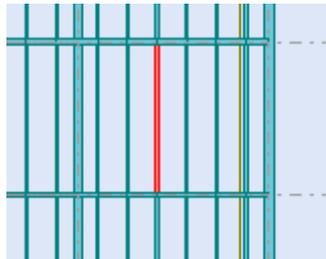


Figure 4-3: solive

-Phase de construction :

Le profilé d'acier travail seul, donc les charges de la phase de construction sont :

- *Poids propre du béton frais $G_b = 2,5 \text{ KN/m}^2$
- *Poids propre de la tôle $G_t = 0,085 \text{ KN/m}^2$
- *Surcharge de construction (ouvrier)..... $Q_c = 1,00 \text{ KN/m}^2$

4.2.1.3.1 Combinaison de charge :

L'entraxe entre les solives est de 1 m

- A l'Etat Limite Ultime :

$$q_u = (1,35 \times G_b + 1,35 \times G_t + 1,5 \times Q) \times 1$$

$$q_u = (1,35 \times 2,5 + 1,35 \times 0,085 + 1,5 \times 1) \times 1$$

$$q_u = 4,085 \text{ KN/m.}$$

- A l'Etat Limite De Service :

$$q_s = (G_b + G_t + Q) \times 1$$

$$q_s = (2,5 + 0,085 + 1,00) \times 1$$

$$q_s = 3,585 \text{ KN/m.}$$

Le pré dimensionnement se fait par la condition de flèche :

$$\delta = \frac{5 \times q_z \times L^4}{384 \times E \times I_y} \rightarrow \delta_{max} = \frac{l}{250} \rightarrow \delta \leq \delta_{max}$$

$$\frac{5 \times 600^3 \times 358,5 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^5} \leq I_y$$

$$\Rightarrow I_y \geq 1200,33 \text{ cm}^4 \text{ soit un IPE180}$$

4.2.1.3.2 Détermination de la classe de la section du profilé :

Le choix de l'IPE180 nous a conduits à déterminer la classe du notre profilé à partir du tableau donné dans l'Eurocode 3, les calculs s'effectuent comme suite :

$$\frac{d}{t_w} \leq 33\epsilon \rightarrow \frac{146}{5,3} = 27,54 \rightarrow \text{Donc l'âme est de section 1}$$

Pour la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{45,5}{8} = 5,68 \leq 10 \epsilon \rightarrow \text{La semelle est de classe 1 avec } (c = \frac{b}{2})$$

Pour cela on adopte un calcul plastique.

Parmi les avantages d'un calcul plastique :

- Il est le plus économique par rapport au calcul élastique

Le moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale de classe I et II à mi-travée doit satisfaire la condition suivante :

En tenant compte du poids du profilé :

$$M_{sd} < M_{rd} = \frac{w_{pl} \times f_y}{\gamma_{m_0}}$$

$$q_u = 4,085 \text{ KN/m.}$$

$$q_s = 5.37 \text{ KN/m}$$

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{4.085 \times 36}{8} = 18.38 \text{ KN.m}$$

$$M_{rd} = \frac{166.4 \times 23.5 \times 10^{-2}}{1} = 39.10 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 18.38 \text{ KN.m} < M_{rd} = 39.10 \text{ KN.m} \quad \text{Condition de résistance vérifiée}$$

4.2.1.3.3 Vérification à l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $v_{sd} < V_{plrd} = \frac{A \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$

Où :

V_{plrd} : effort tranchant résistant de la section.

A_{VZ} : aire de cisaillement.

$A_{VZ} = 11.25 \text{ cm}^2$ (D'après le tableau des profilés).

$$V_{plrd} = \frac{23.5 \times 11.25}{\sqrt{3} \times 1} = 152.63 \text{ KN}$$

4.2.1.3.4 Calcul de l'effort tranchant V_{sd} :

$$V_{sd}^{max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{4.085 \times 6}{2} = 12.25 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^{max} = 12.25 \text{ KN} < V_{plrd} = 152.63 \text{ KN}$$

Condition de l'effort tranchant est vérifiée

$$v_{sd} = 22.44 < 0,5 V_{plrd} = 76.315 \text{ KN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc le moment résistant ne sera pas réduit.

4.2.1.3.5 Phase finale :

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble donc les charges de la phase finale sont :

- * Poids propre du béton
sec $G_b = 2,5 \text{ KN/m}^2$
- * Poids propre de la tôle
..... $G_t = 0,085 \text{ KN/m}^2$
- * Surcharge de d'exploitation
(zone dépôt) $Q_c = 3,5 \text{ KN/m}^2$
- * Carrelage, mortier de pose, + accessoires
..... $G_c = 1,5 \text{ KN/m}^2$

4.2.1.3.6 Combinaison de charge :

L'entraxe entre les solives est de 1 m

- A l'Etat Limite Ultime :

$$q_u = (1.35 \times G_b + 1.35 \times G_t + 1.35 \times G_c + 1.5 \times Q) \times 1$$

$$q_u = (1.35 \times 2.5 + 1.35 \times 0.085 + 1.35 \times 3.5 + 1.5 \times 3.5) \times 1$$

$$q_u = 10.76 \text{ KN/m.}$$

- A l'Etat Limite De Service :

$$q_s = (G_b + G_t + G_c + Q) \times 1$$

$$q_s = (2.5 + 0.085 + 3.5 + 1.5) \times 1$$

$$q_s = 7.585 \text{ KN/m}$$

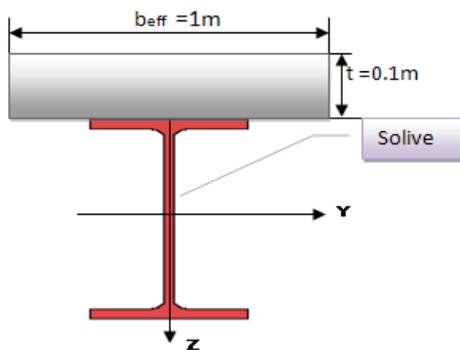
*Largeur de la dalle effective :

$$b_{eff} = \min \left\{ \frac{2l}{8} \text{ avec } l : \text{Longueur libre d'une poutre simplement appuyée} \right.$$

$$\left. b = \text{Entraxe entre les poutres} \right\}$$

$$b_{eff} = \min \left\{ \frac{2l}{8} = \frac{2 \times 6}{8} = 1.5 \text{ m} , \quad b = 1 \text{ m} \right\}$$

$$b_{eff} = 1 \text{ m}$$



Vérification de la résistance à L'ELU :

$$q_u = 10.76 \text{ KN/m.}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$M_{sd} < M_{plrd}$$

Avec :

$$M_{sd} = \frac{10.76 \times 36}{8} = 48.42 \text{ KN.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre plastique :

$$F_a = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{23.9 \times 23.5}{1.1} = 510.59 \text{ KN. m}$$

$$F_c = b_{eff} \times h_c \times \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1000 \times 80 \times \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 1133.33 \text{ KN}$$

$F_c > F_a \rightarrow$ L'axe neutre plastique (ANP) est situé dans l'épaisseur de la dalle.

$$Z = \frac{F_a}{b_{eff} \times \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}} = \frac{510.59}{1000 \times \frac{0.85 \times 25}{1.5}} = 3.36 \text{ cm}$$

$$M_{plrd} = F_a \times \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{Z}{2} \right) = 98.64 \text{ KN.m}$$

$M_{plrd} > M_{sd} \rightarrow$ La section est vérifiée en résistance.

4.2.1.3.7 Vérification de la flèche en service :

$$q_s = 7.585 \text{ KN/m}$$

il faut vérifier la condition suivante : $f_{adm} > f_{cal}$

Avec :

$$f_{adm} = \frac{l}{250} \rightarrow \text{plancher mezzanine} \rightarrow f_{adm} = \frac{600}{250} = 2.4 \text{ cm}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_m}$$

Calcul de I_m :

$$I_m = I_a + A_a \times d^2 + \frac{b_{eff} \times (h_c + h_p)^3}{12 \times n} + \frac{b_{eff} \times (h_c + h_p)}{n} \times f^2$$

$$I_m = 1317 + 23.9 \times 14.6^2 + \frac{100 \times (8+4)^3}{12 \times 15} + \frac{100 \times (8+4)}{15} \times 4.43^2$$

$$I_m = 8941.51 \text{ cm}^4$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times 0.0758 \times 600^4}{384 \times 21000 \times 8941.51} = 0.68 \text{ cm}$$

$$f_{cal} < f_{adm} \quad \text{La flèche est vérifiée}$$

4.2.1.3.8 Calcul des contraintes :

Contraintes dues au moment fléchissant :

Contrainte dans la poutre acier :

Traction dans la fibre inférieure :

$$\sigma_{ai} = \frac{M_{sd}}{I_m} \times v_i = -181.95 \text{ MPa}$$

Compression dans la fibre supérieure :

$$\sigma_{as} = \frac{M_{sd}}{\eta \times I_m} \times v_i [v_s - (h_c + h_p)] = 142.96 \text{ MPa}$$

Contrainte dans la dalle béton :

Compression dans la fibre supérieure :

$$\sigma_{as} = \frac{M_{sd}}{\eta \times I_m} \times v_s = 5.29 \text{ MPa}$$

Compression dans la fibre inférieure :

$$\sigma_{as} = \frac{M_{sd}}{\eta \times I_m} \times [v_s - (h_c + h_p)] = -0.95 \text{ MPa}$$

Contraintes dues au retrait :

β : Distance entre le CDG de l'acier et CDG du béton

$$\beta = \frac{h_c + h_p + h_a}{2} = \frac{18 + 8 + 4}{2} = 15 \text{ cm}$$

α : Distance entre le CDG de l'acier et l'AN de la section homogène

$$\alpha = \frac{I_y}{A_a \times \beta} = \frac{1317}{23.9 \times 15} = 3.67 \text{ cm}$$

$$K = \frac{A_a \times \beta \times \varepsilon \times B \times E_a}{(\eta \times I_y \times A_a) + (B \times I_y) + (B \times A_a \times \beta^2)} = 0.21$$

$$B = B_{eff} + (h_c + h_p) = 100 \times (8 + 4) = 1200 \text{ cm}^2$$

$$K = 0.21$$

Avec : $\varepsilon = 2 \times 10^{-4}$

Y_1 : Distance entre l'interface et l'AN de la section homogène

$$Y_1 = \frac{h_a}{2} + \alpha = \frac{18}{2} + 3.67 = 12.67 \text{ cm}$$

Y_2 : Distance entre la fibre supérieure du béton et l'AN de la section homogène

$$Y_2 = Y_1 + h_c + h_p = 12.67 + 8 + 4 = 24.67 \text{ cm}$$

D'où les valeurs de contraintes sont :

$$\sigma_{as} = K \times Y_1 = 0.21 \times 12.67 = 26.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ai} = K \times (h_a - Y_1) = 0.21 \times (18 - 12.67) = -11.19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ai} = \frac{(E_a \times \varepsilon) - (K \times Y_1)}{\eta} = -2.62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{as} = \frac{(E_a \times \varepsilon) - (K \times 2)}{\eta} = -2.427 \text{ MPa}$$

Contraintes finales :

$$\sigma_{as} = 26.6 + 142.96 = 196 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{ai} = -181.95 + 11.19 = -193.14 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{bs} &= -0.95 - 2.42 = -3.37 \text{ MPa} < f_u \\ &= \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} 14.2 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{aligned}$$

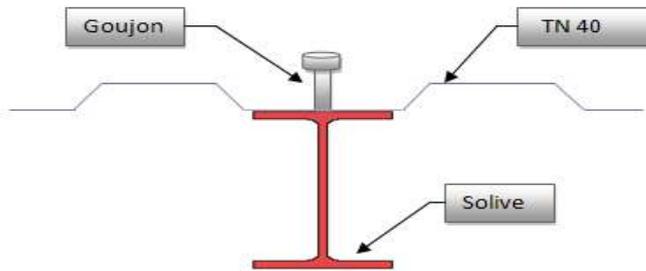
$$\sigma_{bs} = 5.29 - 2.62 = 2.67 \text{ MPa} < f_u$$

$$= \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} 14.2 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

4.2.1.3.9 Calcul des goujons connecteurs :

Ce sont des éléments métalliques soudés sur la semelle supérieure de la solive. Ils ont pour rôle d'assurer la liaison et l'adhérence entre la dalle du béton et la solive.

On choisit des connecteurs de diamètre $\phi 18$.



$$f_u = 400 \text{ MPa}$$

$$\frac{h}{d} > 4 \rightarrow h > 4 \times d$$

On a : $d = 18 \text{ mm}$ $h > 4 \times 18 = 72 \text{ mm}$

On prend $a = 80 \text{ mm}$

$$\frac{h}{d} > 4 \rightarrow \frac{80}{18} = 4.44 > 4 \rightarrow \alpha = 1$$

Béton de classe C 25/30 $\rightarrow f_{ck} = 25 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 30500 \text{ MPa}$

La résistance de calcul au cisaillement d'un connecteur vaut :

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.8 \times \frac{f_u \times \pi \times d^2}{\gamma_r \times 4} \\ 0.29 \times \frac{ad^2}{\gamma_r} \times \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}} \end{array} \right.$$

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.8 \times \frac{400 \times 3.14 \times 18^2}{1.25 \times 4} \times 10^{-3} = 65.11 \text{ KN} \\ 0.29 \times \frac{1 \times 18^2}{1.25} \times \sqrt{25 \times 30500} = 65.63 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$P_{rd} = 65.11 \text{ KN}$ (Résistance d'un goujon)

$$\left\{ \begin{array}{l} d = 18 \text{ mm} \leq 20 \text{ mm} \\ h_p = 40 \text{ mm} \leq 85 \text{ mm} \end{array} \right. \rightarrow P_{rd}' = r \times P_{rd} = 65.11 \text{ KN}$$

Effort de cisaillement v_{lf} :

$$v_{lf} = \min \left(\frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} ; 0.85 \times b_{eff} \times \frac{(h_c + h_p) \times f_{ck}}{\gamma_c} \right)$$

$$v_{lf} = \min \left(\frac{23.9 \times 23.5}{1.1} ; 0.85 \times 1 \times \frac{(8+4) \times 25}{1.5} \right) = 510.59 \text{ KN}$$

[EC 4 ; article 6.2.1.1]

Nombre des goujons N :

$$N \geq \frac{v_{lf}}{P_{rd}} = \frac{510.59}{65.11} = 7.84 \text{ goujon} \quad \text{on prend 8 goujon}$$

Soit 8 goujons sur une longueur $L/2 = 600/2 = 300 \text{ cm} \Rightarrow 16$ goujons sur 6m

Espacement e :

$$e = \frac{300}{8} = 37.5 \text{ cm}$$

Vérification des soudures :

α : lagorge

$$\alpha > \min(d; t_f) = \min(146; 8) = 8 \text{ mm}$$

On prend $\alpha = 7 \text{ mm}$

L:Longueur du cordon de soudure circulaire

$$l = \pi \times d = \pi \times 18 = 56.54 \text{ mm}$$

$$\text{Acier s235} \rightarrow \begin{cases} \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{mw} = 1.25 \\ f_u = 400 \text{ MPa} \end{cases}$$

L'effort résistant de cisaillement

$$F_{wrd} = \alpha \times l \times \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{mw} \times \sqrt{3}} = 10 \times 56.549 \times \frac{400 \times 10^{-3}}{0.8 \times 1.25 \times \sqrt{3}} = 117.53 \text{ KN}$$

L'effort sollicitant est donné par :

$$F_{sd} = \frac{v_{lf}}{N_f} = \frac{510.59}{8} = 63.82 \text{ KN}$$

Quelle que soit la direction de l'effort sollicitant F_{sd} par rapport au cordon, on a :

$$F_{sd} < F_{wrd} \rightarrow 63.82 \text{ KN} < 91.41 \text{ KN} \text{ condition vérifiée}$$

4.2.1.4 Calcul de la poutre maîtresse :

Les poutres porteuses (sommiers) sont des éléments structuraux qui permettent de supporter les charges des planchers et les transmettent aux poteaux. Elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion.

4.2.1.4.1 Caractéristiques du plancher :

Portée du sommier : $L = 6 \text{ m}$

Entre axe des sommiers : $e_{\text{sommier}} = 6.41\text{m}$

Entre axe des solives : $e_{\text{solive}} = 1\text{ m}$

Charges permanentes du plancher : $G = 4.085\text{KN/m}^2$

Surcharges d'exploitation : $Q = 3.5\text{ KN/m}^2$

Poids de la solive : $G_{\text{solive}} = 0,188\text{ KN/m}$

Les solives exercent des charges concentrées sur le sommier avec :

$$P_{\text{solive}} = G_{\text{solive}} \cdot e_{\text{sommier}} = 0,188 \times 6.41 = 1,20\text{ KN}$$

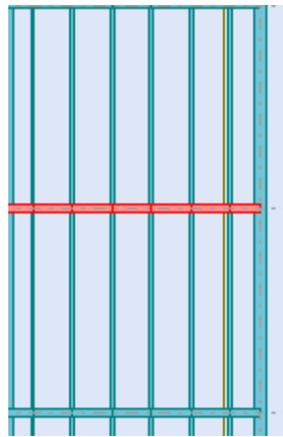


Figure 4-4: Poutre maitresse (principale)

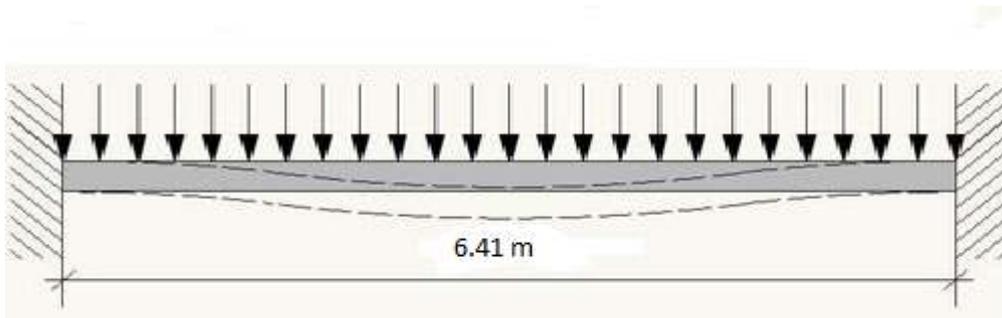


Figure 4-5: Poutre maitresse (principale)

4.2.1.4.2 Vérification des poutres maitresses (sommiers) :

Phase de construction :

L'entre axe des sommiers est : $e_{\text{sommier}} = 6.41\text{m}$

Le profilé d'acier travail seul, donc les charges de la phase de construction sont :

$$G = 3.778\text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1\text{KN/m}^2$$

$$G_{\text{IPE180}} = 0,188\text{ KN/m}$$

$$G=3.778 \times 6.41 = 24.21 \text{ KN/m}$$

$$Q= 1 \times 6.41 = 6.41 \text{ KN/m}$$

Combinaison de charge :

- A l'Etat Limite Ultime :

$$q_u = (1.35 \times G) + (1.5 \times Q)$$

$$q_u = (1.35 \times 24.21) + (1.5 \times 6.41)$$

$$q_u = 42.29 \text{ KN/m.}$$

- A l'Etat Limite De Service :

$$q_s = (G+Q)$$

$$q_s = (24.21+6.41)$$

$$q_s = 30.62 \text{ KN/m}$$

Le pré dimensionnement se fait par la condition de flèche :

$$\delta = \frac{5 \times qz \times L^4}{384 \times E \times I_y} \rightarrow \delta_{max} = \frac{l}{250} \rightarrow \delta \leq \delta_{max}$$

$$\frac{5 \times 6.41^3 \times 30.62 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^5} \leq I_y$$

$\Rightarrow I_y \geq 12500.82 \text{ cm}^4$ soit un **IPE360 classe 1**

Le moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale de classe I et II à mi-travée doit satisfaire la condition suivante :

$$M_{sd} < M_{rd} = \frac{w_{pl} \times f_y}{\gamma_{m_0}}$$

$$q_u = 42.29 \text{ KN/m.}$$

$$q_s = 28.68 \text{ KN/m}$$

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{42.29 \times 6.41^2}{8} = 217.20 \text{ KN.m}$$

$$M_{rd} = \frac{1019 \times 23.5 \times 10^{-2}}{1} = 239.46 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 217.20 \text{ KN.m} < M_{rd} = 239.46 \text{ KN.m} \quad \text{Condition de résistance vérifiée}$$

Vérification à l'effort tranchant :

$$\text{On doit vérifier que : } v_{sd} < V_{plrd} = \frac{A \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m_0}}$$

Où :

V_{plrd} : effort tranchant résistant de la section.

A_{VZ} : aire de cisaillement.

$A_{VZ} = 35.14 \text{ cm}^2$ (D'après le tableau des profilés).

$$V_{plrd} = \frac{23.5 \times 35.14}{\sqrt{3} \times 1} = 476.77 \text{ KN}$$

Calcul de l'effort tranchant V_{sd} :

$$V_{sd}^{max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{42.29 \times 6.41}{2} = 135.53 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^{max} = 135.53 \text{ KN} < V_{plrd} = 476.77 \text{ KN}$$

Condition de l'effort tranchant est vérifié

$$v_{sd} = 135.53 < 0,5 V_{plrd} = 238.385 \text{ KN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc le moment résistant ne sera pas réduit.

Phase finale :

L'entre axe des sommiers est : $e_{sommier} = 6.41 \text{ m}$

$$G = 5.27 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{IPE360} = 0.571 \text{ KN/m}$$

$$G = 5.27 \times 6.41 = 33.78 \text{ KN/m}$$

$$Q = 3.5 \times 6.41 = 22.435 \text{ KN/m}$$

Combinaison de charge :

- A l'Etat Limite Ultime :

$$q_u = (1.35 \times G) + (1.5 \times Q)$$

$$q_u = (1.35 \times 33.78) + (1.5 \times 22.435)$$

$$q_u = 79.09 \text{ KN/m.}$$

- A l'Etat Limite De Service :

$$q_s = (G+Q)$$

$$q_s = (33.78 + 22.435)$$

$$q_s = 56.215 \text{ KN/m}$$

Le pré dimensionnement se fait par la condition de flèche :

$$\delta = \frac{5 \times q_z \times L^4}{384 \times E \times I_y} \rightarrow \delta_{max} = \frac{l}{250} \rightarrow \delta \leq \delta_{max}$$

$$\frac{5 \times 641^3 \times 56.215 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^5} \leq I_y$$

$$\Rightarrow I_y \geq 22950.16 \text{ cm}^4 \quad \text{soit un IPE400 classe 1}$$

Vérification en tenant compte du poids du profilé :

-La flèche :

$$q'_s = q_s + G_{profilé} = 56.215 + 0.663 = 56.878 \frac{KN}{m}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times 56.878 \times 6.41^4}{384 \times 21000 \times 23130} = 2.55 \text{ cm}$$

$$f_{cal} = 2.55 \text{ cm} < f_{adm} = 2.564 \text{ cm} \quad \text{la flèche est vérifiée}$$

La résistance :

$$M_{sd} < M_{rd} = \frac{w_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$q_u = 79.09 \text{ KN/m.}$$

$$M_{sd} = \frac{79.09 \times 6.41^2}{12} = 270.80 \text{ KN.m}$$

$$M_{rd} = \frac{1307 \times 23.5 \times 10^{-2}}{1} = 307.145 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 270.80 \text{ KN.m} < M_{rd} = 307.145 \text{ KN.m} \quad \text{Condition de résistance vérifiée}$$

cisaillement :

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{79.09 \times 6.41}{2} = 253.48 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{23.5 \times 42.69}{\sqrt{3} \times 1} = 579.20 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 253.48 \text{ KN} < V_{plrd} = 579.20 \text{ KN} \quad \text{Condition de l'effort tranchant est vérifié}$$

$$V_{sd} = 253.48 < 0,5 V_{plrd} = 289.60 \text{ KN}$$

On adopte un IPE400

*Largeur de la dalle effective :

$$b_{eff} = \min \left\{ \frac{2l}{8} \text{ avec } l : \text{Langueur libre d'une poutre simplement appuyée} \right. \\ \left. b = \quad b : \text{Entraxe entre les poutres} \right\}$$

$$b_{eff} = \min \left\{ \frac{2l}{8} = \frac{2 \times 6}{8} = 1.5 \text{ m} \quad , \quad b = 1 \text{ m} \right\}$$

$$b_{eff} = 1 \text{ m}$$

Vérification de la résistance à L'ELU :

$$q_u = 79.09 \text{ KN/m.}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$M_{sd} < M_{plrd}$$

Avec :

$$M_{sd} = \frac{79.09 \times 36}{12} = 270.80 \text{ KN.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre plastique :

$$F_a = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{84.5 \times 23.5}{1.1} = 1805.22 \text{ KN.m}$$

$$F_c = b_{eff} \times h_c \times \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1000 \times 80 \times \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 1133.33 \text{ KN}$$

$F_c > F_a \rightarrow$ L'axe neutre plastique (ANP) est situé dans l'épaisseur de la dalle.

$$Z = \frac{F_a}{b_{eff} \times \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}} = \frac{510.59}{1000 \times \frac{0.85 \times 25}{1.5}} = 3.36 \text{ cm}$$

$$M_{pl,rd} = F_a \times \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{Z}{2} \right) = 98.64 \text{ KN.m}$$

$M_{pl,rd} > M_{sd} \rightarrow$ la section est vérifiée en résistance .

Vérification de la flèche en service :

$$q_s = 56.215 \text{ KN/m}$$

il faut vérifier la condition suivante : $f_{adm} > f_{cal}$

Avec :

$$f_{adm} = \frac{l}{250} \rightarrow \text{plancher mezzanine} \rightarrow f_{adm} = \frac{641}{250} = 2.564 \text{ cm}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_m}$$

Calcul de I_m :

$$I_m = I_a + A_a \times d^2 + \frac{b_{eff} \times (h_c + h_p)^3}{12 \times n} + \frac{b_{eff} \times (h_c + h_p)}{n} \times f^2$$

$$I_m = 23130 + 84.5 \times 15.6^2 + \frac{100 \times (8+4)^3}{12 \times 15} + \frac{100 \times (8+4)}{15} \times 9.06^2$$

$$I_m = 36172 \text{ cm}^4$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times 0.5621 \times 600^4}{384 \times 21000 \times 36172} = 1.62 \text{ cm}$$

$f_{cal} < f_{adm}$ La flèche est vérifiée

4.2.1.4.3 Calcul des contraintes :

Contraintes dues au moment fléchissant :

Contrainte dans la poutre acier :

Traction dans la fibre inférieure :

$$\sigma_{ai} = \frac{M_{sd}}{I_m} \times v_i = -181.95 \text{ MPa}$$

Compression dans la fibre supérieure :

$$\sigma_{as} = \frac{M_{sd}}{\eta \times I_m} \times v_i [v_s - (h_c + h_p)] = 142.96 \text{ MPa}$$

Contrainte dans la dalle béton :

Compression dans la fibre supérieure :

$$\sigma_{as} = \frac{M_{sd}}{\eta \times I_m} \times v_s = 5.29 \text{ MPa}$$

Compression dans la fibre inférieure :

$$\sigma_{as} = \frac{M_{sd}}{\eta \times I_m} \times [v_s - (h_c + h_p)] = -0.95 \text{ MPa}$$

Contraintes dues au retrait :

β : Distance entre le CDG de l'acier et CDG du béton

$$\beta = \frac{h_c + h_p + h_a}{2} = \frac{18 + 8 + 4}{2} = 15 \text{ cm}$$

α : Distance entre le CDG de l'acier et l'AN de la section homogène

$$\alpha = \frac{I_y}{A_a \times \beta} = \frac{1317}{23.9 \times 15} = 3.67 \text{ cm}$$

$$K = \frac{A_a \times \beta \times \varepsilon \times B \times E_a}{(\eta \times I_y \times A_a) + (B \times I_y) + (B \times A_a \times \beta^2)} = 0.21$$

$$B = B_{eff} + (h_c + h_p) = 100 \times (8 + 4) = 1200 \text{ cm}^2$$

$$K = 0.21$$

$$\text{Avec : } \varepsilon = 2 \times 10^{-4}$$

Y_1 : Distance entre l'interface et l'AN de la section homogène

$$Y_1 = \frac{h_a}{2} + \alpha = \frac{18}{2} + 3.67 = 12.67 \text{ cm}$$

Y_2 : Distance entre la fibre supérieure du béton et l'AN de la section homogène

$$Y_2 = Y_1 + h_c + h_p = 12.67 + 8 + 4 = 24.67 \text{ cm}$$

D'où les valeurs de contraintes sont :

$$\sigma_{as} = K \times Y_1 = 0.21 \times 12.67 = 26.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ai} = K \times (h_a - Y_1) = 0.21 \times (18 - 12.67) = -11.19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ai} = \frac{(E_a \times \varepsilon) - (K \times Y_1)}{\eta} = -2.62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{as} = \frac{(E_a \times \varepsilon) - (K \times 2)}{\eta} = -2.427 \text{ MPa}$$

Contraintes finales :

$$\sigma_{as} = 26.6 + 142.96 = 169.56 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{ai} = -181.95 + 11.19 = -170.76 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{bs} &= -0.95 - 2.42 = -3.37 \text{ MPa} < f_u \\ &= \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} 14.2 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{bs} &= 5.29 - 2.62 = 2.67 \text{ MPa} < f_u \\ &= \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} 14.2 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{aligned}$$

4.2.1.4.4 Calcul des goujons connecteurs :

Ce sont des éléments métalliques soudés sur la semelle supérieure de la solive. Ils ont pour rôle d'assurer la liaison et l'adhérence entre la dalle du béton et la solive.

On choisit des connecteurs de diamètre $\phi 18$.

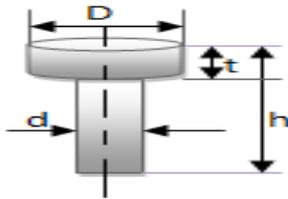


Figure 4-6: Caractéristiques du goujon

$$f_u = 400 \text{ MPa}$$

$$\frac{h}{d} > 4 \rightarrow h > 4 \times d$$

On a : $d = 18 \text{ mm}$ $h > 4 \times 18 = 72 \text{ mm}$

On prend $\square = 80 \text{ mm}$

$$\frac{h}{d} > 4 \rightarrow \frac{80}{18} = 4.44 > 4 \rightarrow \alpha = 1$$

Béton de classe C 25/30 $\rightarrow f_{ck} = 25 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 30500 \text{ MPa}$

La résistance de calcul au cisaillement d'un connecteur vaut :

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.8 \times \frac{f_u \times \pi \times d^2}{\gamma_r \times 4} \\ 0.29 \times \frac{ad^2}{\gamma_r} \times \sqrt{F_{ck} \times E_{cm}} \end{array} \right.$$

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.8 \times \frac{400 \times 3.14 \times 18^2}{1.25 \times 4} \times 10^{-3} = 65.11 \text{ KN} \\ 0.29 \times \frac{1 \times 18^2}{1.25} \times \sqrt{25 \times 30500} = 65.63 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$P_{rd} = 65.11 \text{ KN}$ (Résistance d'un goujon)

$$\left\{ \begin{array}{l} d = 18 \text{ mm} \leq 20 \text{ mm} \\ h_p = 40 \text{ mm} \leq 85 \text{ mm} \end{array} \right. \rightarrow P_{rd}' = r \times P_{rd} = 65.11 \text{ KN}$$

Effort de cisaillement v_{lf} :

$$v_{lf} = \min \left(\frac{A_{ax} f_y}{\gamma_a} ; 0.85 \times b_{eff} \times \frac{(h_c + h_p) \times f_{ck}}{\gamma_c} \right)$$

$$v_{lf} = \min \left(\frac{84.5 \times 23.5}{1.1} ; 0.85 \times 1 \times \frac{(8+4) \times 25}{1.5} \times 10 \right) = 1700 \text{ KN}$$

[EC 4 ; article 6.2.1.1]

Nombre des goujons N :

$$N \geq \frac{v_{lf}}{P_{rd}'} = \frac{1700}{65.11} = 26.09 \text{ goujon} \quad \text{on prend 27 goujon}$$

Soit 27 goujons sur une longueur $L/2 = 641/2 = 320.5 \text{ cm} \Rightarrow 54 \text{ goujons sur } 6.41 \text{ m}$

Espacement e :

$$e = \frac{3.20}{8} = 11.85 \text{ cm}$$

Vérification des soudures :

α : lagorge

$$\alpha > \min(d; t_f) = \min(331; 13.5) = 13.5 \text{ mm}$$

On prend $\alpha = 10 \text{ mm}$

l: Longeur du cordon de soudure circulaire

$$l = \pi \times d = \pi \times 18 = 56.54 \text{ mm}$$

$$\text{Acier s235} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{m_w} = 1.25 \\ f_u = 400 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

L'effort résistant de cisaillement :

$$F_{wrd} = \alpha \times l \times \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{mw} \times \sqrt{3}} = 10 \times 56.549 \times \frac{400 \times 10^{-3}}{0.8 \times 1.25 \times \sqrt{3}} = 117.53 \text{ KN}$$

L'effort sollicitant est donné par :

$$F_{sd} = \frac{v_{lf}}{N_f} = \frac{1700}{27} = 62.96 \text{ KN}$$

Quelle que soit la direction de l'effort sollicitant F_{sd} par rapport au cordon, on a :

$$F_{sd} < F_{wrd} \rightarrow 62.96 \text{ KN} < 117.53 \text{ KN} \text{ condition vérifiée}$$

4.2.2 Calcul de la poutre secondaire :

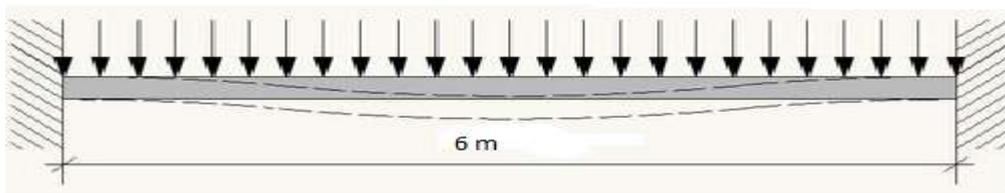


Figure 4-7: Schéma statique de la poutre secondaire

4.2.2.1 Caractéristiques de la poutre secondaire :

Portée de la poutre : $L = 6\text{m}$

Entre axe de la poutre : $d_{\text{poutre}} = 1\text{ m}$

Charges permanentes du plancher : $G = 4.085 \text{ KN/m}^2$

Surcharges d'exploitation : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

4.2.2.2 Pré dimensionnement :

$$p_s = (G+Q) \times d_{\text{poutre}}$$

$$p_s = (4.085 + 3.5) \times 1$$

$$p_s = 7.585 \text{ KN/m}$$

Le pré dimensionnement se fait par la condition de flèche :

$$\delta = \frac{5 \times qz \times L^4}{384 \times E \times I_y} \rightarrow \delta_{\text{max}} = \frac{l}{250} \rightarrow \delta \leq \delta_{\text{max}}$$

$$\frac{5 \times 600^3 \times 7.58 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 2} \leq I_y$$

$$\Rightarrow I_y \geq 609.50 \text{ cm}^4 \text{ soit un IPE180 classe 1}$$

4.2.2.3 Vérification de la flèche en tenant compte du poids du profile :

$$P' = [G+Q]. d + G \text{ poutre} = [4.085 + 3.5] \times 1 + 0.158 = 7.74 \text{ KN/m}$$

$$f_z = \frac{q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{600^3 \times 7.74 \times 0.1}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 8693} = 1.43 \text{ cm}$$

$$f_z = 1.43 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{l}{250} = 2.4 \text{ cm} \quad \text{la flèche est vérifiée}$$

Vérification de la résistance :

Vérification au moment :

$$P_u = 1.35(G \times d + G_{\text{profile}}) + 1.5Q.d$$

$$P_u = 1.35(4.085 \times 1 + 0.158) + 1.5(3.5 \times 1) = 32.93 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{10.97 \times 6^2}{12} = 32.93 \text{ KN.m}$$

$$M_{rd} = \frac{123.9 \times 23.5}{1} = 29.11 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 32.93 \text{ KN.m} > M_{rd} = 29.11 \text{ KN.m} \quad \text{Condition non vérifiée}$$

La condition de résistance n'est pas vérifiée on augmente à un profile IPE200

D'où

$$P_u = 1.35(G \times d + G_{\text{profile}}) + 1.5Q.d$$

$$P_u = 1.35(4.085 \times 1 + 0.224) + 1.5(3.5 \times 1) = 11.067 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{11.067 \times 6^2}{12} = 33.20 \text{ KN.m}$$

$$M_{rd} = \frac{220.6 \times 23.5}{1} = 51.8 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 33.20 \text{ KN.m} < M_{rd} = 51.81 \text{ KN.m} \quad \text{Condition est vérifiée}$$

Vérification au Cisaillement :

$$V_{sd}^{max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{11.067 \times 6}{2} = 33.20 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = 189.94 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^{max} = 33.20 \text{ KN} < V_{plrd} = 189.94 \text{ KN}$$

Condition de l'effort tranchant est vérifiée

$$V_{sd}^{max} = 33.20 \text{ KN} < 0,5 V_{plrd} = 94.97 \text{ KN}$$

Toutes les conditions sont vérifiées alors on adopte IPE200 pour la poutre secondaire.

4.3 Conclusion :

D'après notre étude du plancher mixte de notre structure et les vérifications effectuées nous avons obtenues les résultats suivant :

Solive : **IPE180**

Des goujons connecteurs de diamètre **18mm**

Poutre maitresse : **IPE400**

Des goujons connecteurs de diamètre **18mm**

Poutre secondaire : **IPE200**

Déplacements - Cas: 9A15 18A23 26 27						
	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	2,9	5,8	2,0	0,023	0,036	0,014
Noeud	553	1027	1770	1789	525	1786
Cas	9 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	26 (C)	15 (C)	9 (C) (CQC)	15 (C)
MIN	-1,1	-0,7	-3,5	-0,013	-0,008	-0,014
Noeud	48	1786	1776	1788	2209	1788
Cas	15 (C)	26 (C)	23 (C)	15 (C)	23 (C)	15 (C)

Figure 4-8: Déplacement du plancher

5 CHAPITRE V : ETUDE **SISMIQUE**

5.1 Introduction

Le Séisme est une secousse du sol résultant de la libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches. Il n'est dangereux pour les humains qu'à travers ses effets destructifs sur les constructions.

L'objet de ce présent chapitre est d'évaluer les actions sismiques susceptible de solliciter notre structure ; plusieurs méthodes et approches existent pour l'évaluation et le calcul de ces forces, parmi elles on cite :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode spectrale modale.

Pour notre étude nous avons opté pour la méthode statique équivalente ; Le choix de cette méthode est particulièrement dicté par la simplicité de l'ouvrage (sensiblement symétrique), sa hauteur limitée ($H=12.46m < 65m$) et sa régularité en plan ($1.45 < 4$ et en élévation. D'une manière générale notre structure satisfait l'intégralité des conditions énumérées dans l'article (4.1.2) du RPA 99 version 2003. Le principe de cette méthode est le remplacement des forces réelles dynamique qui se développe dans la construction par un système de forces statiques fictives d'ont les effets sont considérer équivalent à ceux de l'action sismique.

5.2 Evaluation de la force sismique suivant la direction x :

La force sismique totale est 'V' est calculée pour les deux sens longitudinale et transversale selon la formule suivante :

$$V = \frac{ADQ}{R} \cdot W \quad \dots\dots \quad (\text{Formule 4 - 1 du RPA})$$

Avec :

- **A** : Coefficient d'accélération de zone donné par le Tableau 4-1 du RPA.
- **D** : Facteur d'amplification dynamique moyen donné par la formule 4-2 du RPA.
- **R** : Coefficient de comportement global de la structure donné par le tableau 4-3 du RPA.
- **Q** : Facteur de qualité donné par la formule 4-4 du RPA.
- **W** : Poids total de la structure donné par la formule 4-5 du RPA.

5.2.1 Détermination du Coefficient d'accélération de zone « A » :

Donné par le tableau 4.1 du RPA selon la zone sismique et le groupe d'usage d'ouvrage.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone III} \\ \text{Grp d'usage 02} \end{array} \right. \dots\dots\dots \Rightarrow A = 0.25$$

5.2.2 Facteur d'amplification dynamique moyen « D » :

Donné par la formule 4.2 du RPA en fonction de la catégorie du site d'implantation de l'ouvrage ; du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 & \text{si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \text{ si } T_2 \leq T \leq 3s & \\ 2.5 \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} \text{ si } T > 3s & \end{cases}$$

- **T₂**: Période caractéristique associée à la catégorie du site(S03) donné par le Tableau 4.7 du RPA.
- **η** : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule 4.3 du RPA.
- **T** : Période fondamentale ouvrage donné par la formule 4.6 du RPA

- **CT**: Coefficient qui dépend du système de contreventement et du type de remplissage (Portiques auto stables en acier avec remplissage en maçonnerie) donné par le Tableau 4.6 du RPA.
- **ξ** : Pourcentage d'amortissement critique dépend du matériau constitutif (remplissage léger) et du type de structure (structure en acier) donné par le Tableau 4.2 du RPA.

$$T_2 = 0,5s$$

$$T = CT(h_N)^{\frac{3}{4}} = 0,085(12.46)^{\frac{3}{4}} = 0,563 s$$

$$T_2 < T < 3.0s \dots \dots \Rightarrow D = 2,5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = \sqrt{\frac{7}{2+0.05}} = 1,847$$

$$D = 2,5 \times 1,847 \left(\frac{0.5}{0.563}\right)^{\frac{2}{3}} = 4,266$$

5.2.3 Coefficient de comportement global de la structure « R » :

Donné par le Tableau 4.3 du RPA en fonction du système de contreventement (palées triangulés en X).

$$R = 5$$

5.2.4 Facteur de qualité « Q » :

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- **P1** : Condition minimale sur les files de contreventement (N observé).
- **P2** : Redondance en plan (observé).
- **P3** : Régularité en plan (régulier : observé).
- **P4** : Régularité en élévation (régulier : observé).
- **P5** : Contrôle de la qualité des matériaux (N observé).
- **P6** : Contrôle de la qualité d'exécution (N observé).

$$Q = 1 + \sum_1^5 p_q = 1 + 0,05 + 0 + 0 + 0 + 0.05 + 0.10 = 1.2$$

5.2.5 Poids total de la structure « W » :

Poids total de la structure donné par la formule 4-5 du RPA

$$W = WGi + \beta WQi$$

Avec :

- **WGi** : Poids du aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels.
- **WQi** : Poids du aux charges d'exploitations.
- **β** : Fonction de pondération selon la nature et la durée de la charge.

$$W=7217.31 \text{ KN}$$

5.2.6 Force sismique suivant la direction X :

$$V_X = \frac{ADQ}{R} \cdot W = \frac{ADQ}{R} \cdot W = 923.675 \text{ KN}$$

5.3 Evaluation de la force sismique suivant la direction Y :

Tous les paramètres seront identiques sauf « R » ; « Q ».

5.3.1 Coefficient de comportement global de la structure « R » :

Donné par le Tableau 4.3 du RPA en fonction du système de contreventement (portique en acier ordinaire).

$$R=05$$

5.3.2 Facteur de qualité « Q » :

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- P1 : Condition minimale sur les files de contreventement (observé).
- P2 : Redondance en plan (critère observé).
- P3 : Régularité en plan (régulier : observé).
- P4 : Régularité en élévation (régulier : observé).
- P5 : Contrôle de la qualité des matériaux (N observé).
- P6 : Contrôle de la qualité d'exécution (N observé).

$$Q = 1 + \sum_1^5 p_q = 1 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0.05 + 0.10 = 1.15$$

5.3.3 Force sismique suivant la direction Y :

$$V_Y = \frac{ADQ}{R} \cdot W = \frac{ADQ}{R} \cdot W = 885.188 \text{ KN}$$

Résultantes des forces sismiques de calcul :

Selon l'article 4.3.6 du RPA 99, la résultante des forces sismiques à la base obtenue par la combinaison des valeurs modales doit être supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

Forces sismiques	V statique (KN)	0.8Vstatique (KN)	V dynamique (KN)	Observation
Sens xx	923.67	738.94	998.22	Vérfifié
Sens yy	885.18	708.150	944.15	Vérfifié

Vérification de l'effort tranchant à la base

5.4 Analyse dynamique de la structure :

5.4.1 Modélisation de la structure :

La modélisation de la structure a été faite par le logiciel ROBOT qui nous a permis d'obtenir la figure suivante :

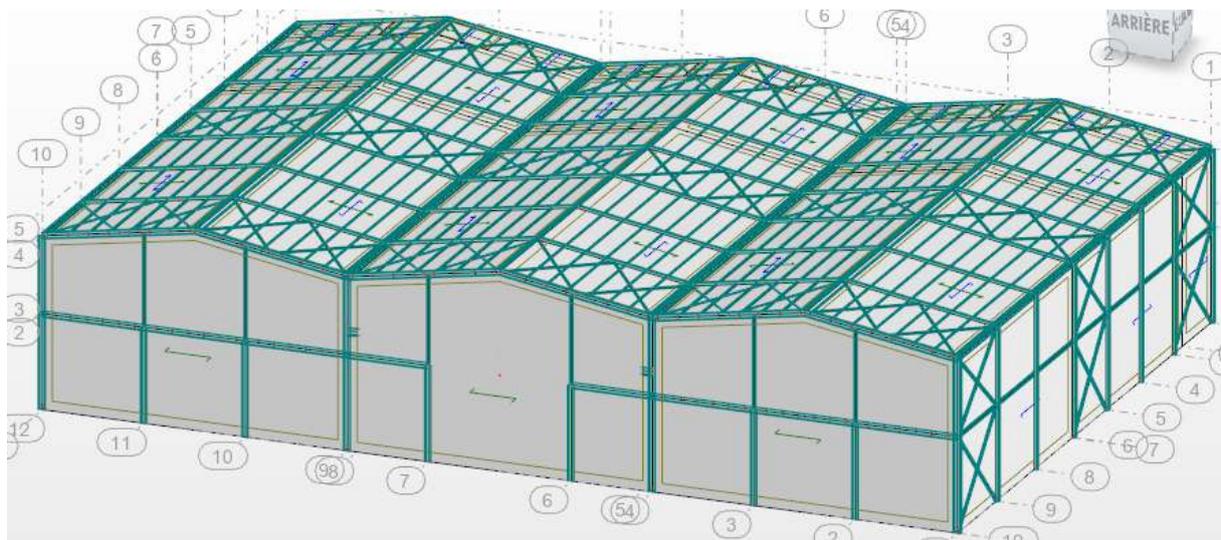


Figure 5-1: Modélisation de la structure en 3D

5.4.2 Analyse modale spectrale :



Figure 5-2: Spectre de réponse suivant X.

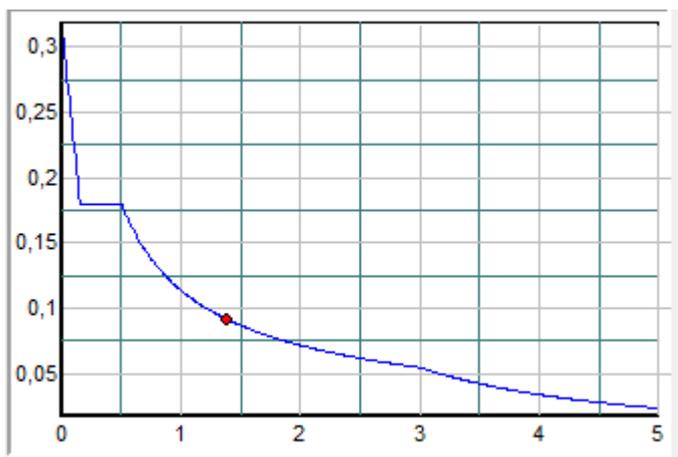


Figure 5-3: Spectre de réponse suivant Y

Pourcentage de participation de masse :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
5/ 1	0,79	1,26	0,00	41,95	0,00	0,00	41,95
5/ 2	0,79	1,26	0,00	57,89	0,00	0,00	15,93
5/ 3	1,12	0,90	0,00	57,89	0,00	0,00	0,01
5/ 4	1,12	0,90	0,00	57,89	0,00	0,00	0,00
5/ 5	1,80	0,56	0,00	66,44	0,00	0,00	8,54
5/ 6	1,80	0,56	0,00	66,53	0,00	0,00	0,09
5/ 7	2,48	0,40	58,42	66,53	0,00	58,42	0,00
5/ 8	2,69	0,37	68,92	66,53	0,00	10,50	0,00
5/ 9	2,88	0,35	86,89	66,53	0,00	17,98	0,00
5/ 10	2,94	0,34	86,89	66,53	0,00	0,00	0,00

Déplacements - Cas: 9A15 18A23 26 27						
	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	2,9	5,8	2,0	0,023	0,036	0,014
Noeud	553	1027	1770	1789	525	1786
Cas	9 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	26 (C)	15 (C)	9 (C) (CQC)	15 (C)
MIN	-1,1	-0,7	-3,5	-0,013	-0,008	-0,014
Noeud	48	1786	1776	1788	2209	1788
Cas	15 (C)	26 (C)	23 (C)	15 (C)	23 (C)	15 (C)

Figure 5-4: DEPLACEMENT MAX PLANCHER

Déplacements - Cas: 9A15 18A23 26 27						
	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	2,9	0,3	2,0	0,023	0,036	0,005
Noeud	553	446	1770	1789	525	1787
Cas	9 (C) (CQC)	15 (C)	26 (C)	15 (C)	9 (C) (CQC)	15 (C)
MIN	-0,9	-0,1	-3,5	-0,010	-0,008	-0,005
Noeud	508	190	1776	585	2209	1789
Cas	20 (C)	26 (C)	23 (C)	26 (C)	23 (C)	15 (C)

Figure 5-5: DEPLACEMENT MAX TOITURE

5.5 Conclusion :

Les sollicitations dues au vent sont plus importantes que celles dues au séisme dans les deux sens X ; Y ainsi nous retiendrons uniquement l'action du vent pour le dimensionnement des portiques et du contreventement de l'ouvrage.

6 CHAPITRE VI : **VERIFICATION DES** **ELEMENTS** **STRUCTURAUX**

6.1 Introduction :

Le but de tous calculs de structures est de vérifier tous les éléments aux sollicitations afin d'assurer la stabilité globale de l'ossature ; la stabilité transversale est assurée par le portique.

L'étude des portiques nécessite au préalable l'évaluation de toutes les charges (permanentes, d'exploitations, séismiques et climatiques) qui lui sollicitent. Son calcul est fait sous les combinaisons d'actions les plus défavorables auxquelles il pourrait être soumis durant toute la période d'exploitation de l'ouvrage.

Les sollicitations obtenues servent à la vérification des éléments (poteaux, traverses, fermes) ; elles servent également au calcul des assemblages. Ainsi qu'à celui de l'infrastructure. Le calcul est effectué par le logiciel ROBOT, les notes de calcul sont données par familles. En s'intéressant, pour chaque famille, à l'élément le plus sollicité.

6.2 Etude de portique :

Le calcul est effectué par le logiciel ROBOT 2020, les notes de calcul sont données par famille en s'intéressant, pour chaque famille, à l'élément le plus sollicité. Nous avons exposé dans ce chapitre, ce que nous avons jugé le plus important.

6.2.1 Justification des traverses :

Charges réparties sur la traverse :

- Poids du panneau sandwich.
- Poids des pannes.
- Poids propre de la traverse.
- Charge d'entretien

6.2.2 Calcul des traverses :

Justification des traverses (IPE400)

Les moments maximaux sollicitant la traverse sont obtenus par le logiciel robot.

$$N_{sd} = 31.67KN$$

$$V_{sd} = 83.23KN$$

$$M_{sd} = 46.88KNm$$

Profil	Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE400	66.3	84.5	400	180	13.5	8.6	23130	1318	1307	229	16.55	3.95

Caractéristiques de la traverse :

Classe de la section transversale :

Classe de l'âme fléchie :

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

Avec :

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

$$d = 400 - (2 \times 13.5) = 373 \text{ mm}$$

$$t_w = 8.6 \text{ mm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = \frac{373}{8.6} = 43.37 \\ 72\varepsilon \sqrt{\frac{235}{235}} = 72 \end{array} \right. \quad \frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{Donc l'âme est de classe I.}$$

b. Classe de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{90}{13.5} = 6.66 \leq 11\varepsilon \rightarrow \text{La semelle est de classe 1 avec } (c = \frac{b}{2})$$

Condition de résistance :

$$\text{On doit vérifier que : } v_{sd} < 0.5 V_{Plrd} = \frac{A \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

Où :

V_{Plrd} : effort tranchant résistant de la section.

A_{VZ} : aire de cisaillement.

$A_{VZ} = 42.69 \text{ cm}^2$ (D'après le tableau des profilés).

$$V_{Plrd} = \frac{23.5 \times 42.69}{\sqrt{3} \times 1} = 579.20 \text{ KN}$$

$$v_{sd} = 83.23 \text{ KN} < 0.5 V_{Plrd} = 289.60 \text{ KN}$$

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

Résistance de la traverse au déversement :

Le moment résistant de déversement est donné par :

$$M_{brd} = \frac{x_{lt} \times \beta_w \times w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec :

$B_w = 1$ section de classe I

x_{lt} : est le facteur de réduction pour le déversement.

$$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{m1} = 1.1$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times w_{ply} \times f_y}{M_{cr}}}$$

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

Avec :

$c_1=1,132$ (Charge uniformément répartie)

$G=8.08 \cdot 10^6 \text{ N/cm}^2$

I_t : Moment d'inertie de torsion ($I_t = 51.08 \text{ cm}^4$)

I_w : Moment d'inertie de gauchissement ($I_w = 490 \cdot 10^3 \text{ cm}^6$)

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible inertie (1318 cm^4)

$$M_{cr} = 117100 \text{ N.cm}$$

$x_{lt}=0.34$

$$M_{brd} = \frac{0.34 \times 1 \times 13070 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 94.93 \text{ KNm}$$

$M_{sd}=46.88 \text{ KN.m} < M_{brd}=94.93 \text{ KN.m} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	83,23	6,87	31,67	0,13	46,88	7,90
Barre	2052	2049	2068	2047	2072	2050
Noeud	23	19	309	18	2455	19
Cas	23 (C)	15 (C)	20 (C)	15 (C)	23 (C)	15 (C)
MIN	-58,90	-6,86	-12,37	-0,10	-99,35	-7,87
Barre	2090	2050	2054	2046	2068	2045
Noeud	915	19	41	17	309	17
Cas	23 (C)	15 (C)	23 (C)	15 (C)	20 (C)	15 (C)

Tableau 15: Effort sur la traverse IPE 400

NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009 - Vérification des pièces (ELS ; ELU) 2045A2092								
Résultats		Messages						
Pièce		Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	
2048	Poutre_204	OK	TRAV-IPE400	ACIER	58.80	246.35	0.61	15 135G+15V
2047	Poutre_204	OK	TRAV-IPE400	ACIER	58.80	246.35	0.60	15 135G+15V
2068	Poutre_206	OK	TRAV-IPE400	ACIER	58.80	246.35	0.55	20 135G+15N
2063	Poutre_206	OK	TRAV-IPE400	ACIER	58.80	246.35	0.55	20 135G+15N
2067	Poutre_206	OK	TRAV-IPE400	ACIER	58.80	246.35	0.51	20 135G+15N
2064	Poutre_206	OK	TRAV-IPE400	ACIER	58.80	246.35	0.51	20 135G+15N
2080	Poutre_208	OK	TRAV-IPE400	ACIER	58.80	246.35	0.51	20 135G+15N
2075	Poutre_207	OK	TRAV-IPE400	ACIER	58.80	246.35	0.51	20 135G+15N
2066	Poutre_206	OK	TRAV-IPE400	ACIER	58.80	246.35	0.49	20 135G+15N
2065	Poutre_206	OK	TRAV-IPE400	ACIER	58.80	246.35	0.49	20 135G+15N
2079	Poutre_207	OK	TRAV-IPE400	ACIER	58.80	246.35	0.47	20 135G+15N
2076	Poutre_207	OK	TRAV-IPE400	ACIER	58.80	246.35	0.47	20 135G+15N
2078	Poutre_207	OK	TRAV-IPE400	ACIER	58.80	246.35	0.45	20 135G+15N
2077	Poutre_207	OK	TRAV-IPE400	ACIER	58.80	246.35	0.45	20 135G+15N
2055	Poutre_205	OK	TRAV-IPE400	ACIER	58.80	246.35	0.38	23 135G+15N+135Q
2052	Poutre_205	OK	TRAV-IPE400	ACIER	58.80	246.35	0.38	23 135G+15N+135Q
2051	Poutre_205	OK	TRAV-IPE400	ACIER	58.80	246.35	0.35	23 135G+15N+135Q
2056	Poutre_205	OK	TRAV-IPE400	ACIER	58.80	246.35	0.35	23 135G+15N+135Q
2054	Poutre_205	OK	TRAV-IPE400	ACIER	58.80	246.35	0.34	20 135G+15N
2053	Poutre_205	OK	TRAV-IPE400	ACIER	58.80	246.35	0.34	20 135G+15N
2090	Poutre_209	OK	TRAV-IPE400	ACIER	58.80	246.35	0.34	23 135G+15N+135Q
2089	Poutre_208	OK	TRAV-IPE400	ACIER	58.80	246.35	0.34	23 135G+15N+135Q

Tableau 16: TRAVERSE IPE 400

6.2.3 Justification des poteaux :

6.2.3.1 Introduction :

Pour la vérification du portique, on va prendre en considération l'effet de la rigidité et les différents chargements qui sollicitent de manière variable à chaque portique, donc avec ces raisons et d'autre, on va faire l'étude de portique qui contient le poteau et la traverse la plus sollicitée

6.2.3.2 Vérification des poteaux à l'ELU :

Caractéristiques de poteau :

Profil	Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
HEA 450	140	178	440	300	21	11.5	63720	9465	321.6	965.5	18.92	7.29

Tableau 17: Caractéristiques du profilé HEA 450

Classe de la section transversale :

Classe de l'âme fléchie :

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

Avec :

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

$$d = 440 - (2 \times 21) = 358 \text{ mm}$$

$$t_w = 11.5 \text{ mm}$$

$$\begin{cases} \frac{d}{t_w} = \frac{358}{11.5} = 31.13 \\ 72\varepsilon \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 72 \end{cases} \quad \frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{Donc l'âme est de classe I.}$$

b. Classe de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{150}{21} = 7.14 \leq 11\varepsilon \rightarrow \text{La semelle est de classe 1 avec } (c = \frac{b}{2})$$

Vérification de l'effort tranchant :

On vérifie que :

$$V_{sd} < V_{pl, RD}$$

V_{sd} : L'effort tranchant maximal

$$V_{pl, RD} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} \quad A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f = 42.69 \text{ cm}$$

$$V_{pl, RD} = \frac{42.69 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1.1} = 526.55 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 83.23 \text{ KN} < \frac{V_{pl_{RD}}}{2} = 263.27 \text{ KN}.$$

L'effort tranchant est vérifié et n'a pas d'influence sur la résistance au moment fléchissant.

Vérification Flambement composé (sans risque de déversement) :

On se place en sécurité en prenant :

$$N_{sd} = N_{\max.}$$

$$M_{sd} = M_{\max.}$$

Les poteaux doivent vérifier :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y \times M_{ysd}}{W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (\text{CCM97}) \quad \text{sans risqué de déversement.}$$

Avec :

$$\lambda_{lt} = \frac{K \times L \left[\frac{W_{ply}^2}{I_w \times I_z} \right]^{0.25}}{\sqrt{C_1} \times \left\{ \left[K^2 + \frac{(K \times L)^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_w} + \frac{(C_2 \times Z_g)^2}{I_w} \right]^{0.5} - C_2 \times Z_g \times \left(\frac{I_z}{I_w} \right)^{0.5} \right\}^{0.5}}$$

$$I_w = \frac{(h - t_f)^2}{4} \times I_z$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \frac{\lambda_{lt}}{93.9 \times \varepsilon} \sqrt{\beta_w}$$

χ_{lt} dépend de $\bar{\lambda}_{lt}$.

$$K_{Lt} = 1 - \frac{\mu_{Lt} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \leq 1$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93.9 \times \varepsilon} \sqrt{\beta_A}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93.9 \times \varepsilon} \sqrt{\beta_A}$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y}$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) \times \left(\frac{w_{ply} - w_{ely}}{w_{ely}} \right); \beta_{My} = 1.1$$

$$\mu_{Lt} = 0.15 \bar{\lambda}_z \times \beta_{MLt} - 0.15 < 0.9; \beta_{MLt} = 1.1.$$

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

On prend le cas le plus défavorable : C=1 , K=1 , $\psi = 1$.

Sans risque de déversement

$$M_{sd} = 46.88 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 31.67 \text{ KN}$$

Calcul de K_y :

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{1087}{18.92} = 57.46 \rightarrow \bar{\lambda}_y = 0.61$$

On a une section en I :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{440}{300} = 1.46 > 1.2 \\ t_f = 21 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{array} \right\} \text{ax} \square \text{yy} \rightarrow \text{courb} \square \text{a}$$

Par interpolation on trouve

$$Y - Y \rightarrow \bar{\lambda}_y = 0.61 < 0.3 \rightarrow \chi_y = 0.89$$

$$Z - Z \rightarrow \bar{\lambda}_z = 1.59 \rightarrow \chi_z = 0.31$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0.31$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A f_y} \leq 1.5$$

$$K_y = 0.52 < 1.5$$

Vérification :

$$\frac{31.67}{0.31 \times \frac{178 \times 23.5}{1.1}} + \frac{0.52 \times 46.88 \times 10^2}{\frac{321.6 \times 23.5}{1.1}} = 0.44 < 1$$

vérifie

Résultats		Messages						
Pièce		Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio▲	Cas	
2023 NF_EN_199	OK	POT-PLHEA 4	ACIER	35.64	81.75	0.48	15 135G+15V	
2024 NF_EN_199	OK	POT-PLHEA 4	ACIER	35.64	81.75	0.48	15 135G+15V	
178 NF_EN_1993	OK	POT-PLHEA 4	ACIER	35.64	81.75	0.47	10 GQEy	
170 NF_EN_1993	OK	POT-PLHEA 4	ACIER	35.64	81.75	0.47	10 GQEy	
177 NF_EN_1993	OK	POT-PLHEA 4	ACIER	35.64	81.75	0.46	10 GQEy	
171 NF_EN_1993	OK	POT-PLHEA 4	ACIER	35.64	81.75	0.46	10 GQEy	
206 NF_EN_1993	OK	POT-PLHEA 4	ACIER	35.64	81.75	0.46	10 GQEy	
198 NF_EN_1993	OK	POT-PLHEA 4	ACIER	35.64	81.75	0.46	10 GQEy	
150 NF_EN_1993	OK	POT-PLHEA 4	ACIER	35.64	81.75	0.46	10 GQEy	
142 NF_EN_1993	OK	POT-PLHEA 4	ACIER	35.64	81.75	0.46	10 GQEy	
199 NF_EN_1993	OK	POT-PLHEA 4	ACIER	35.64	81.75	0.46	10 GQEy	
205 NF_EN_1993	OK	POT-PLHEA 4	ACIER	35.64	81.75	0.46	10 GQEy	
122 NF_EN_1993	OK	POT-PLHEA 4	ACIER	35.64	81.75	0.45	10 GQEy	
114 NF_EN_1993	OK	POT-PLHEA 4	ACIER	35.64	81.75	0.45	10 GQEy	
25 NF_EN_1993-	OK	POT-PLHEA 4	ACIER	35.64	81.75	0.45	10 GQEy	
17 NF_EN_1993-	OK	POT-PLHEA 4	ACIER	35.64	81.75	0.45	10 GQEy	
149 NF_EN_1993	OK	POT-PLHEA 4	ACIER	35.64	81.75	0.45	10 GQEy	
143 NF_EN_1993	OK	POT-PLHEA 4	ACIER	35.64	81.75	0.45	10 GQEy	
90 NF_EN_1993-	OK	POT-PLHEA 4	ACIER	35.64	81.75	0.45	10 GQEy	
97 NF_EN_1993-	OK	POT-PLHEA 4	ACIER	35.64	81.75	0.45	10 GQEy	
121 NF_EN_1993	OK	POT-PLHEA 4	ACIER	35.64	81.75	0.45	10 GQEy	
115 NF_EN_1993	OK	POT-PLHEA 4	ACIER	35.64	81.75	0.45	10 GQEy	
24 NF_EN_1993-	OK	POT-PLHEA 4	ACIER	35.64	81.75	0.45	10 GQEy	
18 NF_EN_1993-	OK	POT-PLHEA 4	ACIER	35.64	81.75	0.45	10 GQEy	
96 NF EN 1993-	OK	POT-PLHEA 4	ACIER	35.64	81.75	0.44	10 GQEy	

Tableau 18: Poteau HEA450

6.2.4 Justification des contreventements :

6.2.4.1 Introduction :

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action de forces horizontales : vent, freinage des ponts roulants, effets de séismes, chocs etc. Ils sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'aux fondations. Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants « poutres au vent », et en façade « palées de stabilité », et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués tant sur les pignons que sur les longs pans.

6.2.4.2 LES DIFFERENTS TYPES DE CONTREVENTEMENTS :

6.2.4.2.1 Contreventements de toiture : (poutre au vent)

Les contreventements sont disposés généralement suivant les versants de la toiture comme la montre la figure ci-dessous. Ils sont placés le plus souvent dans les travées de rive. Leurs diagonales sont généralement des cornières doubles qui sont fixées sur la traverse (ou ferme). Leur rôle principal est de transmettre les efforts du vent du pignon aux fondations.

6.2.4.2.2 Effort du vent sur les pignons :

La transmission des efforts sur le pignon passe successivement du bardage aux lisses, puis aux potelets, puis à la traverse (ferme) du portique de rive. Ce dernier n'étant pas rigide transversalement, il est nécessaire de le stabiliser en construisant un dispositif, tant dans le plan de la toiture (poutre au vent) que dans le plan vertical (palée de stabilité).

6.2.4.2.3 Calcul de la poutre au vent en pignon :

Elle sera calculée comme une poutre à treillis reposant sur deux appuis et soumises aux réactions horizontales supérieures des potelets auxquelles on adjoint l'effort d'entraînement.

6.2.4.2.4 Evaluation des efforts horizontaux :

On a : $F_{fr} = 40584.499 \times 10^3 \text{ KN}$ $W_i = 1884.88 \text{ KN/m}^2$

$$F_i = 1,5 [(W_i \cdot S_i) + \frac{F_{fr}}{n}]$$

F_{fr} : force de frottement.

n : nombre de nœuds ($n=5$).

$$\frac{F_{fr}}{n} = 8116.899$$

Calcule de S_i :

$$S_i = h_i \cdot \frac{L_i}{2}$$

$$S_{poteaux} = 10.87 \times \frac{6.41}{2} = 34.38 \text{ m}^2$$

$$S_{potelets} = 11.09 \times \frac{6.395}{2} = 70.92 \text{ m}^2$$

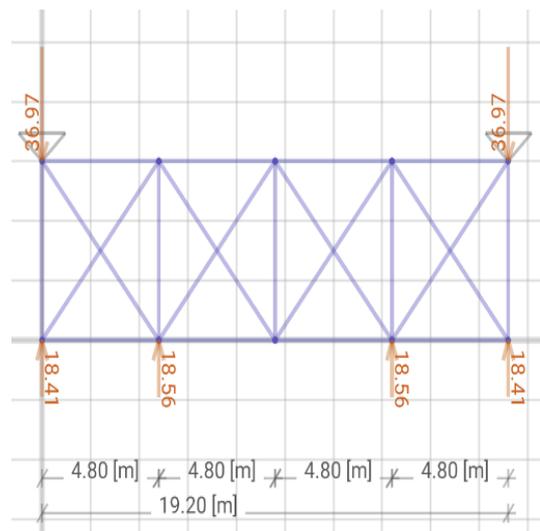
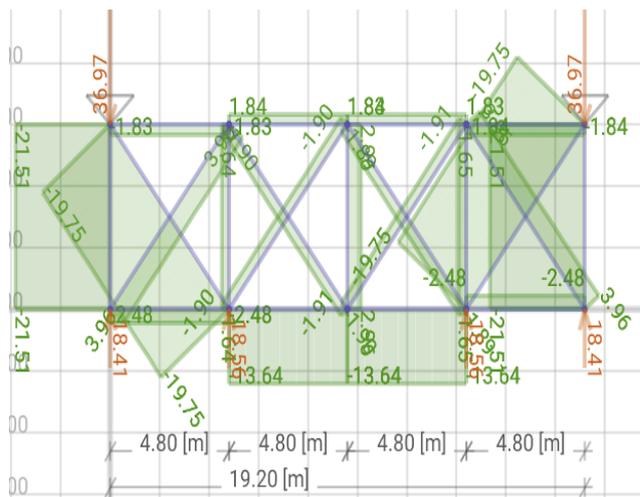
Les résultats de F_i sont résumés dans le tableau ci-dessous :

	<i>poteaux</i>	<i>potlets</i>
<i>i</i> (m)		
h_i(m)	10.87	11.9
S_i (m²)	34.84	70.92
$W_i \cdot S_i$ (KN)	65.66	133.67
$\frac{F_{fr}}{n}$ (KN)	8116.89	8116.89
F_i (KN)	12.274	12.375
$1.5 F_i$ (KN)	18.411	18.562

$$R = \frac{\sum F_i}{2} = \frac{2 \times F_{POTEAUX} + 2 \times F_{POTLETS}}{2} = 36.973 \text{ KN}$$

6.2.4.2.5 Effort de traction dans les diagonales :

On ne fait travailler que les diagonales tendues et on considère que les diagonales comprimées ne reprenant aucun effort.



L'effort de traction max :

$$N_{t.sd} = 3.96 \text{ kN}$$

Les éléments tendus :

$$N_{t.sd} \leq N_{t.rd}$$

Avec :

$N_{t.sd} = 3.96 \text{ kN}$ (Calculé par l'application framedesign).

$$N_{t.sd} \leq N_{t.rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A \geq \frac{N_{t.sd} \times \gamma_{m1}}{f_y} = \frac{3.96 \times 1}{235 \times 10^3} = 16.85 \text{ mm}^2$$

Donc : choisir L 50X50X5 $A=4.80 \text{ cm}^2$

V.4.1.3. Résistance plastique de calcul de la section brute :

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{4.80 \times 23.5}{1.1} = 102.54 \text{ kN}$$

Résistance ultime :

$$N_{u,rd} = \frac{0.9A_{net} \times f_u}{\gamma_{m1}} A1 = (5 \times 0.5) - (1.4 \times 0.5)$$

$$A1 = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$A2 = (5 - 0.5) \times 0.5 = 2.25 \text{ cm}^2$$

$$\xi = \frac{3A1}{(3A1)+A2} = 0.705$$

$$A_{net} = 1.8 + (0.705 \times 2.25)$$

$$A_{net} = 3.38 \text{ cm}^2$$

$$N_{u,rd} = \frac{0.9 \times 3.38 \times 36}{1.1} = 99.56 \text{ kN}$$

V.4.1.4. Résistance plastique de calcul de la section nette :

$$N_{net,rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$N_{net,rd} = \frac{3.38 \times 23.5}{1.1} = 72.21 \text{ kN}$$

Vérification :

$$N_{t.sd} \leq \min(N_{pl,rd}, N_{u,rd}, N_{net,rd})$$

$$N_{t.sd} = 3.96 \text{ KN} \leq \min (102.54, 99.56, 72.21) = 72.21 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

Calcul du palée de stabilité en long pan :

Les palées de stabilités devant reprendre les efforts du vent sur le pignon transmis par le contreventement des versants (poutre au vent). On ne fait travailler que les diagonales tendues, comme dans le cas de la poutre au vent.

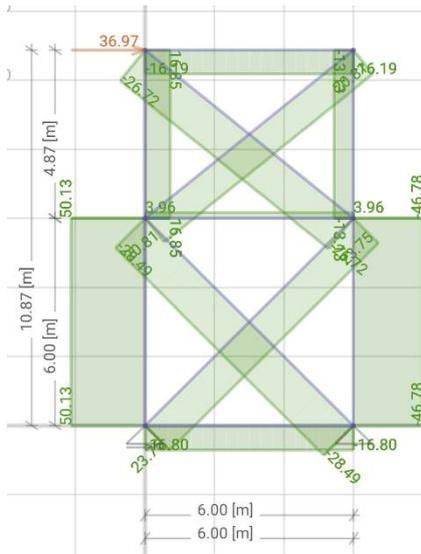


Figure 6-1: Diagramme des efforts normaux

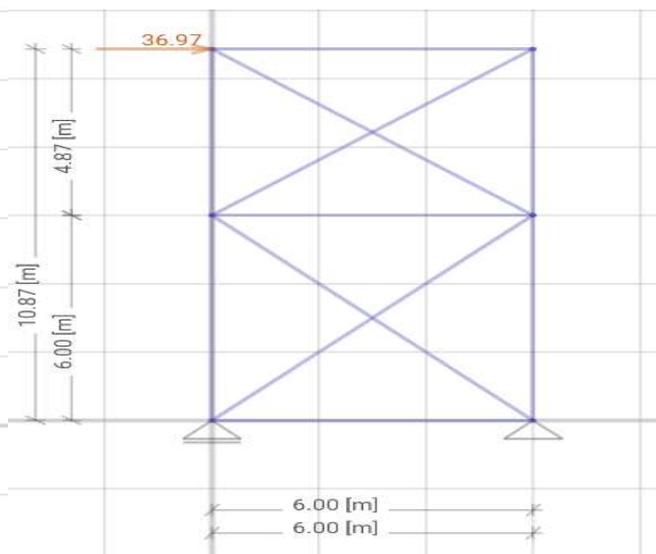


Figure 6-2: Efforts agissants sur le palée de stabilité

$$F = R_A$$

R_A : réaction d'appuis de la poutre au vent

$$F = 36.973 \text{ KN}$$

L'effort de traction max :

$$N_{t.sd} = 23.75 \text{ KN}$$

Les éléments tendus :

$$N_{t.sd} \leq N_{t.rd}$$

Avec :

$$N_{t.sd} = 23.75 \text{ KN} \text{ (Calculé par l'application framedesign) .}$$

$$N_{t.sd} \leq N_{t.rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A \geq \frac{N_{t.sd} \times \gamma_{m1}}{f_y} = \frac{23.75 \times 1}{235 \times 10^3} = 101.06 \text{ mm}^2$$

Donc : choisir 2L 60X60X6 $A=6.91\text{ cm}^2$

V.4.1.3. Résistance plastique de calcul de la section brute :

$$N_{pl,rd} = \frac{2 \times A \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{2 \times 6.91 \times 23.5}{1.1} = 295.24 \text{ KN}$$

Résistance ultime :

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

$$A1 = (6 \times 0.6) - (1.69 \times 0.6)$$

$$A1 = 2.586 \text{ cm}^2$$

$$A2 = (6 - 0.6) \times 0.6 = 3.24 \text{ cm}^2$$

$$\xi = \frac{3 A1}{(3 A1) + A2} = 0.705$$

$$A_{net} = 2.586 + (0.705 \times 3.24)$$

$$A_{net} = 4.87 \text{ cm}^2$$

$$N_{u,rd} = \frac{0.9 \times 4.87 \times 36}{1.1} = 143.44 \text{ KN}$$

6.2.4.2.6 Résistance plastique de calcul de la section nette :

$$N_{net,rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$N_{net,rd} = \frac{4.87 \times 23.5}{1.1} = 104.04 \text{ KN}$$

Vérification : $N_{t,sd} \leq \min(N_{pl,rd}, N_{u,rd}, N_{net,rd})$

$$N_{t,sd} = 23.75 \text{ KN} \leq \min(295.24, 143.44, 104.04) = 104.04 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

Après calcul et vérification par le logiciel ROBOT, on a trouvé de grandes valeurs d'efforts ce qui nous a mené à augmenter la section du profilé pour assurer une meilleure stabilité.

Et voici les résultats :

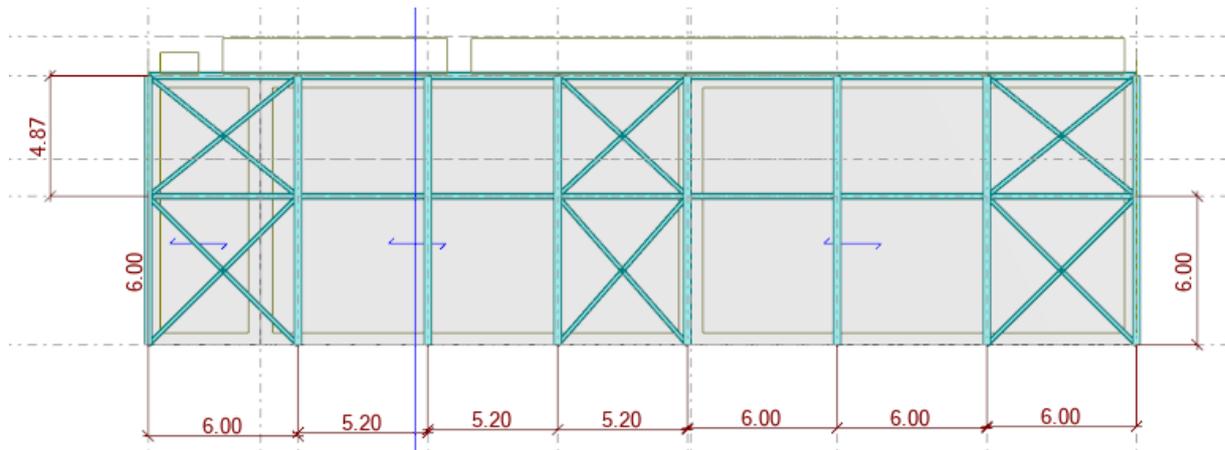


Figure 6-3: position de contreventement

NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009 - Vérification des pièces (ELS ; ELU) 7 8 15 16 20A23 58 65A89 92A95 98A105 1...

Résultats Messages

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
174	2 UPN 180	ACIER	60.99	134.55	0.23	10 GQEy
21	2 UPN 180	ACIER	60.99	134.55	0.23	10 GQEy
77	2 UPN 180	ACIER	57.07	125.90	0.22	10 GQEy
185	2 UPN 180	ACIER	57.07	125.90	0.22	10 GQEy
99	2 UPN 180	ACIER	60.99	134.55	0.22	10 GQEy
15	2 UPN 180	ACIER	60.99	134.55	0.22	15 135G+15V
20	2 UPN 180	ACIER	60.99	134.55	0.21	15 135G+15V
148	2 UPN 180	ACIER	60.99	134.55	0.21	10 GQEy
70	2 UPN 180	ACIER	60.99	134.55	0.21	26 135G+15Vx
71	2 UPN 180	ACIER	60.99	134.55	0.21	10 GQEy
197	2 UPN 180	ACIER	60.99	134.55	0.21	10 GQEy
129	2 UPN 180	ACIER	57.07	125.90	0.21	10 GQEy
83	2 UPN 180	ACIER	57.07	125.90	0.20	10 GQEy
183	2 UPN 180	ACIER	57.07	125.90	0.20	10 GQEy
65	2 UPN 180	ACIER	57.07	125.90	0.20	10 GQEy
200	2 UPN 180	ACIER	60.99	134.55	0.20	15 135G+15V
196	2 UPN 180	ACIER	60.99	134.55	0.20	15 135G+15V
146	2 UPN 180	ACIER	60.99	134.55	0.19	10 GQEy
101	2 UPN 180	ACIER	60.99	134.55	0.19	10 GQEy

Note de calcul Fermer

Aide

Taux de travail

Analyse Cartographie

Points de calcul
 division: n = 7
 extrêmes: aucun
 additionnels: aucun

Figure 6-4: tableau de vérification du palée de stabilité

NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009 - Vérification des pièces (ELS ; ELU) 31 33 34 36A47 210A21

Résultats Messages

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio▲	Cas
963	OK CAE 100x10	ACIER	117.22	117.22	0.69	23 135G+15N+135Q
821	OK CAE 100x10	ACIER	117.22	117.22	0.59	23 135G+15N+135Q
37	OK CAE 100x10	ACIER	117.22	117.22	0.58	20 135G+15N
509	OK CAE 100x10	ACIER	117.22	117.22	0.55	23 135G+15N+135Q
925	OK CAE 100x10	ACIER	117.22	117.22	0.55	20 135G+15N
906	OK CAE 100x10	ACIER	117.22	117.22	0.53	20 135G+15N
238	OK CAE 100x10	ACIER	117.22	117.22	0.50	23 135G+15N+135Q
903	OK CAE 100x10	ACIER	127.16	127.16	0.49	15 135G+15V
915	OK CAE 100x10	ACIER	117.22	117.22	0.49	20 135G+15N
944	OK CAE 100x10	ACIER	117.22	117.22	0.48	23 135G+15N+135Q
950	OK CAE 100x10	ACIER	117.22	117.22	0.48	23 135G+15N+135Q
890	OK CAE 100x10	ACIER	117.22	117.22	0.47	20 135G+15N
228	OK CAE 100x10	ACIER	117.22	117.22	0.45	23 135G+15N+135Q
584	OK CAE 100x10	ACIER	127.16	127.16	0.33	15 135G+15V
911	OK CAE 100x10	ACIER	127.16	127.16	0.29	23 135G+15N+135Q
887	OK CAE 100x10	ACIER	127.16	127.16	0.29	15 135G+15V
47	OK CAE 100x10	ACIER	127.16	127.16	0.26	20 135G+15N
36	OK CAE 100x10	ACIER	127.16	127.16	0.25	20 135G+15N
951	OK CAE 100x10	ACIER	127.16	127.16	0.25	20 135G+15N
34	OK CAE 100x10	ACIER	127.16	127.16	0.25	15 135G+15V
959	OK CAE 100x10	ACIER	127.16	127.16	0.25	20 135G+15N
251	OK CAE 100x10	ACIER	127.16	127.16	0.24	20 135G+15N
946	OK CAE 100x10	ACIER	127.16	127.16	0.24	20 135G+15N
46	OK CAE 100x10	ACIER	127.16	127.16	0.24	20 135G+15N

Figure 6-5 tableau de vérification de « CEA 100X10 »

7 CHAPITRE VII : ETUDE **DU PONT ROULANT**

7.1 Introduction

Ce chapitre présente le calcul de la voie de roulement d'un hangar abritant un pont roulant de 10t de puissance, pour cette étude en utilisant:

Eurocode 1 : partie 05 actions induites par les ponts roulants.

Eurocode 3 : partie 6 chemins de roulements.

7.2 Caractéristique du pont roulant:

Les caractéristiques d'un pont roulant sont données par le constructeur en fonction de la portée et de la puissance

Puissance	L	a _{min}	b	c	D	E
(T)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
10	18	2.90	0.15	0.3	0.77	0.51

Tableau 19: Dimensions de pont roulant

Puissance	portée	vitesse			poids			Charges Sur un galet	
		Levage	Direction	Translation	Pont	chariot	Total	RMax	RMin
(T)	(m)	(m/min)	(m/min)	(m/min)	B(T)	K(T)	(B+K)	(T)	(T)
10	18	0.8/5	5/20	10/40	6	1	7	6.45	1.57

Tableau 20: Caractéristiques du pont roulant

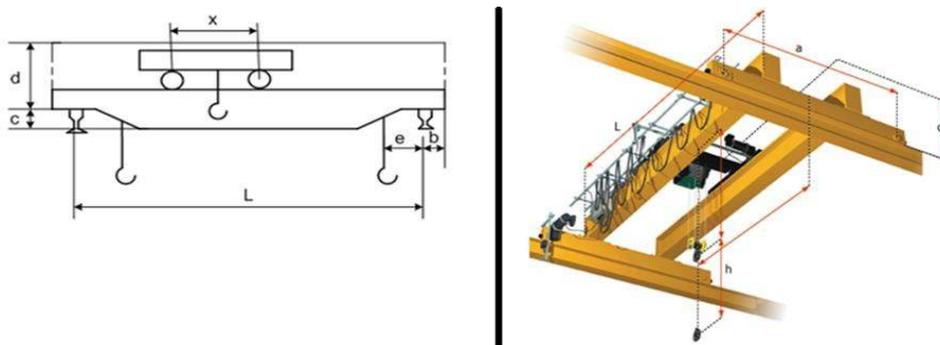


Figure 7-1: Schéma du pont roulant.

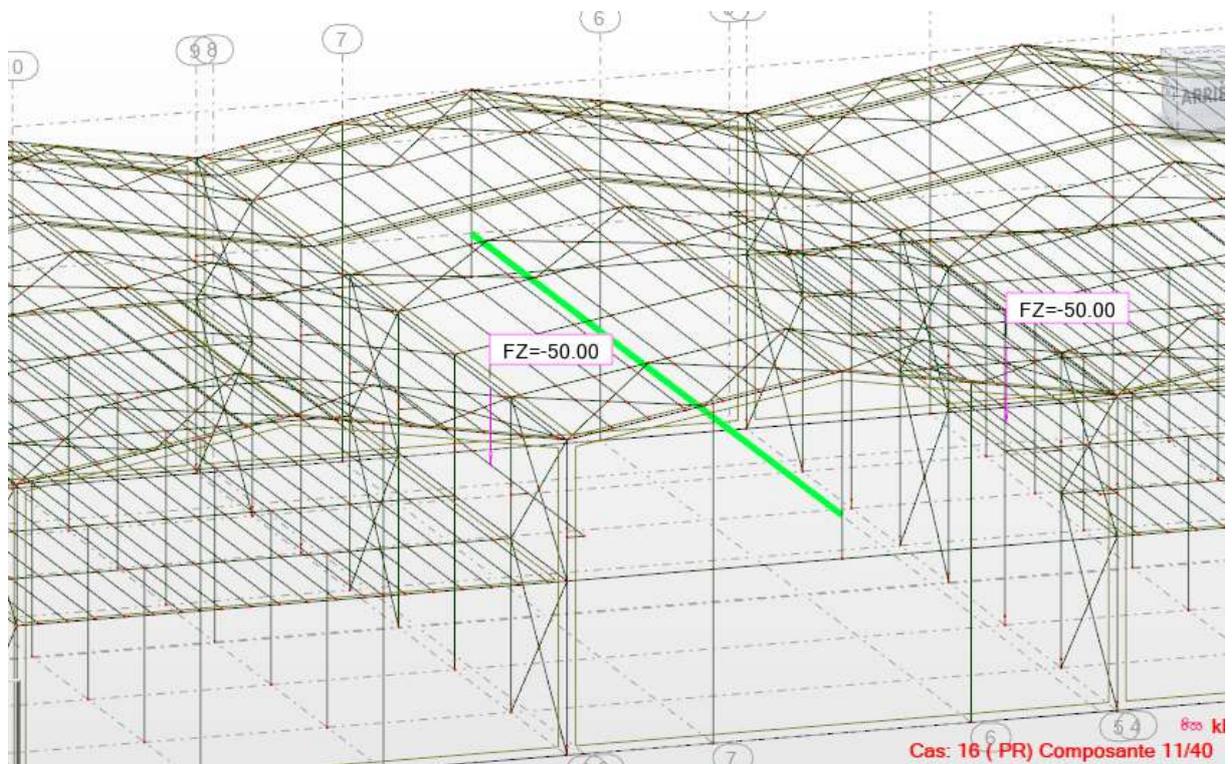


Figure 7-2: Modélisation du pont roulant

7.3 Les charges induites par le pont roulant : **Détermination des coefficients d'amplification dynamiques**

D'après le tableau 2.4 de l'Eurocode 1 partie 05 :

Coefficients D'amplification dynamique	Effets à prendre en compte	A appliquer à
Ψ_1	Excitation vibratoire de la structure d'un appareil de levage due au décollage de la masse à lever du sol.	Poids propre de l'appareil de levage.
Ψ_2	Effets dynamiques du transfert de la masse à lever du sol à l'appareil de levage.	Masse à lever.
Ψ_3	Effet dynamique d'une libération brutale de la charge utile, par exemple en cas d'utilisation d'un grappin ou d'un aimant.	Masse à lever.
Ψ_4	Effet dynamiques induit par le déplacement sur les rails ou des voies de roulement.	Poids propre de l'appareil de levage et masse à lever.
Ψ_5	Effets provoqués par des forces d'entraînement.	Forces d'entraînement.
Ψ_6	Lorsqu'une charge d'essai est mue par les transmissions suivant le mode d'utilisation de l'appareil de levage.	Charge d'essai.
Ψ_7	Prend en compte les effets élastiques de l'impact sur les tampons.	Charge des tampons.
Ψ_8	Coefficient de réaction aux rafales	Charges dues au vent.

Tableau 21: Les coefficients d'amplification dynamique

D'après le tableau 2.4 de l'Eurocode 1 partie 5 :

$$\varphi_1 = 1 \pm a \text{ D'ou } 0 < a < 0.1$$

Avec : $a = 0.1$

$$\varphi_1 = 1.1$$

$$\varphi_2 = \varphi_{2\min} + \beta_2 \cdot V_h$$

Classe de levage de l'appareil	β_2	φ_2, \min	V_h (m/s)
HC3 (Appareil de levage d'atelier)	0.51	1.15	0.8/5=0.16 m/s

Tableau 22: La classe du pont roulant.

Pour un pont roulant de classe HC3 : $\beta_2=0.51$; $\varphi_2, \min= 1.15$

$$\varphi_2 = 1.15 + (0.51 \times 0.16) = 1.23$$

$$\varphi_2 = 1.23$$

$$\varphi_3 = 1 - \left(\frac{\Delta m}{m}\right) \cdot (1 + \beta_3)$$

Δm : partie libérée ou tombée de la charge.

Comme : $\Delta m = 0 \rightarrow \varphi_3 = 1$

Disposition des charges

7.3.1 Charges verticales induites par des chariots portes- palan monorail suspendus à des poutres de roulement :

Pour des conditions normales de service, il convient de considérer que la charge verticale est composée du poids propre du chariot porte palan, de la masse à lever et du coefficient dynamique

7.3.2 Charges horizontales induites par des chariots porte-palan monorail suspendus à des poutres de roulement :

Dans le cas de poutres de roulement fixes pour des chariots suspendus monorail, en l'absence d'une valeur plus précise, il convient de considérer que les charges horizontales

Sont égales à 5 % de la charge verticale maximale par galet en omettant le coefficient dynamique.

Cette règle s'applique également aux charges horizontales dans le cas de poutres de roulement suspendues pivotantes.

7.3.3 Charges verticales induites par des ponts roulants :

Il convient de déterminer les charges verticales par galet d'un appareil de levage sur une poutre de roulement en tenant compte des répartitions de charges illustrées à la Figure 7-3 et en utilisant les valeurs caractéristiques

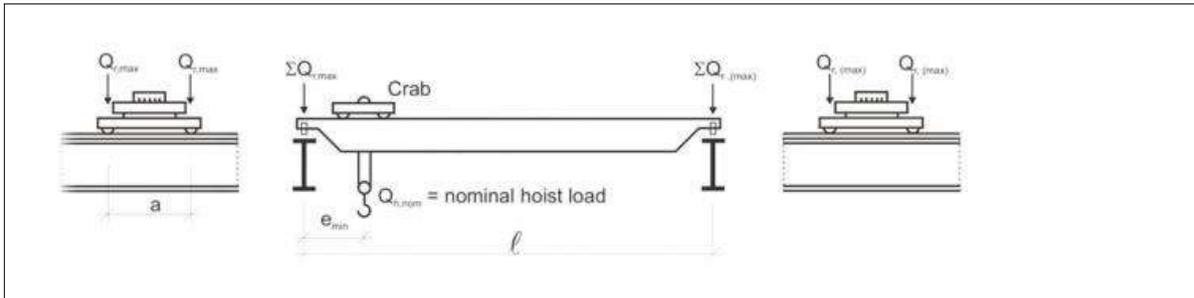


Figure 7-4: Disposition de la charge de l'appareil de levage en charge pour obtenir unchargement maximal sur la poutre

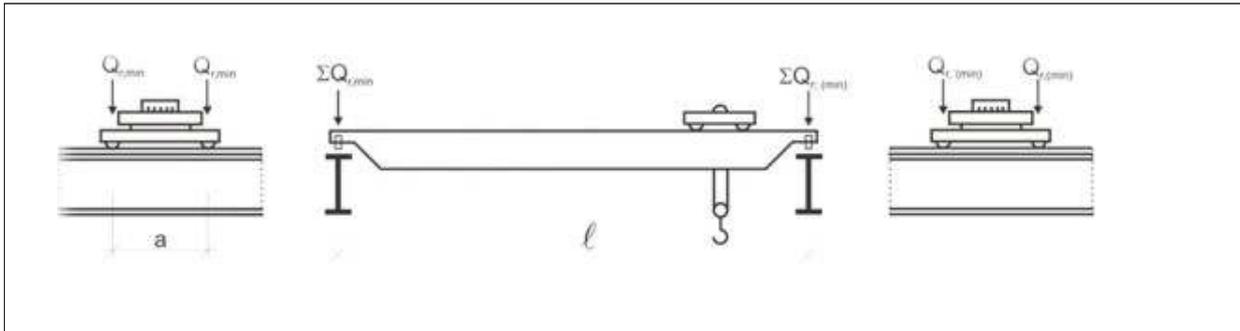


Figure 7-6: Disposition de charge de l'appareil de levage à vide pour obtenir un chargement minimal sur la poutre de roulement

de roulement

Q_{rmax} : est la charge par galet maximale de l'appareil de levage encharge.

$Q_r(max)$: est la charge par galet d'accompagnement de l'appareil de levage encharge.

ΣQ_{rmax} :estlasommedeschargesmaximales

Q_{rmax} parpoutrederoulementde l'appareil de levage encharge.

$\Sigma Q_r (max)$:estlasommedeschargesd'accompagnement

$Q_r(max)$ Parpoutrederoulement de l'appareil de levage encharge.

$Q_r min$: est la charge par galet minimale de l'appareil de levage àvide.

$Q_r (min)$: est la charge par galet d'accompagnement de l'appareil de levage àvide.

$\Sigma Q_r min$:estlasommedeschargesminimales

$Q_r min$ Parpoutrederoulementde l'appareil de levage àvide.

$\Sigma Q_r (min)$:estlasommed'accompagnementdeschargesminimales

$Q_r(min)$ Parpoutrede roulement de l'appareil de levage àvide.

$Q_r nom$: masse à levernominal.

7.3.4 Charge verticale avec masse à lever :

En charge (calcul des chargesmaximales) :

$$\sum Q_r \max = \varphi_1 \left[\frac{Q_p}{2} + Q_c \left(\frac{L - \varnothing_{\min}}{L} \right) \right] + \varphi_2 \times Q_{\text{nom}} \left(\frac{L - \varnothing_{\min}}{L} \right)$$

$$\sum Q_r \max = 1.1 \left[\frac{60}{2} + 10 \left(\frac{18 - 0}{18} \right) \right] + 1.23 \times 100 \left(\frac{18 - 0}{18} \right)$$

$$\sum Q_r \max = \mathbf{167 \text{ KN}}$$

$$\sum Q_r (\max) = \varphi_1 \left[\frac{Q_p}{2} + Q_c \left(\frac{\varnothing_{\min}}{L} \right) \right] + \varphi_2 \times Q_{\text{nom}} \left(\frac{\varnothing_{\min}}{L} \right)$$

$$\sum Q_r (\max) = 1.1 \left[\frac{60}{2} + 10 \left(\frac{0}{18} \right) \right] + 1.23 \times 100 \left(\frac{0}{18} \right)$$

$$\sum Q_r (\max) = \mathbf{33 \text{ KN}}$$

$$Q_{r \max} = \frac{\sum Q_{r \max}}{2} = \frac{167}{2} = \mathbf{83.5 \text{ KN}}$$

7.3.5 Charge verticale sans masse à lever

$\varphi_1 = 1.1 \rightarrow$ Sans masse à lever $Q_{r.\min}$:

$$F_{\varphi,k} = \varphi_i F_k$$

$$Q_{c1,\varphi,k} = 1,1 \times 60 = 66 \text{ KN}$$

$$Q_{c2,\varphi,k} = 1,1 \times 10 = 11 \text{ KN}$$

$$\sum Q_r (\min) = \frac{1}{2} 66 + 11 = 44 \text{ KN} \rightarrow Q_{r (\min)} = 22 \text{ KN}$$

$$\sum Q_{r \min} = \frac{1}{2} 66 = 33 \text{ KN} \rightarrow Q_{r \min} = 16.5 \text{ KN}$$

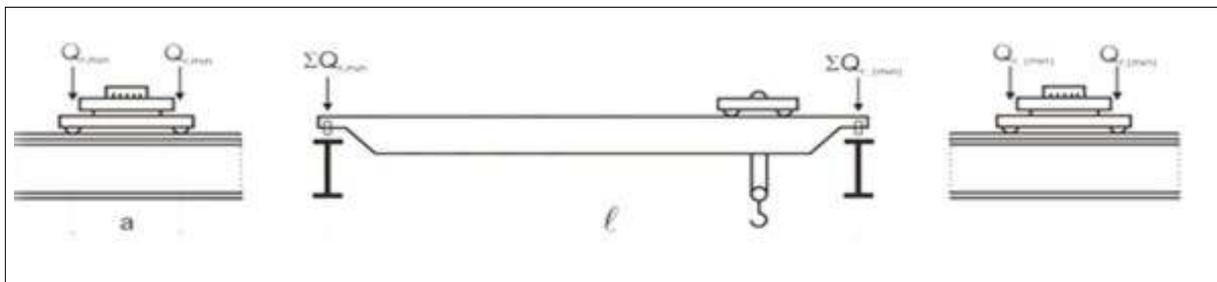


Figure 7-7: : Dispositions de charge de l'appareil de levage à vide pour obtenir un chargement minimal sur la poutre de roulement

7.3.6 Charges longitudinales HL,i et charges transversales HT,i produites par les accélérations et les décélérations de l'appareil de levage (EC1-5, §2.7.2, p23):

7.3.7 Charges horizontales longitudinales HL,i

Les charges longitudinales HL, i produites par les accélérations et les décélérations des structures des appareils de levage résultent de la force d'entraînement au niveau de la surface de contact du rail avec le galet entraîné.

Les charges longitudinales HL, i appliquées sur une poutre de roulement peuvent être calculées de la manière suivante :

$$H L_{i,n,5} = \varphi_5 \times \frac{K}{nr}$$

Où :

nr : est le nombre de poutres de roulement.

K : est la force d'entraînement. (EC1-P5 P25)

φ_5 : est le coefficient d'amplification dynamique.

i : est le nombre entier

Servant à identifier la poutre de roulement (i = 1,2).

$1 \leq \varphi_5 \leq \varphi_{5,1,5} \rightarrow$ Correspond aux systèmes dans lesquels les forces varient sans à-coup.

$\rightarrow \varphi_5 = 1,5$

K : Force d'entraînement

Elle peut être calculée ainsi :

$$K = \mu \times m \times W \times Q_{r \min}$$

Où :

mw : est le nombre de système de d'entraînement a un seul galet ; car les appareils de levage modernes ne sont pas équipés d'un système d'entraînement a galet central.

mw = 2 (deux systèmes)

μ : est le coefficient de frottement.

$\mu = 0.2$ (acier sur acier)

$$K = K_1 + K_2 = \mu \cdot \sum Q_{r \min}$$

$$\sum Q_{r \min} = mw \cdot Q_{r \min}$$

$$\sum Q_{rmin} = 2 \times 16.5 = 33KN$$

$$K = 0.2 \times 33 = 6.6 KN$$

D'où :

$$HL, 1 = HL, 2 = \varphi_5 \times \frac{K}{nr}$$

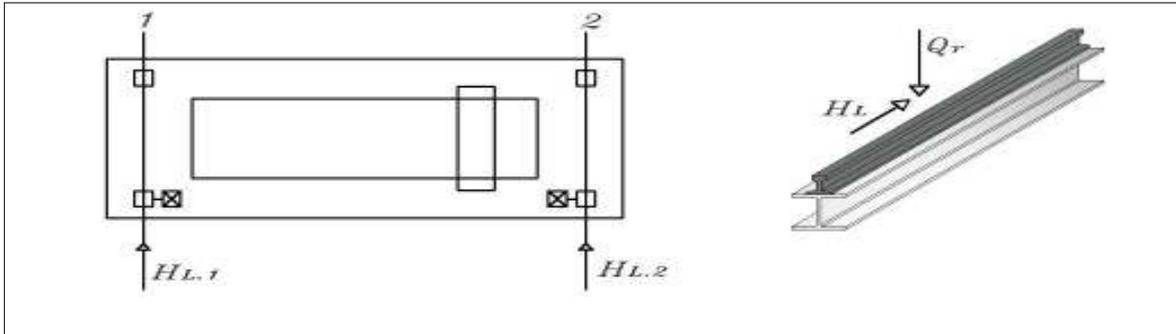


Figure 7-9: Charges horizontales longitudinales HL, i

$$HL, 1 = HL, 2 = 1,5 \times \frac{6.6}{2} = 4.95KN$$

7.3.8 Charges horizontales transversales HT, i:

Le moment M résultant de la force d'entraînement qu'il convient d'appliquer au centre de la masse est contrebalancée par les charges horizontales transversales HT, 1 et HT, 2 Les charges horizontales transversales peuvent être obtenues de la façon suivante :

$$Ht, 1 = \varphi_5 \times \xi_2 \times \frac{M}{a}$$

$$Ht, 2 = \varphi_5 \times \xi_1 \times \frac{M}{a}$$

Avec :

$$\sum Q_r = \sum Q_{rmax} + \sum Q_{r(max)}$$

$$\xi_1 = \frac{\sum Q_{rmax}}{\sum Q_r}$$

$$\xi_2 = 1 - \xi_1$$

$$M = K \times ls$$

$$M = K(\xi_1 - 0.5)L$$

$$\sum Q_r = 167 + 33 = 200 KN$$

$$\xi_1 = \frac{167}{200} = 0.835$$

$$\xi_2 = 1 - 0.835 = 0.165$$

$$M = K \times l_s \rightarrow M = K(\xi_1 - 0.5)L$$

$$M = 6.6(0.835 - 0.5)18$$

$$M = 39.798 \text{KN}$$

$$H_{t,1} = \varphi_5 \times \xi_2 \times \frac{M}{a}$$

$$H_{t,1} = 1.5 \times 0.165 \times \frac{39.798}{2.9} = 3.39 \text{KN}$$

$$H_{t,2} = \varphi_5 \times \xi_1 \times \frac{M}{a}$$

$$H_{t,2} = 1.5 \times 0.835 \times \frac{39.798}{2.9} = 17.18 \text{KN}$$

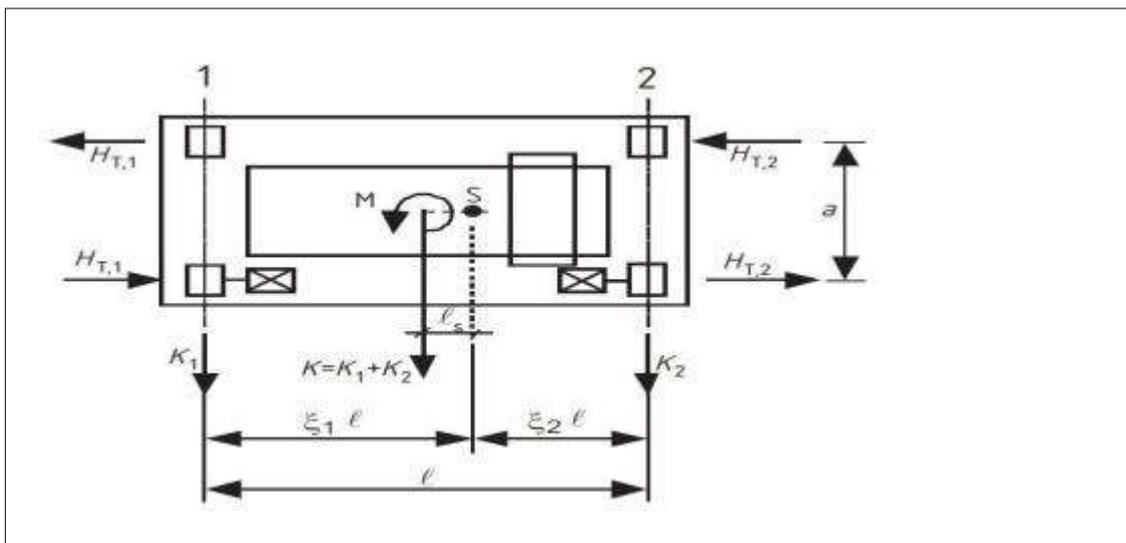


Figure 7-10: Définition des charges transversales HT,i

7.3.9 Charges horizontales HS, i, j, k et force de guidage S due l'obliquité de l'appareil de levage

La force de guidage S et les forces transversales HS, i, j, k dues à l'obliquité peuvent être obtenues d'après :

$$S = f \cdot \lambda s \cdot \sum Q_{rmax}$$

$$H_{s,1,j,L} = f \lambda s \cdot 1.j.L \cdot \sum Q_{rmax}$$

$$H_{s,2,j,L} = f \lambda s \cdot 2.j.L \cdot \sum Q_{rmax}$$

$$H_{s,1,j,T} = f \lambda s \cdot 1.j.T \cdot \sum Q_{rmax}$$

$$H_{s.2.j.T} = f \lambda_{s.2.j.T} \sum Q_{rmax}$$

Où :

f = Est le coefficient non positif

$\lambda_{s.1.j.L}$: correspond aux coefficients de force.

L'indice i : correspond au rail.

L'indice j : correspond à la paire de galets.

K : la direction de la force (L : longitudinal ; T : Transversal)

α : Est l'angle d'obliquité

$$h = m \times \xi_1 \times \xi_2 \times l^2 + \frac{\sum e_j^2}{\sum e_j}$$

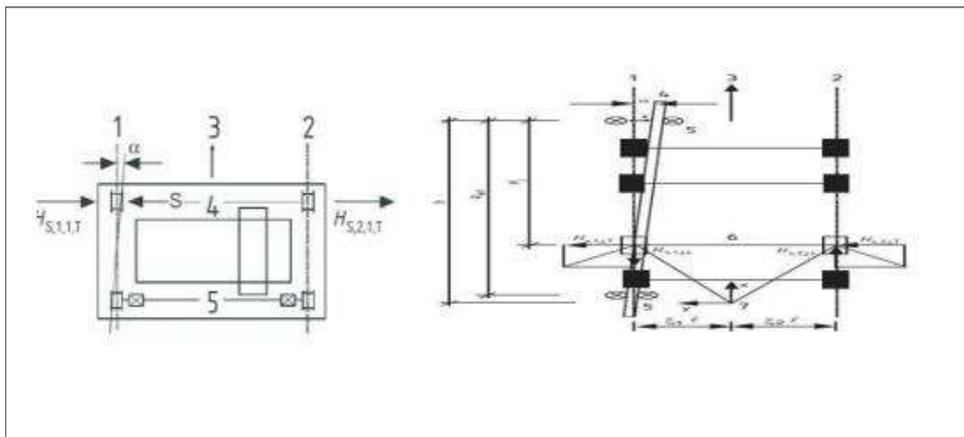


Figure 7-12: Définition de l'angle α et la distance h

$$\lambda_s = 1 - \left(\frac{\sum e_j}{n \cdot h} \right)$$

Le coefficient de force $\lambda_{S, i, j, k}$ peut être déterminé d'après les expressions données dans le (Tableau IV-7) :

	Combinaison des paires de galets				h
	Couplés (C)		Indépendant (I)		
fixe/fixe FF					$\frac{m\xi_1\xi_2 + \sum e_j^2}{\sum e_i}$
Système	$\lambda_{s,j}$	$\lambda_{s,j,l}$	$\lambda_{s,j,T}$	$\lambda_{s,j,L}$	$\lambda_{s,j,T}$
IFF	$1 - \frac{\sum e_j}{nh}$	0	$\frac{\xi_2}{n} (1 - \frac{e_i}{h})$	0	$\frac{\xi_1}{n} (1 - \frac{e_i}{h})$
CFF	$1 - \frac{\sum e_j}{nh}$	$\frac{\xi_1\xi_2 l}{n h}$	$\frac{\xi_2}{n} (1 - \frac{e_i}{h})$	$\frac{\xi_1\xi_2 l}{n h}$	$\frac{\xi_1}{n} (1 - \frac{e_i}{h})$

Tableau 23: Définition des valeurs $\lambda S, i, j, k$.

Angles α_i	Valeurs minimales de α_i
$\alpha_f = \frac{0,75x}{a_{ext}}$	$0,75x \geq 5 \text{ mm}$ pour des galets de guidage
	$0,75x \geq 10 \text{ mm}$ pour des flasques de galets porteurs
$\alpha_v = \frac{y}{a_{ext}}$	$y \geq 0,03b$ en mm pour des galets de guidage
	$y \geq 0,10b$ en mm pour des flasques de galets porteurs
α_0	$\alpha_0 = 0,001$
<p>où :</p> <p>a_{ext} est la distance longitudinale entre les dispositifs de guidage extérieur ou les flasques de galets porteurs sur le rail de guidage ;</p> <p>b est la largeur de la tête du rail ;</p> <p>x est le gabarit entre le rail et le dispositif de guidage (glissement latéral) ;</p> <p>y est l'usure du rail et le dispositif de guidage ;</p> <p>α_0 est la tolérance angulaire entre la direction du rail et celle des galets</p>	

Tableau 24: Définition de $\alpha_f, \alpha_v, \alpha_0$

$$\alpha = \alpha_f + \alpha_v + \alpha_0 \leq 0,015 \text{ rad}$$

$$\alpha_f = \frac{0,75x}{a} = \frac{10}{2900} = 0,0034 \text{ rad}$$

$$\alpha_v = \frac{y}{a} = \frac{0,1 \times 50}{2900} = 0,002 \text{ rad}$$

$$\alpha_0 = 0,001 \text{ rad}$$

$$\alpha = 0.0064 \text{ rad}$$

$$f = 0,3(1 - \exp(-250\alpha)) \leq 0,3$$

$$f=0.239$$

$$z_1 = 0 \text{ galets éplaulé}$$

$$z_2 = z_{\min} = 2.9$$

$$m = 0 \text{ (air des deux galets indépendants)}$$

$$h = \frac{0 + 2.9^2}{2.9} = 2.9 \text{ m}$$

$$\lambda_s = 1 - \frac{2.9}{2 \times 2.9} = 0.5$$

$$\lambda_{s.1.L} = 0$$

$$\lambda_{s.2.L} = 0$$

$$\lambda_{s1.1.T} = \frac{0,165}{2} (1 - 0) = 0.08$$

$$\lambda_{s.2.1T} = \frac{0,835}{2} (1 - 0) = 0.42$$

$$\lambda_{s.1.2.T} = \frac{0,165}{2} \left(1 - \frac{2.9}{2.9}\right) = 0$$

$$\lambda_{s.2.2.T} = 0$$

Calcul des forces :

$$H_{s.1.j.T} = f \cdot \lambda_{s.1.j.T} \cdot \sum Q_{r\max}$$

$$H_{s.1.1.L} = 0$$

$$H_{s.1.2.L} = 0$$

$$H_{s.1.1.T} = 0.239 \times 0.08 \times 167 = 3.19 \text{ KN}$$

$$H_{s.1.2.T} = 0$$

$$H_{s.2.1.T} = 0.239 \times 0.42 \times 167 = 16.76 \text{ KN}$$

$$H_{s.2.2.T} = 0$$

7.4 Dimensionnement de la poutre de roulement

Le calcul de la poutre du chemin de roulement se fait avec les charges les plus

défavorables, soient les charges du pont roulant I selon le règlement l’Eurocode 1.
La longueur de travée est de 6m.

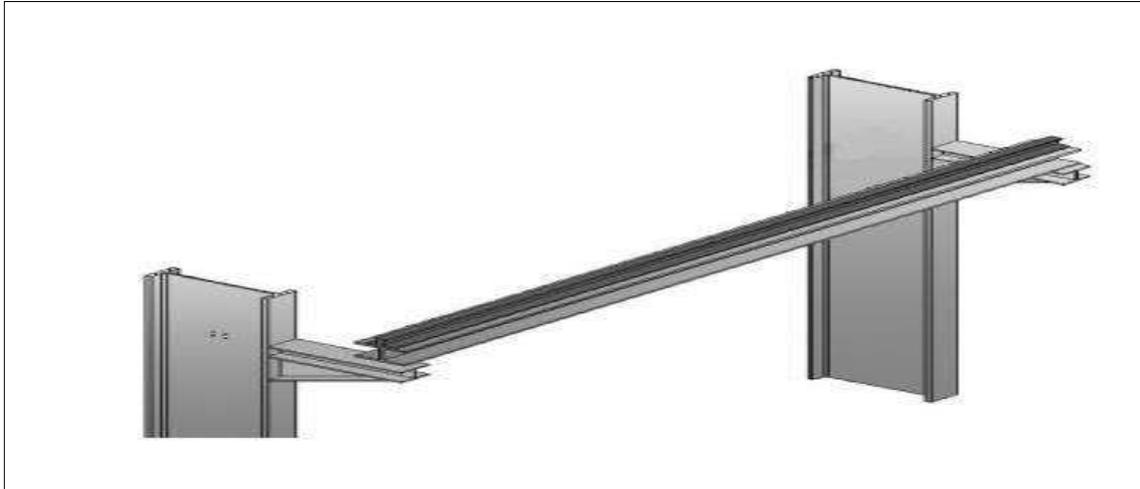


Figure 7-13: Schéma de la poutre de roulement.

- Travée de $L= 6\text{ m}$ (sur deux appuis simples).

-Distance entre galets $e= 2.9\text{m}$

Condition de flèche :

Le dimensionnement de la poutre de roulement se fait avec la condition de flèche. La flèche

admissible est obtenue quand les deux charges sont en positions symétrique par rapport au milieu de la poutre, il faut donc vérifier:

Flèche verticale :

$$\text{La flèche admissible est : } \frac{L}{600} = \frac{6000}{6000} = 1\text{cm} = 10\text{mm}$$

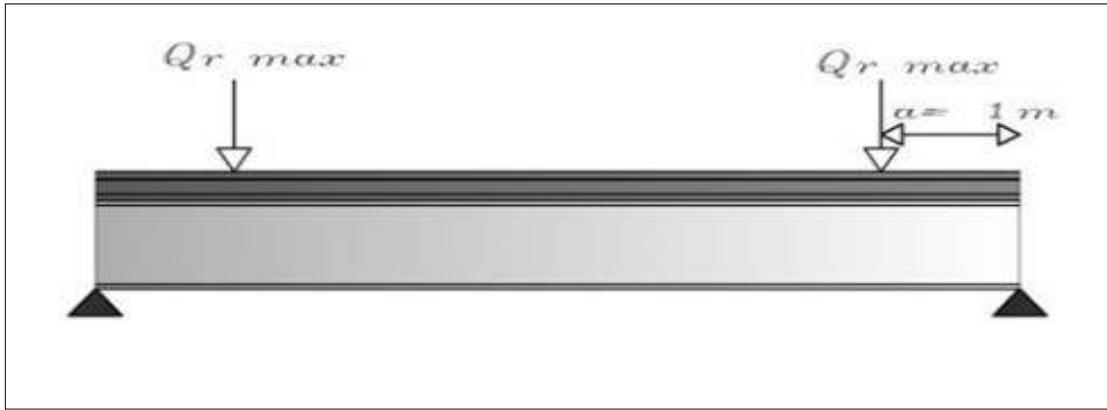


Figure 7-14: Distance de Q_{rmax} à l'excentricité de la poutre.

$$Fv1 = \frac{Q_{rmin}(L - e)[3l^2 - (l - e)^2]}{48EI_y} \leq F_{adm} = 1 \text{ cm}$$

$$I_y = \frac{l \cdot Q_{rmin}(l - e)[3l^2 - (l - e)^2]}{48EL}$$

$$I_y = \frac{6000 \times 22 \times (6000 - 2900) \times [3 \times 6000^2 - (6000 - 2900)^2]}{48 \times 210 \times 6000} \cdot 10^{-4}$$

$$I_y > 66569.42 \text{ cm}^4$$

Nous choisissons un profilé HEB450 :

Avec :

$$I_y = 79887 \text{ cm}^4$$

Vérification horizontalement :

$$H_s. 2.1. T = 16.76 \text{ KN}$$

$$H_t, 2 = 17.18 \text{ KN}$$

On prend :

$$H_t, 2 = 17.18 \text{ KN}$$

Iz semelle supérieure :

HEB450

$$I_z = \frac{(t_f \cdot b^3)}{12} = \frac{(2.6 \times 30^3)}{12}$$

$$I_z = 5850 \text{ cm}^4$$

$$F_h = \frac{H_t(l - e) \times [3l^2 - (l - e)^2]}{48EI_z}$$

$$F_h = \frac{17.18 \times (6000 - 2900) \times [3 \times 6000^2 - (6000 - 2900)^2]}{48 \times 210 \times 5850 \times 10^4}$$

$$F_h = 8.88 \text{ mm} < 10 \text{ mm}$$

Ok vérifier

7.5 Choix du rail:

Le choix du rail se fait en fonction de la charge de calcul au galet Fwd .

$$Fwd = \frac{2Fwk.max + Fwk.min}{3}$$

$$\sum Fwk.max = \frac{1}{L} \left[(Qc + Qnom) \times (L - emin) + \left(Qp \times \frac{L}{2} \right) \right]$$

$$\sum Fwk.max = \frac{1}{18} \left[(70 + 100) \times (18 - 2.9) + \left(6 \times \frac{18}{2} \right) \right] = 145.61 \text{ KN}$$

(Pour deux galets)

$$\sum Fwk.max = \frac{\sum Fwk.max}{2} = 72.805 \text{ KN}$$

$$\sum Fwk.min = \frac{1}{L} \left[(Qc + Qnom) \times emin + \left(Qp \times \frac{L}{2} \right) \right]$$

$$\sum Fwk.min = \frac{1}{18} \left[(70 + 100) \times 2.9 + \left(60 \times \frac{18}{2} \right) \right] = 57.38 \text{ KN}$$

$$\sum Fwk.min = \frac{\sum Fwk.min}{2} = 28.69 \text{ KN}$$

$$Fwd = \frac{2Fwk.max + Fwk.min}{3} = \frac{145.61 + 28.69}{3} = 58.1 \text{ KN}$$

Pour notre cas, en un pont roulant de 6 T, et une réaction maximale de 5.81 T on va choisir des rails à semelle large, de type BURBACH maintenue avec des crapauds. On choisit un rail A55 dont les caractéristiques suivantes :

Table 1 : caractéristiques du rail

Designation	Surface S (cm ²)	Poids P (Kg/m)	Iy (cm ⁴)	Iz (cm ⁴)	Wy(c m ³)	Wz (cm ³)
Rail A55	40,50	31.8	337	178	48,64	38,45

7.5.1 Vérification de la flèche verticale

Charge concentrées :

$$fv1 = \frac{Qrmax(l - e)[3l^2 - (l - e)^2]}{48EIy}$$

$$fv1 = \frac{83.5 \times (6000 - 2900) \times [3 \times 6000^2 - (6000 - 2900)^2]}{48 \times 210 \times 79887 \times 10^4}$$

$$fv1 = 3.16 \text{ mm} < 10 \text{ mm}$$

Charges réparties :

Charge permanente :

➤ Charge de rail : $G1 = 0.318 \text{ KN/m}$

➤ Charge de la poutre de roulement : $G2 = 1,71 \text{ KN/m}$

➤ Charge accessoires : $G3 = 10\% \text{ de } G2 = 0.171 \text{ KN/m}$

$$G = G1 + G2 + G3$$

$$G = 0.318 + 1.71 + 0.171 = 2.199 \text{ KN/m}$$

$$fv2 = \frac{5 \cdot G \cdot L^4}{384EIy}$$

$$fv2 = \frac{5 \times 2.199 \times 10^{-3} \times 6000^4}{384 \times 210 \times 79887 \times 10^4} = 0.22 \text{ mm}$$

$$fv1 + fv2 = 3.16 + 0.22 = 3.338 \text{ mm} < 10 \text{ mm}$$

Condition vérifiée.

7.5.2 Vérification des contraintes et évaluation des charges :

Verticales :

Une poutre de roulement étant une structure porteuse sollicitée dynamiquement et de façons répétées, la méthode de calcul élastique est généralement appliquée (calcul élastique des efforts intérieurs et calcul élastique de la résistance des sections)

Moment maximal due a la charge roulante :

On a : $e = 2.9 \text{ m} < 0,586l = 3,516 \text{ m} \rightarrow$ le théorème de **BARRE** est applicable.

D'après le même théorème le moment max est à :

$$x0 = \left(\frac{l}{2} - \frac{e}{4} \right)$$

$$Mf, \max = Mysd = \frac{2 \cdot Qrmax}{l} \left(\frac{l}{2} - \frac{e}{4} \right)^2 = \frac{2 \times 83.5}{6} \left(\frac{6}{2} - \frac{2.9}{4} \right)^2 = 144.05 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{cr, v} = \frac{Mf, \max}{Wply} = \frac{144.05 \times 10^6}{3982 \times 10^3} = 36.17 \frac{N}{\text{mm}^2} < 235 \text{ N/mm}^2$$

Moment maximal du au poids propre :

Poids propre du chemin de roulement

Poids propre des rails $G_{rail} = 31.8 \text{ Kg/ml}$

Poids propre de la poutre HEB450 $G_{HEB450} = 174,38 \text{ Kg/ml}$

Poids propre des accessoires $0,1 (G_{rail} + G_{HEB450}) = 20.618 \text{ Kg/ml}$

$$G_{Total} = G_{rail} + G_{HEB450} + 0,1 (G_{rail} + G_{HEB450}) = 226.79 \text{ Kg/ml}$$

Moment a mi-travée :

$$M2, \max = \frac{G_{total} \cdot l^2}{8} = \frac{2.2679 \times 6^2}{8} = 10.2 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{cr, v} = \frac{M2, \max}{W_{ply}} = \frac{10.2 \times 10^6}{3982 \times 10^3} = 2.56 \text{ N/mm}^2 < 235 \text{ N/mm}^2$$

Moment a distance minimal:

$$M2 = \frac{G \cdot l \cdot x}{2} - \frac{G \cdot x^2}{2} = \frac{2.2679 \times 6 \times 2.474}{2} - \frac{2.2679 \times 2.474^2}{2} = 9.89 \text{ KN/mm}^2$$

Moment max pondéré :

$$\begin{aligned} Mv. \max &= 1,5 \times 1,05 \times M1_{\max} + 1,35 \times M2_{\max} \\ &= 1,5 \times 1,05 \times 144.05 + 1,35 \times 9.89 \end{aligned}$$

$$Mv. \max = 240.23 \text{ KN.m}$$

Donc la contrainte vertical égale :

$$\sigma_v = \frac{Mf_{y, \max}}{W_{ply}} = \frac{240.23 \times 10^6}{3982 \times 10^3} = 60.32 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 235 \text{ N/mm}^2$$

Ok vérifier

Calcul de l'effort tranchant max :

$$2Qr_{\max} = RA + RB$$

Le moment par rapport à **B**

$$MB = RA \cdot L - Qr_{\max} \cdot L - Qr_{\max} (L - e) = 0$$

$$T_{\max} = \frac{2 \times 83.5 \times 6 - (83.5 \times 2.9)}{6} = 124.64 \text{ KN}$$

ELU:

$$1.35 (G \cdot l) + 1.5 T_{\max} = 205.33 \text{ KN}$$

ELS:

$$(G \cdot l) + T_{\max} = 138.24 \text{ KN}$$

Horizontal :

Moment fléchissant :

Calcul des moments max :

En utilisons les ligne d'influence :

$$M(x) = x \left(1 - \frac{x}{l}\right) \cdot Hs2jt$$

$$M(x) = 2,474 \times \left(1 - \frac{2,474}{6}\right) \times 16.76$$

$$M(x) = 24.367 \text{ KN.m}$$

Calcul de l'effort tranchant :

L'effort tranchant est max lorsque la charge sera exactement sur l'un des appuis.

$$T_{max} = Hs, 2, j. t = 16.76KN$$

ELU:

$$1,5 T_{max} = 25.14 KN$$

$$1,5 M_{max} = 36.55 KN.m$$

ELS:

$$T_{max} = 16.76 KN$$

$$M_{max} = 24.367 KN.m .$$

7.5.3 Vérification de la flexion bi-axiale :

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

Pour un profilé Laminé en H :

- $\alpha = 2$
- $\beta = 1$

- $M_{y,sd}$: moment fléchissant maximal vertical $M_{y,sd} = 144.05KN.m$
- $M_{z,sd}$: moment fléchissant maximal transversal $M_{z,sd} = 36.55 KN.m$

7.5.4 Classification de profilé HEB450 :

le profilé **HEB450** de classe 1

$$M_{pl,y,rd} = W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$M_{pl,y,rd} = \frac{3982 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 850.7 KN.m$$

$$M_{pl,y,rd} = 850.7KN.m$$

$$M_{pl,z,rd} = W_{plz} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$M_{pl,z,rd} = \frac{1198 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 255.936 KN.m$$

$$M_{pl,z,rd} = 255.936 KN.m$$

AN :

$$\left(\frac{144.05}{850.7} \right)^2 + \left(\frac{36.55}{255.936} \right)^1 = 0.17 \leq 1$$

Ok

D'où : la condition de résistances est vérifiée.

Vérification de l'effort tranchant :

La vérification se fait avec la relation suivant :

$$\text{Max (Vsd1, Vsd2)} \leq V_{plRd} = \frac{A_v \times f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{m0}}$$

On a :

$$V_{sd1} = 207.31 \text{ KN}$$

$$V_{sd2} = 25.14 \text{ KN}$$

D'où :

$$V_{Maxsd} = V_{sd1} = 207.31 \text{ KN}$$

Donc :

$$V_{plrd} = \frac{A_v \times f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{m0}} \quad ; \quad V_{plrd} = \frac{79,66 \times 10^2 \times 235}{1.1 \times \sqrt{3}}$$

$$V_{plrd} = 982.55 \text{ KN}$$

$$V_{Maxsd} = 207.31 \text{ KN} < V_{ply} = 982.55 \text{ KN}$$

la condition de cisaillements est vérifiés.

7.5.5 Résistance de déversement :

Le moment résistant de déversement est donné par :

$$M_{s,dy} \leq M_{b,rd} = \frac{\chi_{LT} \beta_w W_{ply} f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$$\beta_w = 1 \text{ (Section classe 1).}$$

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

$$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w W_{ply} f_y}{M_{cr}}}$$

$$M_{cr} = \frac{c_1 \times E \times I_z}{(K \times L)^2} \times \sqrt{\left(\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(K \times L)^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z} + (c_2 \times Z_g)^2 \right)}$$

$$c_1 = 1.132$$

$$c_2 = 0.459$$

$$Z_g = \frac{h}{2} = \frac{450}{2} = 225$$

$$\frac{k}{kw} = 1$$

$$G = 80770 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{cr} = \frac{1.132 \times 2.1 \times 10^5 \times 11720 \times 10^4}{(1 \times 6000)^2} \times \sqrt{(1 \times 44863.48 + 52729.28 + 10665.72)}$$

$$M_{cr} = 2513.12 \text{ KN.m}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 3982 \times 10^3 \times 235}{2513.12 \times 10^6}} = 0.61$$

$$0.61 < 0.4$$

Il ya risque de diversement.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}}$$

$$\phi_{LT} = 0.5(1 + \alpha_{LT}(\lambda_{LT} - 0.2)) + \lambda_{LT}^2$$

Avec :

$$\alpha_{LT} = 0,21 \quad \rightarrow \text{pour les profile laminés}$$

$$\phi_{LT} = 0.5(1 + 0.21(0.61 - 0.2)) + 0.61^2$$

$$\phi_{LT} = 0.772$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0.772 + \sqrt{0.772^2 - 0.61^2}} = 0.89 < 1$$

Donc :

$$M_{sdy} \leq M_{b,rd} = \frac{\chi_{LT} \beta_w W_{ply} f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{Avec :}$$

$$\beta_w = 1 \quad \rightarrow \text{Section de classe 1}$$

$$\gamma_{M1}=1,1$$

AN :

$$M_{sdMAX} = 242.147 \text{ KN.m}$$

$$M_{b,rd} = 0.89 \frac{3982 \times 10^3 \times 235 \times 1}{1.1} = 757.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdMAX} = 242.147 \text{ KN.m} < M_{b,rd} = 757.12 \text{ KN.m} \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

Donc on doit vérifier

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

$$\frac{144.05}{757.12} + \frac{36.55}{255.936} = 0.33 \leq 1$$

Le profile HEB450 vérifie au déversement, donc on adopte le HEB450.

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

$$\frac{d}{tw} \leq k \frac{E}{f_{yt}} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}}$$

Avec :

$$A_w : \text{Aire de l'âme } A_w = tw \times d = 14 \times 344 = 4816 \text{ mm}^2$$

A_{fc} : Aire de la semelle comprimée

$$A_{fc} = bf \times tf = 300 \times 26 = 7800 \text{ mm}^2$$

f_{yt} : Limite d'élasticité de la semelle comprimée ($f_{yt} = 235 \text{ N/mm}^2$)

K : coefficient pris égale à 0.3 pour une semelle de classe 1

$$k \frac{E}{f_{yt}} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 0.3 \times \frac{2.1 \times 10^5}{235} \sqrt{\frac{4816}{7800}} = 210.65$$

$$\frac{d}{tw} = \frac{344}{14} = 24.57 \quad \leftrightarrow \quad \frac{d}{tw} \leq k \frac{E}{f_{yt}} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}}$$

condition vérifier .

8 CHAPITRE IIX : ETUDE **DES ASSEMBLAGES**

8.1 Introduction :

L'assemblage est un dispositif permettant de relier des pièces élémentaires de formes diverses, constituant une charpente métallique tout en assurant la transmission des efforts entre les différents éléments structuraux.

La connaissance des caractéristiques des moyens d'assemblages est indispensable pour choisir le type le mieux adapté à une structure ainsi que pour imaginer des assemblages simples, faciles à réaliser et économiques.

Les assemblages utilisés en construction métallique sont :

- Les assemblages soudés
- Les assemblages boulonnés (Par boulons ordinaires et boulons H-R).

8.2 Assemblages soudés :

La soudure assure une bonne continuité des pièces donc l'assemblage sera rigide à condition que le procédé de soudage soit bien conduit.

L'assemblage par soudure sera appliqué dans les éléments suivants :

- Traverse – platine (faîtage).
- Traverse – platine (jarret).
- Poteau – plaque d'assise.
- Potelet – plaque d'assise.
- Poteau – corbeau.

8.2.1 Méthode de calcul :

Les cordons de semelles doivent résister à l'effort de traction plastique qui peut être transmis par les semelles de la poutre

$$Ff_{RD} = b \times t_f \times \frac{fy}{\gamma_{M0}}$$

Il s'agit de cordons frontaux donc :

$$\begin{cases} \tau_{//} = 0 \\ \tau_{\perp} = \sigma = \frac{Ff_{RD}}{af \times L \times \sqrt{2}} \end{cases}$$

Vérifications :

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau_{\perp}^2} \leq \frac{fu}{\beta_w \times \gamma_{Mw}} \Rightarrow 2 \times \sigma \leq \frac{fu}{\beta_w \times \gamma_{M0}} \Rightarrow \frac{2 \times Ff_{RD}}{af \times L \times \sqrt{2}} \leq \frac{fu}{\beta_w \times \gamma_{Mw}}$$

$$af_1 \geq \frac{2 \times Ff_{RD} \times \beta_w \times \gamma_{Mw}}{L \times \sqrt{2} \times fu}$$

$$\sigma \leq \frac{fu}{\gamma_{Mw}} \Rightarrow \frac{Ff_{RD}}{af \times L \times \sqrt{2}} \leq \frac{fu}{\gamma_{Mw}}$$

$$af_2 \geq \frac{Ff_{RD} \times \gamma_{Mw}}{L \times \sqrt{2} \times fu}$$

$$af = \max (af_1, af_2)$$

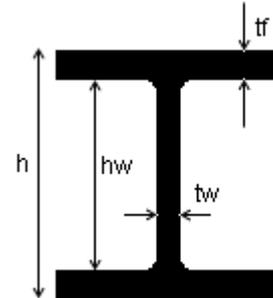
Les cordons d'âme doivent reprendre la capacité de résistance à l'effort tranchant de la section assemblée.

$$V_{pl_{RD}} = \frac{Av \times fy}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}$$

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

Il s'agit de cordons latéraux pour les quels :

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



$$\tau_{//} = \frac{Vpl_{RD}}{2 \times aw \times hw}$$

$$\sqrt{3}\tau_{//} \leq \frac{fu}{\beta_w \times \gamma_{Mw}} \rightarrow \tau_{//} \leq \frac{fu}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{Mw}} \rightarrow \frac{Vpl_{RD}}{2 \times aw \times hw} \leq \frac{fu}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{Mw}}$$

$$aw_1 \geq \frac{Vpl_{RD} \cdot \sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{Mw}}{2 \cdot hw \cdot fu}$$

Les cordons doivent assurer aussi la transmission du moment plastique de la pièce assemblée

$$Fw_{RD} = \frac{h_w \times t_w \times fy}{2 \times \gamma_{M0}}$$

Avec :

$$L = 2 \times \left(\frac{hw}{2} \right) = hw$$

Il s'agit de cordons frontaux pour lesquelles :

$$\tau_{\perp} = \sigma = \begin{cases} \tau_{//} = 0 \\ \frac{Fw_{RD}}{aw \times L \times \sqrt{2}} \end{cases}$$

On vérifie que :

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau_{\perp}^2} \leq \frac{fu}{\beta_w \times \gamma_{M0}} \Rightarrow 2\sigma \leq \frac{fu}{\beta_w \times \gamma_{M0}} \Rightarrow \frac{2 \times Fw_{RD}}{aw \times L \times \sqrt{2}} \leq \frac{fu}{\beta_w \times \gamma_{Mw}}$$

$$\frac{2 \times \frac{hw \times tw \times fy}{2 \times \gamma_{M0}}}{aw \times hw \times \sqrt{2}} \leq \frac{fu}{\beta_w \times \gamma_{Mw}} \Rightarrow aw_2 \geq \frac{tw \times fy \times \beta_w \times \gamma_{Mw}}{\sqrt{2} \times fu \times \gamma_{M0}}$$

$$\sigma \leq \frac{fu}{\gamma_{Mw}} \Rightarrow \frac{Fw_{RD}}{aw \times L \times \sqrt{2}} \leq \frac{fu}{\gamma_{Mw}} \Rightarrow \frac{hw \times tw \times fy}{2 \times \gamma_{M0} \times aw \times L \times \sqrt{2}} \leq \frac{fu}{\gamma_{Mw}}$$

$$aw_3 \geq \frac{tw \times fy \times \gamma_{Mw}}{2 \times \sqrt{2} \times fu \times \gamma_{M0}}$$

$$aw = \max (aw_1 ; aw_2 ; aw_3)$$

8.3 Assemblages boulonnés :

8.3.1 Assemblages par boulons ordinaires :

Les boulons ordinaires résistent par cisaillement du corps de la vis lorsque l'assemblage est soumis à un effort perpendiculaire à l'axe du boulon, pour assurer la résistance au cisaillement on doit vérifier que :

$$F_{Vsd} < F_{VRD}$$
$$F_{VRD} = \frac{n \times 0,6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}}$$

Si le plan de cisaillement passe par la partie filetée du boulon et pour les classes : 4.6 ; 5.6 ; 6.6 et 8.8

Avec :

F_{VRD} : Résistance de calcul d'un boulon au cisaillement.

n : Nombre d'interface de glissement.

$\gamma_{Mb} = 1,25$: Coefficient partiel de sécurité.

A_s : Aire de la section résistante en traction du boulon.

f_{ub} : Résistance à la traction du boulon .

Lorsque la distance L_j entre les centres des éléments d'attaches situés aux extrémités, mesurée dans la direction de transmission des efforts est supérieure à $15d$, d étant le diamètre des boulons, on est en présence d'un assemblage long, la résistance de calcul au cisaillement F_{VRD} de tous les éléments d'attaches doit être réduite en la multipliant par un coefficient minorateur β_{Lf} donné par :

$$\beta_{Lf} = 1 - \frac{L_j - 15 \cdot d}{200 \cdot d}; 0,75 \leq \beta_{Lf} \leq 1,0$$

Si l'effort de cisaillement est assez important, on risque une déchirure précoce des plats, cet effet doit être pris en compte par l'intermédiaire d'une force théorique dite « pression diamétrale », on vérifie que :

$$F_{Vsd} < F_{bRD}$$

$$F_{bRD} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}}$$

Avec :

d : Diamètre du boulon

t : Epaisseur de la pièce

f_u : Résistance à la traction de la pièce assemblée.

d_0 : Diamètre du trou

$$\alpha = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{e}{3.d_0} \\ \frac{p}{3.d_0} - \frac{1}{4} \\ \frac{f_{ub}}{f_u} \\ 1 \end{array} \right.$$

8.3.2 Assemblages par boulons H-R (Boulons à serrage contrôlé) :

Le boulonnage par serrage contrôlé des écrous permet d'obtenir un coefficient de frottement convenable entre tôles assemblées pour éviter le glissement des assemblages sous les efforts perpendiculaires à l'axe des vis.

Les boulons à serrage contrôlé seront utilisés pour l'assemblage poteau – traverse et traverse – traverse (faîtage).

Résistance de l'assemblage au moment de flexion M_{Rd} :

La résistance au moment de flexion d'un assemblage poutre poteau boulonné dépend de :

- ♦ La résistance de la zone tendue.
- ♦ La résistance de la zone comprimée.
- ♦ La résistance de la zone de cisaillement

Pour l'assemblage traverse – traverse la résistance au moment de flexion dépend de la résistance de la zone tendue de la poutre.

Calcul des longueurs efficaces pour chaque rangée de boulons :

Semelle non raidie de poteau :

On considère que la zone tendue d'une semelle non raidie de poteau se comporte comme une série de tronçons en T d'une longueur totale égale à la somme des longueurs efficaces.

La longueur efficace l_{eff} propre à un boulon pour chaque rangée doit être prise égale à la plus petite des valeurs suivantes selon le cas concerné :

- Rangée de boulons isolée

$$l_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} 4m + 1,25e \\ 2.\pi.m \end{array} \right.$$

- Rangée de boulons intérieurs :

$$l_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} p \\ 4m + 1,25e \\ 2.\pi.m \end{array} \right.$$

- Rangée de boulons en extrémité de rangée :

$$l_{eff} = \min \begin{cases} 0,5p + 2m + 0,625e \\ 4m + 1,25e \\ 2.\pi.m \end{cases}$$

Platine d'extrémité :

La zone tendue d'une platine d'extrémité de poutre doit être considérée agir comme une série de tronçons en T équivalents dont la longueur totale est égale à la longueur efficace totale correspondant aux dispositions de boulons de la zone tendue.

La longueur efficace l_{eff} pour chaque rangée de boulons doit être prise égale à la plus petite des valeurs suivantes selon le cas concerné.

- Rangée de boulons isolée

$$l_{eff} = \min \begin{cases} 4m + 1,25e \\ 2.\pi.m \end{cases}$$

- Rangée de boulons extérieurs à la semelle tendue de la poutre :

$$l_{eff} = \min \begin{cases} 0,5b_p \\ 0,5w + 2m_x + 0,625e_x \\ 4m_x + 1,25e \\ 2.\pi m_x \end{cases}$$

- Première rangée de boulons en dessous de la semelle tendue de la poutre :

$$l_{eff} = \min \begin{cases} \alpha.m \\ 2.\pi m \end{cases}$$

- Rangée de boulons intérieurs :

$$l_{eff} = \min \begin{cases} p \\ 4.m + 1,25e \\ 2.\pi.m \end{cases}$$

- Rangée de boulons à l'extrémité inférieure :

$$l_{eff} = \min \begin{cases} 0,5p + 2.m + 0,625e \\ 4.m + 1,25e \\ 2.\pi.m \end{cases}$$

Résistance d'un boulon à la traction :

$$Bt_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,6 \times \pi \times dm \times t \times fu}{\gamma_{Mb}} \\ \frac{0,9 \times fub \times As}{\gamma_{Mb}} \end{array} \right.$$

$$Ft_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} Ft_{Rd1} = \frac{4.Mpl_{Rd}}{m} \\ Ft_{Rd2} = \frac{2.Mpl_{Rd} + n.\sum Bt_{Rd}}{m + n} \\ Ft_{Rd3} = \sum Bt_{Rd} \end{array} \right.$$

$$Mpl_{Rd} = 0.25 \times L \times t^2 \times \frac{fy}{\gamma_{M0}}$$

Moment résistant :

$$M_{Rd} = \sum Ft_{Rd} \times hi$$

Ft_{Rd} : Valeur de calcul de la résistance efficace d'une rangée individuelle de boulons.

hi : La distance entre cette rangée et le centre de résistance de la zone comprimée

Résistance de la zone comprimée :

La résistance de calcul à l'écrasement d'une âme non raidie de poteau soumis à un effort transversal de compression est donnée par la formule :

$$Fc_{Rd} = \frac{tw \times beff}{\gamma_{M0}} \times fy$$

Avec : $beff = tf + 2.tp + 5(tf_c + r_c)$

Résistance de la zone sollicitée au cisaillement :

La résistance de calcul d'un poteau soumis à un effort de cisaillement est donnée par la formule :

$$Vpl_{Rd} = \frac{Av \cdot fy}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

8.4 Application :

8.4.1 Assemblage poutre (IPE400)-poteau (HEA450) :

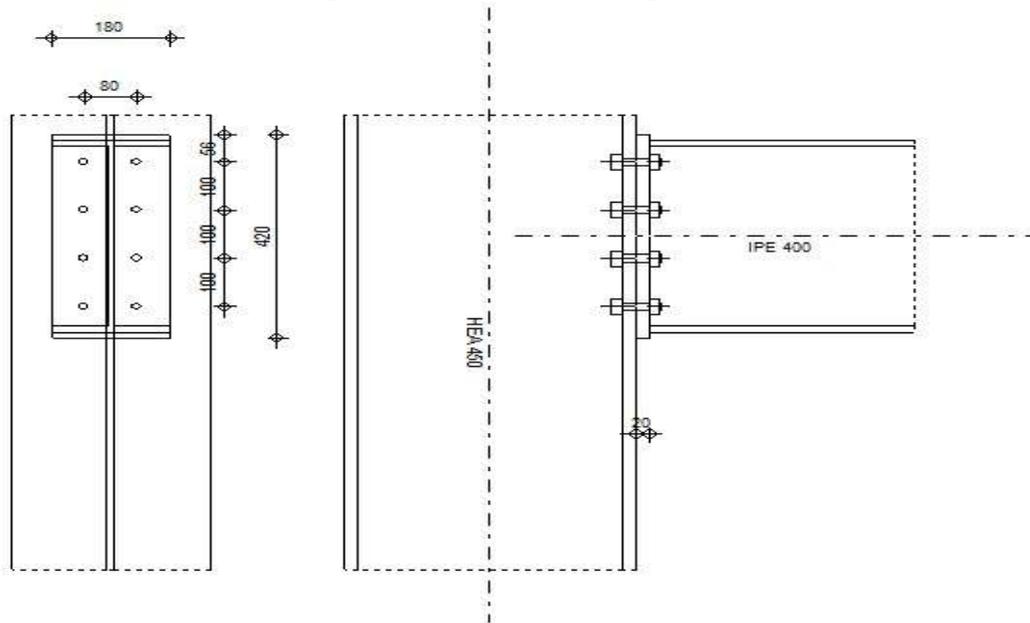


Figure 8-1 Assemblage poteau-poutre

$$M_{crd} = 105.58 \text{ kN.m}$$

$$V_{plrd} = 76.38 \text{ kN}$$

Boulons HR 10.9

$$d = 16 \text{ mm} ; \quad d_0 = 18 \text{ mm} ; \quad A = 160.8 \text{ mm}^2 ; \quad d_m = 34,5 \text{ mm}$$

$$f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2 ; \quad f_{yb} = 900 \text{ N/mm}^2$$

- **Caractéristique du profile (poteau) HEA450**

$$h_c = 440 \text{ mm} ; \quad b_c = 300 \text{ mm} ; \quad t_{fc} = 21 \text{ mm} ; \quad t_{wc} = 12 \text{ mm} ; \quad r = 27 \text{ mm}$$

$$A_c = 178 \text{ cm}^2$$

- **Caractéristique du profile (poutre) IPE400**

$$b_b = 180 \text{ mm} ; \quad h_b = 400 \text{ mm} ; \quad t_{wb} = 8.6 \text{ mm} ; \quad t_{fb} = 13.5 \text{ mm}$$

- **Vérification vis-à-vis des effortstranchantsrésistants :**

$$F_{Pcd} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s = 0,7 \times 1 \times 160.8 = 112.56 \text{ kN}$$

$$F_{sRd} = \frac{k_s \times n \times \mu}{\gamma_{MS}} F_{Pcd} = \frac{1 \times 1 \times 0.3}{1,25} \times 112.56 = 27.01 \text{ kN}$$

$$F_{vsd} = \frac{V_{sd}}{8} = \frac{76.38}{8} = 9.547 \text{ kN} < F_{sRd} = 27.01 \text{ kN}$$

$$F_{brd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M0}}$$

$$\alpha = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{\sigma_1}{3d_0} = 1.48 \\ \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4} = 1.60 \\ \frac{f_{ub}}{f_u} = 2,7 \\ 1 \end{array} \right.$$

$$F_{brd} = \frac{2,5 \times 1.48 \times 360 \times 16 \times 12}{1.25} = 204.59 \text{ kN} > F_{sRd} = \frac{V_{sd}}{8} = \frac{76.38}{8} = 9.547 \text{ kN}$$

Calcul B_{tRd} :

B_{tRd} : Resistance de calcul en traction d'un boulon unique en présence de plats assembles

$$B_{tRd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,9 \times \frac{f_{ub}}{\gamma_{Mb}} \times A_s \\ 0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}} \end{array} \right.$$

$$B_{tRd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,9 \times \frac{1000}{1,5} \times 160.8 = 96.48 \text{ kN} \\ 0,6 \times \pi \times 34.5 \times 20 \times \frac{360}{1,5} \times 10^{-3} = 312.14 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$B_{tRd} = 96.48 \text{ KN}$$

Determination des languor's efficacies L_{eff} :

P : entraxe des trous

$$\left\{ \begin{array}{l} P = 100 \text{ mm} \\ m = (80 - 12)/2 - 0,8 \times 27 = 12.4 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$n = \min \left\{ \begin{array}{l} \sigma = 80 \text{ mm} \\ 1,25m = 1,25 \times 12.4 = 15.5 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Valeur de L_{eff}

Boulons d'extrémité

$$L_{\text{eff}} = \min \begin{cases} 0,5p + 2m + 0,625\bar{e} = 0,5 \times 100 + 2 \times 12,4 + 0,625 \times 80 = 124,8 \text{ mm} \\ 4m + 1,25\bar{e} = 4 \times 12,4 + 1,25 \times 80 = 149,6 \text{ mm} \\ 2\pi m = 2 \times \pi \times 12,4 = 77,91 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\rightarrow L_{\text{eff}} = 77,91 \text{ mm}$$

Platine d'extrémité

$$m = m_1 = \frac{80 - 8}{2} - 0,8 \times 4\sqrt{2} = 31,47 \text{ mm}$$

$$n = \min \begin{cases} 80 \text{ mm} \\ 1,25 \times 31,47 = 39,343 \text{ mm} \end{cases}$$

Résistance de calcul en traction des tronçons en T:

$$M_{\text{plRd}} = \frac{0,25 \times l \times t_f^2 \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,25 \times 77,91 \times 21^2 \times 900}{1,1} = 70,27 \text{ kn.m}$$

$$F_{\text{tRd}} = \min \begin{cases} F_{\text{tRd}}^1 = \frac{4 \times M_{\text{plRd}}}{m} \\ F_{\text{tRd}}^2 = \frac{2 \times M_{\text{plRd}} + nB_{\text{tRd}}}{m + n} \\ F_{\text{tRd}}^3 = B_{\text{tRd}} \end{cases}$$

$$F_{\text{tRd}} = 96,48 \text{ Kn.m}$$

Aile du poteau

$$m = 31,47 \text{ mm}; \quad n = 39,34 \text{ mm}; \quad t_{\text{fc}} = 21 \text{ mm}$$

Résistance efficace de boulon:

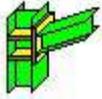
$$F_{\text{tRd}} = 96,48 \text{ KN.m}$$

$$F_{\text{tRdi max}} = 96,48 \text{ kN} < 1,8B_{\text{tRd}} = 1,8 \times 96,48 = 173,664 \text{ KN}$$

$$M_{\text{pl}} = 105,58 \text{ kN.m} > M_{\text{cRd}} = 70,27 \text{ kN.m} \text{ vérifie}$$

8.5 Résultat de la modélisation :

8.5.1 Calcul de l'Encastrement poutre -Poteau :



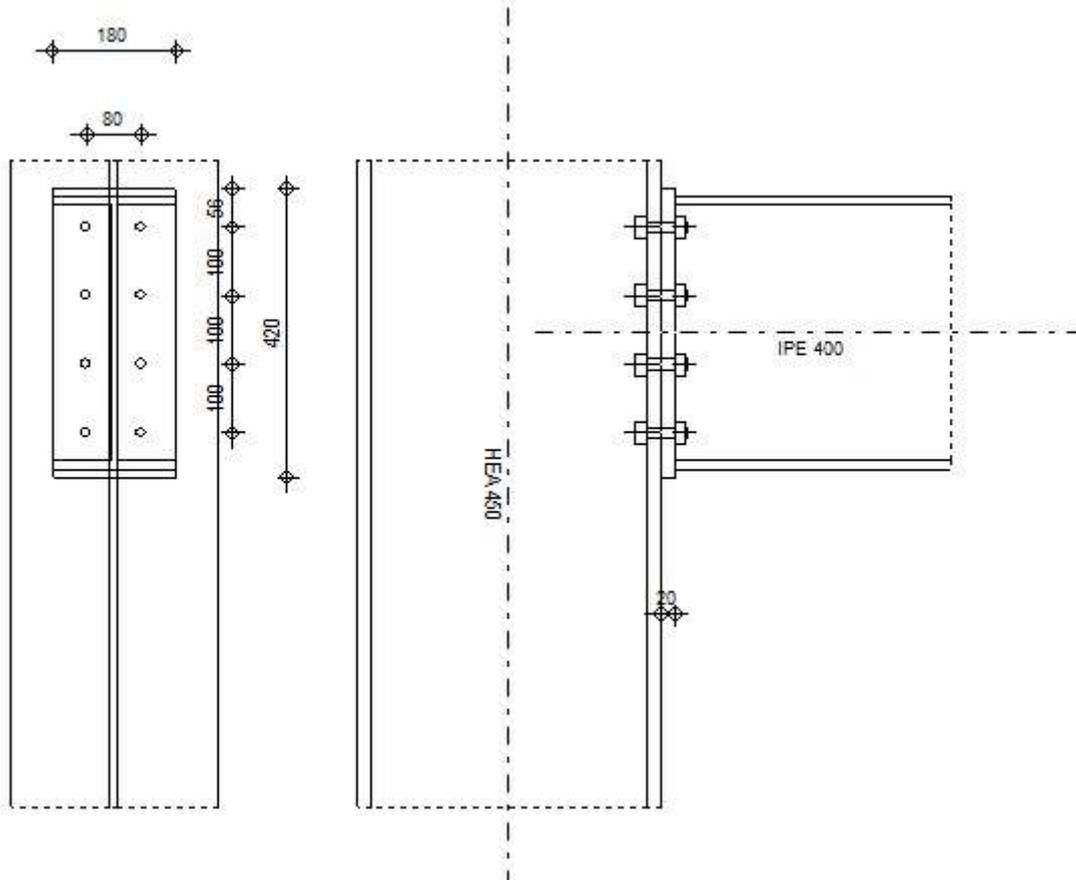
Calcul de l'Encastrement poutre -Poteau

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0,68

Figure 8-2: Justification d'assemblage poutre-poteau



Général

Assemblage N°:	2
Nom de l'assemblage :	Poutre - poteau
Noeud de la structure:	921
Barres de la structure:	219, 318

Géométrie

Poteau

Profilé:	HEA 450	
Barre N°:	219	
$\alpha =$	-90,0	[Deg] Angle d'inclinaison
$h_c =$	440	[mm] Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	300	[mm] Largeur de la section du poteau

Profilé:	HEA 450	
$t_{wc} =$	12 [mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	21 [mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	27 [mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	178,03 [cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{xc} =$	63721,60 [cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau:	ACIER	
$f_{yc} =$	235,00 [MPa]	Résistance

Poutre

	Profilé:	IPE 400
	Barre N°:	318
$\alpha =$	0,0 [Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b =$	400 [mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_f =$	180 [mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	9 [mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	14 [mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	21 [mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$r_b =$	21 [mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	84,46 [cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xb} =$	23128,40 [cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER E24	
$f_{yb} =$	235,00 [MPa]	Résistance

Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	16 [mm]	Diamètre du boulon
Classe =	10.9	Classe du boulon
$F_{tRd} =$	113,04 [kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2	Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	4	Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	56 [mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	80 [mm]	
Entraxe $p_i =$	100;100;100 [mm]	

8.5.2 Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau :

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020	
	Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	

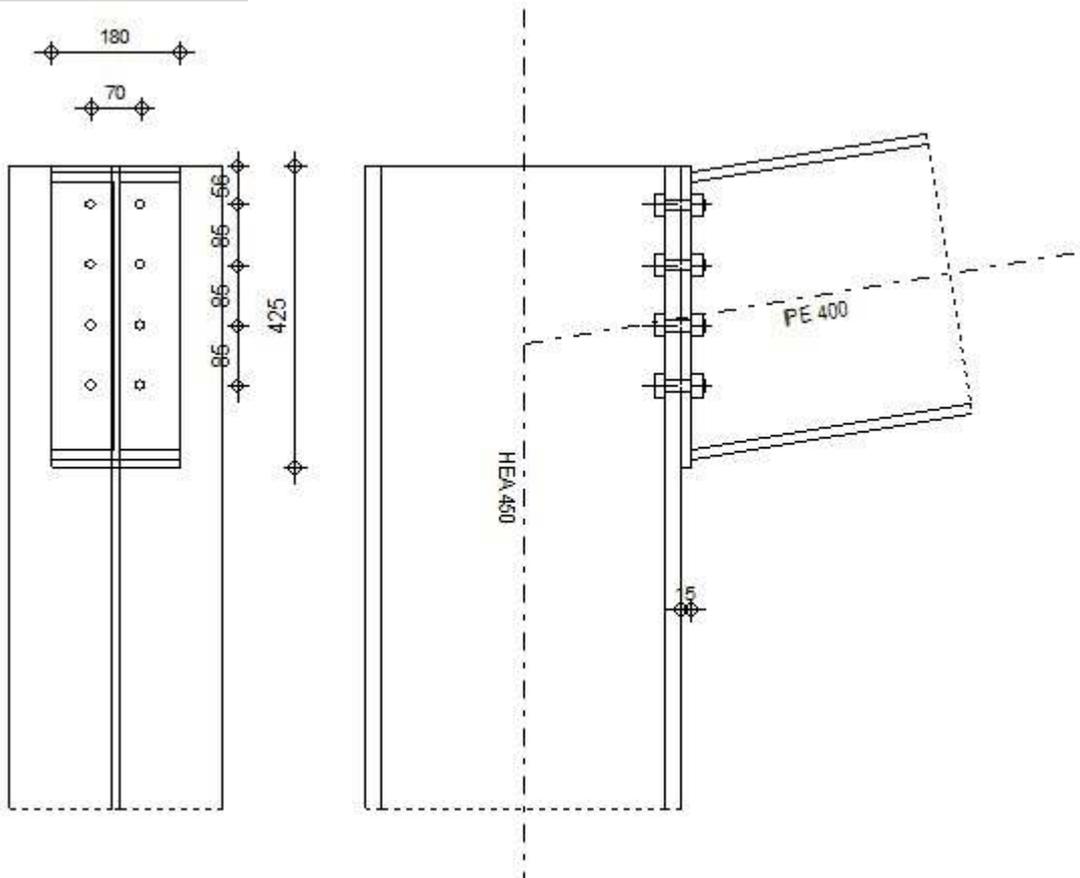


Figure 8-3: Vérification d'assemblage traverse-poteau

Général

Assemblage N°: 4
Nom de l'assemblage : Angle de portique
Noeud de la structure: 307
Barres de la structure: 110, 2066

Géométrie

Poteau

Profilé: HEA 450
Barre N°: 110

$\alpha =$	-90,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	440	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	300	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	12	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	21	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	178,03	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{xc} =$	63721,60	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau:	ACIER		
$f_{yc} =$	235,00	[MPa]	Résistance

Poutre

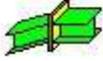
Profilé:	IPE 400		
Barre N°:	2066		
$\alpha =$	9,4	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b =$	400	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_f =$	180	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	9	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	14	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	21	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$r_b =$	21	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	84,46	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xb} =$	23128,40	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER		
$f_{yb} =$	235,00	[MPa]	Résistance

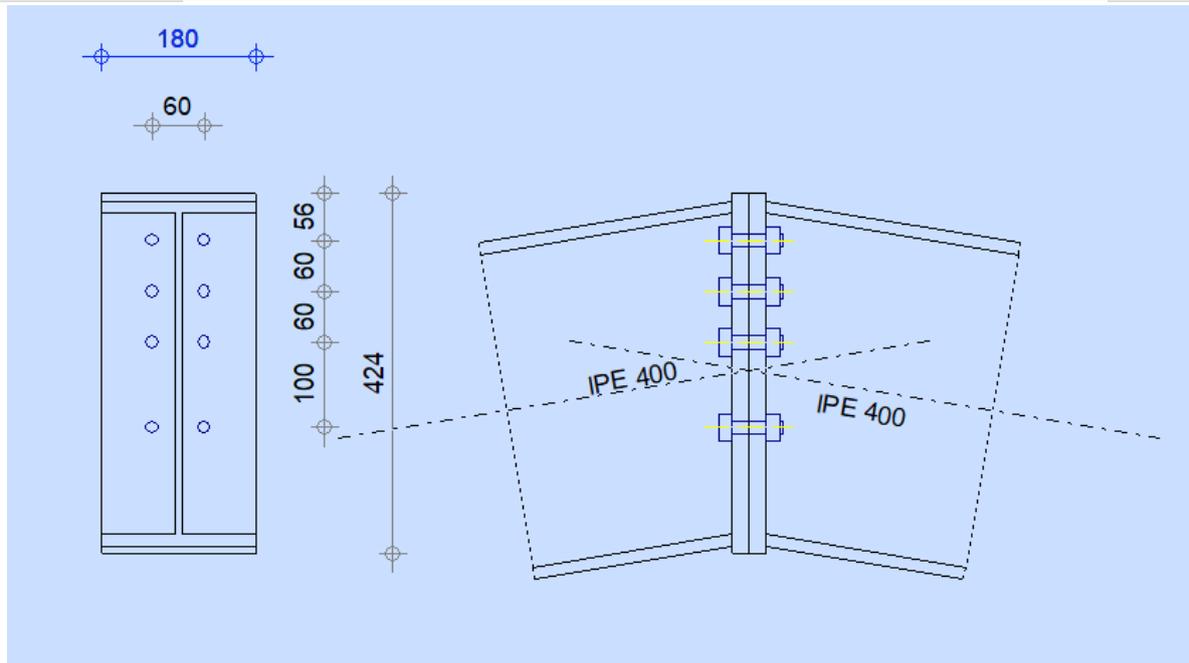
Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	16	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	HR 10.9		Classe du boulon
$F_{TRd} =$	113,04	[kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_b =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	4		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	56	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_1 =$	70	[mm]	
Entraxe $p_1 =$	85;85;85	[mm]	

8.5.3 Calcul de l'Encastrement traverse- traverse :

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020 Calcul de l'Encastrement traverse- traverse NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	 Ratio 0,64



Général

Assemblage N°: 13
 Nom de l'assemblage : Poutre - poutre
 Noeud de la structure: 18
 Barres de la structure: 2047, 2048

Géométrie

Gauche

Poutre

Profilé:	IPe 400
Barre N°:	2047
$\alpha =$	-170,6 [Deg] Angle d'inclinaison
$h_{bl} =$	400 [mm] Hauteur de la section de la poutre
$b_{rbl} =$	180 [mm] Largeur de la section de la poutre
$t_{wbl} =$	9 [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{rbl} =$	14 [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{bl} =$	21 [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{bl} =$	84,46 [cm ²] Aire de la section de la poutre
$I_{xbl} =$	23128,40 [cm ⁴] Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER

$f_{yb} = 235,00$ [MPa] Résistance

Droite

Poutre

Profilé: IPE 400
Barre N°: 2048
 $\alpha = -9,4$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_{br} = 400$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{fbr} = 180$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wbr} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fbr} = 14$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_{br} = 21$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_{br} = 84,46$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xbr} = 23128,40$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
Matériau: ACIER
 $f_{yb} = 235,00$ [MPa] Résistance

Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon
Classe = HR 8.8 Classe du boulon
 $F_{tRd} = 90,43$ [kN] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 4$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 56$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i = 60$ [mm]
=
Entraxe $p_i = 60; 60; 100$ [mm]

8.5.4 Calcul de l'assemblage au gousset :



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020

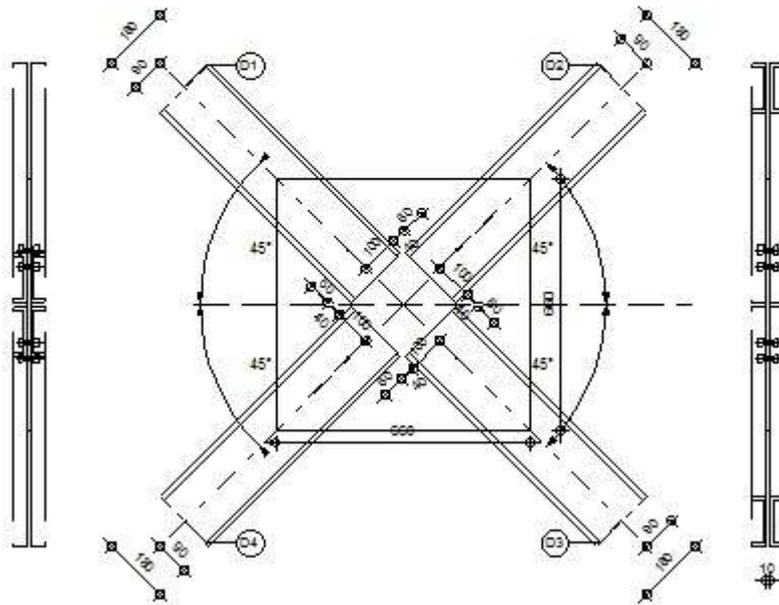
Calcul de l'assemblage au gousset

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0,44

D1 - 2 UPN 180
D2 - 2 UPN 180
D3 - 2 UPN 180
D4 - 2 UPN 180



Général

Assemblage N°: 7
Nom de l'assemblage : Gousset - contreventement
Noeud de la structure: 1823
Barres de la structure: 71, 69, 70, 68,

Géométrie

Barres

	Barre 1	Barre 2	Barre 3	Barre 4	
Barre N° :	71	69	70	68	
Profilé:	2 UPN 180	2 UPN 180	2 UPN 180	2 UPN 180	
h	180	180	180	180	mm
b _f	70	70	70	70	mm
t _w	8	8	8	8	mm
t _f	11	11	11	11	mm
r	11	11	11	11	mm
A	55,80	55,80	55,80	55,80	cm ²
Matériau:	ACIER	ACIER	ACIER	ACIER	
f _y	235,00	235,00	235,00	235,00	MPa
f _u	365,00	365,00	365,00	365,00	MPa
Angle	α	45,0	45,0	45,0	Deg
Longueur	l	0,00	0,00	0,00	m

Boulons

Barre 1

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.8 Classe du boulon
d = 12 [mm] Diamètre du boulon
d₀ = 13 [mm] Diamètre du trou de boulon
A_s = 0,84 [cm²] Aire de la section efficace du boulon

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.8 Classe du boulon
 $A_v = 1,13$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{yb} = 280,00$ [MPa] Limite de plasticité
 $f_{ub} = 400,00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 $n = 2$ Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons 60 [mm]
 $e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 90$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 100$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 2

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.8 Classe du boulon
 $d = 12$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 13$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 0,84$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 1,13$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{yb} = 280,00$ [MPa] Limite de plasticité
 $f_{ub} = 400,00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 $n = 2$ Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons 60 [mm]
 $e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 90$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 100$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 3

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.8 Classe du boulon
 $d = 12$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 13$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 0,84$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 1,13$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{yb} = 280,00$ [MPa] Limite de plasticité
 $f_{ub} = 400,00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 $n = 2$ Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons 60 [mm]
 $e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 90$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 100$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 4

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.8 Classe du boulon
 $d = 12$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 13$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 0,84$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 1,13$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{yb} = 280,00$ [MPa] Limite de plasticité
 $f_{ub} = 400,00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 $n = 2$ Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons 60 [mm]
 $e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 90$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 100$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Gousset

$l_p = 660$ [mm] Longueur de la platine
 $h_p = 660$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_p = 10$ [mm] Epaisseur de la platine

Paramètres

$h_1 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_1 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_2 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_2 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_3 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_3 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_4 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_4 = 0$ [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (0;0)

$e_V = 330$ [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

$e_H = 330$ [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

Matériau: ACIER

$f_y = 235,00$ [MPa] Résistance

9 CHAPITRE IX : ETUDE **DE BASES POTEAUX**

9.1 Introduction :

Les pieds de poteaux représentent la zone de liaison entre l'ossature métallique et les fondations en béton armé.

La base du poteau est fixée, à l'aide de soudures d'angle, sur une plaque d'assise appelée platine. Elle assure la transmission des efforts et la répartition de la pression du poteau sur le béton. Elle est fixée par des écrous aux tiges d'ancrages qui sont noyées dans le béton

Les tiges d'ancrages sont nécessaires pour maintenir le poteau en position et transmettre les efforts de traction aux fondations

Les pieds de poteaux peuvent être encastrés ou articulés.

Dans ce chapitre, on procédera au calcul des pieds de poteau articulé (Potelet) et encasté (Poteau).

9.2 Pieds de poteaux encastrés :

Poteau : HEA450 acier Fe 360

9.2.1 Efforts résistants :

$$* M_{pl_{RD}} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3216 \times 2350}{1.1} \times 10^{-4} = 687.05 \text{KN.m}$$

$$* A_v = 65.78 \text{cm}^2$$

$$* V_{pl_{RD}} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{6578 \times 235}{\sqrt{3} \times 1.1} \times 10^{-3} = 811.35 \text{KN}$$

$$* N_{b_{RD}} = A \times \chi \times \beta_A \times \frac{f_y}{\gamma_1} \{ \text{Poteau} = 1435.94 \text{KN} \}$$

$N_{b_{RD}}$ est l'effort résistant de compression du poteau ayant une hauteur égale à 10.87m.

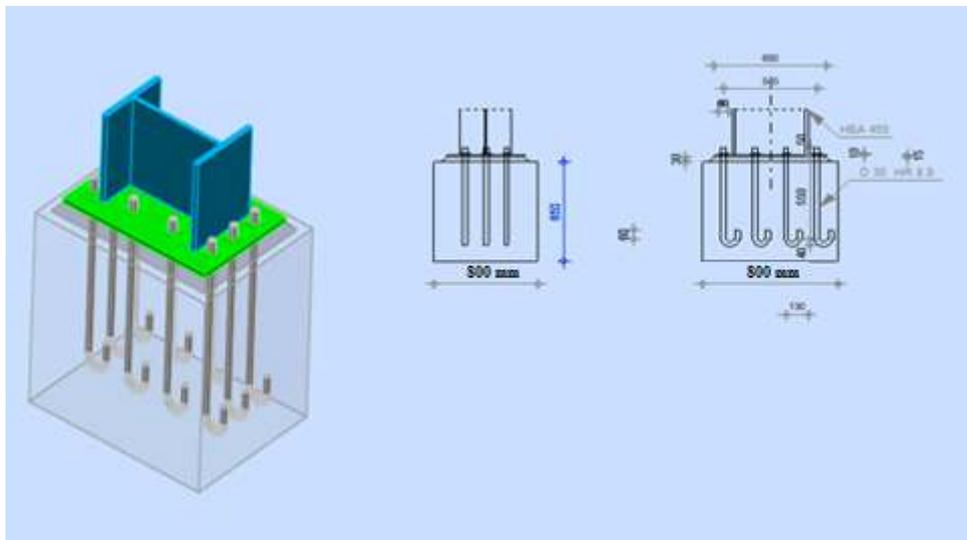


Figure 9-1: Base poteau encastree

Platine : $700 \times 540 \times 25 \text{mm}^3$; Fe 360

Tige : $d = 30 \text{mm}$ $d_0 = 33 \text{mm}$ $d_m = 50 \text{mm}$ classe 8.8 ; $H = 800 \text{mm}$

$$A_s = 0.75 \frac{\pi \times d^2}{4} = 0.75 \frac{\pi \times 30^2}{4} = 530.14 \text{mm}^2 .$$

$$Bt_{RD} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0.9 \times 800 \times 561}{1.5} \times 10^{-3} = 269.28KN \\ 0.6 \times \pi \times d_m \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}} = 0.6 \times \pi \times 50 \times 25 \times \frac{360}{1.25} = 678.58KN \end{array} \right.$$

$$Bt_{RD} = 269.28KN$$

9.2.2 Calcul des efforts de traction résistants au droit des tiges :

9.2.2.1 Résistance à la traction :

Groupe I:

$$P = 120mm ; e = 60mm ; m = 60 - 0.8 \times 10 \times \sqrt{2} = 48.7mm ; n = \min(1.25m, e) = 60mm.$$

Tiges 1 et 3 :

$$L_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.5P + 2m + 0.625e = 194.9mm \\ 4m + 1.25e = 269.8mm \\ 2\pi m = 305.991mm \end{array} \right. \rightarrow L_{eff} = 194.9mm$$

Tige 2 :

$$L_{eff} = 0.5 \min \left\{ \begin{array}{l} P = 120mm \\ 4m + 1.25e = 269.8mm \\ 2\pi m = 305.991mm \end{array} \right. \rightarrow L_{eff} = 60mm$$

$$L_{eff} = 194.9 + 60 = 254.9mm$$

$$L_{eff} (\text{Rangée isolée}) = 269.8 + 269.8/2 = 404.7mm$$

Groupe II :

Tiges 4 et 5 :

$$m = m_1 = \frac{240 - 11}{2} - 0.8 \times 7 \times \sqrt{2} = 106.58mm$$

$$e = 120mm$$

$$n = \min(e, 1.25m) = 120mm$$

$$m_2 = (80 - 19) - 0.8 \times 7 \times \sqrt{2} = 53.08mm$$

$$L_{eff} \text{ (Rangée isolée)} = \min(4m + 1.25e, 2\pi m) = \min(4 \times 106.58 + 1.25 \times 120, 2\pi \times 106.58)$$

$$L_{eff} \text{ (Rangée isolée)} = 576.32 \text{ mm}$$

9.2.2.2 Calcul des efforts résistants :

Groupe I :

$$m = 48.7 \text{ mm} \quad n = 80 \text{ mm}$$

$$Mpl_{RD} = 0.25 \times L_{eff} \times tp^2 \times \frac{fy}{\gamma_{M0}} = 20407.45 \text{ KN.mm}$$

$$F_{tRD} = \min \begin{cases} F_{tRD1} = \frac{4 \times 20407.45}{48.7} = 1676.177 \text{ KN} \\ F_{tRD2} = \frac{2 \times 20407.45 + 60 \times (3 \times 269.28)}{80 + 48.7} = 693.74 \text{ KN} \rightarrow F_{tRd} = 693.74 \text{ KN} \\ F_{tRD3} = 3 \times 269.28 = 807.84 \text{ KN} \end{cases}$$

Groupe II :

$$m = 106.58 \text{ mm} ; n = 120 \text{ mm}$$

$$Mpl_{RD} = 0.25 \times L_{eff} \times tp^2 \times \frac{fy}{\gamma_{M0}} = 29061.5 \text{ KN.mm}$$

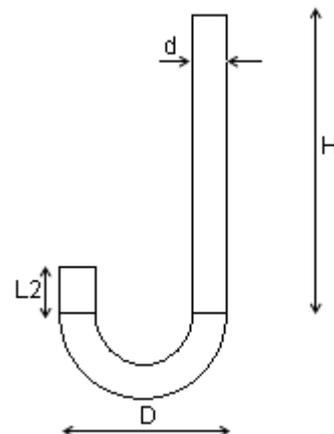
$$F_{tRd} = \min \begin{cases} F_{tRD1} = \frac{4 \times 29061.5}{106.58} = 1090.69 \text{ KN} \\ F_{tRD2} = \frac{2 \times 29061.5 + 140 \times (3 \times 269.28)}{120 + 106.58} = 755.67 \text{ KN} \rightarrow F_{tRd} = 538.56 \text{ KN} \\ F_{tRD3} = 2 \times 269.28 = 538.56 \text{ KN} \end{cases}$$

9.2.2.3 Adhérence entre les tiges et le béton de fondation :

$$d = 30 \text{ mm}$$

$$D > 5.d = 5 \cdot 30 = 150 \text{ mm} \rightarrow D = 200 \text{ mm}$$

$$H = 800 \text{ mm}$$



$$L_2 = 2 \cdot d = 60 \text{ mm}$$

$$F_{SRd} =$$

$$\pi \times d \times \tau_s \times (H + 2,7 \times D + 4 \times d + 3,5 \times L_2)$$

$$F_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \tau_s = 1,2 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{SRD} = \pi \times 30 \times 1,2 (800 + 2,7 \times 200 + 4 \times 30 + 3,5 \times 60) \times 10^{-3} F_{SRD} = 253.875 \text{ KN}$$

9.2.3 Effort de calcul de traction résistant :

$$F^I_{tRd} = \min \{693.94 ; 3 \times 253.875\} = 693.94 \text{ KN}$$

$$F^{II}_{tRd} = \min \{538.59 ; 2 \times 253.875\} = 507.75 \text{ KN}$$

9.2.3.1 Calcul des moments résistants :

$$C = t_p \sqrt{\frac{f_y}{3 \times f_j \times \gamma_{M0}}}$$

$$f_j = \frac{2}{3} \times 1 \times \frac{25}{1,1} = 11,11 \text{ N/mm}^2$$

$$C = 25 \sqrt{\frac{235}{3 \times 11,11 \times 1,1}} = 63.29 \text{ mm}$$

9.2.3.2 Longueur totale dans la zone comprimée :

$$b_c = 300 + 2 \times 63.29 = 426.52 \text{ mm}$$

h_c : hauteur dans la zone comprimée

$$F^I_{tRd} + F^{II}_{tRd} = b_c \times h_c \times f_j \text{ si } h_c < 2c + t_f$$

$$h_c < (2 \times 63.29 + 21) = 147.58 \text{ mm}$$

$$h_c = \frac{F^I_{tRd} + F^{II}_{tRd}}{b_c \times f_j} = \frac{693.94 + 507.75}{355.58 \times 11,11} \times 10^3 = 304.187 \text{ mm} > 147.58 \text{ mm}$$

→ La section comprimée est une section en T.

$$F^I_{tRd} + F^{II}_{tRd} = \{ b_c \times h_c + (h_c - h_{c1}) \times (2c + t_w) \} \times f_j$$

$$h_{C1} = 2c + t_f = 2 \times 63.29 + 21 = 147.58 \text{ mm}$$

$$h'_c - h_{C1} = X$$

$$X = \frac{F^I_{IRD} + F^{II}_{IRD}}{f_j \times (2 \times c + tw)} - \frac{b_C \times h_{C1}}{(2 \times c + tw)} = \frac{693.94 + 507.75}{11,11 \times 10^{-3} \times (2 \times 63.29 + 11.5)} - \frac{355.58 \times 176.58}{(2 \times 63.29 + 11.5)} = 27.15 \text{ mm}$$

$$X = 27.15 \text{ mm}$$

$$h'_c = 176.58 + 27.15 = \mathbf{203.73 \text{ mm}}$$

• Calcul de M_{Rd} :

$$Z_G = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i} = \frac{176.58 \times 355.58 \times 176.58 / 2 + 203.73 \times 27.15 \times (176.58 + 27.15 / 2)}{(176.58 \times 355.58) + (27.15 \times 203.73)} = 96.537 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = F^I_{tRd} \times h_1 + F^{II}_{tRd} \times h_2$$

$$h_1 = 80 + 300 + 77.79 - 96.537 = 361.25 \text{ mm}$$

$$h_2 = 120 + 80 + 77.79 - 96.537 = 181.253 \text{ mm}$$

$$M_{RD} = (693.94 \times 361.25 + 570.95 \times 181.253) \times 10^{-3} = 354.17 \text{ KN}_m$$

$$M_{plrd} = \mathbf{29.061 \text{ KN}_m}$$

$$M_{Rd} > M_{plrd} \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

9.2.4 Vérification de la platine dans la zone comprimée :

9.2.4.1 Effort tranchant :

$$V_{sd} = f_j \times c = 11,11 \times 77.79 = 864.246 \text{ N} \quad v_{pl_{RD}} = \frac{tp \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{25 \times 355}{\sqrt{3} \times 1.1} = 5636.38 \text{ N}$$

$$v_{sd} < \frac{v_{pl_{RD}}}{2} = 2818.19 \text{ N} \rightarrow \text{L'effort tranchant n'a pas d'influence sur la résistance au}$$

moment fléchissant.

9.2.4.2 Moment fléchissant :

On vérifie que : $M_{sd} \leq M_{rd}$

$$m_{sd} = \frac{f_j \times c^2}{2} = \frac{11,11 \times 63,29^2}{2} = 22251,24 N.mm$$

$$m_{RD} = \frac{tp^2 \times f_y}{6 \times \gamma_{M0}} = \frac{25^2 \times 235}{6 \times 1,1} = 22253,78 N.mm$$

$M_{sd} \leq M_{rd} \rightarrow$ la platine est vérifiée dans la zone comprimée.

9.2.5 Vérification du pied de poteau vis-à-vis des efforts axiaux dans le poteau :

9.2.5.1 Compression :

On vérifie que : $\sigma = \frac{Nb_{RD}}{A_{c_{eff}}} \leq f_j$

$$\begin{aligned} A_{c_{eff}} &= [2(b + 2C) \times (2C + tf) + (2C + tw) \times (h - 2 \times tf - 2C)] \\ &= [2(300 + 2 \times 63,29) \times (2 \times 63,29 + 21) + (2 \times 63,29 + 11,5) \times (300 - 2 \times 21 - 2 \times 63,29)] = 162202,3 mm^2 \end{aligned}$$

$$\sigma = \frac{1223}{162202,3} \times 10^3 = 7,53 N/mm^2 < f_j = 11,11 N/mm^2 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

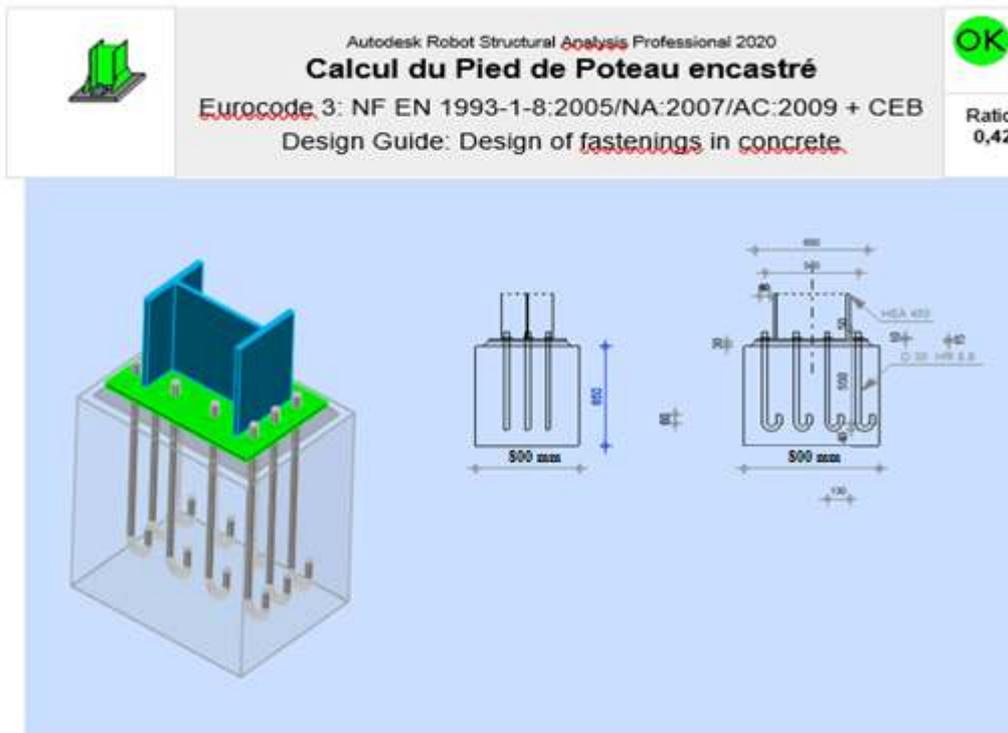
9.2.5.2 Traction :

On vérifie que : $\frac{N_{bRD}}{n} \leq F_{tRDmin} = F_{SRD}$

Avec : $n = 10$ (10 tiges)

$$\frac{1223}{10} = 122,3 KN < F_{SRd} = 176,8 KN$$

9.2.6 Résultat Calcul du Pied de Poteau encastré :



Général :

Assemblage N°:	15
Nom de l'assemblage :	Pied de poteau encastré
Noeud de la structure:	638
Barres de la structure:	165

Géométrie :

Poteau :

Profilé:	HEA 450	
Barre N°:	165	
$L_c =$	10,87 [m]	Longueur du poteau
$\alpha =$	0,0 [Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	440 [mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	300 [mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	12 [mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	21 [mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	27 [mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	178,03 [cm ²]	Aire de la section du poteau

$L_c = 10,87$ [m] Longueur du poteau

$I_{yc} = 63721,60$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER

$f_{yc} = 235,00$ [MPa] Résistance

$f_{uc} = 365,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

Platine de prescellement :

$l_{pd} = 750$ [mm] Longueur

$b_{pd} = 450$ [mm] Largeur

$t_{pd} = 25$ [mm] Epaisseur

Matériau: ACIER E24

$f_{ypd} = 235,00$ [MPa] Résistance

$f_{upd} = 365,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

10 **CHAPITRE X : ETUDE** **DE FONDATION**

10.1 Introduction :

L'étude de l'infrastructure nécessite une reconnaissance géologique et géographique du terrain.

Le choix du type de fondation et leurs dimensions dépend des caractéristiques physiques et mécaniques du sol.

10.2 Détermination de la contrainte admissible :

La contrainte admissible sera calculée d'après les résultats obtenus de l'essais de pénétration dynamique en utilisant la formule suivant :

$$q_{adm} = \frac{Rp_{\min}}{\alpha}$$

Avec :

q_{adm} : Contrainte admissible en bars.

$R_{p_{\min}} = 38\text{bars}$: Résistance minimale de pointe.

$\alpha = 20$: Coefficient de sécurité.

10.3 Fondation :

Les fondations sont des éléments destinés à transmettre les charges de la superstructure au sol dans les meilleures conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

10.3.1 Choix de type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend de plusieurs paramètres :

- Caractéristiques du sol.
- Type de construction.
- Charge apportées par la structure.
- Solution économique et facilité de réalisation.
- Stabilité totale du bâtiment.

Compte tenu de la nature du sol et des résultats obtenus nous suggérons :

Des fondations superficielles «semelle isolées» ancrés à une profondeur de 1.5m.

On prendra :

$$\bar{\sigma}_{sol_{ser}} = 1,8\text{bars à L'ELS.}$$

$$\bar{\sigma}_{sol_u} = 2,4\text{bars à L'ELU.}$$

$$\text{SDT : } \gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,5$$

$$\text{SA : } \gamma_b = 1,15 ; \gamma_s = 1$$

10.3.2 Semelles isolées :

Les semelles isolées sont des éléments en béton armé, situés immédiatement sous la base de l'ouvrage et destinés à transmettre au sol les charges provenant de la superstructure. Les semelles reposent toujours sur une couche de béton de propreté de 5 à 10 cm d'épaisseur dosé à 150 Kg/m³ de ciment.

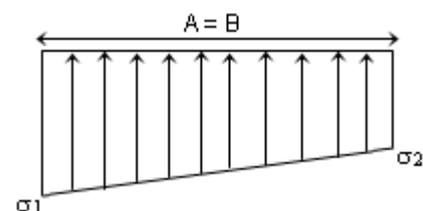
Le ferrailage des semelles isolées se fera en FP (Fissuration Préjudiciable).

10.3.2.1 Coffrage :

$$e_0 = \frac{M}{N}$$

- Si $B > 6.e_0$: Aucun soulèvement n'est admis

Le diagramme des contraintes du sol est trapézoïdal :



$$\sigma_1 = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B}\right)$$

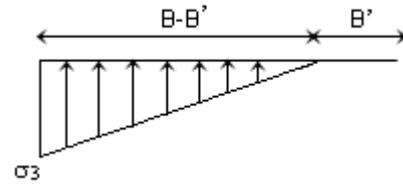
$$\sigma_2 = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B}\right)$$

Condition de résistance du sol :

$$A \times B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B}\right)$$

• Si $B < 6 \cdot e_0$: On admet un léger soulèvement.

Le diagramme des contraintes du sol est triangulaire :



$$\sigma_3 = \frac{2 \times N'}{3 \times A \left(\frac{B}{2} - e_0\right)}$$

Condition de résistance du sol :

$$\sigma_3 \leq \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow A \geq \left(\frac{2 \times N}{3 \times \bar{\sigma}_{sol} \times \left(\frac{B}{2} - e_0\right)}\right) \sigma_3 \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow A \geq \frac{2 \times N}{3 \times \bar{\sigma}_{sol} \left(\frac{B}{2} - e_0\right)}$$

10.3.2.2 Ferrailage :

Pour le ferrailage des semelles on utilisera la méthode des consoles.

• Cas du non soulèvement :

$$M_x = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times B \times \frac{(A-a)^2}{8}$$

$$M_y = \sigma \times A \times \frac{(B-b)^2}{8} - \frac{1}{2} \times (\sigma_1 - \sigma) \times A \times \frac{(B-b)^2}{6}$$

$$\text{Avec : } \sigma = \sigma_1 + \frac{(\sigma_2 - \sigma_1)}{B} \times (X)$$

$$X = \frac{(A-a)}{2}$$

• Cas du soulèvement :

$$M_x = \frac{\sigma_3 + \sigma}{2} \times B \times \frac{(B-b)}{2} \times \frac{(A-a)^2}{8}$$

$$M_y = \sigma \times A \times \frac{(B-b)^2}{8} - \frac{1}{2} \times (\sigma_3 - \sigma) \times A \times \frac{(B-b)^2}{6}$$

$$\text{Avec : } \sigma = \sigma_3 + \frac{\sigma_3}{B' - B} \times (X)$$

$$X = \frac{(B-b)}{2}$$

$$B' = 3 \times e_0 - \frac{B}{2}$$

Le ferrailage se fera en flexion simple

10.3.2.2.1 Ferrailage L'ELU :

$$\mu_{bu} = \frac{Mru}{b0 \times d0^2 \times Fbu}$$

$$\text{Avec : } F_{bu} = \frac{0,85}{\gamma_b} \times Fc28$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A} \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha)$$

$$As = \frac{Mru}{Z \times \frac{Fe}{\gamma_s}}$$

10.3.2.2.2 Ferrailage L'ELS :

$$F_{bu} = \frac{15 + \overline{\sigma_{bc}}}{15 + \overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_s}}$$

$$\text{Avec : } \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times Fc28$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

$$\mu_{rb} = \frac{\alpha r}{2} \left(1 - \frac{\alpha r}{3} \right)$$

$$M_{rb} = \mu_{rb} \times b0 \times d^2 \times \overline{\sigma_{bc}}$$

$$M_{ser} < M_{rb} \rightarrow A'_s = 0$$

$$Z = d \times \left(1 - \frac{\alpha r}{3} \right)$$

$$As = \frac{M_{ser}}{Z \times \overline{\sigma_s}}$$

$$\overline{\sigma_s} = 201,63 \text{ Mpa}$$

- SDT : $\gamma_b = 1,5$; $\gamma_s = 1,5$

- SA : $\gamma_b = 1,15$; $\gamma_s = 1$

- **Conditions de non fragilité:**

$$A_{CNf} = \frac{(0,23 \times b \times d \times Ft_{28})}{Fe}$$

10.3.2.3 Note de calcul

Données relatives :

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression : = 25 MPa.

f_{t28} : Résistance caractéristique du béton à la traction : = 2,1 MPa.

γ_b ; γ_s : Coefficients de sécurité.

On dimensionne la semelle sous l'effort « N » et la valeur de la contrainte admissible du sol.

$$\frac{Nu}{S} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

Nu : effort normal a l'état ultime

S : surface de la semelle en contact avec le sol.

Σ_{sol} : contrainte admissible du sol.

A : petite dimension de la semelle.

B : grande dimension de la semelle.

$$\frac{Nu}{\sigma_{sol}} \leq S$$

Suivant la relation relative à l'homothétie des dimensions de la platine de la semelle on a :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \Rightarrow A = \frac{B \times a}{b}$$

$$S = A \times B$$

Suivant l'inégalité de la justification de l'état ultime de résistance vis-à-vis du sol :

$$\frac{Nu}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{Nu}{\sigma_{sol}} \leq S \Rightarrow \frac{Nu}{\sigma_{sol}} \leq B^2$$

$$\sqrt{\frac{Nu}{\sigma_{sol}}} \leq B$$

Le dimensionnement de la section de la semelle se fera selon logiciel de ROBOT .

$a = b = 80 \text{ cm} \Rightarrow A=B \Rightarrow$ semelle carré

• Nu max = 291.26 KN

• Mu max= 27.34 KN.m

Calcul du longueur (B) de la semelle :

$$\sqrt{\frac{29126}{24000}} \leq B$$

$$B \geq 1.1 \text{ m}$$

On adopte

$$B = 1.6$$

$$A = \frac{B \times a}{b} = 1.6m$$

Calcul de la hauteur

On a :

$$d = \frac{B - b}{4} = 20 \text{ cm}$$

On prend :

$$d = 50 \text{ cm}$$

$$h = d + d' = 50 + 5 = 55 \text{ cm}$$

On a

$$h - d' < B - b$$

$$50 \text{ cm} < 80 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{27.34}{291.26} = 0.09 \text{ m} < \frac{B}{6} = 0.26 \text{ m}$$

Aucun soulèvement n'est admis

Le diagramme des contraintes du sol est trapézoïdal

$$\sigma_1 = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) = \frac{29126}{1.6 \times 1.6} \left(1 + \frac{6 \times 0.09}{1.6} \right) = 15217.19 \text{ DaN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{B} \right) = \frac{29126}{1.6 \times 1.6} \left(1 - \frac{6 \times 0.09}{1.6} \right) = 7537.49 \text{ DaN/m}^2$$

• **Calcul des moments :**

$$M_x = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times B \times \frac{(A-a)^2}{8} = \frac{15217.19 + 7537.49}{2} \times 1.6 \times \frac{(1.6-0.8)^2}{8} = 14.56 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \sigma \times A \times \frac{(B-b)^2}{8} - \frac{1}{2} \times (\sigma_1 - \sigma_2) \times A \times \frac{(B-b)^2}{6}$$

$$\text{Avec : } \sigma = \sigma_1 + \frac{(\sigma_2 - \sigma_1)}{B} \times (X) = 15217.19 + \frac{(15217.19 - 7537.49)}{1.6} \times (0.4) = 17137.1 \text{ DaN/m}^2$$

$$X = \frac{(A-a)}{2} = \frac{(1.6-0.8)}{2} = 0.4 \text{ m}$$

$$M_y = 171.37 \times 1.6 \times \frac{(0.8)^2}{8} - \frac{1}{2} \times (152.17 - 171.71) \times 1.6 \times \frac{(0.8)^2}{6} = 23.59 \text{ KN.m}$$

• **Ferraillage :**

Pour le ferraillage des semelles on utilisera la méthode des consoles. Le ferraillage se fera en flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{27.34}{1600 \times (0.9 \times 550)^2 \times 14.16} = 0.004$$

$$\text{Avec : } F_{bu} = \frac{0.85}{\gamma_b} \times F_{c28} = 14.16 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \rightarrow \text{Pivot A} \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.006$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 376.2 \text{ mm}$$

$$A_{su} = \frac{Mr_u}{Z \times \frac{F_e}{\gamma_s}} = 2.77 \text{ cm}^2$$

Ferrailage L'ELS

$$F_{bu} = \frac{15 + \overline{\sigma}_{bc}}{15 + \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_s} = 0.12$$

Avec : $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times F_{c28}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{Z \times \overline{\sigma}_s} = \frac{47.14}{0.9 \times 550 \times \overline{\sigma}_s} = 4.72 \text{ cm}^2$$

$$\overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ Mpa}$$

Condition de non fragilité:

$$A_{CNf} = \frac{(0,23 \times b \times d \times Ft_{28})}{F_e} = \frac{(0,23 \times 1600 \times 550 \times 2,1)}{400} = 10.62 \text{ cm}^2$$

- **Ferrailage à adopter :**

$$A_s = \max (A_{su} ; A_{s_{ser}} ; A_{cnf}) = 10.62 \text{ cm}^2$$

10.3.2.4 Choix de ferrailage :

On prend 7T14 = 10.78 cm²

$e \geq 6\phi + 6 = 14.4 \text{ cm}$ donc on prend $e = 15 \text{ cm}$

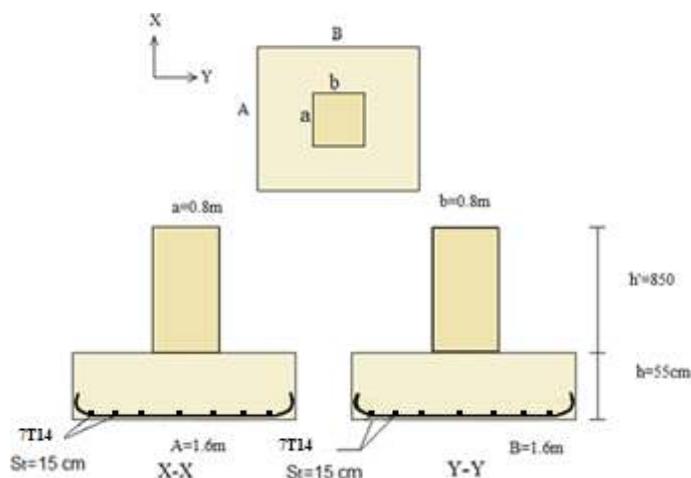


Figure 10-1: Schéma de ferrailage de fondation

10.3.2.5 Les longrines :

Pour éviter le déplacement et empêcher le tassement entre les semelles, on doit lier ces dernières par des longrines.

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction d'une force égale à :

$$Fu = \max\left(\frac{N}{\alpha}, 20KN\right) \text{ (RPA99)}$$

N : Valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie du site considéré.

$$\alpha = 10$$

10.3.2.5.1 Dimensionnement :

D'après le RPA99, les longrines auront les dimensions de 25cm×30cm.

10.3.2.5.2 Ferraillage longitudinal :

ELU:

$$F = \frac{N_U^{max}}{\alpha} = \frac{291.26}{10} = 29.126 \text{ KN} > 20 \text{ KN}$$

$$Fu = \max\left(\frac{N}{\alpha}, 20KN\right) = 29.126 \text{ KN}$$

Le RPA99 exige une section minimale $As = 0,6\% B = (0,6 / 100) (25 \times 30) = 4.5 \text{ cm}^2$

on adopte : 6 T12 = 6,78 **cm²**

Condition de non fragilité :

$$As \geq 0,23 \frac{ft}{fe} \times b \times d$$

$$As \geq 0,23 \frac{2.1}{400} \times 25 \times 27 = 0.81 \text{ cm}^2$$

$$As \geq 0.81 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

L'espacement des cadres :

$$St \leq \min(20 \text{ cm}, 15\emptyset) \Rightarrow St \leq \min(20 \text{ cm}, 15 \times 1.2)$$

$$St \leq \min(20 \text{ cm}, 18 \text{ cm})$$

On adopter: $St = 15 \text{ cm}$

Les armatures transversales :

On choisit forfaitairement :

$\varnothing_t = 8 \text{ mm}$. $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$.

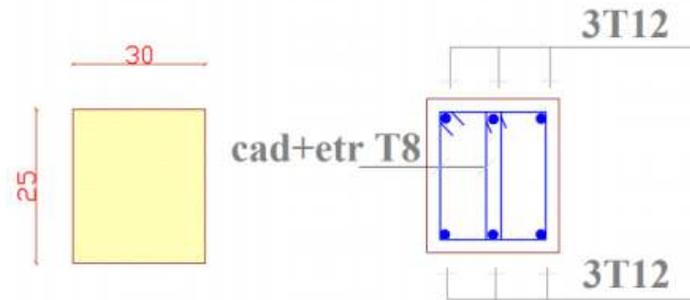


Figure 10-2: Schéma de ferrailage de longrine

11 Conclusion Générale

Notre projet consiste à dimensionner un hangar de stockage à trois halles en charpente métallique. La structure a été dimensionnée selon le règlement CCM97, tout en essayant de choisir les profilés adéquats afin que la structure soit la plus légère et la plus stable possible vis-à-vis des sollicitations les plus extrêmes auxquelles elle sera soumise, citons le vent et le séisme dont les effets sont dévastateurs sur une structure.

Pour que ce dimensionnement soit correct, on a tenu à respecter les exigences de sécurité définies par les différents règlements en vigueur.

À chaque obstacle, on a choisi entre plusieurs solutions, celle qui s'adapte le mieux aux problèmes sans perdre de vue notre objectif, à savoir «la sécurité et l'économie».